

- **Proyecto de Recimentación del  
Palacio de Bellas Artes.**

**T E S I S**

Que para obtener el título de:  
**INGENIERO CIVIL**  
presenta el pasante:  
**OSCAR IGNACIO GONZALEZ G.**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

A Cristo Rey, como testimonio de sumisión a  
su Divina Realza.

A Santa María de Guadalupe, como humilde  
tributo del último de sus hijos.

A mi Padre Sr. Ing Pablo González López.

A mi adorada Mamá Chuyita.

A mi abuelita,

con infinito cariño, respeto y gratitud.

A los Hermanos de las Escuelas Cristianas.

A mis Maestros.

A la memoria de mi hermano:  
Ing. Pablo Héctor González.

A mis Hermanos: Enna Roca, Alicia Guadalupe,  
M. M. M., Teresita, Federico, Juan Arturo  
Pepo y Beatricita.

A la Asociación Católica de la Juventud Mexi-  
cana y a mis compañeros del M. E. P.

A Evangelina.

**Mi agradecimiento**

Al Sr. Arq. Pedro Ramírez Vázquez, por haberme facilitado tan gentilmente el Estudio del Palacio de Bellas Artes.

Al Sr. Ing. Antonio Duvali Jaime, por sus acertados consejos y dirección de la Tesis.

Al Sr. Ing. Manuel González Flores, por su ayuda y confianza que siempre me ha dispensado.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA  
Dirección  
Núm. 73-732  
Exp. Núm. 73/214.2/

Al Pasante señor Oscar Ignacio GONZALEZ GONZALEZ  
P r e s e n t e .

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

PROYECTO DE RECIMENTACION DEL PALACIO DE  
BELLAS ARTES.

"El Pasante proyectará una estructura para recimentar el Palacio de las Bellas Artes de la Ciudad de México que resuelva de una manera definitiva el problema de sus hundimientos, de acuerdo con el programa siguiente:  
Descripción de los tipos de cimentación usuales en la Cd. de México.  
Elección del tipo de cimentación y su justificación.  
Proyecto detallado de la estructura.  
Procedimientos de ejecución; no deberá interrumpirse el funcionamiento del Edificio.  
Presupuesto de la obra."

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar su examen profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Muy atentamente,

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
México, D.F. 11 de abril de 1957  
EL DIRECTOR

  
Ing. Javier Barros Sierra

## " INDICE "

### CAPITULO I.

### Página No.

Descripción de las cimentaciones usadas en la Ciudad de México.

- |  |   |
|--|---|
| a) Antecedentes.....                   | 1 |
| b) Cimentaciones en la actualidad..... | 3 |

### CAPITULO II.

Descripción del Sistema Pilotes de Control.

- |  |    |
|--|----|
| a) Fundamentación del sistema.....     | 14 |
| b) Partes de un Pilote de Control..... | 17 |
| c) Control de la Verticalidad.....     | 20 |
| d) Proceso en Cimentaciones. ....      | 21 |
| e) Proceso en Recimentaciones .....    | 29 |

### CAPITULO III.

El Palacio Nacional de las Bellas Artes.

- |  |    |
|--|----|
| a) Su cimentación actual.....                                  | 32 |
| b) Intentos para detener sus hundimientos. ....                | 34 |
| c) Estudio crítico de posibles proyectos de recimentación..... | 37 |
| d) Proyecto definitivo.....                                    | 43 |

### CAPITULO IV.

Proyecto de la estructura para la recimentación.

- |  |    |
|--|----|
| a) Proceso de cálculo.....                       | 45 |
| b) Diseño de las nuevas columnas.....            | 45 |
| c) Número y colocación de los pilotes.....       | 66 |
| d) Cálculo de las contratraves y de la losa..... | 77 |

### CAPITULO V.

Consideraciones finales.

- |                                       |     |
|---------------------------------------|-----|
| a) Procedimiento de construcción..... | 119 |
| b) Presupuesto.....                   | 126 |
| c) Varios.....                        | 128 |

## CAPITULO I

### I. - DESCRIPCION DE LAS CIMENTACIONES USADAS EN LA CIUDAD DE MEXICO.

#### I-a- ANTECEDENTES.

El problema que se presenta en las cimentaciones de la Ciudad de México puedo decir que es único en su género, precisamente por la formación característica del suelo, en efecto el centro de nuestra ciudad está desplantado en lo que fuera el lago de Texcoco por lo que la desecación del mismo originó una formación arcillosa altamente compresible y con un gran contenido de agua.

El tipo de cimentaciones usadas ha variado con el tiempo de una manera muy notoria y seguramente el adelanto en el conocimiento del comportamiento del suelo ha permitido perfeccionar cada día más las cimentaciones sobre todo de grandes y pesadas construcciones.

En el tiempo de las primeras construcciones de importanta

cia y ante la notoria inconsistencia del suelo se optaba por clavar pequeñas estacas de madera cuyo objeto era el de compactar el terreno para aumentar su resistencia, actualmente al demoler construcciones antiguas y al hacer excavaciones se encuentran estacas que nos demuestran lo anterior.

Sin embargo aunque en efecto se lograba una compactación del suelo por medio de las estacas no era la necesaria para resistir grandes pesos y por ello las construcciones que transmitían al suelo fatigas fuertes por su gran peso, en la actualidad se encuentran notoriamente hundidas y algunas veces éste hundimiento no ha sido uniforme sino que han aparecido hundimientos diferenciales, como ejemplo de éste tipo de construcciones tenemos la Basílica de Nuestra Señora de Guadalupe y el Sagrario anexo, basta observar las fachadas para comprobar lo anterior.

Lo mismo puede observarse aunque con menos notoriedad en el Palacio de Minería, La Catedral Metropolitana, y muchas otras construcciones antiguas.

Más tarde a principios de éste siglo cuando se comenzó a construir el Palacio de las Bellas Artes, había evolucionado la cimentación y entonces se pensó acertadamente en repartir toda la carga de la superestructura en una losa que se apoyara en el suelo disminuyendo la fatiga transmitida al mismo, lo malo fué en el caso de Bellas Artes que aún con la losa tan grande se transmitieron al suelo fatigas muy superiores a las que actualmente se consideran como permisibles, traduciéndolo

se como hoy día lo vemos en un gran hundimiento del suelo con respecto al terreno adyacente.

Posteriormente se dió un paso más firme en las cimentaciones al buscar que las cargas de una estructura fueran transmitidas a determinada capa del suelo cuya resistencia fuera mayor a la de la capa superficial, lo cual se logró por medio de piezas de madera-pilotes- que eran martillados verticalmente en tramos de siete a diez metros, hasta una profundidad tal que el pilote ya no penetrara con el golpe del martillo de la piloteadora. Y así se construyeron los primeros edificios principalmente en la zona de la Avenida Juárez y Reforma, igualmente el Angel de la Independencia se cimentó por éste sistema.

Los resultados tampoco fueron del todo satisfactorios ya que dichas construcciones comenzaron a levantarse (aparentemente) y hubo de reponer banquetas, hacer rampas, escalones, y en el caso del Angel de la Independencia se le formó un prado en forma de cono truncado para disimular dicha falla. Aún a la fecha de tiempo en tiempo tienen que reponer el pasto en lugares donde aparece la grieta por el levantamiento de la plataforma.

El tipo de pilote de madera fué sustituido posteriormente por el pilote de concreto con algunas ventajas, pero el fenómeno del aparente levantamiento de los edificios cimentados no desapareció con éste nuevo tipo de pilotes.

En la época moderna los tipos de cimentación usados en nuestra Ciudad de México se pueden clasificar en dos grandes grupos a saber:

1.- Cimentaciones por ampliación de base.

2.- Cimentaciones a profundidad.

1.- Cimentaciones por ampliación de base. - En estas cimentaciones se encontraba el área de sustentación necesaria para que la fatiga que soportaba determinado suelo fuera mayor que la fatiga proporcionada por el peso de la construcción; es decir se calculaban las dimensiones del apoyo para soportar una carga dada.

En éste sistema de cimentaciones podemos distinguir tres tipos diferentes, a saber:

1. a) Cimientos aislados,

1. b) Cimientos ligados y

1. c) Cimientos por losa corrida o losa de cimentación.

1. a) Cimientos aislados. - Son aquellos que se emplean cuando se tienen cargas concentradas que es posible sustentar por medio de un apoyo cuyas dimensiones hacen que la fatiga que se transmite al suelo sea menor que la fatiga que resiste el terreno; se le llama también zapatas aisladas.

1. b) Cimientos ligados. - Son aquellos que tienen una liga de un apoyo a otro apoyo o bien que por la forma de la construcción no se tienen cargas concentradas como en el caso anterior sino que se transmiten

al terreno a lo largo de un cimiento que de todos modos al igual que en el caso anterior debe disminuir la fatiga transmitida al suelo por medio de ampliación de base.

) Cimientos por losa corrida o losa de cimentación. - Cuando la ampliación de base de dos cimientos ligados paralelos, llegan a juntarse, o bien cuando las zapatas se tocan, se tiene la llamada cimentación por losa corrida; que está constituida por una red de trabes y una losa.

Este es el caso límite permisible en la cimentación por ampliación de base, tratándose de una construcción circundada por construcciones vecinas; ya que sería imposible tener una ampliación de base mayor que la superficie misma del terreno; luego éste sistema tiene limitaciones y solo es utilizable en el caso de que las fatigas ocasionadas por las cargas de la construcción, transmitidas por una superficie de sustentación igual a la superficie de terreno construido, no sobrepase la fatiga de resistencia de dicho suelo.

Aquí en la Ciudad de México este procedimiento de cimentación es utilizable por regla general para construcciones menores de cuatro pisos.

Es interesante sin embargo observar que en nuestra Ciudad de México, aún cuando el suelo tenga una resistencia mayor que la fatiga proporcionada por las cargas de la construcción, experimenta el suelo una compactación; y la estructura sufre un hundimiento que es pro

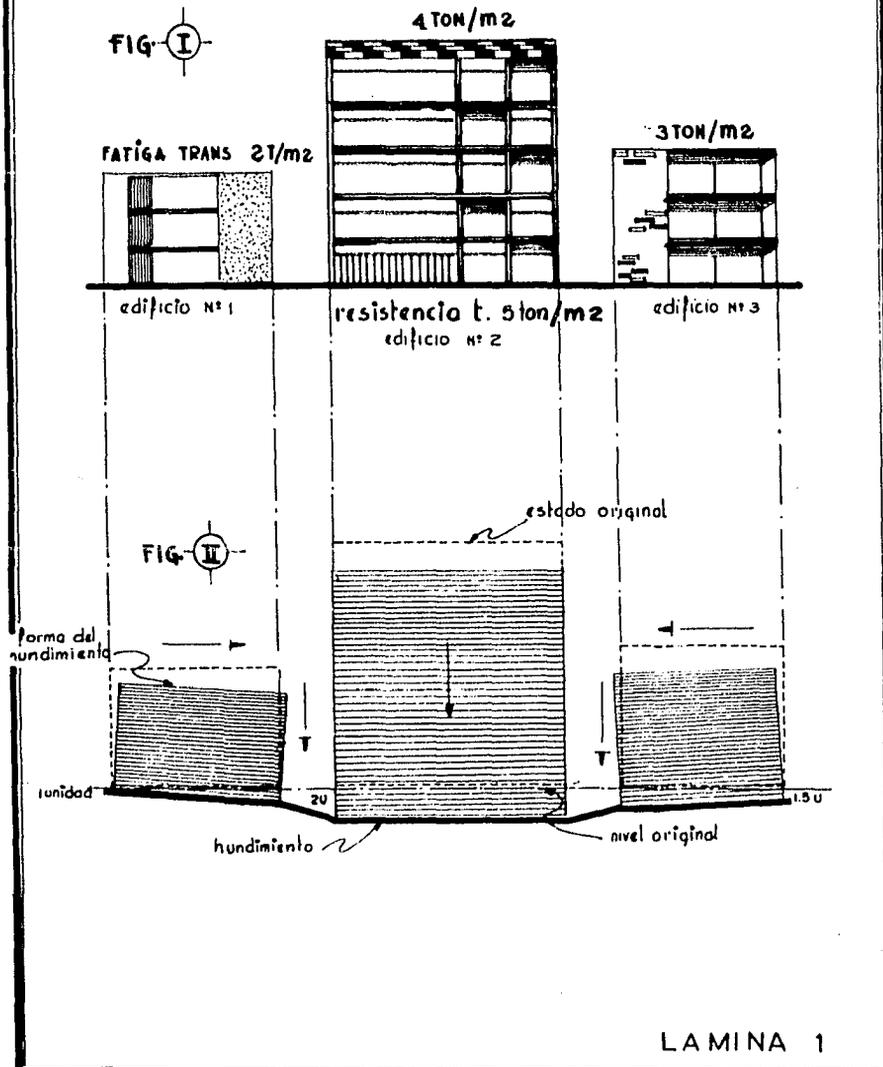
porcional a la fatiga de trabajo del suelo. Es decir, expresando esquemáticamente lo anterior tendremos lo siguiente:

Suponiendo tres construcciones cimentadas por losa corrida en un suelo que resiste 5 ton./m<sup>2</sup>; la primera de las cuales transmite en su area de sustentación una fatiga de 2 ton./m<sup>2</sup>; la segunda de 4 ton./m<sup>2</sup> y la tercera de 3 ton./m<sup>2</sup>; tendremos en el suelo, aún cuando su resistencia sea mayor que la de las fatigas transmitidas por las estructuras, diferente compactación, traduciéndose en hundimientos diferenciales entre las construcciones; dichos hundimientos son además proporcionales a las fatigas que transmite cada estructura como lo muestra las figuras 1 y 2 de la lámina 1.

Este comportamiento de las construcciones se debe a que el subsuelo de la Ciudad de México está formado en su mayor parte por arcillas volcánicas altamente compresibles. En efecto en el centro de la ciudad el suelo está formado primeramente por una cápa cuyo espesor es aproximadamente de 30 metros, de arcilla compresible, después le sigue una capa delgada de arena, aproximadamente de 2 a 4 metros de espesor; posteriormente otra capa de arcilla compresible, semejante a la primera y con un espesor de 20 m. aproximadamente; luego otra capa de arena como de cuatro metros, y así sucesivamente se van alternando capas de arcilla y de arena hasta profundidades de 400 a 500 m. en que ha sido posible hacer sondeos.

Este tipo de cimentación "Ampliación de Base" tiene para

# CIMENTACION POR SUPERFICIE



ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA

U. N. A. M.

TESIS PROFESIONAL

OSCAR I. GONZALEZ G.

nosotros vital importancia debido a que precisamente el Palacio de las Bellas Artes tiene cimentación de éste tipo, y es por eso que su hundimiento con respecto a las construcciones adyacentes ha sido mucho mayor, debido a que mayor es la fatiga que transmite al suelo.

2.- Cimentaciones a profundidad. - Precisamente cuando la fatiga mínima que se obtiene por ampliación de base en su tipo de losa corrida es mayor que la resistencia del terreno se recurre a dos tipos diferentes de cimentación que forman lo que he llamado cimentación a profundidad y que son:

2. a) Por sustitución y

2. b) Por pilotes.

2. a) Cimentaciones por sustitución. - Este procedimiento de cimentación consiste en excavar un volumen de tierra cuyo peso sea igual al del edificio por cimentar, quedando por lo tanto inalteradas las condiciones de carga que existían en el terreno.

En este procedimiento se distinguen dos variantes principales que son: la primera cuando la excavación es uniforme en donde es colocada una caja rígida de cimentación, y segunda variante cuando la excavación es escalonada o diferencial de acuerdo con las diferentes cargas que puede transmitir un edificio. Sin embargo en este tipo de cimentación, acontece a las construcciones un fenómeno similar al de las cimentadas por ampliación de base o sea que se tienen deformaciones del suelo proporcionales a las fatigas transmitidas; aun

que con la diferencia de que teóricamente los hundimientos son debidos a la sola consolidación del terreno natural, ya que no se alteran las condiciones de carga.

Generalmente no se acostumbra proyectar una cimentación únicamente por sustitución sino combinada con ampliación de base o con pilotes de lo cual hablaré en su oportunidad.

Además éste procedimiento también presenta como límites determinadas cargas puesto que la profundidad de excavación no puede ser ilimitada ni por lo realizable ni por la economía de la obra; dando por resultado que en construcciones de más de 6 pisos resulta generalmente inadecuado.

2.b) Cimentaciones por pilotes. - Según la clase de trabajo que al pilote

se le quiera dar podemos distinguir tres tipos diferentes de cimentación, por pilotes, a saber:

- a). - Cuando se pretende que la carga de la construcción sea transmitida a una capa resistente del suelo por medio de pilotes se tiene los "pilotes de punta".
- b). - Cuando se quiere que la carga sea absorbida por la fricción existente entre el terreno y los pilotes se tiene los llamados "pilotes de fricción".
- c). - Por último cuando solo se pretende obtener por medio de la penetración de cuerpos extraños al suelo-los pilotes-- una compactación del terreno que se traduzca en una ma-

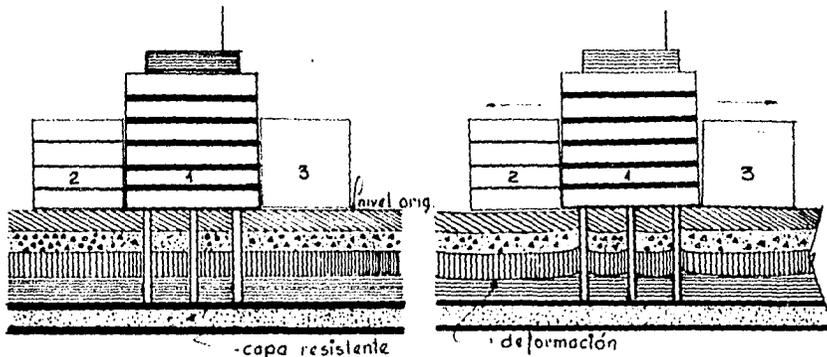
por resistencia, se tiene la tercera utilidad de los pilotes, que generalmente son menores de 6 m. y se les llama estacas.

Sin embargo, no obstante las teorías de cimentación por cualquiera de los usos antes dichos de los pilotes, se observa en la realidad que para el subsuelo de la Ciudad de México presenta grandes inconvenientes como los que a continuación señalo:

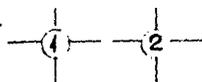
Si la cimentación se hace por medio de pilotes de apoyo directo o de punta, al cabo de cierto tiempo se nota como movimiento aparente que la construcción va subiendo del nivel del piso, en realidad lo que ocurre es que el terreno adyacente experimenta una deformación por la consolidación misma del suelo debida a la alta compresibilidad y a la extracción del agua en el Valle de México. Consecuentemente este aparente levantamiento de la construcción produce en construcciones vecinas desniveles diferenciales que ocasionan cuarteaduras, algunas veces muy peligrosas; o bien el drenaje sufre cambios en sus pendientes y desde luego la banqueta se ve modificada continuamente en forma de rampa o de escalones. Como demostración solo hay que recorrer la Avenida Juárez de nuestra ciudad y encontramos efectivamente banquetas escalonadas y con rampas, precisamente en los edificios piloteados con pilotes de punta, otros casos notorios son el Angel de la Independencia y el Teatro Latino de Reforma.

Por otra parte éstos mismos pilotes que habfan sido pro-

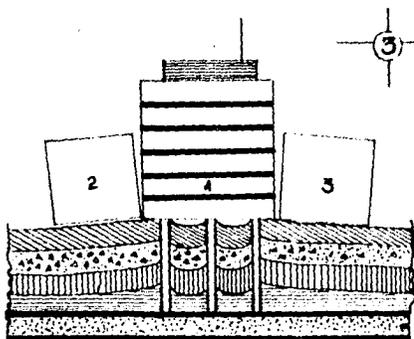
# CIMENTACION POR PILOTES DE PUNTA



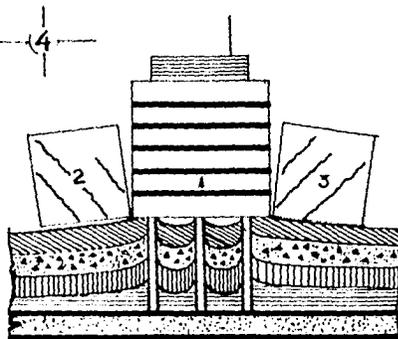
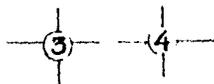
posición original



primera deformación



segunda deformación



posición final

LAMINA 2

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA.

U. N. A. M.

TESIS PROFESIONAL.

OSCAR I. GONZALEZ G.

9 5 7

yectados exclusivamente para resistir las cargas de la construcción se ven al cabo de algún tiempo sobre cargados por el peso de la arcilla -- transmitido por la adherencia; que según experiencias ésta sobrecarga es de bastante consideración puesto que alcanza valores del 60% de sobrecarga es decir; que si el pilote ha sido proyectado para cargar 100 toneladas, a la vuelta de algunos años dicho pilote estará cargando 160 tons.; - 100 del edificio y 60 del peso de la arcilla adherida al pilote en toda su longitud.

Tanta importancia tiene esta sobrecarga que actualmente el Departamento Central exige que en el proyecto de los pilotes de punta se tome en cuenta este factor de la adherencia con el consiguiente resultado del aumento considerable del número de pilotes .

Esquemáticamente podemos observar todo lo anterior en las figuras 1, 2, 3, 4 de la lámina No. 2. Nótese que las construcciones marcadas con los números 2 y 3 tienden a separarse del 1 en la parte superior, apareciendo desniveles diferenciales que se adivinan por -- cuarteaduras perpendiculares a la zona hundida.

#### Pilotes de fricción.

Cuando se pretende que la carga transmitida al pilote sea únicamente la absorbida por la fricción entre el terreno y el pilote se tienen los llamados pilotes de fricción.

Sin embargo en el subsuelo de la Ciudad de México acontece que estando los pilotes separados para que resulte efectiva la fricción,

el terreno comprendido entre pilote y pilote sufre una compactación, por lo que llega un momento en que el pilote se sobrecarga con el peso del volumen de tierra que lo circunda; haciendo que se transmitan los esfuerzos de ésta adherencia a la punta del pilote pudiéndose observar un doble fenómeno:

Si la capa que está en la punta inferior de los pilotes alcanza a resistir, aparte de la fatiga que le transmite la estructura, la sobrefatiga que transmite el volumen de tierra adherido al pilote, entonces empieza a trabajar como pilote de punta o de apoyo directo, notándose por que empieza a sobresalir dicha construcción de las vecinas. Generalmente no se presenta este caso pues la forma de la punta del pilote permite más bien penetrar en la arcilla y no apoyarse en ella para resistir cargas.

Si la resistencia en la punta del pilote es menor a la carga que le transmite el pilote, éste desciende una longitud tal que disminuya la sobrecarga debida al peso del terreno adherido al pilote de tal modo que la carga transmitida por la estructura sea absorbida por la adherencia del pilote con el terreno. Este segundo fenómeno que es el que generalmente se presenta si fuera uniforme en todos los pilotes de una misma cimentación sería una solución muy buena para la Ciudad de México, ya que se podría proyectar de tal manera que el hundimiento del edificio fuera uniforme e igual al de las construcciones vecinas.

Sin embargo el enorme peligro que presentan éstos pilotes

es que el comportamiento de cada uno de ellos no sea igual al que se ha proyectado, ocasionando desniveles diferenciales que pueden llegar a ser perjudiciales a la misma estructura o a las vecinas. Se puede aminorar este riesgo haciendo una cimentación extremadamente rígida de tal modo que la falla de algún pilote la puedan amortiguar los pilotes adyacentes.

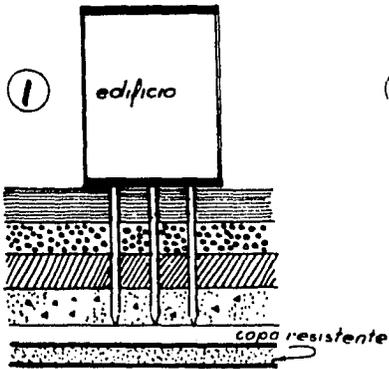
Este segundo fenómeno lo podemos apreciar en las figuras 1, 2, 3, 4 de la lámina 3.

2.c) Sistemas combinados. - Desde luego de los sistemas descritos se puede lograr mayor utilidad combinando dos o más sistemas; entre ellos los más empleados son:

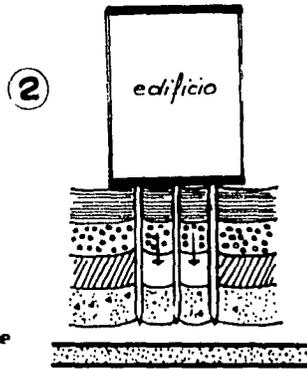
Sustitución y ampliación de base. - Cuando el procedimiento de ampliación de base no nos es suficiente para transmitir al suelo una fatiga menor que su resistencia, se recurre a la sustitución logrando en muchos casos resolver el problema. Por supuesto seguirá teniendo como límite la profundidad de excavación y sufrirá deformaciones proporcionales a las fatigas.

Pilotes de punta y sustitución. - Cuando a pesar de la sustitución la fatiga que resiste el terreno es menor que la que se va a proporcionar por la estructura se recurre a los pilotes tomando con ellos la carga necesaria para reducir la fatiga de trabajo que va a proporcionar la estructura. Sin embargo no deja de tener los inconvenientes de los pilotes de punta, inconvenientes que serán tanto menores cuanto mayor sea la profundidad de excavación para la sustitución ya que

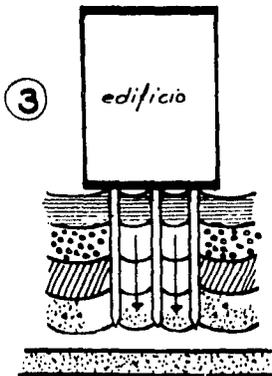
# cimentación por pilotes fricción



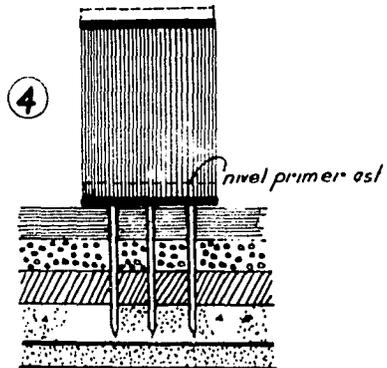
primer estado



segundo estado



tercer estado



estado final

LAMINA 3

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA.

U. N. A. M.

TESIS PROFESIONAL.

OSCAR I. GONZALEZ G.

9 5 7

al disminuir el espesor de la capa de arcilla compresible, disminuye la compactación relativa del suelo, quiero decir, que si una capa de arcilla compresible de 30 m. de espesor se compacta en cierto tiempo 30 cm.; una capa de la misma arcilla compresible de 20 m. al cabo del mismo tiempo se compactará solo 20 cm. Por lo tanto aunque en menor proporción que los solos pilotes de punta sin sustitución sufrirá el edificio un aparente movimiento de ascenso en relación con las construcciones vecinas.

Pilotes de control. - Considero este procedimiento como sistema combinado porque efectivamente por este procedimiento parte de la carga la toma directamente el terreno, ampliación de base, y al pilote se le hace trabajar al mismo tiempo de apoyo directo y por fricción; además que se puede combinar con sustitución logrando una solución muy favorable al problema de las cimentaciones en la Ciudad de México.

Como precisamente este procedimiento será el utilizado en la presente tesis como base para el proyecto de la recimentación del Palacio de Bellas Artes, en el siguiente Capítulo hare una detallada descripción del sistema Pilotes de Control.

## C A P I T U L O I I

### II. - DESCRIPCION DEL SISTEMA PILOTES DE CONTROL.

#### II-a- FUNDAMENTACION DEL SISTEMA.

Según descripción misma del Ing. Manuel González Flores, Ingeniero Mexicano inventor de éste procedimiento, quien en varias ocasiones ha sustentado conferencias explicando su invento en nuestra Escuela Nacional de Ingenieros, basó su sistema en la hipótesis que posteriormente comprobó en la realidad, sobre la gran adherencia que existe entre el terreno y los pilotes. Supuso el Ing. González Flores, que el suelo de México es análogo a un cuerpo homogéneo que presenta una adherencia muy grande con las piezas verticales que lo atraviesan como se ve en las figuras de la lámina 4.

El cuerpo A, descansa en una charola B taladrada, por la cual atraviesan las piezas verticales (c). Suponiendo que el cuerpo pesa 10 u. , si posteriormente se hace descender la charola B ; el cuerpo A,

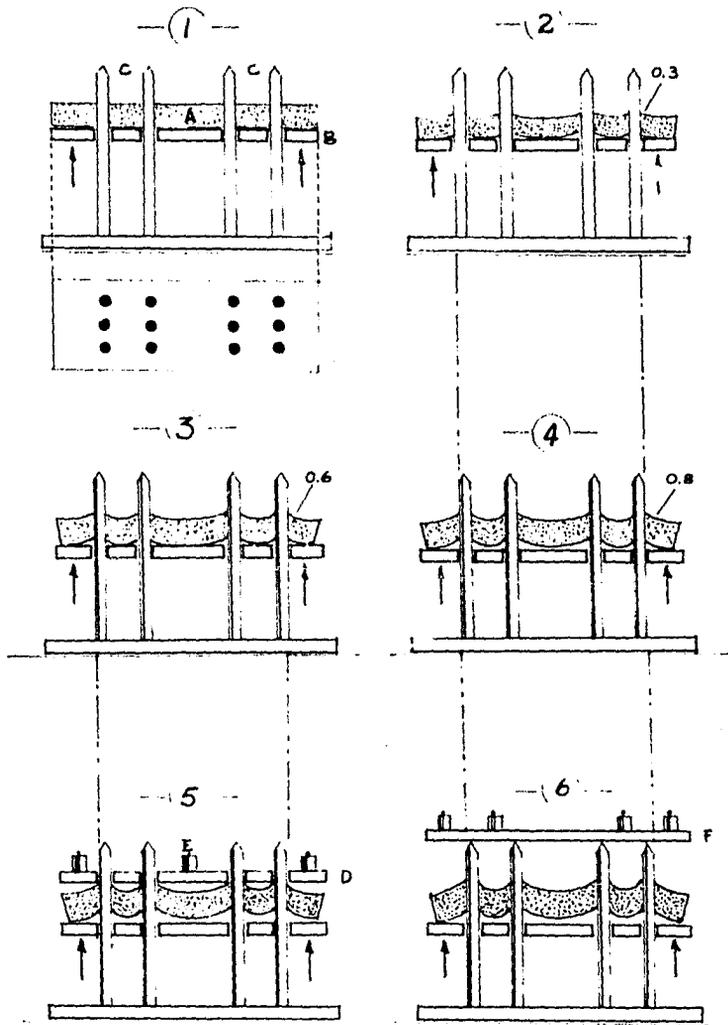
empieza materialmente a colgarse de las piezas verticales como se aprecia en las figuras 2, 3, 4 debido a la adherencia que existe entre los cuerpos A y C, aumentando la carga que el cuerpo A transmite a las piezas verticales.

Si se hace descender todavía más a la charola B, el cuerpo A queda únicamente sostenido por las piezas verticales.

Si la adherencia entre el cuerpo A y las piezas verticales no llega a sostener el peso total del cuerpo A, sino solo el valor de 8 por ejemplo,; éste es el máximo peso que puede transmitir el cuerpo A al C, ya que cualquier peso mayor haría deslizar al A, sobre el C, hasta quedar nuevamente en equilibrio.

Ahora bien, suponiendo que el cuerpo A está en la posición de máxima carga o sea cuando transmite por adherencia un peso de 8 al cuerpo C, y se coloca sobre el cuerpo A una charola taladrada que soporte un peso E igual a dos, en ese momento el cuerpo A deslizará hasta quedar en una posición tal que la adherencia entre las piezas verticales y el cuerpo A haya disminuído lo necesario para quedar en equilibrio, es decir que la adherencia desarrollada por el cuerpo A más el peso de la charola D den nuevamente un total de 8 que es el valor máximo que puede desarrollarse por adherencia.

Si en ésta posición hacemos que la charola B vaya descendiendo lentamente y si la charola D está constantemente apoyada sobre A tendremos que el cuerpo A se verá obligado a descender transmitiendo a



LAMINA 4

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA,

U. N. A. M.

1 9 5 7

TESIS PROFESIONAL  
OSCAR. I. GONZALEZ G.

las piezas verticales un peso constante de 8.

Si ahora suponemos colocada una charola F sobre las cabezas de las piezas verticales C con un peso cualquiera; y el cuerpo A se encuentra totalmente horizontal, la pieza C estará resistiendo únicamente la carga del cuerpo F

Pero si se hace descender el cuerpo A como se colgará - por la adherencia supuesta sobre las piezas C, se tendrá que el peso total transmitido a las piezas C, será la suma del peso de la charola F más el peso que transmite el cuerpo A al colocarse. Fig. 6.

En cambio en el caso anterior el peso total transmitido a las piezas verticales es siempre constante y en nuestra hipótesis igual a 8.

Estos dos fenómenos se pueden comparar con los tipos de cimentación de pilotes:

a).- Los pilotes de punta que cargan en forma fija sobre sus cabezas el peso de los edificios en forma rígida; al cabo de algún tiempo estarán soportando la sobrecarga de la adherencia del terreno sobre los pilotes.

b).- Los pilotes de control, que atravesando la losa de cimentación cargan parte del peso del edificio y el resto lo toma el terreno por sustentación directa. Teniéndose además que el sistema de pilotes de control permite que un edificio quede cimentado por:

1.- por superficie ya que el peso del edificio se apoya di-

rectamente sobre el terreno sin exceder la fatiga permisible de carga.

2.- Por sustitución si es que al terreno se le quitó un volumen de tierra para alojar la cimentación y por lo tanto varias toneladas del peso al terreno.

3.- Por adherencia de los pilotes ya que estando los pilotes fijos en el extremo inferior, al enjuntarse el terreno se cuelga de los mismos y solo se desplaza por el peso del edificio que al apoyarse sobre el terreno aprovecha la adherencia de los pilotes.

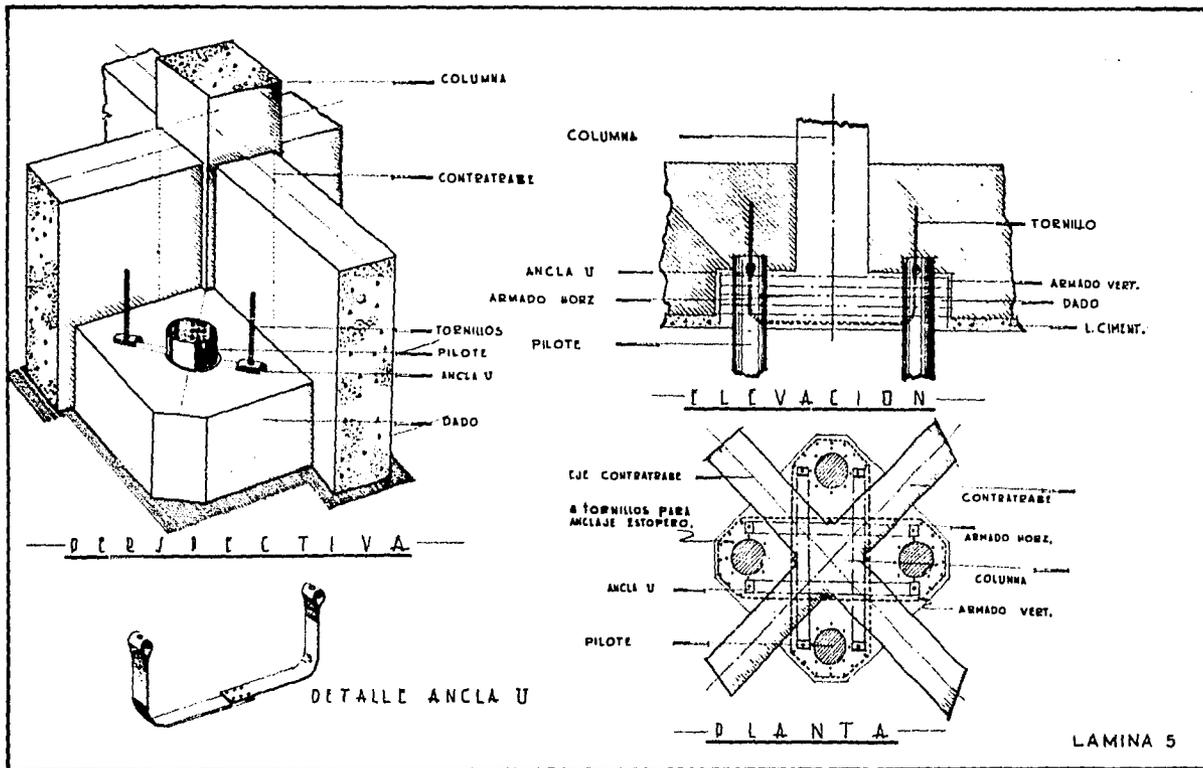
4.- Por apoyo directo de los pilotes ya que con el dispositivo de control se transmite al pilote la carga que se quiera, es decir la excedente del peso del edificio que falta por absorber.

#### II-b- PARTES DE UN PILOTE DE CONTROL.

El pilote de control consta de 3 partes principales a saber:

- 1).- El anclaje,
- 2).- El pilote en sí
- 3).- El dispositivo de control.

1.- Anclaje.- El anclaje es el dispositivo que liga la estructura del edificio a los dados que van alrededor del tubo por el cual atraviesa el pilote, lámina 5 y 6, los que a su vez están rígidamente unidos a la estructura del edificio por el armado que llevan.



Según las características de cada cimentación se utilizan - 2 tipos diferentes de anclas: anclas araña y anclas U , cuyos esquemas se pueden ver en las figuras de las láminas 5 y 6 , a su vez las anclas se diseñan para resistir la carga a que se tiene pensado probar y hacer trabajar el pilote.

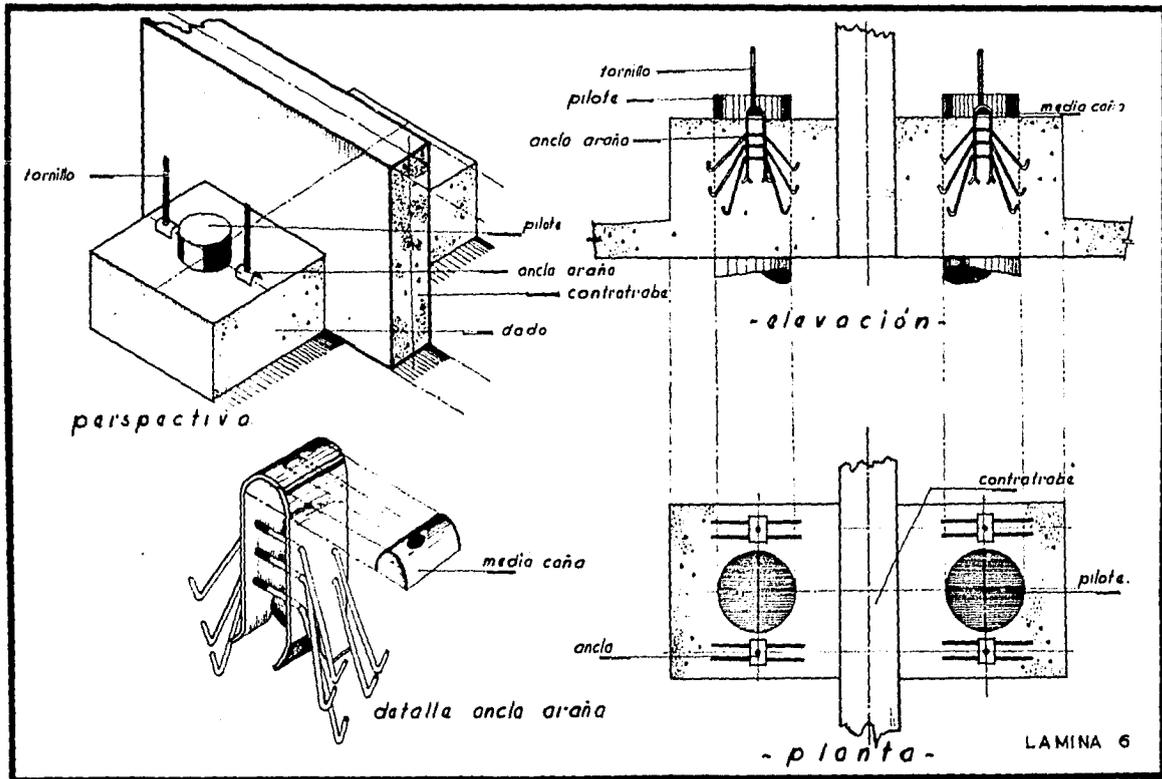
2.- El pilote en si. - El pilote que es una pieza cilíndrica y monolítica cuyo diámetro y armado son función de la capacidad del pilote. Estas piezas se calculan como columnas cortas ya que aunque su esbeltez es mayor de 10, los esfuerzos horizontales son contrarrestados por la presión que el terreno ejerce sobre el pilote impidiendo la posibilidad de flam beo.

3.- Dispositivo de control. - El dispositivo de control tiene como función ligar el dado (que a su vez está ligado a la estructura por medio de las an clas) al pilote mismo, y consta como se puede apreciar en las figuras de la lámina 7, de dos tornillos que en la parte inferior se atornillan en tuer cas medias cañas que se adhieren perfectamente a las superficies interiores de las anclas: arriba del pilote se colocan las llamadas celdas de defor mación separadas entre si por placas metálicas, y arriba de ellas se colo ca el cabezal formado por dos canales soldados a una placa inferior y a un par de placas transversales en cada extremo de la parte superior, que dejan entre si el espacio suficiente para el paso del tornillo que es apretado por una tuerca cuadrada o exagonal sobre el cabezal. De esta manera -- transmite la estructura su carga a los pilotes .

De las partes que componen el dispositivo del control es interesante estudiar el comportamiento de las celdas de deformación que son precisamente el medio al través del cual se transmite la carga a los pilotes.

La celda de deformación que también fué ideada y patentada por el Ing. González Flores es un trozo cúbico de madera de caoba o caobilla de 5 cm. de lado y que presenta características ideales para el trabajo que desempeña; en efecto se logra con estas celdas que a cada pilote se le pueda dar como carga directa sobre su cabeza la que se desee entre cero y la carga máxima para la que fué proyectado, permitiendo además que los pilotes penetren dentro del edificio en movimiento aparente, hasta determinada cantidad sin que en ese lapso de tiempo aumente la carga sobre el pilote.

Lo anterior lo podemos apreciar en la gráfica Cargas Deformaciones de la lámina 8, observamos que la línea "a,b" prácticamente paralela al eje deformaciones permite la penetración del pilote (deformando las celdas) sin variar prácticamente la carga. Al llegar la deformación al punto "b" que sería la máxima deformación aumenta considerablemente la carga y el pilote empieza a trabajar recibiendo toda la carga que la estructura le transmita; notándose inmediatamente por los efectos que ocasiona, es decir que empieza a levantarse (aparentemente) como las estructuras cimentadas sobre pilotes comunes con la ventaja - que dándose cuenta en el caso de Pilotes de Control, lo que sucede fácil-



LAMINA 6

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA			
U.	N.	A.	M.
9	5	7	
TESIS PROFESIONAL			
OSCAR I. GONZALEZ G.			

mente por las nivelaciones que periódicamente se hacen de los edificios, se procede al arreglo del dispositivo del control, descargando uno por uno de los pilotes, recortándolos y cambiándoles celdas nuevas que permitirán continuar recibiendo la carga deseada y penetrando sin incremento de ella.

## II-c- CONTROL DE LA VERTICALIDAD.

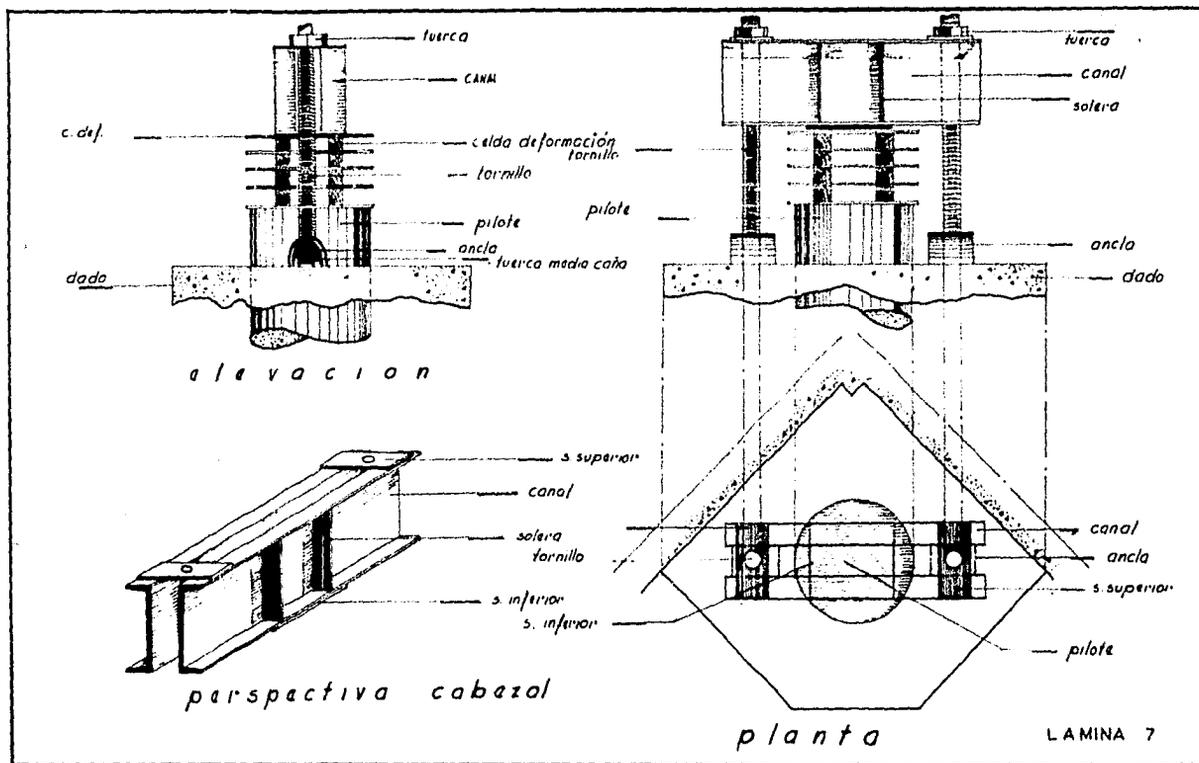
Por lo anteriormente expuesto se notará que corregir un desplome en un edificio con Pilotes de Control es relativamente sencillo, ya que bastará aumentar la carga a los pilotes de la zona hundida, o disminuir la carga a los pilotes de la zona levantada, o ambas cosas.

Igualmente si el hundimiento general del edificio debido a la fatiga transmitida al suelo es mayor que el deseado, bastará aumentar la carga sobre todos los pilotes para disminuir la fatiga que el suelo recibía, dando por resultado que se disminuya el hundimiento.

Por supuesto, la deformación plástica será siempre proporcional a la longitud de celda que se emplee, o bien al número de capas de celdas de deformación.

El control de la verticalidad lo he podido comprobar personalmente en el tiempo que he trabajado como encargado de los controles de los edificios cimentados por éste sistema "Pilotes de Control".

Desde luego lo anteriormente descrito hace pensar en la servidumbre del mismo sistema consistente en las nivelaciones periódicas y el recorte de pilotes, cambiando celdas, también de tiempo en tiempo



LAMINA 7

po, sin embargo dicha servidumbre va disminuyendo con el tiempo, ya que el suelo se va consolidando, disminuyendo lógicamente la penetración de los pilotes o mejor dicho el hundimiento del edificio.

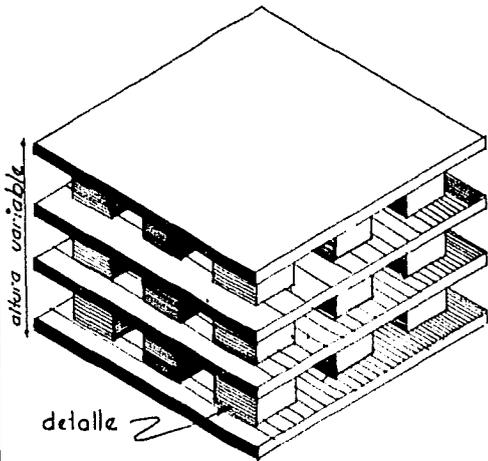
Cuando debida a la excavación, el nivel del agua freática - queda arriba del nivel del dado del pilote, hay necesidad de colocar un dispositivo auxiliar que se denomina "dispositivo estopero" para impedir - que se tengan filtraciones del agua freática entre el pilote y el tubo" paso del pilote".

El estopero consiste en un capuchón que se coloca en la cabeza del pilote y cuyo objeto es reducir la corona circular entre el tubo y el pilote; dicho espacio reducido se rellena de estopa alquitranada y se aprisiona en la parte superior por una rondana de permatrón y otra de metal que quedan sujetadas por unas ménsulas, impidiendo que la presión - del agua bote la estopa y las rondanas; y al mismo tiempo permite el deslizamiento del pilote al traves del tubo; a este deslizamiento se le conoce con el nombre de "penetración del pilote".

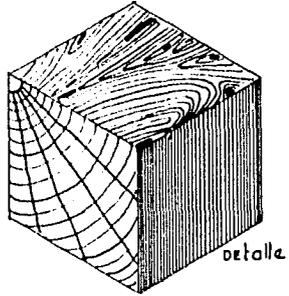
La penetración se puede apreciar y medir en cualquier momento ya que al cargar un pilote se marca al nivel del brocal sobre el mismo pilote, ya sea con pintura o colocando un clavo; al cabo de algún tiempo, la distancia entre dicha señal y el nivel del brocal, nos marcará la penetración que ha tenido dicho pilote en ese tiempo.

#### II-d- PROCESO EN CIMENTACIONES.

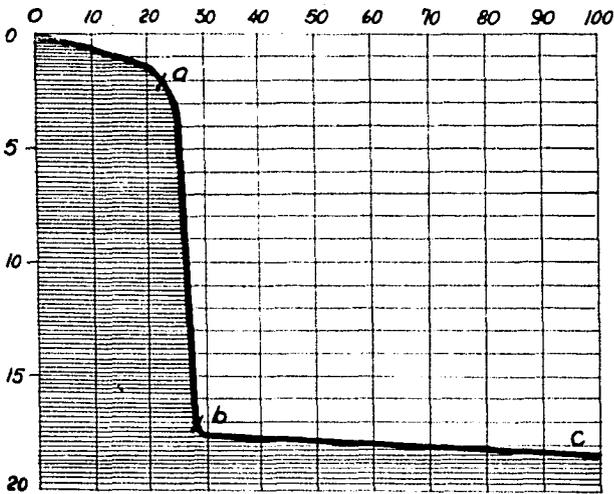
Como una de las cualidades de éste sistema se tiene la di



CELDA DE DEFORMACION



GRÁFICA "DEFORMACIÓN CARGA" DE LAS CELDAS DE D.



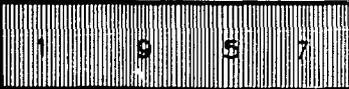
LAMINA 8

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA

U. N. A. M.

TESIS PROFESIONAL

OSCAR I. GONZALEZ G.



ferente forma de hincar los pilotes, ya que antiguamente solo se conocía el sistema de piloteadora que martillaba los pilotes de madera o de concreto en el terreno llevándose ésta operación uno o varios meses de tiempo según la extensión de la cimentación. En cambio con el sistema descrito en el presente capítulo los pilotes se hincan cuando se han construído los tres primeros pisos del edificio, sin necesitar como consecuencia, tiempo exclusivo en el programa de avance de la obra para el hincado de los pilotes, ya que siempre se colocan simultáneamente con la construcción misma de la estructura, el proceso que se sigue en cimentaciones es el siguiente:

1. - Colocación del anclaje
2. - Perforación y piloteado.
3. - Colocación de los controles.

La colocación del anclaje se lleva a cabo simultáneamente al armado de las contratrabes y de la losa de cimentación; de acuerdo -- con el plano de localización de pilotes se trazan sobre la plantilla los centros donde han de ir los pilotes, y en esos puntos se centran los tubos que servirán de paso a los pilotes, posteriormente se colocan las anclas y se ligan a las contratrabes por medio del dado que va armado con anillos horizontales como indica la lámina No. 5 y posteriormente dicho dado que rodea al tubo, se cuela, ahogando las anclas y el armado formando una sola pieza rígida con las contratrabes y con la losa, como se aprecia en la figura de la lámina 5 y 6.

Los tubos para paso de pilotes se llenan de arena para evitar que el concreto del colado penetre en ellos, lo que dificultaría la siguiente etapa de perforación.

Quando la estructura va en el tercero o cuarto piso, se inicia la siguiente etapa de perforación y piloteado.

Perforación y Piloteado. - La perforación se hace por medio de una máquina rotativa cuya altura es menor de 2.50 m. funcionando, lo que permite trabajar en el espacio comprendido entre la losa de planta baja y la losa del primer piso.

Al mismo tiempo que perfora, inyecta lodo con el objeto de limpiar su interior y de formar una capa impermeable de arcilla en las paredes de la excavación disminuyendo las posibilidades de derrumbes. Conforme la broca va penetrando se van añadiendo tubos para aumentar la profundidad de excavación.

El descenso de la broca se debe al propio peso de la broca y de la tubería, lo cual garantiza la verticalidad de la perforación por la gravedad.

Se conoce que se ha llegado a la capa resistente de 2 maneras:

- a.- Por sondeos previos del lugar que se pilotea,
- b.- Porque la máquina y la tubería aún aumentan do su potencia deja de descender aunque siga girando.

Por supuesto es más conveniente el primero, es decir co nociendo la profundidad de la capa resistente, suspender la perforación - un metro arriba de dicha capa con el objeto de no lastimar la capa resis tente y no correr el riesgo de llegar a perforarla.

Una vez terminada la perforación que dura alrededor de 4 horas, se saca la tubería y la broca para proceder al colado y sumergido del pilote.

La única parte del pilote que no se cuela directamente en la obra es un trozo precolado llamado "punta" por su forma y por que va en el extremo inferior del pilote.

Esta punta consta de una tuerca de rosca izquierda a la - cual van soldadas las varillas que formarán el armado del pilote, ahoga- do todo ello en un cono truncado de concreto en el que sobresale únicamen- te los tramos de varilla necesarios para ligar los tramos siguientes de pi- lote.

El objeto de la rosca izquierda de la tuerca es permitir - que se atornille la barra de suspensión de tramo en tramo sin que el ex- tremo inferior de la misma se desatornille. El centro de la punta, así- como de todo el pilote es hueco debido a una camisa de lámina que hacien- do las veces de cimbra interior protege a la barra de suspensión, aislán- dola del concreto del pilote y permitiendo que sea recuperada una vez co- lado todo el pilote.

Después de la punta anteriormente descrita viene el pilote

mismo cuyo armado y colado se hace por tramos de 2 m., pero se considera monolítico por la rapidez con que se suceden los tramos de pilote, en efecto el proceso es muy rápido como se apunta en la siguiente descripción:

En primer lugar se taladran las losas de planta baja y de primer piso en dirección vertical de cada uno de los pilotes. En la perforación de la losa del primer piso se hace colgar un diferencial de un gancho que es sostenido por un puente fijo colocado sobre la losa. Sobre la losa de planta baja se tienen preparados los tramos de cimbra de 2 m. y los tramos de armado de pilote previamente soldados y listos para sobreponerse. Igualmente se tienen preparados los tramos de barra de suspensión, que se han de ir aumentando al pilote conforme éste vaya descendiendo.

En el espacio comprendido entre la losa de cimentación y la losa de planta baja se tiene preparado el concreto que se ha de emplear para el colado del pilote, bien que sea trasladado de alguna otra parte o bien que sea hecho en el mismo lugar.

Puedo resumir las maniobras que se van haciendo para el colado de un pilote en los siguientes pasos:

- 1.- Ligado a la punta que está sostenida por una barra de suspensión se coloca el primer tramo de armado y cimbras (interior y exterior) ver figura 1 de la lámina 9.

- 2.- Se baja dicho tramo por medio del diferencial, haciendo que

la punta penetre en la perforación previa, quedando sostenida la barra - por un perno colocado en la losa de planta baja como se aprecia en la figura 2 de la lámina 9.

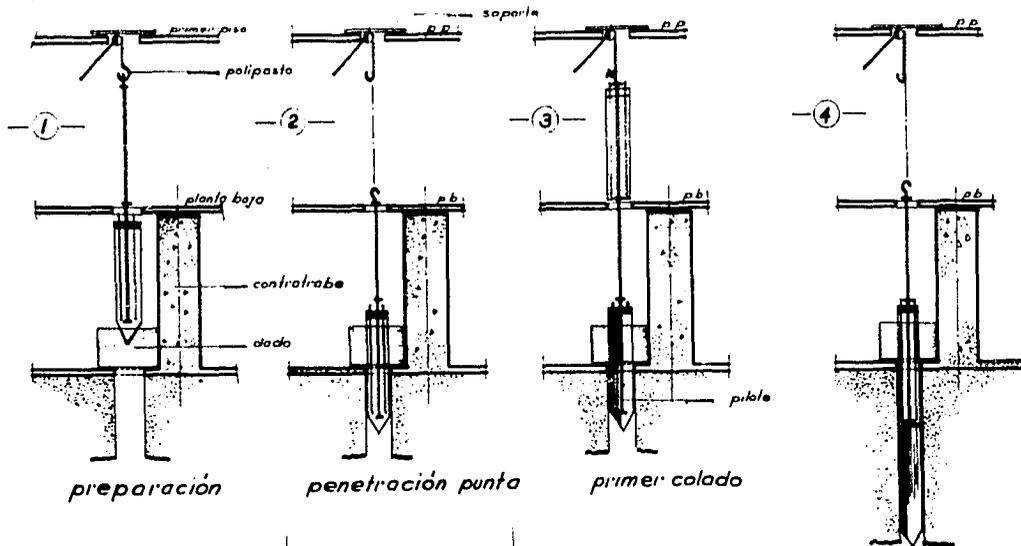
3.- Se procede al colado de dicho tramo de pilote, mientras en la planta baja se prepara el siguiente tramo con el armado y la cimbra correspondiente. Una vez terminadas ambas maniobras, se hace descender el armado y la cimbra del siguiente tramo ligándolo al tramo ya colado figura 3 y 4 de la lámina 9.

4.- Se vuelve a bajar dicho tramo, repitiendo la maniobra del colado en la losa de cimentación y de preparación del siguiente tramo en la losa de planta baja, y así sucesivamente hasta que ya no desciende el pilote por el propio peso o sea por la sola gravedad.

Terminado el hincado del pilote se deja fraguar el concreto durante 7 días para proceder al siguiente paso que se denomina rehincado del pilote.

El rehincado del pilote tiene por objeto hacer llegar el pi lote hasta la capa resistente y una vez apoyado en dicha capa, probar la capacidad del pilote para una carga igual a la carga de trabajo a la cual fué proyectado.

Para el rehincado del pilote se utiliza un gato hidráulico - que puede ser accionado por una compresora o bien por un maneral; éste gato se coloca con el émbolo bajado entre el pilote y un cabezal denomina do "cabezal de rehincado" que a su vez está ligado a las anclas por medio

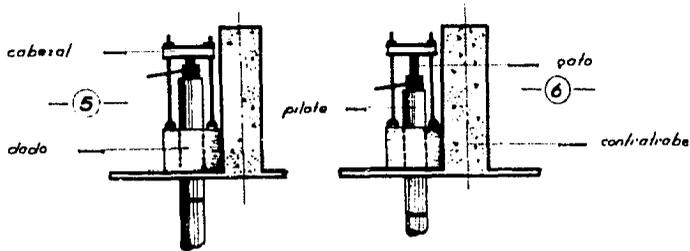


preparación

penetración punta

primer colado

penetración segundo tramo y colado



rehincado del pilote

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA			
U.	N.	A.	M.
TESIS PROFESIONAL			
1	2	3	4
OSCAR I. GUNZALEZ G.			

de unos tornillos grandes, aproximadamente de 2.50 m. de tal manera - que al empezar a trabajar el gato, toda la presión del mismo se traduce en carga sobre el pilote, ocasionando que éste empiece a descender como lo muestran las figuras 5 y 6 de la lámina 9.

El pilote baja tanto cuanto permita la carrera del émbolo del gato en una primera etapa de rehincado, posteriormente se abre el escape de la presión del gato, bajando el émbolo y permitiendo que se baje el cabezal de rehincado hasta apoyarlo nuevamente sobre el gato mismo, quedando nuevamente como en la posición inicial.

Se vuelve accionar el gato y a repetirse toda la operación y así sucesivamente hasta que el pilote ha llegado a la capa resistente lo cual se conoce porque el pilote no desciende aunque se aumente la presión sobre el. Además cuando ha llegado a la capa resistente, al no poder bajar más, porque la resistencia de la capa no se lo permite, sufre el pilote en toda su longitud una deformación con la presión del gato hidráulico, que es recuperada al quitar la presión, notándose a simple vista porque sobresale el pilote de 2 a 3 cm.

A este fenómeno se le conoce con el nombre de "Rebote" del pilote e indica el correcto funcionamiento del mismo, es decir si está apoyado en su punta y transmitiendo por medio de ella la carga al manto resistente.

Colocación del control.- Una vez que el pilote por medio del rehincado ha sido probado, teniendo la seguridad de que trabajará para la carga pa

ra la que fué proyectado, se recorta y se cabecea hasta dejarlo aproximadamente a 10 cm. sobre el nivel del dado, para proceder en seguida a la colocación del dispositivo del control que como ya dije en la descripción del sistema consiste en un cabezal, ligado a las anclas por medio de tornillos de cuerda corrida, que se coloca sobre las celdas de deformación que van en capas separadas por placas metálicas y apoyadas a su vez sobre la cabeza del pilote.

El número de celdas de deformación que se coloquen en cada capa dependerá del tonelaje que se le quiera transmitir al pilote -- considerando como promedio que cada celda de deformación de 5 cm. -- por 5 cm. de lado transmite una carga de 3 toneladas, y la deformación total que se pueda absorber con las celdas de deformación será función directa del número de capas que se coloquen.

Como puede apreciarse por lo anteriormente descrito se puede lograr que el terreno tome parte de la carga de la estructura, según la fatiga de trabajo del mismo, y lo demás lo toman los pilotes por medio de las celdas de deformación, logrando que se le permita al edificio un descenso, y que este descenso sea a la misma velocidad de las -- construcciones vecinas aunque fueren de un solo piso o bien a la velocidad del enjutamiento del terreno.

Una vez colocados los controles de los pilotes se continúan las nivelaciones periódicas del edificio para observar sus movimientos; igualmente aunque con menor frecuencia se realiza una inspección ocular

de los controles para verificar el comportamiento de los mismos, la penetración del pilote y la deformación de las celdas.

## II-e- PROCESO EN RECIMENTACIONES.

En las recimentaciones se puede perseguir varios fines a saber: puede recimentarse tan solo para disminuir la magnitud de los hundimientos o bien para corregir desniveles diferenciales, o también para detener el hundimiento de una manera definitiva, o para hacer descender las construcciones que han quedado levantadas por estar apoyadas sobre pilotes fijos como en el caso de la Columna de la Independencia, o puede darse el caso de recimentar una estructura para levantarla hasta el nivel del terreno adyacente, como podría ser el caso del Palacio de Bellas Artes.

Por supuesto que el tipo de recimentación dependerá de la falla que se pretenda corregir, así como de la estructura de que se trate sin embargo el proceso en términos generales es igual en todos los casos y consiste en lo siguiente:

Romper la losa de cimentación y si no es suficiente para las operaciones de trabajo, romper también la losa de planta baja.

Perforar el terreno en el lugar donde ha de hincarse el pilote, generalmente cuando el sitio ha sido piloteado con pilotes de madera, se necesita llevar a cabo varios intentos de perforación para un mismo pilote, pues la perforadora tropieza con tramos de pilote de madera que no había penetrado verticalmente.

Hincar el pilote mediante el sistema descrito en la descripción del procedimiento seguido en cimentaciones indicado en páginas anteriores.

Armar y colar los dados de los pilotes, habiendo antes colocado las anclas, y habiendo logrado ligar el armado del dado a las contratrabes; en algunos casos se hace necesario construir trabes adicionales de liga o reforzar las existentes.

Una vez fraguado el concreto del dado, se procede al rehincado del pilote en forma análoga a la indicada en el proceso de cimentación.

Por último se coloca el dispositivo de control transmitiendo a los pilotes las cargas proyectadas en la recimentación por medio de las celdas de deformación.

Naturalmente aún en las recimentaciones se necesita revisar periódicamente el estado de los controles y cuando fuere necesario, es decir cuando las celdas se hubieren deformado al máximo, recortar el pilote y cambiar las celdas de deformación; por ello es indispensable tener acceso a todos los controles de los pilotes, por medio de registros.

Por éste sistema, se han recimentado en la ciudad de México varios edificios entre los cuales se encuentra el de la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas, el Seguro Social de la Raza, el Seguro Social de Reforma, etc.

Actualmente se está llevando a cabo la recimentación del

edificio de la Secretaría de Recursos Hidráulicos siguiendo el sistema -  
"Pilotes de Control".

### C A P I T U L O III

#### III. - DESCRIPCION DEL PALACIO DE LAS BELLAS ARTES.

La descripción del Palacio de las Bellas Artes me ha sido posible conocerla gracias a la gentileza del Arquitecto Pedro Ramírez Vázquez, quien me facilitó la investigación que realizó la Western Foundation de México, S. A. en el año de 1950.

La cimentación del Palacio de Bellas Artes se inició en el año de 1904 siguiendo el proyecto del Ingeniero italiano Adamo Boari y - se terminó después de varias interrupciones hasta el año de 1934.

#### III-a- SU CIMENTACION ACTUAL.

La estructura del edificio está formada de fierro laminado; los muros divisorios son de tabique y las fachadas exteriores están recubiertas de marmol. La superestructura se apoya por medio de columnas sobre una losa de cimentación, cuyo espesor varía desde 1.70 m. a 3.00 m. y está reforzado con viguetas de acero de 24" de peralte, que corren

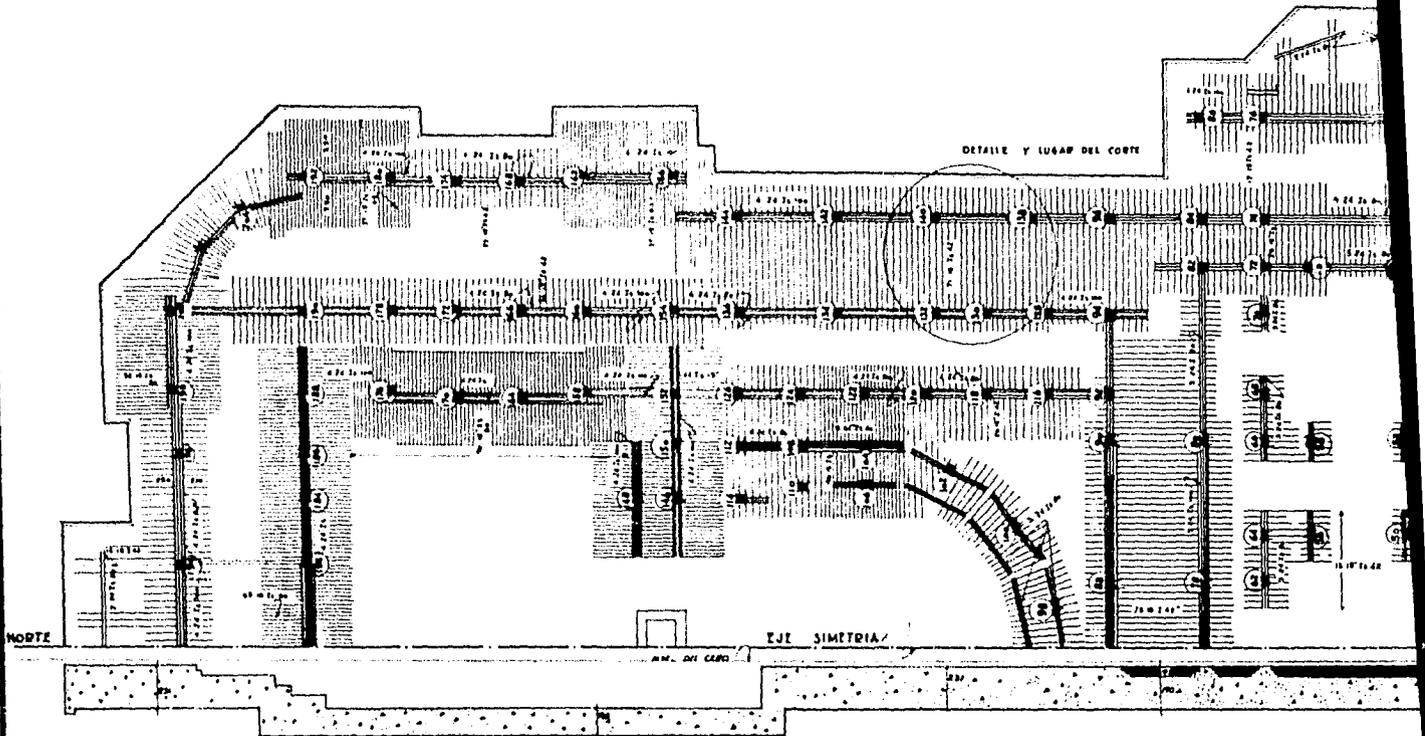
longitudinalmente entre columnas, bajo estas viguetas de 24" está colocado un emparrillado formado con viguetas transversales de 15", como se aprecia en el plano No. 1., lo que da una idea de su gran rigidez.

Según la investigación de la Western, el concreto para la losa de cimentación fué colado en dos o en tres etapas, a saber: la primera aproximadamente con un espesor de 1.30 m. que se coló al terminar la excavación que alojaría la cimentación. Posteriormente se colocó el emparrillado de las viguetas de 15" y sobre ellas se colocaron las viguetas de 24".

En la segunda etapa se coló concreto hasta dejar perfectamente cubiertas las viguetas, no se pudo determinar si este colado fué - hecho hasta la superficie final o si se suspendió el colado al quedar ahogadas las viguetas para completarlo en una tercera etapa hasta el nivel - superior actual.

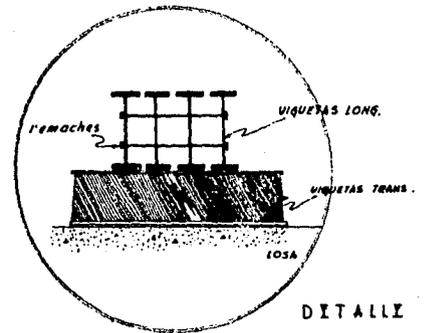
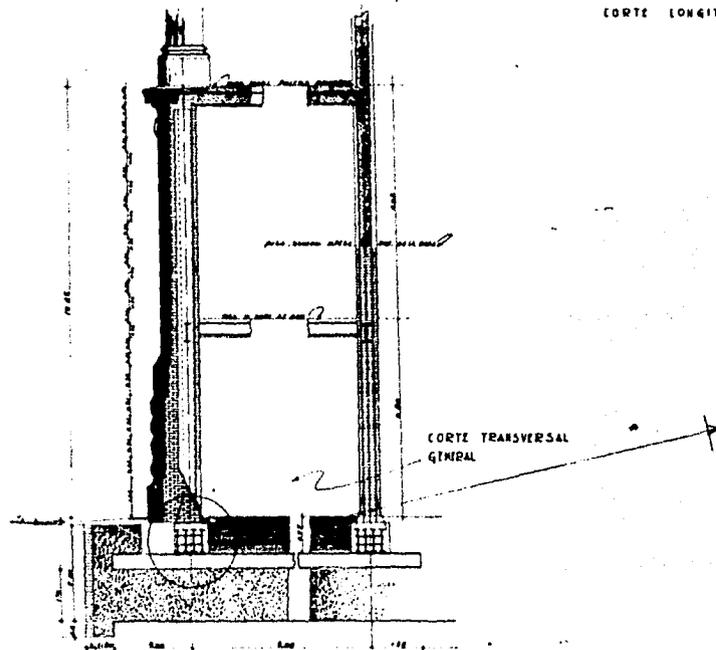
Se cree que durante el colado inicial de la primera capa de concreto se empezaron a notar hundimientos en el centro de la losa, los cuales continuaron a pesar de que se redujo el peso del concreto en algunas partes usando como agregado en vez de grava, tezontle.

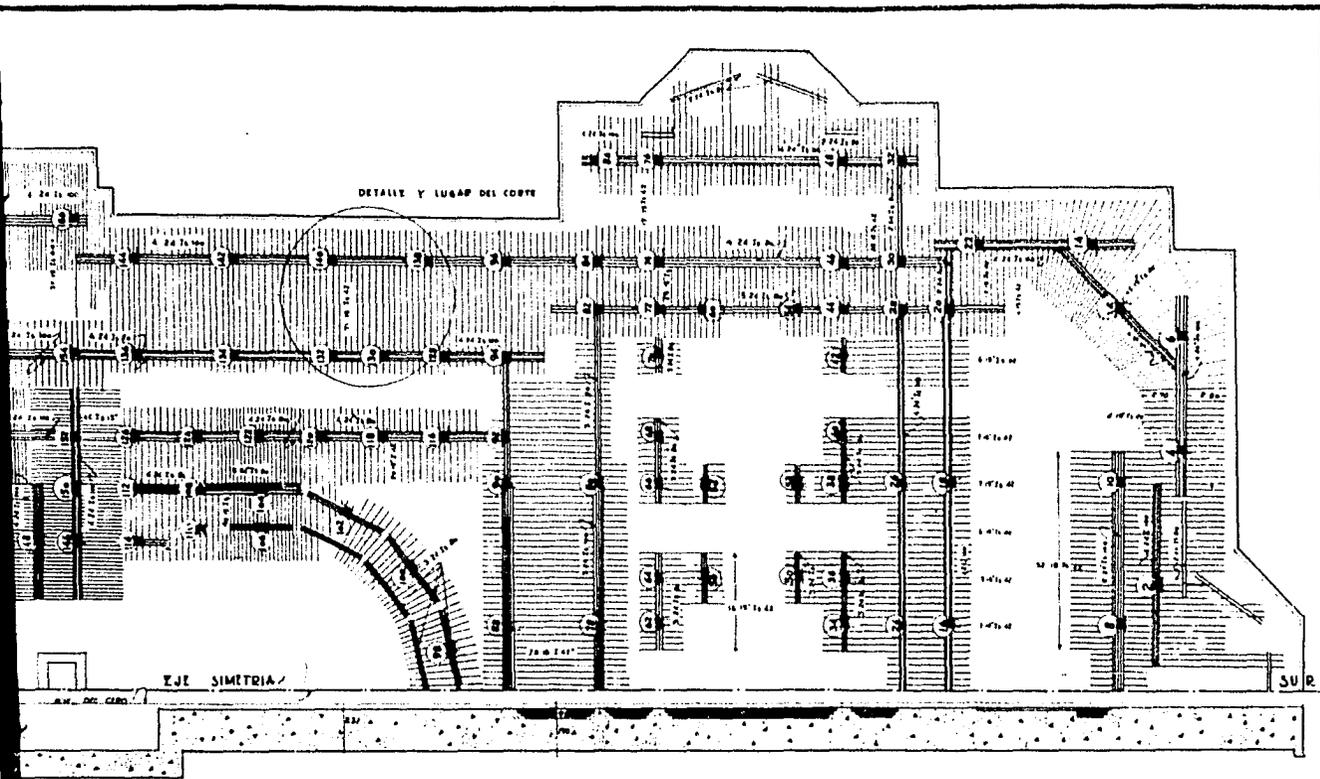
Comprobando lo que he sustentado en el primer capítulo de ésta Tesis, relativo a que los hundimientos son proporcionales a las fatigas que se transmiten al suelo, se nota en los pórticos situados en los lados oriente y poniente del Palacio de Bellas Artes, deformaciones que - han ocasionado grandes grietas e inclinaciones en las escaleras y terra-



CORTE LONGITUDINAL

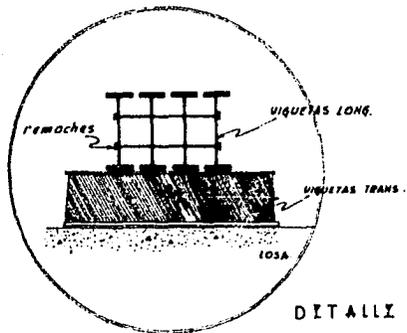
PLANTA CIMENTA





CORTE LONGITUDINAL

PLANTA CIMENTACION

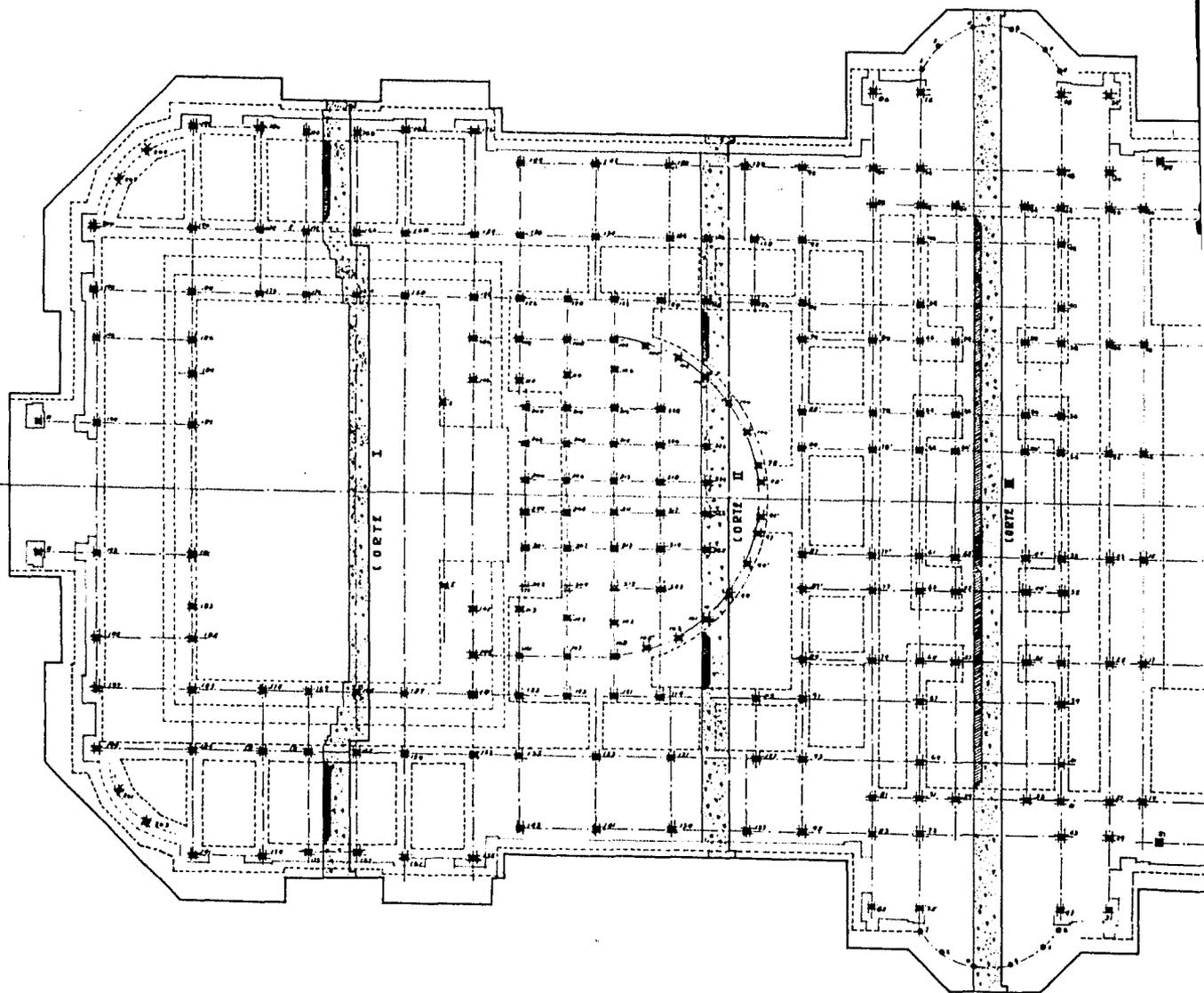


DETALLE

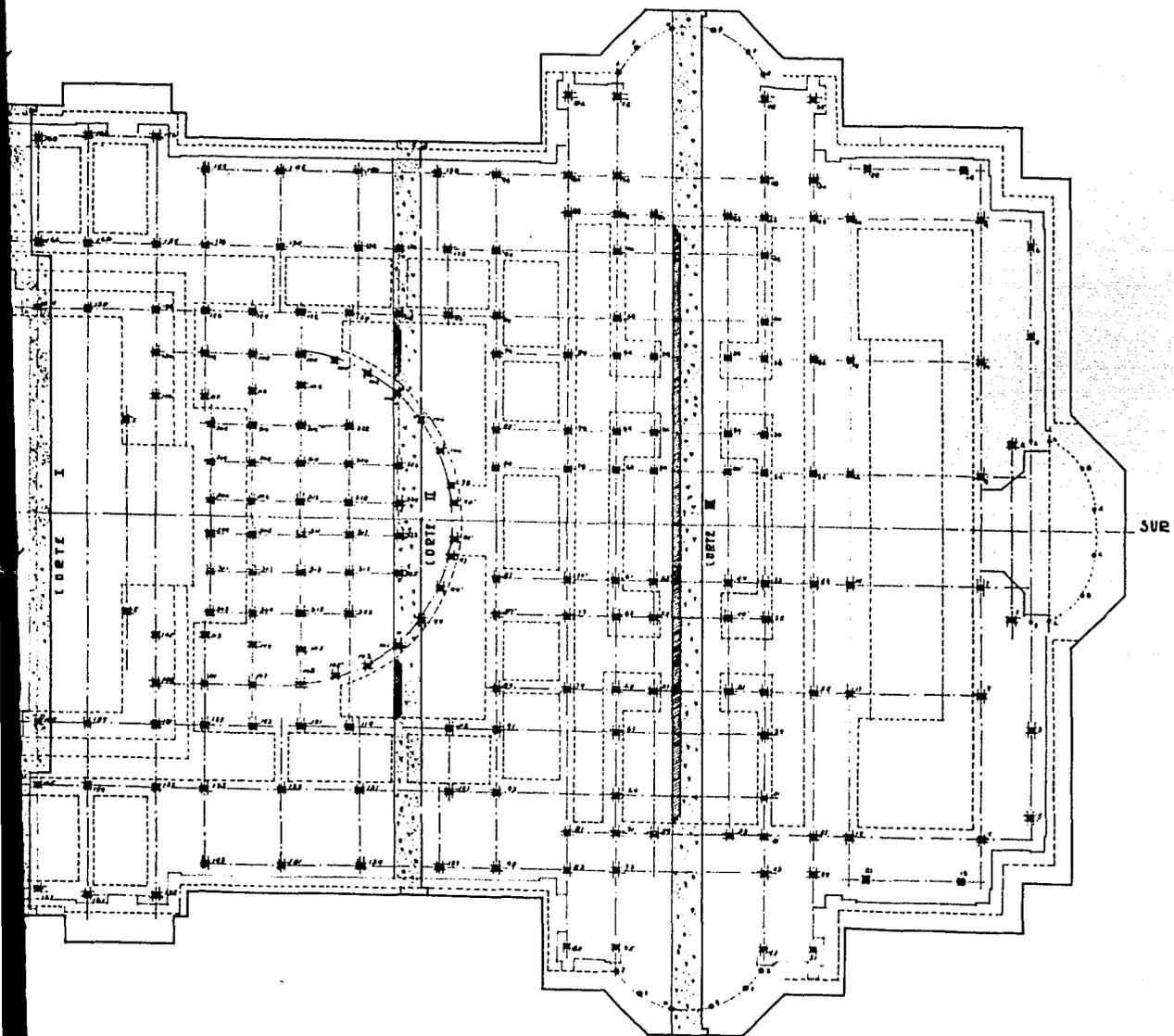
CORTE TRANSVERSAL  
TIPICAL

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA	
U. N. A. M.	
CIMENTACION. ACTUAL.	1.
T.E.S. PROFESIONAL	
OSCAR I. GONZALEZ G.	
1957	REC. HENTAY PA. AF. DE. REINFORZ.

NORTE



P L A N T A DE C O L U M N A S  
P A L A C I O DE B E L L A S A R T E S .



A N T A D E C O L U M N A S  
 P A L A C I O D E B E L L A S A R T E S .

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA	
U. N. A. M.	
PLANTA ACTUAL	2.
TESIS PROFESIONAL	
OSCAR J. GONZALEZ . G.	
1955	RECIMENTACION PALACIO DE BELLAS ARTES

zas de los pórticos, ya que su peso por unidad de superficie, comparado con el de la sección central del edificio es mucho menor, y por lo tanto sus hundimientos han sido menores.

En el año de 1907 la losa de cimentación mostraba un hundimiento en el centro de 38 mm. con relación a las orillas como se aprecia en la figura No. 2 de la lámina 10.

Para el año de 1908 la losa de cimentación y la parte del - edificio construido para esa fecha se habían hundido alrededor de 1.70 m. de su nivel original, y alrededor de 1910 apareció una grieta en dirección Noroeste Sureste.

Por lo cual se hicieron varios intentos para detener los - hundimientos.

### III-b- INTENTOS PARA DETENER SUS HUNDIMIENTOS.

El primero consistió en el hincado de una atagüa metálica en todo el perímetro del edificio a 3 m. de distancia de la orilla de la losa de cimentación en los lados norte, este y oeste y a 20 m. de distancia en el lado sur.

Aunque no se conoce exactamente el porqué de ésta atagüa se cree que la razón teórica fué el temor de que estuviera efectuándose - un desplazamiento horizontal de la arcilla que se encuentra bajo el Palacio de Bellas Artes.

Por supuesto como lo afirma la Western Foundation y como lo he dado a conocer en los capítulos anteriores, no es correcto pen-

sar que el hundimiento es debido a desplazamientos horizontales de las arcillas, ya que en el caso de nuestra ciudad de México se deben a una consolidación del suelo debida a la expulsión del agua que se encuentra entre las partículas sólidas. Una prueba más de lo anterior es que los hundimientos no se modificaron con el hincado de la atagüfa.

En la figura No. 1 de la lámina No. 10 se puede apreciar la localización de la atagüfa.

No solamente se hundió el Palacio de Bellas Artes, sino lo peor es que empezó a tener hundimientos diferenciales, ya que el lado norte empezó a hundirse más que el resto del edificio, debido posiblemente al peso del equipo del foro y a que las cargas en el lado sur fueron aplicadas mucho tiempo después, al completarse la construcción de la cúpula.

En un segundo intento, los Ingenieros de aquel entonces, pensaron que la solución sería solidificar el terreno por medio de inyecciones de lechada de cemento.

Se hicieron inyecciones de 1910 a 1913 hasta una profundidad aproximada de 10 m.; primeramente se usó una lechada de cemento solamente, pero posteriormente se cambió la revoltura añadiendo cal y arena al cemento; aproximadamente en los 3 años se inyectaron en forma de lechada unos 70,000 sacos de cemento.

Las inyecciones se hicieron principalmente en los lados norte y oeste y se hacían en el espacio comprendido entre la atagüfa y el edificio como lo muestra la figura 3 y una que otra bajo la losa de cimentación.

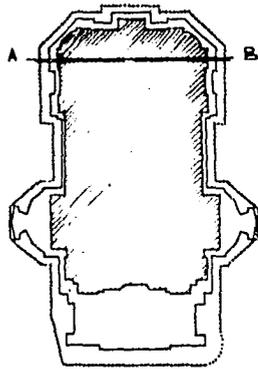


FIG. 1.

PERIMETRO DE LA ATAGUIA ESC 1:400

DEFORMACIONES EN MILIMETROS HACIA  
EL CENTRO DE LA LOSA OCURRIDOS HASTA  
1907...

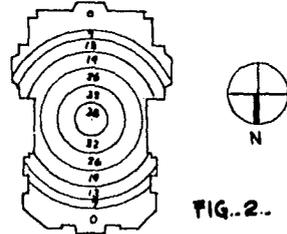


FIG. 2.

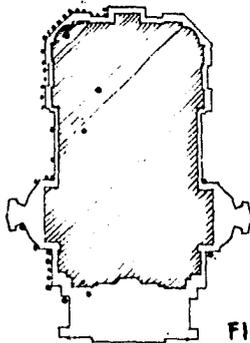
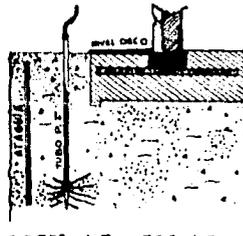
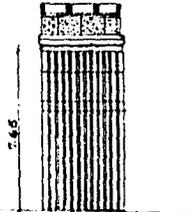


FIG. 3.

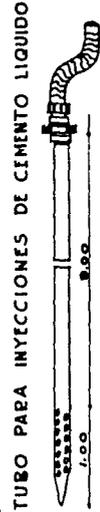
INYecciones DE CEMENTO ESC 1:400



CORTE A-B ESC 1:50



~ ATAGUIA ~



TUBO PARA INYECCIONES DE CEMENTO LIQUIDO



DETALLE DE LA ATAGUIA FUERA ESCALA.

LAMINA 10

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA

U. N. A. M.

TESIS PROFESIONAL.

OSCAR I. GONZALEZ G.

Parece que la velocidad de los hundimientos aminoró por algún tiempo, pero lo más probable es que dichas inyecciones empeoraron las condiciones al aumentar un peso al suelo y por lo tanto aumentar la fatiga de trabajo.

En el año de 1950 la Western Foundation hizo varias perforaciones para conocer el perfil geológico del subsuelo en que está apoyado el Palacio de Bellas Artes y se encontró que la primera capa de -- arena, que es la considerada en la ciudad de México como la capa resistente, se encuentra a una profundidad aproximada de 32 m. y cuyo espesor varía de cuatro a 4.50 m.

Tanto arriba como abajo de este manto de arena se encuentran capas de arcilla, altamente compresibles.

Peso del edificio. - Según el proyecto original se calculó que el edificio pesaría un total de 87 454.51 tons., que serían sustentadas por una base formada por la superficie de la plataforma de 7 450.00 m<sup>2</sup>., considerando que la reacción del terreno sería de 1.174 kg/cm<sup>2</sup>.

Sin embargo la estimación de cargas realizada en el estudio de la Western Foundation apunta como peso del edificio 94 348.89 tons., de las cuales 52 449.24 tons. corresponden a la losa de cimentación y el resto a la superestructura, lo que quiere decir que el edificio pesa aproximadamente 7 000 tons. más de lo que se estimó originalmente.

Por ésta razón y sin duda alguna por la reacción tan gran

de que se le consideró al terreno; el Palacio de Bellas Artes ha sufrido un hundimiento que pasa de los 3 m., lo que ha dado la impresión de haberse construido en una depresión del terreno, demeritando grandemente su presentación y su valor artístico, aparte de que en caso de continuar los hundimientos diferenciales, se correría el riesgo de que aparecieran grandes grietas que si no ponen en peligro la estabilidad del edificio, sí perjudicarían los recubrimientos y acabados, dando un aspecto muy desagradable.

### III-c- ESTUDIO CRITICO DE POSIBLES PROYECTOS DE RECIMEN TACION

Aunque teóricamente se podría pensar en varios sistemas para recimentar el Palacio de Bellas Artes, solamente presentaré estudio de uno de ellos, y los demás, los enunciaré únicamente y haré una somera crítica de las ventajas y desventajas, apuntando el porqué no los considero convenientes.

Ampliación de base. - Desde luego se puede pensar como primera solución en aumentar la losa de cimentación para obtener una mayor area de apoyo y reducir la fatiga transmitida al suelo. Con esto solo se evitaría que el Palacio de Bellas Artes no se hundiera más rápidamente que su suelo adyacente, pero nunca se lograría detener absolutamente los hundimientos, no siendo por lo mismo una solución definitiva, además que resultaría antieconómica y peligrosa por lo siguiente:

Suponiendo que se quisiera transmitir al suelo la máxima

fatiga permitida por el Departamento Central en esa zona de 5 tons/m<sup>2</sup>.

necesitaríamos una area de apoyo de:  $A = \frac{94\ 348}{5} = 18\ 900\ m^2$ .

Actualmente solo se tienen 7 463 m<sup>2</sup> por lo que habría que aumentar 18 900 - 7 463 = 11 437 m<sup>2</sup>.

Para facilidad de cálculos supondremos el Palacio de Bellas Artes en un rectángulo de 120 m. de largo por 75 m. de ancho, tendríamos un perímetro de 390 m. lineales, por lo que el ancho de la franja que se debiera agregar sería de:  $\frac{11\ 437}{390} = 29.4\ m.l.$  lo que resultaría sumamente antieconómico, tanto por su tamaño cuanto por la gran rigidez que habría que proporcionar a las extensiones para evitar que se doblaran en la misma forma que lo han hecho los pórticos, lo cual sería posible no solo por el poco peso de la losa de extensión en comparación de la losa central cargada por la superestructura, sino además porque el comportamiento del suelo sería sumamente diferente en ambas zonas, ya que abajo del Palacio de Bellas Artes el suelo ha sufrido una consolidación mayor que el terreno adyacente, sobre el que se apoyarán las losas de extensión. Por tanto deshecho completamente este sistema de ampliación de base como posible procedimiento de recimentar el Palacio de Bellas Artes, por antieconómico, por peligroso y además por los trastornos al tránsito en las calles circunvecinas al estar construyendo la extensión de la losa.

Inyecciones de cemento. - Otro sistema que se podría pensar es el de inyectar lechadas de cemento en el subsuelo, pero por la misma expe--

riencia tenida en el intento relativo en el que se inyectaron 70 000 sacos de cemento principalmente en el lado oeste del edificio y que actualmente es el lado que se hunde a mayor velocidad que el resto de edificio, -- muestra claramente que no resulta de ninguna manera ventajoso.

Ello se debe a que en el suelo de la ciudad de México la - finura de las partículas sólidas de arcilla impiden la dispersión uniforme de la lechada en la masa general del suelo, y al no llegar de una manera uniforme y continua hasta la capa resistente de los 32 m. de profundidad, lo único que resultaría como la realidad lo demuestra, que se incrementa el peso que la arcilla está soportando, traduciéndose en una - aceleración de los hundimientos.

Recimentación de la superestructura. - Otro posible sistema de recimentación sería el de separar la superestructura de la losa de cimentación por medio de gatos, y lograr que aún cuando se siguiera hundiendo la losa de cimentación se conservara el nivel de la superestructura, o - incluso se pudiera llegar a levantar de nivel.

También éste sistema presenta algunos inconvenientes - que lo hacen poco realizable y entre los cuales se encuentra por ejemplo la enorme dificultad de realizar la maniobra de separación de la superestructura en una forma uniforme, por la distribución tan heterogénea que tienen las columnas, lo cual ocasionaría esfuerzos difíciles de prever - que traerían por consecuencia agrietamientos peligrosos de la plataforma.

Podría pensarse que logrando la separación de la superestructura se podría efectuar la recimentación haciendo que las columnas se apoyaran por medio de gatos sobre los pilotes que a su vez se apoyarían en la capa resistente de los 32 m. nulificando prácticamente la losa de cimentación, la que incluso podría quitarse una vez concluida la operación, la ventaja aparente que presentaría éste sistema es que la carga soportada por los pilotes en lugar de ser las 94 000 tons. que pesa el Palacio de Bellas Artes, sería únicamente de 52 000 tons. que es el peso de la superestructura, resultando más económico en cuanto a pilotes.

Sin embargo no precisamente porque sería antieconómico éste sistema, aunque sí resultaría costoso, sino sobre todo por el enorme peligro de una falla total de la superestructura que sería de fatales consecuencias, éste sistema sería quizás el menos recomendable.

La posibilidad de fallas resulta de lo siguiente: es imposible prever aún con el mayor coeficiente de seguridad, el comportamiento exacto de los gatos, tanto por la estimación incierta de cargas cuanto por la variación tan grande entre las columnas, o bien por el mecanismo mismo de los gatos, lo que en determinadas circunstancias ocasionarían deformaciones diferenciales en las bases de las columnas, las que al no contar con la ayuda de la rigidez de la losa, se transmitirían a la estructura ocasionando seguramente grietas peligrosas y posiblemente podría llegar a ocasionar fallas muy considerables.

Recimentación por medio de pilotes ligados a la losa actual de cimentación.

Este sistema de recimentación puede tener una doble solución a saber: con pilotes de punta apoyados rígidamente en la losa actual de cimentación, o bien con pilotes de punta apoyados con el dispositivo de control a la losa actual.

El primer sistema, con pilotes de punta apoyados rígidamente en la losa actual, comprendería el siguiente proceso:

Perforación de la losa actual, hincado de los pilotes y reposición de la losa dejándola apoyada sobre los pilotes rígidamente.

Desde luego la perforación de una losa de concreto cuyo espesor alcanza los tres m. en algunas zonas, resulta a simple vista una tarea sumamente difícil, delicada, puesto que la perforación debe ser la mínima pues de otra manera se debilitaría mucho, y además bastante costosa.

Sin embargo no es lo anterior lo que presenta el mayor inconveniente para éste sistema, presenta otros de mayor consideración, como son: la incapacidad de corregir hundimientos diferenciales por éste sistema, la simultaneidad con que debe ejecutarse la reposición y liga de la losa a los pilotes, para que no tengan sobrecargas o no aumente el desnivel diferencial y por último, un gran inconveniente es que dicho sistema solo sería una solución pasajera, ya que según la Western Foundation y los cálculos del Dr. Zeevaert, si se detuviera el hundimiento del Palacio de Bellas Artes, al cabo de 40 años, la consolidación del terreno circundante haría igualar el nivel del Palacio con las banquetas y

terreno adyacente, pero indudablemente al correr de los años se presentaría el problema inverso al comenzar a sobresalir el Palacio de Bellas Artes, por estar sobre pilotes, como lo he expuesto en el primer capítulo de ésta Tesis, ya que aunque fuere, con toda seguridad con velocidad más retardada que actualmente, la compactación del suelo circundante - seguiría.

Por todo lo expuesto anteriormente y por no tratarse de una solución definitiva éste sistema resulta inadecuado para la recimentación.

En la segunda solución de éste sistema propuesto, utilizando la losa actual de cimentación pero ligada a los pilotes por el dispositivo de control, aunque nos resuelve ciertamente el inconveniente de ser solución pasajera, puesto que el control permite que sea solución definitiva, y aunque por éste sistema si se permite la corrección de desniveles diferenciales, presenta como dificultad predominante el debilitamiento de la losa de cimentación, ya que siendo pilote de control necesita haber holgura para permitir el paso de los pilotes en la losa de cimentación y por consiguiente no puede existir la reposición de la losa como en el caso anterior.

Sin embargo el estudio de las dificultades e inconvenientes de las soluciones anteriores me hicieron fijar ciertas características que debe cumplir el sistema de recimentación que se proyecte y que son las siguientes:

- 1.- Que sea solución definitiva y permanente.
- 2.- Que permita corregir el desnivel existente.
- 3.- Que no debilite la losa actual de cimentación.
- 4.- Que no ocasione la posibilidad de fallas notables en la superestructura.
- 5.- Que no interrumpa notoriamente el funcionamiento del edificio,
- 6.- Y desde luego que sea factible en su realización.

### III-d- PROYECTO DEFINITIVO.

#### Recimentación por medio de pilotes de control ligados a una nueva losa de cimentación.

En términos generales el proyecto de recimentar el Palacio de Bellas Artes por éste sistema, consiste en construir una nueva losa de cimentación ligada a la losa actual por medio de columnas, y la nueva losa apoyada totalmente sobre pilotes de punta apoyados en la capa resistente de los 32 m. de profundidad, pero ligados a la nueva losa por medio del dispositivo de control descrito en páginas anteriores.

Por éste procedimiento se logran cumplir las condiciones requeridas, siendo por lo tanto mucho más ventajoso que todos los proyectos señalados anteriormente; en efecto: es una solución definitiva puesto que al estar apoyado el edificio totalmente sobre pilotes impide toda clase de hundimientos, logrando que al cabo de 40 años aproximadamente se encuentre a nivel con el terreno circunvecino, y luego se puede -

igualar la velocidad de hundimiento del Palacio de Bellas Artes, con la de los terrenos adyacentes por medio de los controles en los pilotes.

Además como ya lo hemos visto anteriormente, el control en los pilotes permite corregir los hundimientos diferenciales satisfaciendo la segunda característica fijada.

Por otra parte la losa actual de cimentación permanece intacta ya que al no ir ligados a ella los pilotes no necesita ser perforada, conservando la ayuda en la rigidez de la estructura, desapareciendo la posibilidad de fallas notables en la superestructura y por supuesto es factible su realización, llevándola a cabo por franjas como se indica en el procedimiento de construcción.

Finalmente como las operaciones de excavación, hincado de pilotes, construcción de contratrabes y columnas, y colocación de los controles, se lleva a cabo abajo de la losa actual de cimentación es lógico aceptar que no se interrumpirá notoriamente el funcionamiento del edificio.

No obstante todas las ventajas descritas anteriormente se nos presentan grandes problemas y dificultades que iré presentando y resolviendo en el transcurso del presente estudio.

## CAPITULO IV

### IV. - PROYECTO DE LA ESTRUCTURA PARA LA RECIMENTACION.

#### IV-a- PROCESO DE CALCULO.

En términos generales el proceso seguido en el cálculo de ésta recimentación puede resumirse en los siguientes puntos:

1. - Diseño de las nuevas columnas .
2. - Número, colocación y tonelaje de los pilotes .
3. - Diseño de contratrabes y de la nueva losa de cimentación .

#### IV-b- DISEÑO DE LAS NUEVAS COLUMNAS.

Consideré que el peso tanto de la cimentación actual como el de la superestructura sería recibido por columnas nuevas que estarían en la misma vertical de las columnas existentes, para evitar que se nos produjeran momentos innecesarios, de tal modo que nuestras nuevas columnas soportarían la carga de las columnas actuales más el peso de la losa de cimentación comprendida en el area tributaria correspondiente;

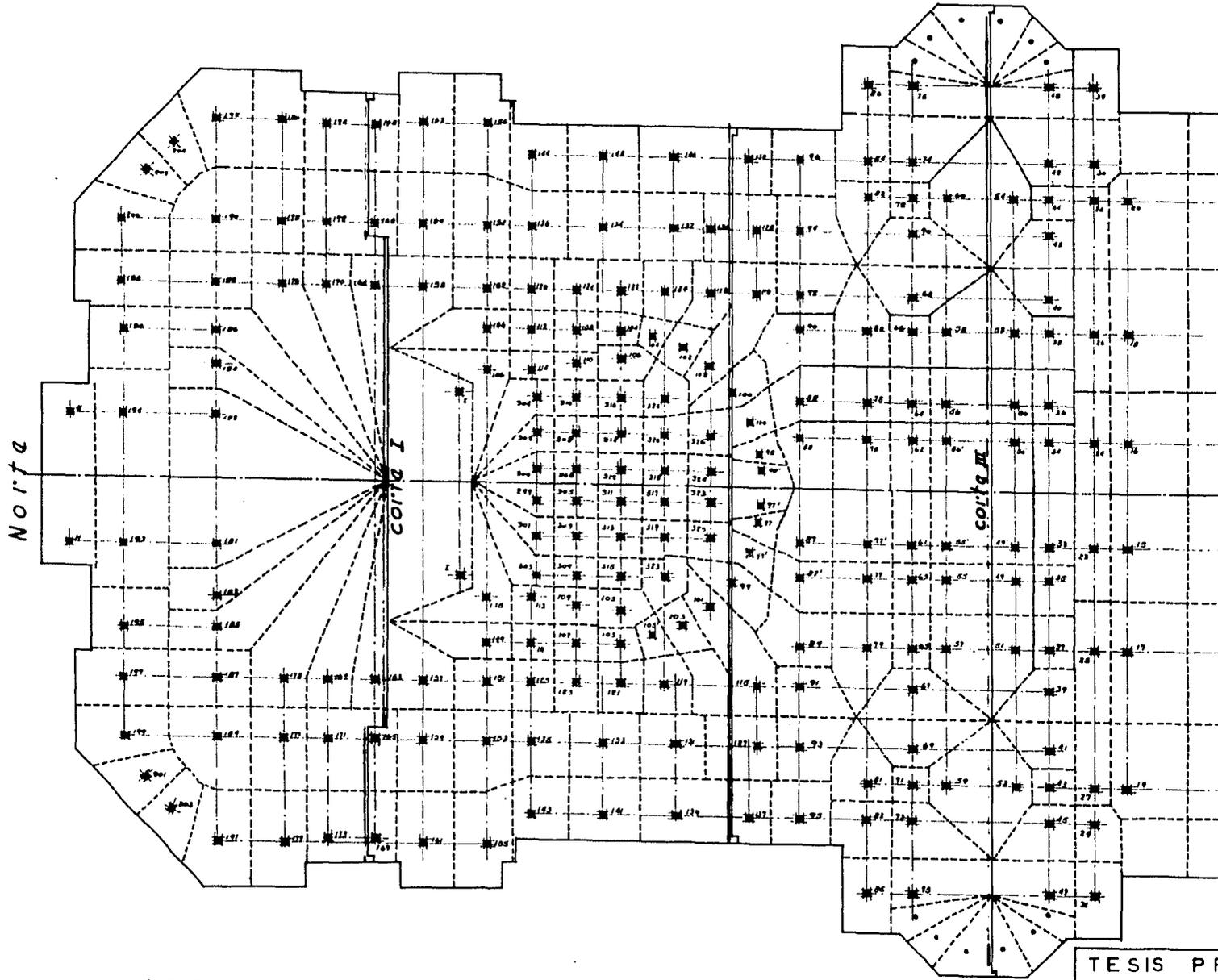
por lo que procedí a valorizar la carga que soportarían cada una de las nuevas columnas de acuerdo con los siguientes pasos:

a).- Fraccioné aproximadamente la losa actual de cimentación en superficies que consideré como áreas tributarias de cada columna de la superestructura, que coincidirán con las nuevas columnas, siendo iguales las áreas tributarias con respecto a las columnas existentes y a las nuevas columnas.

Para ello seguí el criterio de que el área tributaria de una columna es la superficie comprendida dentro del perímetro que resulta de unir los puntos medios de los segmentos que van de la columna considerada a las columnas circundantes. El valor de cada área tributaria lo encontré gráficamente, y por ello digo que fué aproximado, sin embargo la suma de todas las áreas tributarias difiere del área total en solo +19.2 m<sup>2</sup>, que es una diferencia insignificante ya que equivale al 0.256 %.

b).- Dividí la carga de cada columna actual entre su área tributaria y obtuve la carga por metro cuadrado debida a la superestructura, sin tomar en cuenta para ésto la rigidez de la losa.

c).- Dividí el peso de la cimentación actual de 41 899.65 toneladas, entre la superficie de 7 463.28 m<sup>2</sup>. que tiene la losa actualmente, y obtuve una carga por metro cuadrado debida a la losa de cimentación igual a 5.614 tons./m<sup>2</sup>. Para facilidad de los cálculos solo consideré las 2 primeras decimales ya que la tercera prácticamente no llega a influir--



AREAS TRIBUTARIAS DE COLUMNAS

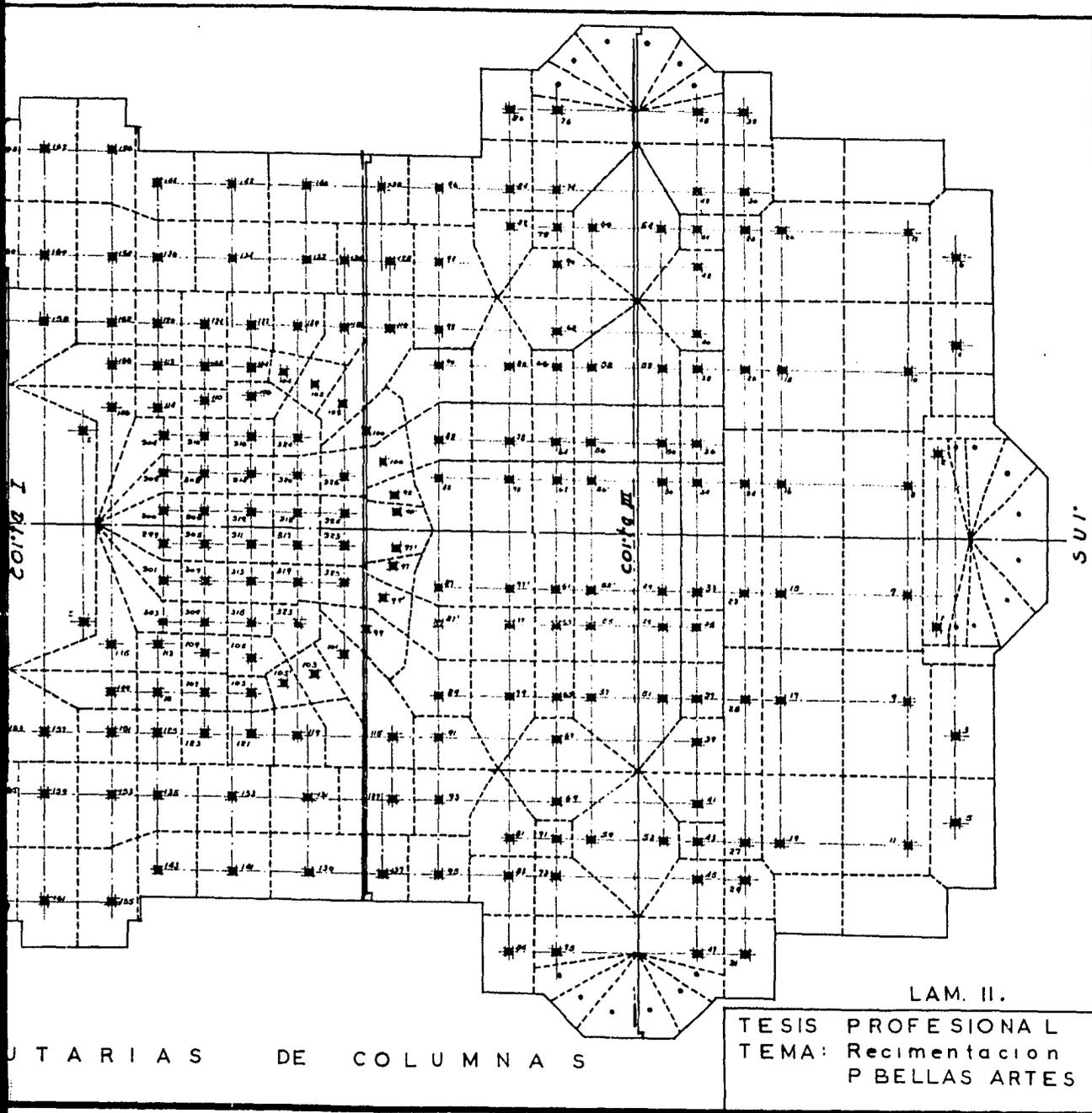
TESIS P  
TEMA: Re  
P

ESCUELA NACIONAL DE

U. N. A.

TESIS PR

OSCAR I.



UTARIAS DE COLUMNAS

LAM. II.

TESIS PROFESIONAL  
TEMA: Recimentacion  
P BELLAS ARTES

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA.		
U.	N.	A. M.
9 5 7		
TESIS PROFESIONAL		
OSCAR I. GONZALEZ G.		

nos en el orden en que se necesita para los cálculos subsecuentes.

d).- Sumé la carga unitaria debida a la superestructura con el peso unitario de la losa de cimentación y obtuve la carga total unitaria en -- tons/m2. para cada columna.

e).- Multiplicando en cada columna la carga total por metro cuadrado, por su área tributaria obtuve la carga total que soportaría cada una de las nuevas columnas.

Lo anteriormente expuesto aparece en la tabla No. 1 en la cual la última columna nos expresa la carga total que deberá soportar cada una de las nuevas columnas.

Una vez conociendo la carga que soportará cada columna procedí a su diseño catalogándolas en 6 tipos a saber:

- Tipo I - hasta 150 toneladas.
- Tipo II - de 151 a 300 toneladas.
- Tipo III - de 301 a 450 toneladas.
- Tipo IV - de 451 a 600 toneladas.
- Tipo V - de 601 a 750 toneladas.
- Tipo VI - de 751 a 960 toneladas.

Con la carga máxima de cada uno de los tipos anteriores, procedí de la siguiente manera:

Suponiendo las columnas cortas, zunchadas y cargadas - axilamente apliqué la fórmula 9 de las especificaciones del Joint Committe (junio de 1940) que me da la carga admisible en la siguiente expresión:

TABLA No. 1

Columna	Carga co lumnas tons.	Area tri butaria m2	Peso Unit. carga tons/m2	Peso Unit. losa tons/m2	Peso Unit. Total tons/m2	Carga Total tons.
2	533.6	28.9	18.46	5.61	24.07	695.62
4	476.9	31.8	14.99	5.61	20.60	655.08
6	431.6	45.0	9.59	5.61	15.20	684.00
8	409.7	62.0	6.60	5.61	12.21	757.20
10	505.2	81.0	6.23	5.61	11.84	959.04
12	596.5	60.8	9.81	5.61	15.42	937.53
14	379.0	44.9	8.43	5.61	14.04	630.39
16	294.4	60.1	4.89	5.61	10.50	631.05
18	507.2	72.0	7.04	5.61	12.65	910.80
20	504.8	52.2	9.67	5.61	15.28	797.62
22	422.8	29.9	14.09	5.61	19.70	589.03
24	355.2	29.6	12.02	5.61	17.63	521.85
26	520.6	35.7	14.58	5.61	20.19	720.78
28	263.9	22.2	11.88	5.61	17.49	388.28
30	283.9	20.4	13.91	5.61	19.52	398.21
32	199.9	26.6	7.51	5.61	13.12	348.99
34	104.9	20.5	5.11	5.61	10.72	219.76
36	94.3	16.0	5.89	5.61	11.50	184.00
38	155.4	16.8	9.25	5.61	14.86	249.65
40	82.4	25.0	3.29	5.61	8.90	222.50
42	80.0	19.4	4.12	5.61	9.73	188.76
44	87.1	10.3	8.45	5.61	14.06	144.82
46	261.0	25.0	10.39	5.61	16.00	400.00
48	373.0	28.0	13.32	5.61	18.93	558.04
50	22.2	20.6	1.07	5.61	6.68	137.61
50	16.0	17.0	0.94	5.61	6.55	111.35
52	84.9	24.6	3.45	5.61	9.06	212.88

Columna	Carga co lumnas tons.	Area tri butaria m2	Peso Unit. carga tons/m2	Peso Unit. losa tons/m2	Peso Unit. Total tons/m2	Carga Total tons
54	54.7	27.0	2.03	5.61	7.64	206.28
56'	26.5	32.4	0.82	5.61	6.43	208.33
58	38.5	24.6	1.56	5.61	7.17	176.38
58	81.5	37.4	2.17	5.61	7.78	290.97
60	52.9	40.2	1.31	5.61	6.92	278.18
62	127.8	20.4	6.26	5.61	11.87	242.15
64	106.8	16.9	6.31	5.61	11.92	201.45
66	147.2	17.2	8.55	5.61	14.16	243.55
68	81.1	36.9	2.19	5.61	7.80	287.82
70	79.9	29.1	3.08	5.61	8.69	252.88
72	90.2	11.8	7.64	5.61	13.25	156.35
74	228.1	29.0	7.87	5.61	13.48	390.92
76	358.4	34.3	10.44	5.61	16.05	545.70
78'	281.9	26.9	9.73	5.61	15.34	412.65
78	206.2	20.6	10.00	5.61	15.61	321.57
80	582.9	33.0	17.66	5.61	23.27	767.91
82	422.5	26.0	16.25	5.61	21.86	568.36
84	340.0	21.8	16.30	5.61	21.91	477.64
86	200.0	27.5	7.27	5.61	12.88	354.20
88'	127.4	26.5	4.80	5.61	10.41	275.87
88	137.3	24.6	5.58	5.61	11.19	275.27
90	275.4	34.0	8.10	5.61	13.71	466.14
92	115.5	26.2	4.41	5.61	10.02	262.52
94	237.0	33.0	7.18	5.61	12.79	422.07
96	180.9	29.2	6.20	5.61	11.81	344.85
116	112.0	31.4	3.56	5.61	9.17	287.94
128	128.8	25.0	5.15	5.61	10.76	269.00
138	231.1	18.3	12.62	5.61	18.23	333.61
98'	19.0	11.4	1.66	5.61	7.27	82.87

Columna	Carga columnas tons.	Area triangular m2	Peso Unit. carga tons/m2	Peso Unit. losa tons/m2	Peso Unit. Total tons/m2	Carga Total tons.
98	88.3	9.7	9.10	5.61	14.71	142.68
100'	25.2	12.8	1.96	5.61	7.57	96.90
100	101.7	25.6	3.97	5.61	9.58	245.25
102'	39.0	15.6	2.50	5.61	8.11	126.52
102	171.3	13.4	12.78	5.61	18.39	246.42
104'	20.5	8.8	2.34	5.61	7.95	69.96
104	149.6	11.9	12.57	5.61	18.18	216.34
106	105.0	13.4	7.83	5.61	13.44	180.10
188	127.6	13.0	9.81	5.61	15.42	200.46
110	124.5	8.5	14.62	5.61	20.23	171.95
112	119.5	13.2	9.05	5.61	14.66	193.51
114	126.4	10.0	12.64	5.61	18.25	182.50
118	137.6	20.6	6.67	5.61	12.28	252.97
120	126.8	18.5	6.85	5.61	12.46	230.51
122	150.3	17.6	8.52	5.61	14.13	248.69
124	121.3	15.1	8.03	5.61	13.64	205.96
126	126.4	16.8	7.52	5.61	13.13	202.58
130	114.9	16.5	6.96	5.61	12.57	207.40
132	155.5	31.3	4.96	5.61	10.57	330.84
134	222.2	38.5	5.77	5.61	11.38	438.13
136	171.0	31.1	5.49	5.61	11.10	345.21
140	234.4	41.7	5.62	5.61	11.23	468.29
142	234.0	34.0	6.88	5.61	12.49	424.66
144	220.7	27.1	8.14	5.61	13.75	372.63
146	370.9	34.0	10.88	5.61	16.49	560.66
150	236.8	26.8	8.83	5.61	14.44	386.99
152	360.6	22.1	16.31	5.61	21.92	484.43
154	340.7	34.5	9.87	5.61	15.48	534.06
156	463.6	42.1	11.01	5.61	16.62	699.70

Columna	Carga co- lumnas tons.	Area tri- butaria m2	Peso Unit. carga tons/m2	Peso Unit. losa tons/m2	Peso Unit. Total tons/m2	Carga Total tons
158	380.7	37.2	10.23	5.61	15.84	575.86
160	325.6	32.5	10.01	5.61	15.62	507.65
162	361.4	37.2	9.71	5.61	15.32	569.90
I	123.6	72.1	1.71	5.61	7.32	527.77
164	277.4	34.2	8.11	5.61	13.72	469.22
166	149.8	17.3	8.65	5.61	14.26	246.70
168	214.4	17.0	12.61	5.61	18.22	309.74
170	235.0	46.1	5.09	5.61	10.70	493.27
172	190.0	43.2	4.39	5.61	10.00	432.00
174	203.0	37.1	5.47	5.61	11.08	411.07
176	333.0	62.7	5.31	5.61	10.92	678.58
178	305.4	35.0	8.72	5.61	14.33	501.55
180	362.7	40.6	8.93	5.61	14.54	590.32
182	453.9	88.5	5.12	5.61	10.73	949.60
184	246.1	42.2	5.83	5.61	11.44	482.77
186	260.9	58.3	4.47	5.61	10.08	587.66
188	464.5	32.0	14.51	5.61	20.12	643.84
190	481.9	44.2	10.90	5.61	16.51	729.74
192	372.6	46.3	8.05	5.61	13.66	632.46
194	461.7	62.5	7.38	5.61	12.99	811.88
196	255.0	35.6	7.16	5.61	12.77	454.61
198	348.1	37.9	9.18	5.61	14.79	560.54
J	18.9	10.7	1.76	5.61	7.37	78.86
200	349.4	45.1	7.74	5.61	13.35	602.09
202	155.9	21.6	7.21	5.61	12.82	276.91
204	158.0	22.4	7.05	5.61	12.66	283.58
N	78.2	35.6	2.19	5.61	7.80	277.68
300	14.1	12.1	1.16	5.61	6.77	81.92
302	14.6	13.3	1.07	5.61	6.68	88.84

Columna	Carga co luminas tons.	Area tri butaria m2	Peso Unit. carga tons/m2	Peso Unit. losa tons/m2	Peso Unit. Total tons/m2	Carga Total tons.
304	14.8	21.8	.67	5.61	6.28	136.90
306	6.0	9.7	.61	5.61	6.22	60.33
308	6.2	10.8	.57	5.61	6.18	66.74
310	15.4	10.3	1.49	5.61	7.10	73.13
312	6.2	11.3	.54	5.61	6.15	69.50
314	6.0	12.7	.47	5.61	6.08	77.22
316	6.1	12.2	.50	5.61	6.11	74.54
318	6.2	10.6	.56	5.61	6.17	65.40
320	6.0	11.4	.52	5.61	6.13	69.88
322	6.6	15.4	.56	5.61	6.17	95.01
324	6.5	10.3	.63	5.61	6.24	64.27
326	6.9	12.6	.54	5.61	6.15	77.49
A	68.5	15.1	4.53	5.61	10.14	153.11
B	66.9	15.7	4.26	5.61	9.87	154.96
C	45.8	12.0	3.57	5.61	9.18	110.16
L	75.6	15.5	4.87	5.61	10.48	162.44
D	43.7	6.0	7.28	5.61	12.89	77.34
E	18.8	9.8	1.91	5.61	7.52	73.70
F	19.1	11.5	1.66	5.61	7.27	83.61
G	22.1	10.2	2.16	5.61	7.77	79.25
H	23.1	17.1	1.35	5.61	6.96	119.02
e	19.1	14.0	1.36	5.61	6.97	97.58
K	50.0	15.0	3.33	5.61	8.94	134.10

$$P = 0.225 f'_c A_g + A_s f_s$$

en la que:

$P$  = carga admisible.

$f'_c$  = resistencia del concreto a la compresión determinada por pruebas sobre cilindros de 15 por 30.

$f_s$  = fatiga nominal de trabajo en el refuerzo vertical de la columna.

$A_g$  = Area total de la columna.

$A_s$  = Area efectiva del refuerzo vertical.

sustituf  $A_s$  por  $p A_g$  en donde  $p$  es la relación del área efectiva del refuerzo vertical al área total de la columna, quedando:

$$P = 0.225 f'_c A_g + p A_g f_s$$

factorizando el segundo miembro:

$$P = A_g ( 0.225 f'_c + p f_s )$$

despejando  $A_g$  :

$$A_g = \frac{P}{0.225 f'_c + p f_s} \quad I$$

con ésta fórmula encontré para cada tipo de columna el área total; posteriormente como consideré circular las columnas calculé el diámetro sabiendo que:

$$\frac{\Pi D^2}{4} = A_g$$

$$D = \sqrt{\frac{4 A_g}{\Pi}} \quad II$$

Como en realidad no son columnas con carga axial, puesto que están sujetas a un momento debido a los efectos de temblor, aumenté el diámetro encontrado en un por ciento convencional y aumenté también el área del refuerzo hasta conservar el porcentaje de 6% supuesto inicialmente; con estos nuevos resultados procedí a revisar con la fórmula de la escuadría para columnas con carga excéntrica aplicada sobre uno de los ejes de simetría, a saber:

$$f_c = \frac{P}{A_t} \pm \frac{MV}{I_t} \quad \text{III}$$

en la que:

$f_c$  = fatiga de trabajo del concreto.

$P$  = carga axial de la columna.

$A_t$  = área transformada.

$M$  = momento al que está sujeta la columna.

$V$  = distancia del centro de gravedad a la fibra más comprimida.

$I_t$  = momento de inercia de la sección transformada.

Para verificar si la fatiga de trabajo del concreto es menor que la permisible, calculé la  $f_c$  permisible por la fórmula 17 del J.C.

$$f_{c\text{perm.}} = f_a \frac{1 + \frac{eV}{R^2}}{1 + C \frac{eV}{R^2}} \quad \text{IV}$$

en la que:

$f_a$  = es la fatiga media admisible en una columna de concreto cargada axialmente con carga equivalente:

$$f_a = \frac{0.225 f'_c + pfs}{1 + (n-1) p} \quad (1)$$

C = es la relación de  $f_a$  a la fatiga admisible en piezas sujetas a flexión:

$$C = \frac{f_a}{0.45 f'_c} \quad (2)$$

R = radio de giro de la sección transformada con relación al centro de gravedad de la sección:  $R^2 = \frac{I}{A}$

si la fatiga  $f_c$  de trabajo resultó mayor que la permisible, aumenté el diámetro a la columna y el área de acero hasta conservar el 6%, si resultó demasiado baja, disminuí el diámetro de la columna, y el  $A_s$ , hasta lograr igualar prácticamente las fatigas de trabajo y permisibles del concreto.

Para facilidad de los cálculos, las fórmulas anteriores - las reduje considerando como fatigas:

$$f'_c = 240 \text{ kg. /cm}^2.$$

$$fs = 2000 \text{ kg. /cm}^2 \text{ (acero tor.)}$$

y como porcentaje:  $p = 0.06$

Las fórmulas nos quedan:

la No. 1 
$$A_g = \frac{P}{0.225 f'_c + pfs}$$

$$Ag = \frac{P}{0.225 \times 240 + 0.06 \times 2000}$$

$$Ag = \frac{P}{54 + 120}$$

$$Ag = \frac{P}{174.0} \quad \text{Ia}$$

la No. II

$$D = \sqrt{\frac{4Ag}{II}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4Ag}{3.14}}$$

$$D = \sqrt{1.275 Ag} \quad \text{IIa}$$

Para reducir la fórmula III, el momento M, según el reglamento de las construcciones en el Distrito Federal lo calculé considerando el Palacio de Bellas Artes como una construcción del tipo II indicado en el Artículo 12 del Capítulo 41.1 que dice:

Tipo II. "Construcciones para lugares de reunión o de cualquier otra clase, que al fallar pongan en peligro la vida de gran número de personas; como escuelas, teatros, salas de cinematógrafo y si milares."

Para éste tipo de construcciones el coeficiente sísmico - según el artículo 13 del mismo capítulo será de 0.05, por lo tanto el momento debido a sismo será:

$$M = \frac{1}{20} p \cdot \frac{h}{2} \quad (3)$$

o sea la carga multiplicada por el coeficiente sísmico considerándola actuando horizontalmente y en el punto de inflexión de la columna que se considera a la mitad de la altura, en nuestro caso como  $h = 300$  cm, nos queda:

$$M = \frac{1}{20} p \cdot \frac{300}{2}$$

$$M = 7.5 p \quad (3a)$$

Los valores de  $f_a$  y de  $C$ , por las fórmulas (1) y (2) los podemos calcular y como son función de datos fijos nos resultan ser constantes para nuestros cálculos, en efecto:

$$(1) \quad f_a = \frac{0.225 f'_c + p f_s}{1 + (n-1) p}$$

$$f_a = \frac{0.225 \times 240 + 0.06 \cdot 2000}{1 + (10-1) \times 0.06} = \frac{54 + 120}{1 + 0.54}$$

$$f_a = \frac{174}{1.54}$$

$$f_a = 113 \text{ kg./cm}^2. \quad (1a).$$

$$(2) \quad C = \frac{f_a}{0.45 f'_c} = \frac{113}{0.45 \times 240}$$

$$C = 1.05 \quad (2a)$$

Sabemos que la exentricidad "e" la encontramos dividiendo

do el momento al que está sujeta la columna entre la carga axial o sea:

$$(4) \quad e = \frac{M}{P}$$

sustituyendo el momento por su valor expresado en la fórmula (3a) obtenemos:

$$(4) \quad e = \frac{7.5 P}{P}$$

$$e = 7.5 \text{ cm.} \quad (4a)$$

finalmente, sustituyendo el valor (3a) en la fórmula III nos queda que:

$$f_c = \frac{P}{A_t} \pm \frac{7.5 P V}{I_t} \quad \text{IIIa}$$

y sustituyendo los valores de  $f_a$ , C y e expresados en las fórmulas -- (1a), (2a), (4a) obtenemos que la fatiga permisible será igual a:

$$f_{c \text{ per.}} = f_a \frac{1 + \frac{e \cdot V}{R^2}}{1 + C \frac{e \cdot V}{R^2}}$$

$$f_{c \text{ perm.}} = 113 \frac{1 + \frac{7.5 V}{R^2}}{1 + 1.05 \frac{7.5 V}{R^2}}$$

$$f_{c \text{ perm.}} = 113 \frac{1 + \frac{7.5 V}{R^2}}{1 + \frac{7.87 V}{R^2}} \quad \text{IVa}$$

Después de las anteriores sustituciones, observamos que tan solo tendremos que aplicar las fórmulas Ia, IIa, IIIa, y IVa, para el cálculo de cada tipo de columnas, simplificándonos notoriamente las — operaciones.

DISEÑO POR TIPOS.

Tipo VI.

$$P = 960 \text{ tons.}$$

$$\text{Ia) } A_g = \frac{P}{174} = \frac{960\ 000}{174}$$

$$A_g = 5\ 510 \text{ cm}^2.$$

$$\text{IIa) } D = \sqrt{1.275 A_g} = \sqrt{1.275 \times 5\ 510}$$

$$D = 84 \text{ cm.}$$

Al diámetro encontrado le aumentamos aproximadamente un 20% debido a la excentricidad de la carga por sismo y procedemos a revisar.

$$D = 84 + 17 = 101 \text{ cm.} \quad A_g = 6\% A_g$$

$$\text{IIIa) } f_c = \frac{P}{A_t} \pm \frac{7.5 P \cdot V}{I_t}$$

$$A_t = A_g + nA_g \quad A_g = \pi R^2 = 3.14 \times 50.5^2 = 8010$$

$$(n-1)A_g = 9 (480.6) = \frac{4320}{A_t = 12\ 330}$$

$$I_t = I_C + I_S$$

$$I_C = \frac{\Pi R^4}{4} = \frac{3.14 \times 50.5^4}{4} = 5\,130\,000$$

$$I_S = \frac{(n-1) A_s (R-rec)^2}{2} = 3\,900\,000$$

---

$$I_t = 9\,030\,000$$

sustituyendo valores en la fórmula III a) obtenemos la fatiga del concreto:

$$IIIa) \quad f_c = \frac{960\,000}{12\,330} \pm \frac{7.5 \times 960\,000 \times 50.5}{9\,030\,000}$$

$$f_c = 88.2 \pm 40.3$$

$$f_c = 128.5 \text{ Kg./cm}^2.$$

ahora calculamos la fatiga máxima permisible; aplicando la fórmula

IVa).

$$IVa) \quad f_{cperm.} = 113 \frac{1 + \frac{7.5 V}{R^2}}{1 + \frac{7.87 V}{R^2}}$$

$$R^2 = \frac{I}{A} = \frac{9\,030\,000}{12\,330} = 733$$

$$f_{cperm.} = 113 \frac{1 + \frac{7.5 \times 50.5}{733}}{1 + \frac{7.87 \times 50.5}{733}}$$

$$f_{cperm.} = 113 \frac{1.515}{1.540}$$

$$f_{cperm.} = 111 \text{ kg./cm}^2 < f_c = 128.5$$

por lo tanto queda escasa nuestra columna supuesta y necesitamos disminuir la fatiga del concreto, aumentando el diámetro, en un 25% al diámetro encontrado, supuesta la columna con carga axial, y procedemos a revisar nuevamente.

$$D = 84 + 21$$

$$D = 105 \text{ cm.}$$

$$A_t = A_g + A_B$$

$$A_g = \pi R^2 = 3.14 \times 52.5^2 = 8\,700$$

$$(n-1) A_B = 9 (8\,700 \times 0.06) = 4\,700$$

$$A_t = 13\,400$$

$$I_t = I_C + I_B$$

$$I_C = \frac{3.14 \times 52.5^4}{4} = 6\,000\,000$$

$$I_B = \frac{9 \times 52.5^2 \times 44.5^2}{2} = 4\,690\,000$$

$$I_t = 10\,690\,000$$

$$\text{IIIa)} \quad f_c = \frac{960\,000}{13\,400} + \frac{7.5 \times 960\,000 \times 52.5}{10\,690\,000}$$

$$f_c = 71.8 + 35.4$$

$$f_c = 107.2 \text{ kg./cm}^2$$

calculamos nuevamente la fatiga permisible para ésta nueva columna supuesta, con la fórmula IVa).

$$f_{c \text{ perm.}} = 113 \frac{1 + \frac{7.5 V}{R^2}}{1 + \frac{7.87 V}{R^2}}$$

$$\text{pero } R^2 = \frac{I}{A} = \frac{10\,690\,000}{13\,400} = 798$$

$$f_{c\text{perm.}} = 113 \frac{1 + \frac{7.5 \times 52.5}{798}}{1 + \frac{7.87 \times 52.5}{798}}$$

$$f_{c\text{perm.}} = 113 \frac{1.404}{1.519}$$

$$f_{c\text{perm.}} = 111.5 \text{ kg./cm}^2 > f_c = 107.2$$

ahora queda ligeramente sobrada por lo que disminuimos a la sección de la columna suponiendo el diámetro un centímetro más chico o sea:

$$D = 104 \text{ cm.}$$

$$A_t = A_g + A_s$$

$$A_g = 3.14 \times 52^2 = 8\,490$$

$$(n+1) A_s = 9 (8\,490 \times 0.06) = 4\,580$$

$$A_t = \underline{13\,070}$$

$$I_t = I_c + I_s$$

$$I_c = \frac{3.14 \times 52^4}{4} = 5\,620\,000$$

$$I_s = \frac{9 \times 509.4 \times 44^2}{2} = 4\,460\,000$$

$$I_t = \underline{10\,080\,000}$$

$$f_c = \frac{960\,000}{13\,070} + \frac{7.5 \times 960\,000 \times 52}{10\,080\,000}$$

$$f_c = 74.0 + 37.2$$

$$f_c = 111.2 \text{ kg./cm}^2.$$

la fatiga permisible para ésta nueva columna según la fórmula IVa) será:

$$R^2 = \frac{I}{A} = \frac{10\ 080\ 000}{13\ 070} = 769$$

$$f_{c\text{perm.}} = 113 \frac{1 + \frac{7.5 \times 52}{769}}{1 + \frac{7.87 \times 52}{769}}$$

$$f_{c\text{perm.}} = 113 \frac{1.509}{1.531}$$

$$f_{c\text{perm.}} = 111.5 \approx f_c = 111.2$$

Como la fatiga de trabajo del concreto y la fatiga permisible resultaron senciblemente iguales acepté como diámetro de las columnas de éste tipo 104 cm, y nuestra área de acero según la consideración de suponer el 6% de acuerdo con la deducción de las fórmulas anteriores, por tanto.

$$A_s = 0.06 \times A_g$$

$$A_s = 0.06 \times 8\ 940$$

$$A_s = 509.4 \text{ cm}^2.$$

Utilizando varillas de pulgada y media de diámetro necesitaríamos 45 varillas, las cuales quedarían a una distancia menor a la permitida por las especificaciones para distancias entre varillas en columnas, por lo que es necesario agruparlas en núcleos. En este caso consideré 15 núcleos de tres varillas. Para el cálculo del refuerzo en

espiral apliqué las siguientes fórmulas:

$$\text{paso} = \frac{4 a_g}{d_n p'}$$

en la cual:  $a_g$  = área del refuerzo en espiral

$d_n$  = diámetro del núcleo dentro de la espiral

$p'$  = relación del volúmen de refuerzo en espiral al volúmen de concreto en el núcleo y

es igual a 
$$p' = 0.45 \left[ \frac{A_g}{A_n} - 1 \right] \frac{f'_c}{f'_s}$$

en donde:  $\frac{A_g}{A_n}$  = relación del área total de la columna al -  
área del núcleo de la misma.

$f'_c$  y  $f'_s$  = fatiga de los materiales en el límite elástico.

Para las columnas del tipo VI el paso de la espiral nos lo determina el siguiente cálculo:

$$p' = 0.45 \left[ \frac{8\ 490}{6\ 090} - 1 \right] \frac{240}{4\ 000}$$

$$p' = 0.45 \times 0.4 \times \frac{240}{4\ 000}$$

$$p' = 0.018$$

Suponiendo como refuerzo en espiral, varillas de  $\frac{1}{2}$ " y -  
por tanto con una  $a_g = 1.22$  obtendremos como paso:

$$\text{paso} = \frac{4 \times 1.22}{88 \times 0.0108}$$

$$\text{paso} = 4.95 \text{ cm.}$$

Revisamos si el paso calculado está de acuerdo con las especificaciones que dicen:

"El espaciamiento centro a centro de las espirales no será mayor de  $1/6$  el diámetro del núcleo", en éste caso:

$$d_n = 88 \text{ cm. ; } \frac{88}{6} = 14.7 > 4.95 \text{ correcto.}$$

" El espacio libre entre las espirales no será mayor de 7.5 cm. ni menor de 3 cm."

$$\text{espacio libre} = 4.95 \quad - \quad \emptyset$$

$$\text{espacio libre} = 4.95 \quad - \quad 1.22$$

$$\text{espacio libre} = 3.73 \quad \text{correcto.}$$

De ésta manera queda terminado el cálculo del VI tipo de columnas y los resultados están resumidos en el plano de columnas.

Tipo V .-

$$P = 750 \text{ tons.}$$

$$\text{Ia)} \quad A_g = \frac{750\,000}{174} = 4\,310$$

$$\text{IIa)} \quad D = \sqrt{1.275 \times 4\,310} = 74 \text{ cm.}$$

Aumentamos al diámetro encontrado, aproximadamente -

un 30% y procedemos a revisar considerando la exentricidad de la columna debida a sismo:

$$D = 74 + 22 = 96 \text{ cm.}$$

$$\text{IIIa)} \quad f_c = \frac{P}{A_t} + \frac{7.5 P \times V}{I_t}$$

$$A_t = A_g + (n-1) A_s \quad A_g = 3.14 \times 48^2 = 7\ 250$$

$$(n-1) A_s = 9 \times 435 = 3\ 920$$

$$A_t = 11\ 170$$

$$I_t = I_c + I_s$$

$$I_c = \frac{3.14 \times 48^4}{4} = 4\ 220\ 000$$

$$I_s = \frac{9 \times 40^2 \times 435}{2} = 3\ 140\ 000$$

$$I_t = 7\ 360\ 000$$

Sustituyendo los valores anteriores en la fórmula IIIa), -  
obtendremos la fatiga del concreto:

$$\text{IIIa)} \quad f_c = \frac{750\ 000}{11\ 170} + \frac{7.5 \times 750\ 000 \times 48}{7\ 360\ 000}$$

$$f_c = 67.4 + 36.7$$

$$f_c = 104.1 \text{ kg./cm}^2$$

Sin necesidad de clacular la fatiga permisible del concreto observamos que la fatiga anterior nos demuestra que nuestra columna está sobrada ya que la  $f_c$  permisible tiene un valor aproximado de - 111 kg./cm<sup>2</sup>, como lo vimos en el cálculo del tipo VI; por lo tanto dis-

minimos dos centímetros a la sección supuesta y volvemos a revisar:

$$D = 96 - 2 = 94 \text{ cm.}$$

$$A_t = A_g + (n - 1) A_s \quad A_g = 3.14 \times 47^2 = 6\,910$$

$$(n-1)A_s = 9 \times 414.6 = 3\,730$$

---

$$A_t = 10\,640$$

$$I_t = I_c + I_s \quad I_c = \frac{3.14 \times 47^4}{4} = 3\,860\,000$$

$$I_s = \frac{9 \times 414.6 \times 39^2}{2} = 2\,830\,000$$

---

$$I_t = 6\,690\,000$$

$$f_c = \frac{750\,000}{10\,640} + \frac{7.5 \times 750\,000 \times 47}{6\,690\,000}$$

$$f_c = 110.1 \text{ kg./cm}^2$$

Calculamos la fatiga permisible aplicando la fórmula --

IVa) para comparar el valor de la fatiga de trabajo:

$$\text{IVa)} \quad f_{c \text{ perm.}} = 113 \frac{1 + \frac{7.5 V}{R^2}}{1 + \frac{7.87 V}{R^2}}$$

$$R^2 = \frac{1}{A} = \frac{6\,690\,000}{10\,640} = 630$$

$$f_{c \text{ perm.}} = 113 \frac{1 + \frac{7.5 \times 47}{630}}{1 + \frac{7.87 \times 47}{630}}$$

$$f_{c \text{ perm.}} = 113 \frac{1.559}{1.589}$$

$$f_{c \text{ perm.}} = 110.8 > f_c = 110.1$$

Aceptamos por lo tanto el diámetro de 94 cm. para las columnas del tipo V y calculamos el refuerzo vertical de manera semejante al tipo anterior:

$$A_s = 0.06 \times A_g$$

$$A_s = 0.06 \times 6\ 910$$

$$A_s = 414.6 \text{ cm}^2.$$

Cubrimos el área de acero con 36 varillas de 1-1/2" de  $\phi$  colocadas en 12 núcleos de tres varillas cada uno por la limitación de la distancia entre varillas.

El refuerzo en espiral estará de acuerdo con el siguiente cálculo:

$$p' = 0.45 \left[ \frac{6\ 910}{4\ 760} - 1 \right] \frac{240}{4\ 000}$$

$$p' = 0.45 \times 0.45 \times \frac{240}{4\ 000}$$

$$p' = 0.0121$$

$$\text{paso} = \frac{4 \times a_s}{d_n \times p'} = \frac{4 \times 1.22}{78 \times 0.0121}$$

$$\text{paso} = 5.18 \text{ cm.}$$

Resultado que observa las especificaciones relativas al -  
espaciamiento tanto de centro a centro cuanto de espacio libre entre las  
espirales; por tanto queda terminado el diseño del tipo V de columnas.

Diseñé todos los demás tipos de columnas, pero no escribo en la presente tesis todos los cálculos por ser idénticos a los anteriores; solamente pongo a continuación el resumen de ellos, mismo que se puede apreciar en el plano de columnas.

#### Tipo I

Columnas con una carga máxima de 150 tons.

Diámetro. =  $D = 50$  cm.

Refuerzo vertical.  $A_s : 11$  varillas  $1\frac{1}{2}'' \varnothing$

Refuerzo en espiral.  $a_s : v.v. \frac{1}{2}'' \varnothing$

paso: 4.6 cm.

#### Tipo II

Columnas con carga entre 151 y 300 tons.

Diámetro.  $D = 65$  cm.

Refuerzo vertical.  $A_s : 17$  varillas  $1\frac{1}{2}'' \varnothing$

Refuerzo en espiral.  $a_s : v.v. \frac{1}{2}'' \varnothing$

Paso: 4.9 cm.

#### Tipo III

Columnas con carga entre 301 y 450 tons.

Diámetro.  $D = 75$  cm.

Refuerzo vertical.  $A_S$ : 23 varillas  $1\frac{1}{2}'' \emptyset$

Refuerzo en espiral.  $a_S$ : v.v.  $\frac{1}{2}'' \emptyset$

peso: 5.2 cm.

#### Tipo IV

Columnas con carga entre 451 y 600 tons.

Diámetro.  $D = 86$  cm.

Refuerzo vertical.  $A_S$ : 30 varillas  $1\frac{1}{2}'' \emptyset$  en 10  
núcleos de 3 v.v. c/u.

Refuerzo en espiral:  $a_S$ :  $\frac{1}{2}'' \emptyset$

paso: 5.2 cm.

#### Tipo V

Columnas con carga entre 601 y 750 tons.

Diámetro.  $D = 94$  cm.

Refuerzo vertical.  $A_S$ : 36 varillas  $1\frac{1}{2}'' \emptyset$  en 12  
núcleos de 3 v.v. c/u.

Refuerzo en espiral.  $a_S$ :  $\frac{1}{2}'' \emptyset$

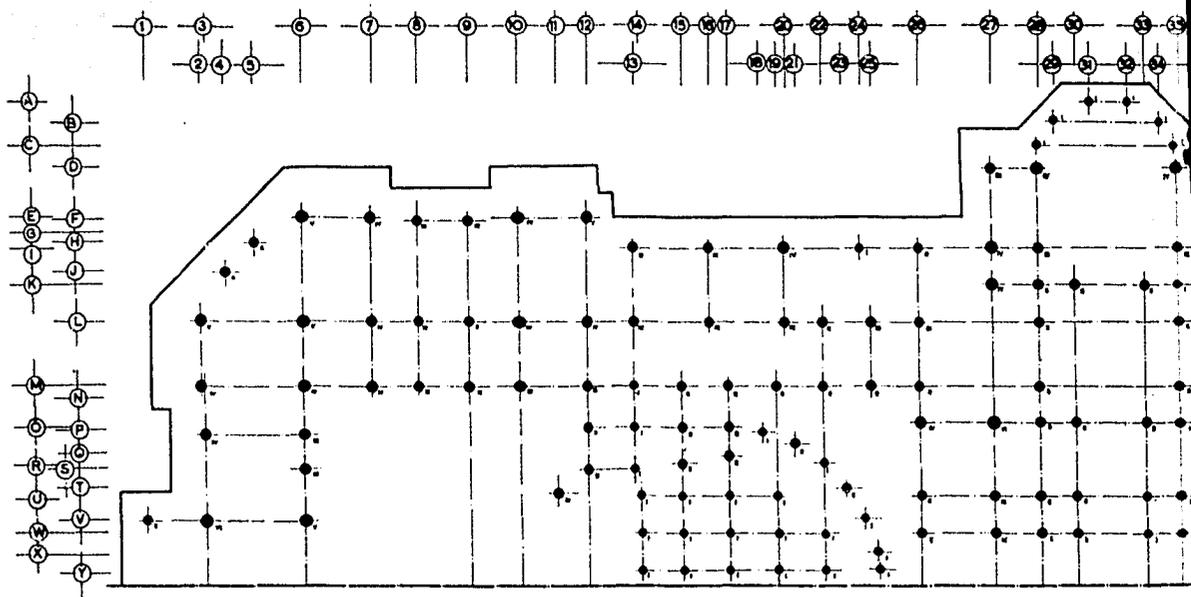
Paso: 5.1 cm.

#### Tipo VI

Columnas con carga entre 751 y 960 tons.

Diámetro.  $D = 104$  cm.

Refuerzo vertical.  $A_S$ : 45 varillas  $1\frac{1}{2}''$  en 15



PLANTA. NOMENCLATURA. COL

T A B L A S.

D E. A R M A D O.

<b>I</b>	SECCION	50 cm D.	
	A. VERT.	11 $\phi$ 1 1/2"	
	A. HORZ.	$\phi$ 1/2 paso 48 cm	

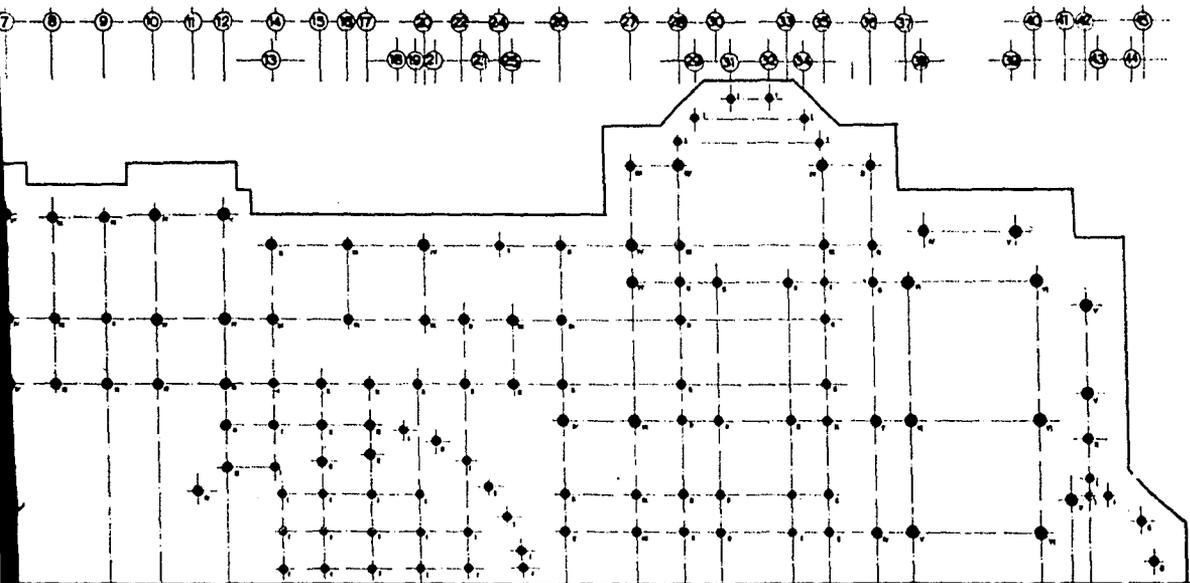
<b>II</b>	SECCION	65 cm D.	
	A. VERT.	17 $\phi$ 1 1/2"	
	A. HORZ.	$\phi$ 1/2 paso 48 cm	

<b>III</b>	SECCION	75 cm D.	
	A. VERT.	23 $\phi$ 1 1/2"	
	A. HORZ.	$\phi$ 1/2 paso 48 cm	

<b>IV</b>	SECCION	86 cm D.	
	A. VERT.	30 $\phi$ 1 1/2"	
	A. HORZ.	$\phi$ 1/2 paso 48 cm	

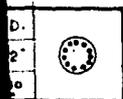
<b>V</b>	SECCION	94 cm D.	
	A. VERT.	36 $\phi$ 1 1/2"	
	A. HORZ.	$\phi$ 1/2 paso 48 cm	

<b>VI</b>	SECCION	104 cm D.	
	A. VERT.	45 $\phi$ 1 1/2"	
	A. HORZ.	$\phi$ 1/2 paso 48 cm	



PLANTA. NOMENCLATURA. COLUMNAS.

A S. DE. A R M A D O.



<b>I</b>	SECCION	65 cm D.	
	A. VERT.	17 $\phi$ 1 1/2"	
	A. HORZ.	$\phi$ 1/2 paso 49 cm	

<b>II</b>	SECCION	75 cm D.	
	A. VERT.	23 $\phi$ 1 1/2"	
	A. HORZ.	$\phi$ 1/2 paso 52 cm	

$f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$  acero TON



<b>V</b>	SECCION	94 cm D.	
	A. VERT.	36 $\phi$ 1 1/2"	
	A. HORZ.	$\phi$ 1/2 paso 51 cm	

<b>VI</b>	SECCION	104 cm D.	
	A. VERT.	45 $\phi$ 1 1/2"	
	A. HORZ.	$\phi$ 1/2 paso 52 cm	

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA U. N. A. M.	
COLUMNAS. NUEVA CIMENTACION.	<b>3.</b>
TESIS PROFESIONAL. <b>OSCAR I. GONZALEZ G.</b>	
RECIPIENTACION PALACIO DE BELLAS ARTES	

núcleos de 3 v.v. c/u

Refuerzo en espiral.  $a_s$ :  $\frac{1}{2}$ "  $\emptyset$   
paso: 5.0 cm.

El concreto supuesto en los cálculos fué de:

$$f' = 240 \text{ kg/cm}^2$$

El acero fué del tipo "Acero Tor" cuyas fatigas:

$$f_s = 2\,000 \text{ kg./cm}^2$$

$$f'_s = 4\,000 \text{ kg./cm}^2.$$

#### IV-c- NUMERO COLOCACION Y TONELAJE DE LOS PILOTES.

Como pretendí en éste proyecto que se detenga el hundimiento del palacio de Bellas Artes de una manera definitiva y absoluta, he considerado que la totalidad del peso de la superestructura y de la cimentación actual, va a estar soportada por pilotes de punta, los cuales los considero apoyados en la capa resistente que se encuentra a los 32-metros de profundidad.

Para que se logre apoyar todas las cargas del edificio, sobre los pilotes de una manera estable y sin peligro de originar un par de volteo es condición indispensable que la resultante de todas las cargas verticales, sea igual colineal y de sentido contrario a la resultante de los pilotes, lo que automáticamente se logra mediante al método seguido para el cálculo del número, colocación y tonelaje de los pilotes.

En efecto el procedimiento seguido consiste en lo siguien  
te:

Conociendo la magnitud de la carga que cada una de las -  
columnas transmite y su área tributaria, proyecté para cada columna el  
número de pilotes necesario para soportar dicha carga, suponiendo co-  
mo carga máxima de trabajo de cada pilote 110 toneladas de acuerdo con  
las especificaciones establecidas por la Western Foundation.

De ésta manera se logra que la magnitud de las cargas --  
verticales en el área tributaria de cada columna, sean iguales, y de sen  
tidos contrarios y por ende, en conjunto, la suma de fuerzas verticales:  
cargas columnas y reacciones pilotes, serán iguales en magnitud y de -  
sentidos contrarios.

Igualmente el sistema de cálculo nos garantiza la colinea  
lidad de las resultantes, ya que en las áreas tributarias de cada colum-  
na se proyecta la colocación de los pilotes procurando hacer coincidir -  
en cada área el centro de gravedad de los pilotes con el centro de grave  
dad de las cargas, y por consecuencia lógica el centro de gravedad de -  
las cargas totales, coincidirá linealmente con el centro de gravedad de  
todos los pilotes, cumpliendose las condiciones citadas anteriormente -  
para las resultantes, o sea, se lograrán que sean iguales, colineales y  
de sentidos contrarios.

Es interesante hacer notar que para hacer posible el sis-  
tema de cálculo anteriormente descrito, es necesario que los pilotes pue

dan soportar cargas de diferente magnitud y durante tiempo indefinido, lo cual es posible lograr con las celdas de deformación en los pilotes - de control, como ya lo hice notar en la descripción del sistema.

En efecto la celda de deformación transmite al pilote una fatiga de 120 kg/cm<sup>2</sup> de una manera constante, hasta que llega a su máxima deformación; o sea que una celda de deformación como las que actualmente se utilizan de 5 cm. de lado por 5 cm. de frente, transmitirán al pilote; una carga C igual a:

C = Area por fatiga

C = 52 x 120

C = 3 000 kg ó sean 3 tons.

Por la carga de tres toneladas que transmite cada celda - de deformación, podemos lograr que cada pilote soporte una carga cuya magnitud sea un número múltiplo de tres, de acuerdo con el número de celdas de deformación que se coloquen sobre el pilote.

Con ésta limitación en la variación de las cargas, procedí a calcular el número de pilotes y su tonelaje, procurando hacer trabajar a los pilotes a su máximo tonelaje con el objeto de que resultaran el menor número de ellos.

En la tabla No. 2 vemos claramente lo anterior, en efecto: la primera columna nos indica la nomenclatura de cada columna de la cimentación que es la misma nomenclatura que llevan las columnas de la - superestructura del Palacio de Bellas Artes actualmente; en la segunda

TABLA No. 2

Columna	Carga total tons.	No. Pilotes	Carga pilote tons.	Carga total pilotes tons.	Diferencia
2	696	7	99	693	- 3
4	655	6	108	643	- 7
6	684	6	111	666	- 18
8	757	7	108	756	- 1
10	959	9	108	972	+ 13
12	937	9	105	945	+ 8
14	630	6	105	630	---
16	631	6	105	630	- 1
18	910	9	102	918	+ 8
20	798	8	99	792	- 6
22	589	6	99	594	+ 5
24	522	5	105	525	+ 3
26	720	7	102	714	- 6
28	388	4	96	384	- 4
30	398	4	99	396	- 2
32	349	4	87	348	- 1
34	220	2	111	222	+ 2
36	184	2	93	186	+ 2
38	250	3	84	252	+ 2
40	222	2	111	222	---
42	188	2	93	186	- 2
44	145	2	72	144	- 1
46	400	4	99	396	- 4
48	558	5	111	555	- 3
50	138	2	69	138	---
50	111	1	111	111	---
52	213	2	108	216	+ 3
54	206	2	102	204	- 2
56	208	2	105	210	+ 2
56	176	2	87	174	- 2

Columna	Carga total tons.	No. Pilotes	Carga pilote tons.	Carga total pilotes tons.	Diferencia
58	291	3	96	288	- 3
60	278	3	93	279	+ 1
62	242	3	81	243	+ 1
64	201	2	102	204	+ 3
66	243	3	81	243	----
68	288	3	96	288	----
70	253	3	84	252	- 1
72	156	2	78	156	----
74	391	4	99	396	+ 5
76	546	5	108	540	- 6
78	413	4	102	408	- 5
78'	321	3	108	324	+ 3
80	762	7	111	777	+ 9
82	568	5	111	555	- 13
84	478	5	96	480	+ 2
86	354	4	90	360	+ 6
88	276	3	93	279	+ 3
88'	275	3	93	279	+ 4
90	466	5	93	465	- 1
92	262	3	87	261	- 1
94	422	4	105	420	- 2
96	345	4	87	348	+ 3
116	288	3	96	288	----
128	269	3	90	270	+ 1
138	334	3	111	333	- 1
98	83	1	84	84	+ 1
98	143	2	72	144	+ 1
100	97	1	99	99	+ 2
100	245	3	81	243	- 2
102'	126	2	63	126	----

Columna	Carga total tons.	No. Pilotes	Carga pilote tons.	Carga total pilotes tons.	Diferencia
102	246	3	81	243	- 3
104'	70	1	69	69	- 1
104	216	2	108	216	----
106	180	2	90	180	----
108	200	2	99	198	- 2
110	172	2	87	174	+ 2
112	193	2	96	192	- 1
114	182	2	90	180	- 2
118	253	3	84	252	- 1
120	230	2	111	222	- 8
122	249	3	84	252	+ 3
124	206	2	102	204	- 2
126	220	2	111	222	+ 2
130	207	2	105	210	+ 3
132	331	3	111	333	+ 2
134	438	4	111	444	+ 6
136	345	4	87	348	+ 3
140	468	5	93	465	- 3
142	425	4	108	432	+ 7
144	373	4	93	372	- 1
146	561	6	93	558	- 3
150	387	4	96	384	- 3
152	484	5	96	480	- 4
154	534	5	108	540	+ 6
156	670	7	99	693	+23
158	576	6	96	576	----
160	508	5	102	510	+ 2
162	570	5	111	555	- 15
I	528	5	105	525	- 3
164	469	5	93	465	- 4

Columna	Carga total tons.	No. Pilotes	Carga pilote tons.	Carga total pilotes tons.	Diferencia
166	247	3	81	243	- 4
168	310	3	105	315	+ 5
170	493	5	99	495	+ 2
172	432	4	108	432	----
174	411	4	102	408	- 3
176	678	6	111	666	- 12
178	501	5	102	510	+ 9
180	590	6	99	594	+ 4
182	950	9	105	945	- 5
184	483	5	96	480	- 3
186	588	6	99	594	+ 6
188	644	6	108	648	+ 4
190	730	7	105	735	+ 5
192	632	6	105	630	- 2
194	812	8	102	816	+ 4
196	455	4	111	444	- 11
198	560	5	111	555	- 5
J	79	1	78	78	- 1
200	602	6	102	612	+ 10
202	277	3	93	279	+ 2
204	283	3	96	288	+ 5
M	278	3	93	279	+ 1
300	82	1	81	81	- 1
302	89	1	87	87	- 2
304	137	2	69	138	+ 1
306	60	1	60	60	----
308	67	1	66	66	- 1
310	73	1	72	72	- 1
312	69	1	69	69	----
314	77	1	78	78	+ 1

Columna	Carga total tons.	No. Pilotes	Carga pilote tons.	Carga total pilotes tons.	Diferencia
316	74	1	75	75	+ 1
318	65	1	66	66	+ 1
320	70	1	69	69	- 1
322	95	1	96	96	+ 1
324	64	1	66	66	+ 2
326	77	1	78	78	+ 1
A	153	2	78	156	+ 3
B	155	2	78	156	+ 1
C	110	1	111	111	+ 1
L	162	2	81	162	----
D	77	1	78	78	+ 1
E	74	1	72	72	- 1
F	84	1	84	84	----
G	79	1	78	78	- 1
H	119	1	111	111	- 8
I	97	1	99	99	+ 2
K	134	2	96	132	- 2

columna tenemos la carga total de cada área tributaria, que está integra da a su vez por el peso de la columna de la superestructura, más el peso de losa comprendido en el área tributaria de dicha columna; en la ter cera columna tenemos el número y tonelaje de los pilotes que han de tomar la carga total de la columna anterior en la tabla, y siguiendo el cri terio expresado en el párrafo anterior; por último la última columna de la tabla nos indica las diferencias que existen entre la carga de las co-- lumnas y las reacciones de los pilotes.

Estas diferencias se deben a la limitación de que la carga de los pilotes sea múltiplo de tres, debido a las celdas de deformación, pero no nos afecta en nuestros cálculos, porque dichas diferencias son de orden despreciable comparadas con las cargas totales en cada columna, además de que se compensan, ya que la suma algebraica de ellas es igual a cero, lo que es fácil que suceda debido a la gran rigidez de la losa actual de cimentación.

En total nos resultan 960 pilotes cuyas cargas varían des de 60 toneladas hasta 111 ton., por lo cual es conveniente diseñarlos -- agrupándolos en varios tipos, según la carga de trabajo de cada pilote, de una manera análoga al procedimiento seguido en el diseño de colum-- nas.

Por lo tanto, agrupé a los pilotes en tres tipos diferentes, a saber:

TIPO A.

Pilotes que soportarían una carga máxima de 75 toneladas.

TIPO B.

Pilotes que trabajarían con cargas de 76 hasta 94 toneladas.

TIPO C.

Pilotes que tendrían que soportar cargas de 95 a 111 toneladas.

El diseño de cada uno de los tipos anteriores lo hice con la carga máxima y utilizando las fórmulas para el cálculo de columnas cortas con carga axial, ya que aunque la relación de esbeltez es mucho mayor de diez, las presiones horizontales del suelo, impiden toda posibilidad de flambeo, y por supuesto anulan cualquier tipo de fuerza horizontal que pudiera ocasionar momentos, como en el caso del sismo en columnas, impidiendo la más mínima excentricidad.

Sin embargo, la fatiga de trabajo del concreto que se considera de  $0.225 f'_c$  para piezas sujetas a flexocompresión como en el caso de las columnas; y de  $0.45 f'_c$  para piezas sujetas exclusivamente a flexión como en el caso de vigas; para el cálculo de los pilotes, basándose en pruebas experimentales comprobadas por la experiencia, se le considera al concreto una fatiga de  $0.375 f'_c$ .

Por lo tanto las fórmulas empleadas en el diseño de los

pilotes serán análogas a las utilizadas para el diseño de columnas con carga axial, únicamente variando la fatiga de trabajo del concreto, por lo tanto tendremos:

$$P = 0.375 f'_c A_g + A_s f_s$$

sustituyendo  $A_s$  por  $p A_g$  y despejando  $A_g$  obtendremos:

$$A_g = \frac{P}{0.375 f'_c + p f_s} \quad (V)$$

con la cual diseñaré los pilotes que considere zunchados; al igual que en las columnas si se consideran con estribos en lugar de zuncho, la capacidad de carga será 80% de la anterior, por lo tanto, los pilotes con estribos los diseñaré con la fórmula:

$$A_g = \frac{P}{0.30 f'_c + 0.8 p f_s} \quad (VI)$$

Finalmente como la sección de los pilotes es circular, - aplicaré la fórmula II a) que utilicé en columnas para encontrar el diámetro, es decir:

$$D = \sqrt{1.275 A_g} \quad (IIa)$$

A continuación procederé a diseñar cada uno de los tipos de los pilotes suponiendo que las fatigas de los materiales empleados serán:

$$f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1265 \text{ kg/cm}^2$$

Buscando el diseño más económico de los pilotes supuse el menor porcentaje de acero permitido o sea el de uno por ciento, el cual a la hora de redondear por el número de varillas de diámetros comerciales, aumenta ligeramente, obteniendo ventaja porque quedamos del lado de la seguridad.

DISEÑO DEL TIPO "A"

$$P = 75 \text{ tons.}$$

con estribos

$$\text{VI) } A_g = \frac{75\,000}{0.3 \times 240 + 0.8 \times 0.01 \times 1\,265}$$

$$A_g = \frac{75\,000}{72 + 10.12} = \frac{75\,000}{82.1}$$

$$A_g = 913 \text{ cm}^2.$$

$$\text{IIa) } D = \sqrt{1.275 \times 913}$$

$$D = 34 \text{ cm}$$

$$A_s = p \cdot A_g$$

$$A_s = 9.13 \text{ cm}^2 ; \underline{\underline{5 \phi 5/8''}} \quad A_s = 9.89 \text{ cm}^2.$$

espaciamiento de estribos:

Por especificaciones como separación de estribos, regirá la menor distancia de:

$$16 \times \text{diám. del refuerzo vertical} = 16 \times 1.59 = 25.5$$

$$48 \times \text{diám. de estribos} = 48 \times 0.639 = 30.6$$

$$\text{Diámetro de la columna} = 34 \text{ cm.}$$

por tanto colocaremos estribos de  $\frac{1}{4}$ " a cada 25 cm.

DISEÑO DEL TIPO "B"

$$P = 94 \text{ tons.}$$

con zuncho.

$$V) \quad A_g = \frac{94\,000}{0.375 \times 240 + 0.01 \times 1\,265}$$

$$A_g = \frac{94\,000}{90 + 12.65} = \frac{94\,000}{102.65}$$

$$A_g = 914 \text{ cm}^2.$$

$$II a) \quad D = \sqrt{1.275 \times 914}$$

$$D = 34 \text{ cm.}$$

$$A_s = 0.01 \times 914$$

$$A_s = 9.14 \text{ cm}^2; \quad 5 \quad 5/8" \phi$$

Cálculo del zuncho:

$$p' = 0.45 \left[ \frac{A_g}{A_n} - 1 \right] \frac{f'_c}{f'_s}$$

$$p' = 0.45 \left[ \frac{914}{532} - 1 \right] \frac{240}{3\,500}$$

$$p' = 0.45 \times 0.71 \times \frac{240}{3\ 500}$$

$$p' = 0.0218$$

$$\text{paso} = \frac{4 \times a_g}{d_n \ p'} = \frac{4 \times 0.71}{26 \times 0.0218}$$

$$\text{paso} = 5.0 \text{ cm.}$$

### DISEÑO DEL PILOTE TIPO "C"

$$P = 111 \text{ tons.}$$

con zuncho

$$\text{V) } A_g = \frac{111\ 000}{102.65}$$

$$A_g = 1\ 080 \text{ cm}^2$$

$$\text{II a) } D = \sqrt{1.275 \times 1\ 080}$$

$$D = 37 \text{ cm.}$$

$$A_s = 0.01 \times 1\ 080$$

$$A_s = 10.8 \text{ cm}^2; \ 6 \ 5/8" \ \phi$$

cálculo del zuncho:

$$p' = 0.45 \left[ \frac{1\ 080}{661} - 1 \right] \frac{240}{3\ 500}$$

$$p' = 0.45 \times 0.63 \times \frac{240}{3500}$$

$$p' = 0.0194$$

$$\text{paso} = \frac{4 \times a_B}{d_n \cdot p'} = \frac{4 \times 0.71}{29 \times 0.0194}$$

$$\text{paso} = 5.05 \text{ cm.}$$

Aunque los tres tipos anteriores los diseñé con la carga máxima de trabajo de cada tipo, tenemos un coeficiente mínimo de seguridad que varía entre 1.3 y 1.5 debido a la siguiente circunstancia:

Cada tipo de pilote, resistirá por apoyo directo una carga igual a la carga de trabajo para la que fué proyectada, pero además - como el pilote de control aprovecha la adherencia del terreno, la carga total que puede soportar un pilote será la suma de la carga que resiste por apoyo directo más la carga que resiste por adherencia a todo lo largo del pilote.

Ahora bien, la carga que soporta el pilote por adherencia, varía entre una, y una y media toneladas por metro lineal de pilote; lo que quiere decir que en caso de nuestros pilotes, como su longitud es de veinticinco metros, soportarán por adherencia cuando menos 25 tons.

Resumen del cálculo y diseño de pilotes.

#### TIPO "A"

Pilotes que soportarán una carga máxima de 75 tons.

Número de pilotes de éste tipo:	44 pilotes.
Diámetro.	$D = 34 \text{ cm.}$
Refuerzo vertical.	$A_B = 5 \text{ v.v. } 5/8'' \phi$
Refuerzo horizontal.	estribos de $1/4'' \phi$ a cada 25 cm.

### TIPO "B"

Pilotes que soportarán cargas entre 76 y 94 tons.

Número de pilotes.	140 pilotes.
Diámetro.	$D = 34 \text{ cm.}$
Refuerzo vertical.	$A_B = 5 \text{ v.v. } 5/8'' \phi$
Refuerzo horizontal.	zuncho de $3/8'' \phi$ paso: 5 cm.

### TIPO "C"

Pilotes que soportarán cargas entre 95 y 111 tons.

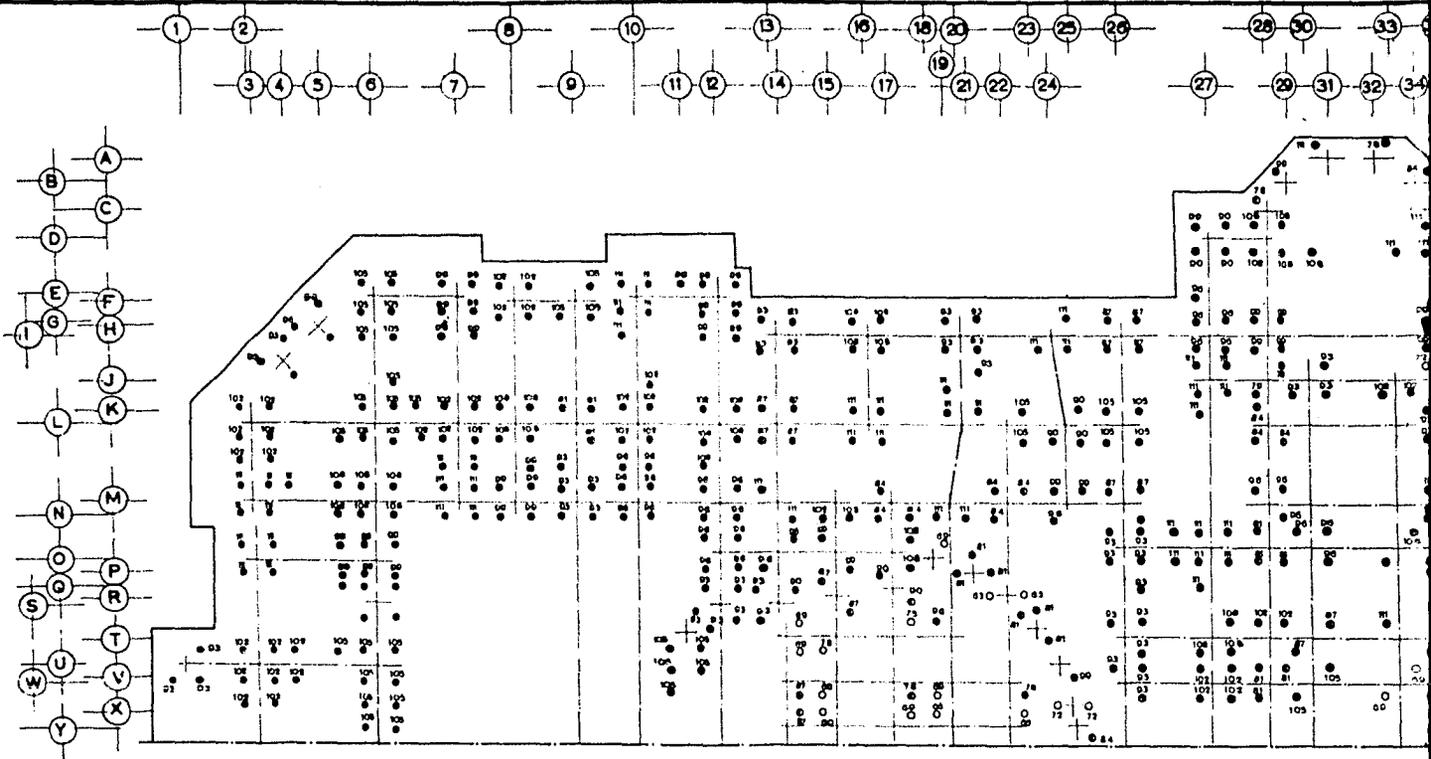
Número de pilotes.	776 pilotes.
Diámetro.	$D = 37 \text{ cm.}$
Refuerzo vertical.	$A_B = 6 \text{ v.v. } 5/8'' \phi$
Refuerzo horizontal.	zuncho de $3/8'' \phi$ paso: 5 cm.

El concreto supuesto en los cálculos fué de:

$$f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

El acero de grado estructural cuya fatiga es de:

$$f_B = 1\ 265 \text{ kg/cm}^2$$

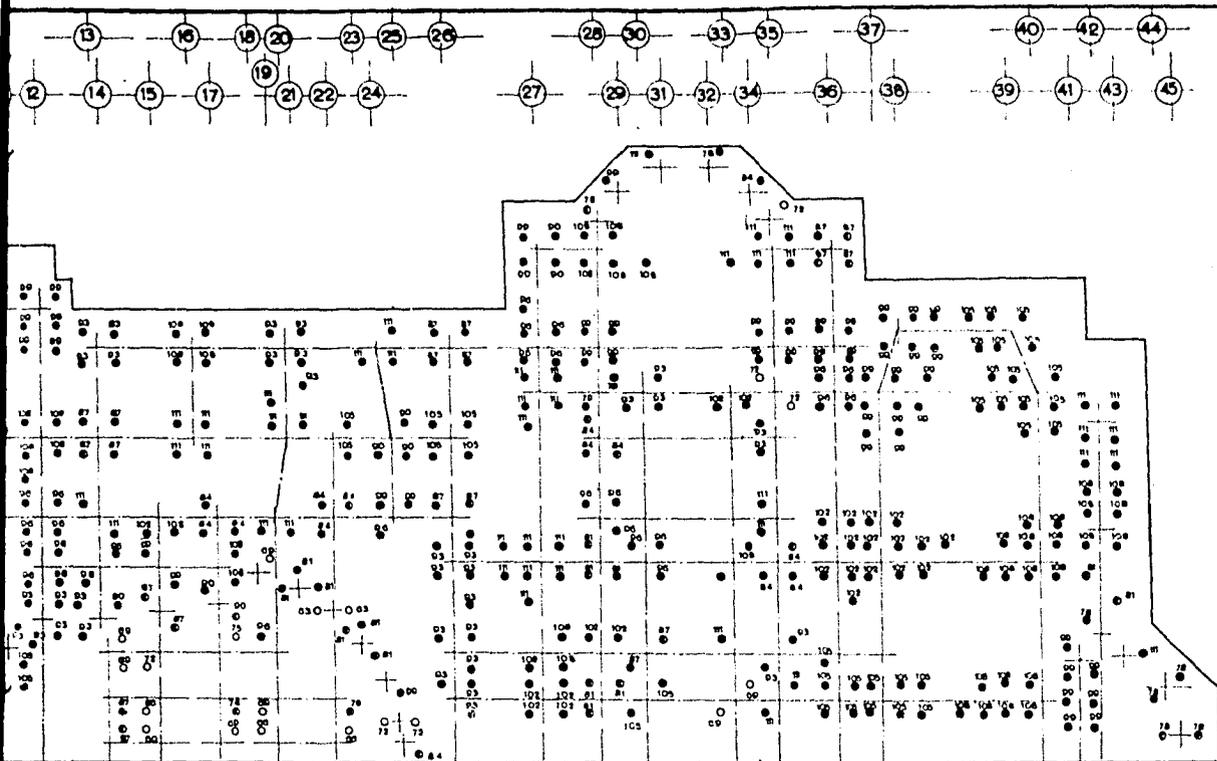


PLANTA LOCALIZACION Y CARGA DE PIL

TIPO	●	
NUMERO	776	
DIAMETRO	37 cm	
A. VERTICAL	6 Ø 5/8"	
A. HORIZONTAL	ZUNCHO DE Ø 3/8 CON PASO DE 5 CM.	

TIPO	●	
NUMERO	140	
DIAMETRO	34 cm	
A. VERTICAL	5 Ø 5/8"	
A. HORIZONTAL	ZUNCHO DE Ø 3/8 CON PASO DE 5 CM.	

TIPO	○	
NUMERO	44	
DIAMETRO	34 cm	
A. VERTICAL	5 Ø 1"	
A. HORIZONTAL	ESTRIBOS DE V CADA 85 CM	



CALIZACION Y CARGA DE PILOTES

TIPO	●	■
NUMERO	140	
DIAMETRO	34 cm	
A.VERTICAL	5 Ø 5/8"	
A.HORIZONTAL	FINCHO DE Ø 3/8 CON PASO DE 5CM.	

TIPO	○	■
NUMERO	44	
DIAMETRO	34 cm	
A.VERTICAL	5 Ø 5/8"	
A.HORIZONTAL	ESTRIBOS DE 1/4 A CADA 95 CM	

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA U. N. A. M.	
PILOTES. COLOCACION Y TONELAJE	4.
TESIS PROFESIONAL. OSCAR I. GONZALEZ. G.	
RECIMENTACION PALACIO DE BELLAS ARTES	

#### IV-d- CALCULO DE CONTRATRABES.

Como hicimos coincidir la carga de las columnas con la reacción de los pilotes, supondremos para nuestros cálculos que no habrá hundimientos diferenciales y por tanto calculamos las contratraves como vigas contínuas, considerando como apoyos las columnas.

Aunque en el presente proyecto toda la carga del edificio se supuso soportada por los pilotes, en el cálculo de las contratraves - consideramos una doble condición de carga, a saber:

- a).- Cargas concentradas debidas a los pilotes, cuyos valores varían en cada caso de acuerdo con la carga de trabajo proyectada, y cuyo punto de aplicación depende de la localización del pilote.
- b).- Cargas uniformemente repartidas debidas a la reacción del terreno arrojada por el área tributaria correspondiente a cada tramo de contratrabe, como si el peso del Palacio solamente estuviera soportado únicamente por el terreno.

Aunque parece absurdo considerar la carga uniformemente repartida, cuando se está suponiendo que todo el peso va a ser soportado por los pilotes, tiene por justificación en el presente caso las si---guientes razones:

1. - Dado el tipo de pilotes de control de que se trata, no es posible evitar que haya momentos en que la contratrabe esté total o parcialmente apoyada sobre el terreno; por ejemplo en el momento de hincar los pilo-

tes, o bien cuando fuere necesario hacer maniobras en los controles.

2.- Como se puede notar en el cálculo de los pilotes no se ha tomado en consideración el peso de la nueva cimentación formada por las columnas, las contratraves, la nueva losa de cimentación y los controles de los pilotes, no porque sea despreciable (aunque ciertamente en relación con el peso total es muy pequeño) sino porque podemos considerar - que dicho peso puede ser resistido perfectamente por el mismo terreno.

3.- Una vez que se tenga el Palacio de las Bellas Artes sobre la nueva estructura proyectada, se hará indispensable corregir los desniveles diferenciales existentes, lo cual se logrará disminuyendo la carga a los pilotes de la zona más levantada para que aumentando la fatiga sobre el terreno en esa zona, origine hundimientos que permitan igualar su nivel con el resto del edificio.

4.- Por último, cuando se haya logrado igualar los niveles de la losa actual con el del terreno adyacente, dentro de 40 años aproximadamente, será necesario disminuir la carga a todos los pilotes y aumentarla al terreno, para proporcionarle una fatiga tal que le permita hundirse con la misma velocidad del terreno adyacente.

Por lo anteriormente expuesto se observa que no sale sobrando considerar la segunda condición de carga o sea la uniformemente repartida, ya que obtendremos resultados que nos garanticen el correcto funcionamiento de nuestra estructura.

Para el cálculo de las contratraves, utilicé el método de

Cross tomando en cuenta los siguientes factores:

La rigidez en éste tipo de vigas es igual a

$$r = \frac{4EI}{l}$$

Como suponemos constantes el módulo de elasticidad del concreto (E) y el momento de inercia (I), la rigidez de cada miembro se rá inversamente proporcional a la longitud del claro (l).

El factor de distribución lo determiné tomando en cuenta el número de piezas que concurren a un mismo nudo, es decir:

$$f_d = \frac{r}{\sum r}$$

Para el cálculo de los momentos utilicé las fórmulas - de acuerdo con las condiciones de carga, o sea, para los momentos de - empotramiento:

$$M = \frac{w l^2}{12} \quad \text{para carga uniformemente re-} \\ \text{partida.}$$

$$M = \frac{P \cdot a \cdot b^2}{l^2} \quad \text{para carga concentrada.}$$

Para el centro de los claros o sea los momentos positi- vos, tendremos que:

$$M = \frac{w l^2}{8} \quad \text{para carga uniformemente re-} \\ \text{partida.}$$

$$M = \frac{P \cdot a \cdot b}{l} \quad \text{para carga concentrada.}$$

fórmulas en las cuales:

w : carga uniforme

P : carga concentrada

a : distancia de P al apoyo izquierdo

b : distancia de P al apoyo derecho

l : longitud del claro.

Como las condiciones de carga no pueden ser completamente simultáneas, es decir, no puede tener la contratrabe toda la carga de los pilotes y toda la reacción del terreno al mismo tiempo, no sumé los diagramas encontrados para cada condición de carga, sino que los superpuse y procedí al diseño de la pieza con la envolvente de los diagramas.

El peralte real (h) de las contratraves lo consideré uniforme, y cuya magnitud me permitiera alojar el dado y el control de los pilotes, sin que sobresalgan de las contratraves, para poder utilizar la nueva losa de cimentación para estacionamiento de automóviles.

Por tanto supuse 1.75 m. como peralte uniforme de todas las contratraves, que es la menor dimensión que satisface la restricción de los pilotes, ya que:

altura del dado ..... 0.80 m.

altura necesaria para colocar

el control ..... 0.85 m.

espesor del registro ..... 0.10 m.

Suma.. 1.75 m.

Para facilidad de los cálculos, consideré uniforme el re  
cubrimiento en todas las contratrabes y con un valor de 15 cm. de tal -  
modo que el peralte efectivo supuesto en los cálculos posteriores es de:

$$d = h - \text{rec.}$$

$$d = 175 \text{ cm.} - 15 \text{ cm.}$$

$$d = 160 \text{ cm.}$$

El diseño del ancho de cada contratrabe lo hice igualan-  
do el valor del momento máximo exterior que nos da la envolvente de los  
diagramas de momentos en cada contratrabe, con la expresión del momen-  
to resistente del concreto que está en función de las dimensiones de la -  
pieza, es decir:

$$M_r = M_e$$

$$M_r = K b d^2$$

$$\therefore M_e = K b d^2$$

en ésta expresión conocemos  $M_e$  (para cada contratrabe)  
 $K$  que es constante para todas y  $d$  que igualmente consideré uniforme en-  
todas las contratrabes, por lo cual despejamos el ancho "b" de la viga -  
que es la única incógnita:

$$b = \frac{M_e}{K \cdot d^2} \quad (I)$$

sustituyendo los valores que resultan constantes  
para todas las contratrabes, obtuve una fórmula que me da el ancho de  
cada contratrabe en función únicamente del momento máximo exterior -

de cada pieza; para el cálculo de las constantes al igual que en las columnas, supuse las siguientes fatigas de nuestros materiales:

$$f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2\,000 \text{ kg/cm}^1 \quad (\text{acero tor})$$

$$\therefore n = 10$$

constantes de cálculo: k, j, K.

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n \cdot f'_c}}$$

sabemos que para piezas sujetas a flexión:  $f_c = 0.45 f'_c$

$$f_c = 0.45 \times 240$$

$$f_c = 108 \text{ kg/cm}^2$$

por lo tanto:

$$k = \frac{1}{1 + \frac{2\,000}{10 \times 108}}$$

$$k = 0.351$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$j = 0.883$$

por último:

$$K = \frac{1}{2} f_c k j$$

$$K = \frac{1}{2} \times 108 \times 0.351 \times 0.883$$

$$K = 16.8$$

sustituyendo los valores de K y d en la expresión (I) tendremos:

$$b = \frac{M_e}{16.8 \times 160}$$

$$b = \frac{M_e}{433\ 000} \quad \text{Ia)}$$

para que sea homogénea el momento deberá expresarse en kg-cm. y de ésta manera obtendremos el ancho de la contratrabe, suponiendo que rijja el diseño por momento flexionante.

Antes de pasar a calcular el refuerzo, revisamos la sección encontrada por esfuerzo cortante; utilizando la fórmula:

$$v = \frac{V}{bjd} \quad \text{II)}$$

sustituyendo j y d, por sus valores:

$$v = \frac{V}{b \times 0.883 \times 160}$$

$$v = \frac{V}{142 \ b} \quad \text{IIa)}$$

El valor obtenido como esfuerzo cortante no deberá ser mayor del máximo permitido por las especificaciones, que en este caso por considerar que el refuerzo longitudinal llevará anclaje en los extremos, el esfuerzo máximo permitido será de:

$$v_{\max.} = 0.12 f'_c$$

$$v_{\max.} = 0.12 \times 240$$

$$v_{\max.} = 28.8 \text{ kg/cm}^2$$

En nuestras contratraves generalmente rige el momento flexionante por lo que el esfuerzo cortante estará dentro de los límites.

Conociendo la sección de la contratrabe, procedí al diseño del refuerzo longitudinal, mediante la fórmula:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot jd} \quad \text{III)}$$

Como  $f_s$ ,  $j$ , y  $d$ , son cantidades conocidas y constantes para todas las contratraves, podemos sustituir sus valores en la fórmula anterior, quedándonos:

$$A_s = \frac{M}{2\,000 \times 0.883 \times 160}$$

$$A_s = \frac{M}{283\,000} \quad \text{IIIa)}$$

teniendo cuidado de escribir el momento en kg-cm. para que sea homogénea y podamos obtener el área de acero en  $\text{cm}^2$ .

Finalmente diseñé el refuerzo a la tensión diagonal, teniendo en cuenta el siguiente criterio marcado por las especificaciones:

- a).- Si el valor del esfuerzo cortante es menor del  $0.03 f'_c$ , no necesita refuerzo para tensión diagonal en nuestro caso:  $0.03 f'_c = 7.2$
- b).- Si el valor del esfuerzo cortante queda comprendido entre  $0.03 f'_c$  y  $0.06 f'_c$ , el concreto puede tomar

la parte del esfuerzo cortante comprendida hasta el  $0.03 f'_c$  y habrá que diseñar el refuerzo a la tensión diagonal para tomar el resto.

c).- Por último si el valor del esfuerzo cortante resulta mayor al  $0.06 f'_c$  (por supuesto sin exceder el valor máximo de  $0.12 f'_c$ ) será necesario tomar todo el esfuerzo con el refuerzo a la tensión diagonal proyectado.

El número de estribos lo calculé con la fórmula:

$$N = \frac{T}{t}$$

en la cual:  $T =$  fuerza cortante total.

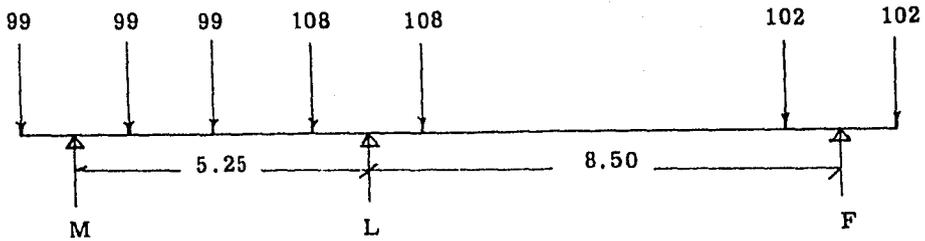
$t =$  capacidad de un estribo:  $n \cdot a_v \cdot f_v$   
(número de ramas, por área del estribo, por fatiga del acero al cortante.)

El espaciamiento lo calculé aplicando una tabla especial para ello.

### DISEÑO DE LA CONTRATRABE " 8 "

Considerando primeramente las cargas concentradas correspondientes a las cargas de trabajo de los pilotes, se nos presenta el siguiente problema:

.....



Momentos de empotramiento:

Apoyo M.

$$M_i = 99 \times 1.00 = 99.0$$

$$M_d = \frac{99 \times 1.00 \times 4.25^2}{5.25^2} + \frac{99 \times 2.50 \times 2.75^2}{5.25^2} + \frac{108 \times 4.25 \times 1.00^2}{5.25^2}$$

$$M_d = 65.0 + 68.0 + 16.7$$

$$\underline{M_d = 149.7}$$

Apoyo L.

$$M_i = \frac{108 \times 1.00 \times 4.25^2}{5.25^2} + \frac{99 \times 2.75 \times 2.50^2}{5.25^2} + \frac{99 \times 4.25 \times 1.00^2}{5.25^2}$$

$$M_i = 71.0 + 62.0 + 15.3$$

$$\underline{M_i = 148.3}$$

$$M_d = \frac{108 \times 1.00 \times 7.5^2}{8.50^2} + \frac{102 \times 7.50 \times 1.00^2}{8.50^2}$$

$$M_d = 84.2 + 10.6$$

$$\underline{M_d = 94.8}$$

Apoyo F.

$$M_i = \frac{102 \times 1.00 \times 7.50^2}{8.50^2} + \frac{108 \times 7.50 \times 1.00^2}{8.50^2}$$

$$M_i = 79.6 + 11.2$$

$$M_i = \underline{90.8}$$

$$M_d = 102 \times 1.00$$

$$M_d = \underline{102}$$

Reacciones en los apoyos:

Apoyo M.

$$R_i = \underline{99 \text{ tons.}}$$

$$R_d = \frac{99 \times 4.25}{5.25} + \frac{99 \times 2.75}{5.25} + \frac{108 \times 1.00}{5.25}$$

$$R_d = 80.1 + 51.9 + 20.6$$

$$R_d = \underline{152.6 \text{ tons.}}$$

Apoyo L.

$$R_i = \frac{108 \times 4.25}{5.25} + \frac{99 \times 2.50}{5.25} + \frac{99 \times 1.00}{5.25}$$

$$R_i = 87.5 + 47.1 + 18.8$$

$$R_i = \underline{153.4 \text{ tons.}}$$

$$R_d = \frac{108 \times 7.50}{8.50} + \frac{102 \times 1.00}{8.50}$$

$$R_d = 95.3 + 12.0$$

$$R_d = 107.3 \text{ tons.}$$

---

Apoyo F.

$$R_i = \frac{102 \times 7.50}{8.50} + \frac{108 \times 1.00}{8.50}$$

$$R_i = 90.0 + 12.7$$

$$R_i = 102.7 \text{ tons.}$$

---

$$R_d = 102 \text{ tons.}$$

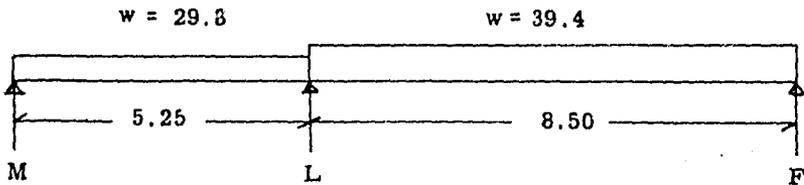
---

Aplicamos el método de Cross para calcular el valor co  
rrecto de los momentos, de tal manera que se encuentre en equilibrio -  
cada uno de los nudos y dibujamos el diagrama de momentos debidos a la  
primera condición de carga o sean las cargas concentradas de los pilotes.

Para superponer el diagrama anterior con el diagrama -  
de momentos debidos a la reacción del terreno, es necesario repetir el -  
proceso, calculando en primer lugar el valor de dicha reacción en cada  
tramo de la contratrabe, para ello multiplicamos la reacción unitaria so  
bre la losa, por el área tributaria de cada tramo encontrada gráficamen  
te y dividiendo el producto entre la longitud del tramo; lo anterior lo tene  
mos consignado en la siguiente tabla:

Tramo	Area	Reacción U.	Reacción T.	l	w
ML	12.3	12.66	156.5	5.25	29.8
LF	26.5	12.66	335.5	8.50	39.4

Conociendo el valor de las cargas uniformemente repartidas, procedemos a resolver el siguiente problema:



Momentos en los Apoyos.

Apoyo M.

$$\underline{M_d = 0}$$

Apoyo L.

$$M_i = \frac{29.8 \times 5.25^2}{8}$$

$$\underline{M_i = 102}$$

$$M_d = \frac{39.4 \times 8.50^2}{8}$$

$$\underline{M_d = 356}$$

Apoyo F.

$$\underline{M_i = 0}$$

Reacciones en los apoyos.

Apoyo M.

$$R_d = \frac{29.8 \times 5.25}{2}$$

$$\underline{R_d = 78.5 \text{ tons.}}$$

Apoyo L.

$$\underline{R_i = 78.5}$$

$$R_d = \frac{39.4 \times 8.50}{2}$$

$$\underline{R_d = 167.5 \text{ tons.}}$$

Apoyo F.

$$\underline{R_i = 167.5 \text{ tons.}}$$

De manera análoga a la primera condición de carga, aplicamos el método de Cross y encontramos el valor correcto de los momentos debidos a la reacción del terreno, en el supuesto caso de que el Palacio de las Bellas Artes quedara sustentado exclusivamente por el terreno sin el apoyo de los pilotes.

Superponemos los diagramas debidos a las dos condicio-

nes de carga y observamos que:

a). - El máximo momento lo tenemos en el apoyo L y su valor es de 26 000 000 kg-cm.

b). - La fuerza cortante máxima aparece igualmente en el apoyo L, con valor de 178 000 kg.

Diseñamos el ancho de la contratrabe aplicando la fórmula

la I a) deducida anteriormente:

$$I a) \quad b = \frac{M}{433 \ 000}$$

$$b = \frac{26 \ 000 \ 000}{433 \ 000}$$

$$\underline{b = 60 \text{ cm.}}$$

Revisamos por esfuerzo cortante utilizando la fórmula

II a):

$$II a) \quad v = \frac{V}{142 \ b}$$

$$v = \frac{178 \ 000}{142 \times 60}$$

$$v = 21 \text{ kg/cm}^2 < 28.8 \text{ kg/cm}^2 : (12\% f'c)$$

Diseñamos el refuerzo necesario para cada una de las secciones de la contratrabe, aplicando la fórmula III a) que nos da directamente el área de acero en función del momento, y después buscamos el

número de varillas y el diámetro que nos proporcionan dicha área ; como ejemplo proyectaré el refuerzo para los apoyos L y M.

Apoyo L.

Diseñamos primeramente para éste apoyo porque vamos a seguir como criterio de cálculo para el diseño de áreas de acero, el de tomar aproximadamente la cuarta parte del momento mayor con varillas corridas y el resto tomarlo con varillas cortas; o lo que es lo mismo: encontrar el área de acero necesario para resistir el máximo momento de la pieza y la cuarta parte de esa área tomarlo con varillas corridas.

Para nuestro ejemplo, el área de acero necesaria para -tomar el momento en L que es el máximo de la contratrabe será la si-  
guiente:

$$\text{III a) } A_B = \frac{M}{283\ 000}$$

$$A_B = \frac{26\ 000\ 000}{283\ 000}$$

$$A_B = 92\ \text{cm}^2$$

Tomaremos aproximadamente la cuarta parte de esa área con varillas corridas o sea, aproximadamente  $23\ \text{cm}^2$ . Por tanto corre-remos dos varillas de  $1\frac{1}{2}''$   $\emptyset$  que nos dan una área de  $22.7\ \text{cm}^2$  y nos -quedará por absorber con varillas cortas:  $92.0 - 22.7 = 69.3\ \text{cm}^2$ .

Las varillas que más se acercan a éste valor, son 9 v.v.  $1\frac{1}{4}''$   $\emptyset$  cuya área de acero es de  $70.83\ \text{cm}^2$ .

Revisamos por adherencia aplicando la fórmula IV a) que

dice:

$$IV a) \quad u = \frac{V}{142 \Sigma_0}$$

$$u = \frac{178\ 000}{142 \times 114}$$

$$u = 11.0 \text{ kg/cm}^2 < 24.0 \text{ correcto.}$$

Apoyo M,

Momento:  $M = 99\ 000 \text{ kg-cm.}$

$$III a) \quad A_S = \frac{M}{283\ 000}$$

$$A_S = \frac{99\ 000}{283\ 000}$$

$$A_S = 35 \text{ cm}^2.$$

Como tenemos dos varillas corridas de  $1\frac{1}{2}'' \phi$  cuya área es de  $22.7 \text{ cm}^2$ , nos falta por tomar  $35.0 - 22.7 = 12.3 \text{ cm}^2$ .

Estos  $12.3 \text{ cm}^2$  los podemos tomar con: 2 v.v.  $1\frac{1}{4}'' \phi$ :  
 $2 \times 7.87 = 15.74 \text{ cm}^2$ . ó con 3 v.v.  $1'' \phi$  :  $3 \times 5.03 = 15.09 \text{ cm}^2$ . ó  
con 4 v.v.  $7/8'' \phi$  :  $4 \times 3.87 = 15.48 \text{ cm}^2$ . ó con 5 v.v.  $3/4'' \phi$ :  
 $5 \times 2.84 = 14.20 \text{ cm}^2$ .

Escogemos las varillas que nos proporcionan el valor - más cercano a los  $12.3 \text{ cm}^2$  que necesitamos y que en éste caso corresponde a las 5 v.v. de  $3/4'' \phi$ .

Revisamos por adherencia en la sección del apoyo M te  
niendo:

$$\text{IV a) } u = \frac{V}{142 \sum_o}$$

$\sum_o$  = perímetro de varillas:

$$2 \text{ v.v. } 1\frac{1}{2}'' \phi : 2 \times 12 = 24$$

$$5 \text{ v.v. } 3/4'' \phi : 5 \times 6 = 30$$

$$\sum_o = \overline{54 \text{ cm.}}$$

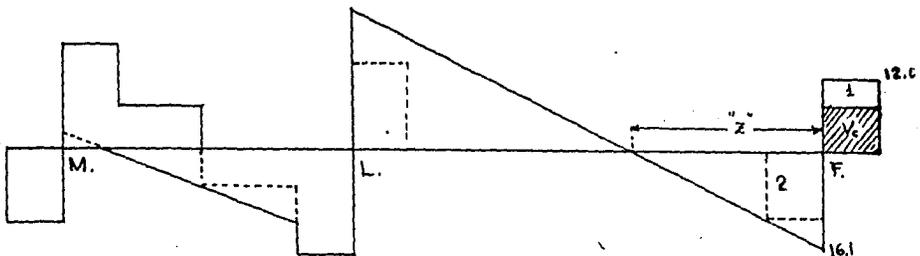
la fuerza cortante máxima en la sección, es de:  $V = 152\ 600 \text{ kg. por tan}$   
to:

$$u = \frac{152\ 600}{142 \times 54}$$

$$u = 19.0 \text{ kg/cm}^2 < 24.0 \text{ correcto.}$$

Finalmente diseñe el refuerzo a la tensión diagonal por medio de estribos; como ejemplo escribo a continuación el cálculo de los estribos a la izquierda y a la derecha del apoyo F.

Conociendo las fuerzas cortantes (V), calculé los esfuerzos cortantes en cada una de las secciones mediante la fórmula II a) y —  
consigné sus valores en el siguiente diagrama:



Llamando 1 a la sección de la derecha del apoyo F y 2 a la izquierda, tengo lo siguiente:

$$v_1 = \frac{102\ 000}{142 \times 60} \quad v_2 = \frac{137\ 000}{142 \times 60}$$

$$v_1 = 12.0 \text{ kg/cm}^2. \quad v_2 = \underline{16.1 \text{ kg/cm}^2}.$$

Estribos a la derecha de la sección:

Como el valor  $v_1$  del esfuerzo cortante a la derecha de la sección resultó menor que  $14.4 \text{ kg/cm}^2$  que corresponde al  $6\% f'_c$ , el concreto tomará parte del esfuerzo cortante y el resto lo tomaremos con estribos.

El concreto tomará  $v_c = 0.03 f'_c$  ó sea:

$$v_c = 0.03 \times 240$$

$$v_c = 7.2 \text{ kg/cm}^2.$$

Por lo tanto el esfuerzo cortante que habrá que tomar con estribos será:

$$v'_1 = v_1 - v_c$$

$$v'_1 = 12.0 - 7.2$$

$$\underline{v'_1 = 4.8 \text{ kg/cm}^2}$$

El esfuerzo cortante total a la derecha equivaldrá al volumen del prisma de esfuerzos, por tanto:

$$T_1 = 4.8 \times 100 \times 60$$

$$T_1 = 28\ 800\ \text{kg.}$$

Empleando estribos de  $5/8'' \phi$  de dos ramas, cuya capacidad de cada estribo es de:

$$t = 2 \cdot a_v \cdot f_v$$

$$t = 2 \times 1.93 \times 1\ 125$$

$$t = 4\ 350\ \text{kg.}$$

Necesitaremos  $\frac{28\ 800}{4\ 350} = 6.6$  estribos para tomar el - esfuerzo cortante, y como el diagrama es rectangular la separación entre los estribos resulta constante a cada 15 cm.

Estribos a la izquierda de la sección:

Como el valor  $v_2$  del esfuerzo cortante a la izquierda de la sección resultó mayor que el 6% de  $f'_c$ , por especificaciones, todo el esfuerzo cortante deberá ser tomado con estribos.

El esfuerzo cortante total a la izquierda de la sección equivaldrá al volúmen del prisma triangular de esfuerzos, o sea:

$$T_2 = \frac{16.1 \times '' ''}{2} \cdot 60$$

$$T_2 = 484 \times '' \cdot z ''$$

El valor de "z" lo encontramos por triángulos semejantes de la siguiente manera:

$$\frac{z}{16.1} = \frac{8.50}{16.1 + 23.2}$$

despejando z :

$$z = \frac{16.1 \times 8.50}{39.3}$$

$$z = 3.48 \text{ m.}$$

por lo tanto:

$$T_2 = 484 \times 348$$

$$T_2 = 168\,000 \text{ kg.}$$

Empleando estribos de  $3/4'' \text{ } \phi$  de cuatro ramas, cuya capacidad de cada estribo es de:

$$t = 4 \cdot a_v \cdot f_v$$

$$t = 4 \times 2.84 \times 1\,125$$

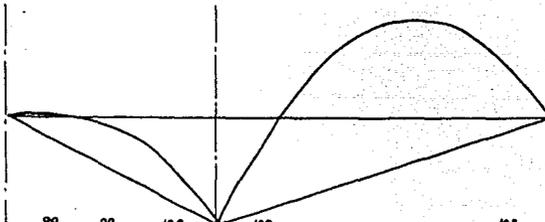
$$t = 1\,280 \text{ kg.}$$

Necesitaremos:  $\frac{168\,000}{1\,280} = 13$  estribos para tomar el esfuerzo cortante; pero como el diagrama de esfuerzos es triangular la separación nos la proporciona la tabla de distribución de estribos que está en función del número de estribos y de la distancia "z", obteniendo para éste caso las siguientes distancias a partir del apoyo: 5 - 15 - 30 - 45 - 60 - 80 - 100 - 120 - 140 - 160 - 190 - 220 - 275.

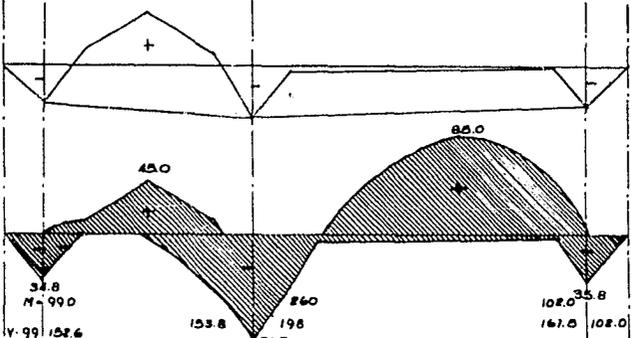
Sin embargo como las especificaciones establecen que para el caso de encontrarse el esfuerzo cortante entre el 6% y el 12% de  $f'_c$  la separación máxima de estribos verticales deberá ser igual a  $\frac{d}{4}$ ; - aplicándolo a nuestro ejemplo en el cual el esfuerzo cortante queda com-

# CALCULO CONTRATRABE 8

M <sub>s</sub>	520	3078	850	39.46
M <sub>D</sub>		108	356	
V <sub>i</sub>		254		
E <sub>V</sub>		0.58	35	
F <sub>d</sub>		0.62	0.38	
		-1.58	-96	
		-	-	
M <sub>F</sub>		-260	260	
Y	78.5	78.5	167.5	167.5
AV	-50.0	50.0	30.5	-30.5
VT	28.5	128.5	198.0	137.0



	100	99	99	108	108	102	108	100
M <sub>x</sub>		525		850				
	-99	1497		-1483	94.5			-90.8
		207			-53.5			112
Y				0.76	0.47			
					123			
F <sub>d</sub>	0			0.67	0.38			0
M <sub>F</sub>	0	-507		361	20.4			-11.2
Y		-15.05		-25.35	-6.6			10.2
					-30.95			
ψ	0	-18.05		19.2	11.75			-10.2
Y		-9.6		-902	-5.1			5.88
					-14.12			
ψ	0	-9.6		8.77	5.35			-5.88
Y		-4.38		-4.8	-2.94			2.68
					7.74			
ψ	0	-4.38		4.8	2.94			-2.68
	-99	99		-121.6	121.6			-102
								102
	99	152.6		153.4	107.3			102.7
		-0.43		.43	.23			-0.23
	99	152.17		155.83	107.53			102.47



$4\phi 11/2'$	$5\phi 11/4'$	$2\phi 11/2'$	$12\phi 11/4'$
e <sub>34</sub> 5-10-20 30-40-50 60-80	e <sub>34</sub> 10-20 30-40 50-60	e <sub>34</sub> 10-20 30-40 50-60	e <sub>34</sub> 10-20 30-40 50-60

LAMINA 12

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA

U. N. A. M.

TESIS PROFESIONAL

1 9 5 7

OSCAR I. GONZALEZ G.

prendido entre dichos límites, la separación máxima deberá ser de: -

$\frac{d}{4} = \frac{160}{4} = 40$  cm. por lo que habrá que corregir el último estribo cuya separación de 55 cm. excede la máxima permitida.

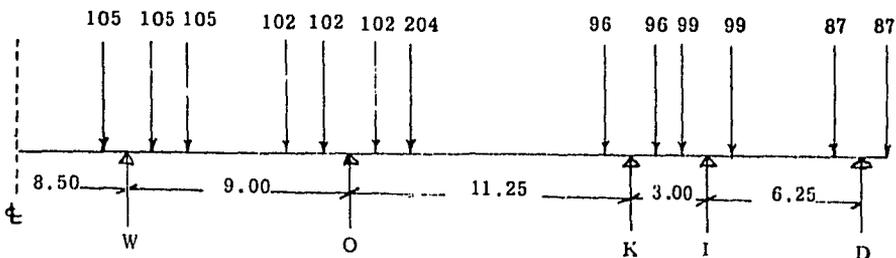
Tomando en cuenta lo anterior, el espaciamiento de los estribos en forma definitiva será el siguiente: 5 - 15 - 30 - 45 - 60 - 80 - 100 - 120 - 140 - 160 - 190 - 220 - 260 - 300 y a continuación a cada 40 cm. hasta encontrarse con los estribos calculados para la derecha del apoyo L.

El diseño completo de ésta contratrabe incluyendo los resultados obtenidos anteriormente lo encontramos en la lámina No. 12. así como los diagramas y la aplicación del método de Cross para la resolución del problema presentado.

De manera semejante procederé a resolver un segundo ejemplo al diseñar la contratrabe "36".

### DISEÑO DE LA CONTRATRABE "36"

De acuerdo con el plano de pilotes, se nos presenta ahora el siguiente problema:



Como la contratrabe es simétrica tanto en dimensiones - como en cargas, bastará resolver la mitad de ella para simplificar los cálculos.

Momentos de empotramiento:

Apoyo W.

$$M_i = \frac{105 \times 1.00 \times 7.50^2}{8.50^2} + \frac{105 \times 7.50 \times 1.00^2}{8.50^2}$$

$$M_i = 82.0 + 10.9$$

$$\underline{M_i = 92.9 \text{ tons-m.}}$$

$$M_d = \frac{105 \times 1.00 \times 8.00^2}{9.00^2} + \frac{105 \times 2.5 \times 6.50^2}{9.00^2} \\ + \frac{102 \times 6.50 \times 2.50^2}{9.00^2} + \frac{102 \times 8.00 \times 1.00^2}{9.00^2}$$

$$M_d = 83.2 + 137.0 + 51.2 + 10.1$$

$$\underline{M_d = 281.5 \text{ ton-m.}}$$

Apoyo O.

$$M_i = \frac{105 \times 8.00 \times 1.00^2}{9.00^2} + \frac{105 \times 6.50 \times 2.50^2}{9.00^2} \\ + \frac{102 \times 2.50 \times 6.50^2}{9.00^2} + \frac{102 \times 1.00 \times 8.00^2}{9.00^2}$$

$$M_i = 10.4 + 52.5 + 133.0 + 80.8$$

$$M_i = 276.7 \text{ ton-m.}$$

---

$$M_d = \frac{102 \times 1.00 \times 10.25^2}{11.25^2} + \frac{204 \times 2.50 \times 8.75^2}{11.25^2} + \frac{96 \times 10.25 \times 1.00^2}{11.25^2}$$

$$M_d = 85.0 + 306.0 + 7.8$$

$$M_d = 398.8 \text{ ton-m.}$$

---

Apoyo K.

$$M_i = \frac{102 \times 10.25 \times 1.00}{11.25^2} + \frac{204 \times 8.75 \times 2.50^2}{11.25^2} + \frac{96 \times 1.00 \times 10.25^2}{11.25^2}$$

$$M_i = 8.3 + 87.5 + 79.5$$

$$M_i = 175.3 \text{ ton-m.}$$

---

$$M_d = \frac{96 \times 1.00 \times 2.00^2}{3.00^2} + \frac{99 \times 2.00 \times 1.00^2}{3.00^2}$$

$$M_d = 42.8 + 22.0$$

$$M_d = 64.8 \text{ ton-m.}$$

---

Apoyo I.

$$M_i = \frac{96 \times 2.00 \times 1.00^2}{3.00^2} + \frac{99 \times 1.00 \times 2.00^2}{3.00^2}$$

$$M_i = 21.4 + 44.0$$

$$M_i = 65.4 \text{ ton-m.}$$

---

$$M_d = \frac{87 \times 5.25 \times 1.00^2}{6.25^2} + \frac{99 \times 1.00 \times 5.25^2}{6.25^2}$$

$$M_d = 11.7 + 70.0$$

$$M_d = 81.7 \text{ ton-m.}$$

---

Apoyo D.

$$M_i = \frac{99 \times 5.25 \times 1.00^2}{6.25^2} + \frac{87 \times 1.00 \times 5.25^2}{6.25^2}$$

$$M_i = 13.3 + 61.5$$

$$M_i = 74.8 \text{ ton-m.}$$

---

$$M_d = 87 \text{ ton-m.}$$

---

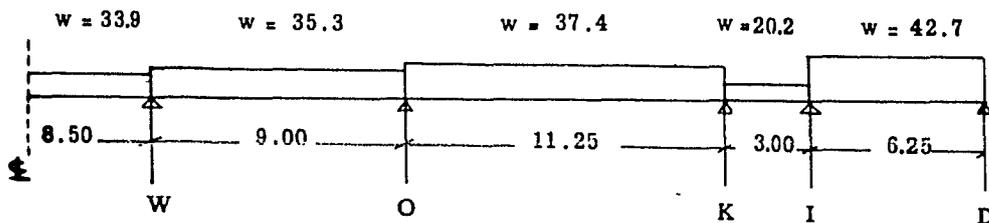
De manera análoga al ejemplo anterior, aplicamos el método de Cross para calcular el valor correcto de los momentos, dibujando con dichos momentos calculados el Diagrama, tal como lo podemos ver - en la lámina No. 13

Procedemos a encontrar las cargas uniformemente repartidas para calcular los momentos debidos a ésta segunda condición de carga; la siguiente tabla nos proporciona dichas cargas unitarias:

.....

Tramo	Area	Reacción U.	Reacción T.	l	w
W - W	22.80	12.66	288.6	8.50	33.9
W - O	25.10	12.66	317.7	9.00	35.3
O - K	33.10	12.66	419.0	11.25	37.4
K - I	4.76	12.66	60.6	3.00	20.2
I - D	21.10	12.66	267.4	6.25	42.7

Resolvemos a continuación el siguiente problema:



Momentos de empotramiento.

Apoyo W. 
$$M_i = \frac{33.9 \times 8.50^2}{12}$$

$$M_i = 204 \text{ ton-m.}$$

$$M_d = \frac{35.3 \times 9.00^2}{12}$$

$$M_d = 238 \text{ ton-m.}$$

Apoyo O.

$$M_i = 238 \text{ ton-m.}$$

$$M_d = \frac{37.4 \times 9.00^2}{12}$$

$$\underline{M_d = 392 \text{ ton-m.}}$$

Apoyo K.

$$\underline{M_i = 392 \text{ ton-m.}}$$

$$M_d = \frac{20.2 \times 3.00^2}{12}$$

$$\underline{M_d = 15 \text{ ton-m.}}$$

Apoyo I.

$$\underline{M_i = 15 \text{ ton-m.}}$$

$$M_d = \frac{42.7 \times 6.25^2}{8}$$

$$\underline{M_d = 208 \text{ ton-m.}}$$

Apoyo D.

$$\underline{M_i = 208 \text{ ton-m.}}$$

Volvemos a aplicar el Método de Cross, para encontrar el valor correcto de los momentos y dibujar su diagrama correspondiente; lo anterior lo podemos apreciar en la lámina No. 13.

Conociendo el diagrama de momentos debido a cada una de las condiciones de carga los superponemos para proceder al diseño de la contratrabe con la envolvente de dichos diagramas; observando que:

- a).- El máximo momento lo tenemos en el apoyo "O", con un valor de 37 000 000 kg-cm.
- b).- El máximo cortante aparece igualmente en el apoyo "O"

con un valor de 278 000 kg.

Con el máximo valor del momento, diseñamos el ancho de la contratrabe aplicando la fórmula I a) :

$$I a) \quad b = \frac{37\,000\,000}{433\,000}$$

$$\underline{b = 86 \text{ cm.}}$$

Revisamos por esfuerzo cortante utilizando la fórmula IIa)

$$II a) \quad v = \frac{V}{142 b}$$

$$v = \frac{278\,000}{142 \times 86}$$

$$v = 22.7 \text{ kg/cm}^2 < 28.8 \text{ kg/cm}^2 \quad (12\% f'_c)$$

Para diseñar las áreas de acero, de manera análoga al - ejemplo anterior, sustituimos el valor del momento de cada sección en la fórmula III a), obteniendo el área de acero necesaria en dicha sección.

Como ejemplo escogeré los apoyos "O" y "D" para diseñar sus áreas de acero necesarias.

Apoyo "O".

$$III a) \quad A_s = \frac{37\,000\,000}{283\,000}$$

$$A_s = 130 \text{ cm}^2$$

Observando la envolvente de los diagramas de momentos,

notamos que la diferencia entre el momento máximo en el apoyo "O" y los momentos en los apoyos W y K no llega a ser tan grande como en el caso de la contratrabe "8"; por lo cual en éste caso tomaré aproximadamente la tercera parte del momento máximo con varillas corridas o sea una área aproximada de 43 cm<sup>2</sup> lo cual lo logramos con 4 v.v. 1½" ø — que nos dan una área de 45.4 cm<sup>2</sup>, quedándonos para tomar con varillas cortas el resto o sea: 130.0 - 45.4 = 84.6 cm<sup>2</sup>.

Las varillas que nos dan los 84.6 cm<sup>2</sup> de una manera — más exacta son 4 v.v. 1½" ø : 4 x 11.35 = 45.40 cm<sup>2</sup>. y

$$5 \text{ v.v. } 1\frac{1}{4}" \text{ ø} : 5 \times 7.87 = \underline{39.35 \text{ cm}^2}.$$

$$\text{ya que suman : } = 84.75 \text{ cm}^2.$$

La longitud de las varillas cortas nos la da el diagrama de momentos, agregándole de cada lado una longitud de anclaje de 40 diá metros.

Revisamos por adherencia en la sección de éste apoyo, - aplicando la fórmula IV a):

$$\text{IV a) } u = \frac{V}{142 \times \Sigma_o}$$

$\Sigma_o$  = perímetro de varillas:

$$8 \text{ v.v. } 1\frac{1}{2}" \text{ ø} : 8 \times 12 = 96$$

$$5 \text{ v.v. } 1\frac{1}{4}" \text{ ø} : 5 \times 10 = 50$$

$$\Sigma_o = \underline{146 \text{ cm.}}$$

Sustituyendo la fuerza cortante por su valor máximo en -  
la sección considerada que es de 278 000 kg, tenemos:

$$u = \frac{278\ 000}{142 \times 146}$$

$$u = 13.4 \text{ kg/cm}^2 < 24.0 (10 \% f'_c)$$

Apoyo D.

Necesitaremos una área de acero de:

$$\text{III a) } A_s = \frac{M}{283\ 000}$$

$$A_s = \frac{8\ 700\ 000}{283\ 000}$$

$$A_s = 30.6 \text{ cm}^2.$$

En ésta sección no tenemos que agregar varillas cortas, ya que las 4 varillas que supusimos corridas en toda la contratrabete nos proporcionan un área mayor a la que necesitamos, quedando sobrado el refuerzo en ésta sección.

Sin embargo revisamos si la adherencia está dentro de los límites mediante la fórmula:

$$\text{IV a) } u = \frac{V}{142 \times \sum_0}$$

$$u = \frac{133\ 000}{142 \times 48}$$

$$u = 19.5 \text{ kg/cm}^2 < 24.0 \text{ correcto.}$$

El cálculo de estribos para tomar el esfuerzo cortante se hace de manera semejante al proceso seguido en el ejemplo de la contratrase "8", y los resultados aparecen en la lámina No. 13.

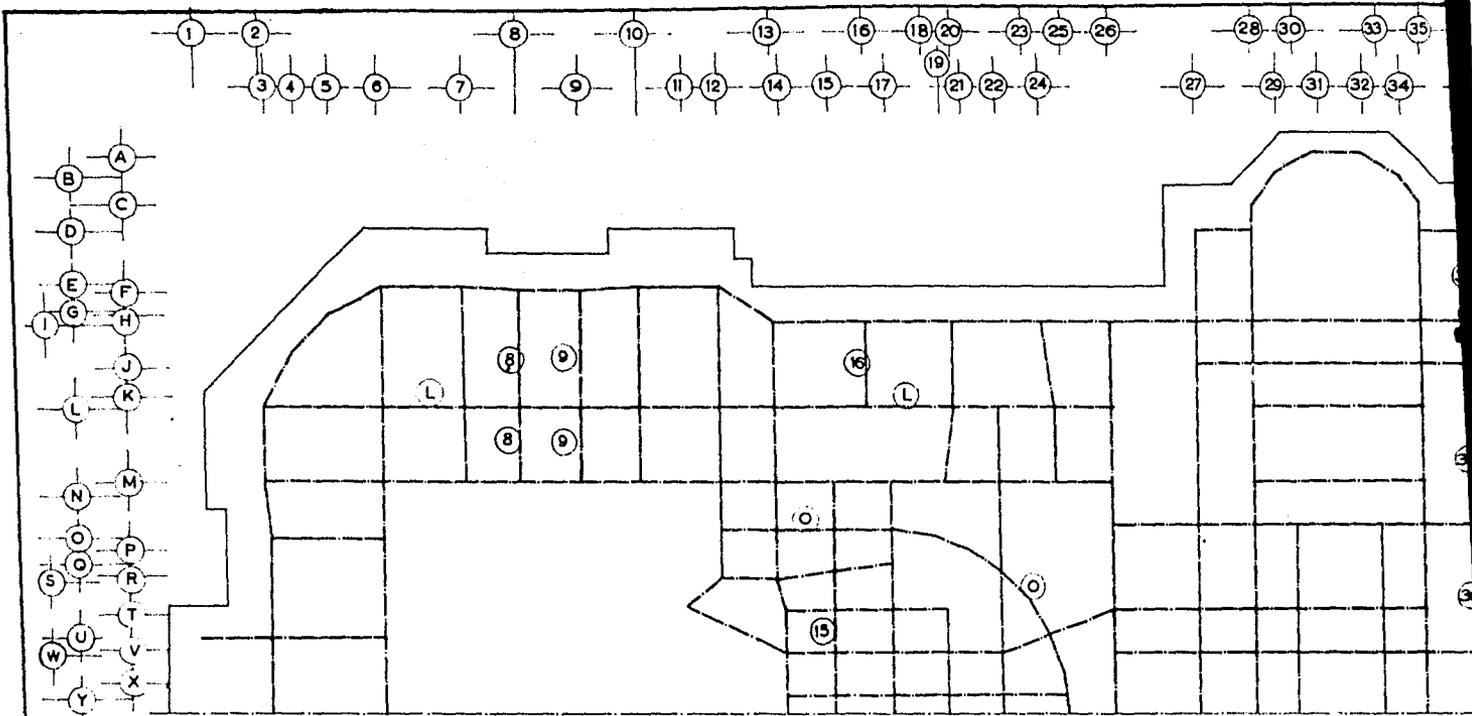
En el plano de contratrases se encuentran los resultados que obtuve al diseñar algunas de ellas, sin embargo no escribo en la presente tesis el cálculo detallado de cada una porque el proceso es idéntico en todas, y por eso únicamente he escrito como ejemplo el diseño de dos contratrases.

#### DISEÑO DE LA LOSA DE CIMENTACION .

Debido a la gran rigidez de las contratrases, consideré a las losas comprendidas entre ellas como perimetralmente empotradas, empleando el método de igualación de flechas para repartir la carga; de tal manera que el diseño de la losa de cimentación no es sino el conjunto de los diseños de los tableros comprendidos entre las contratrases considerados como losas independientes y perimetralmente empotradas.

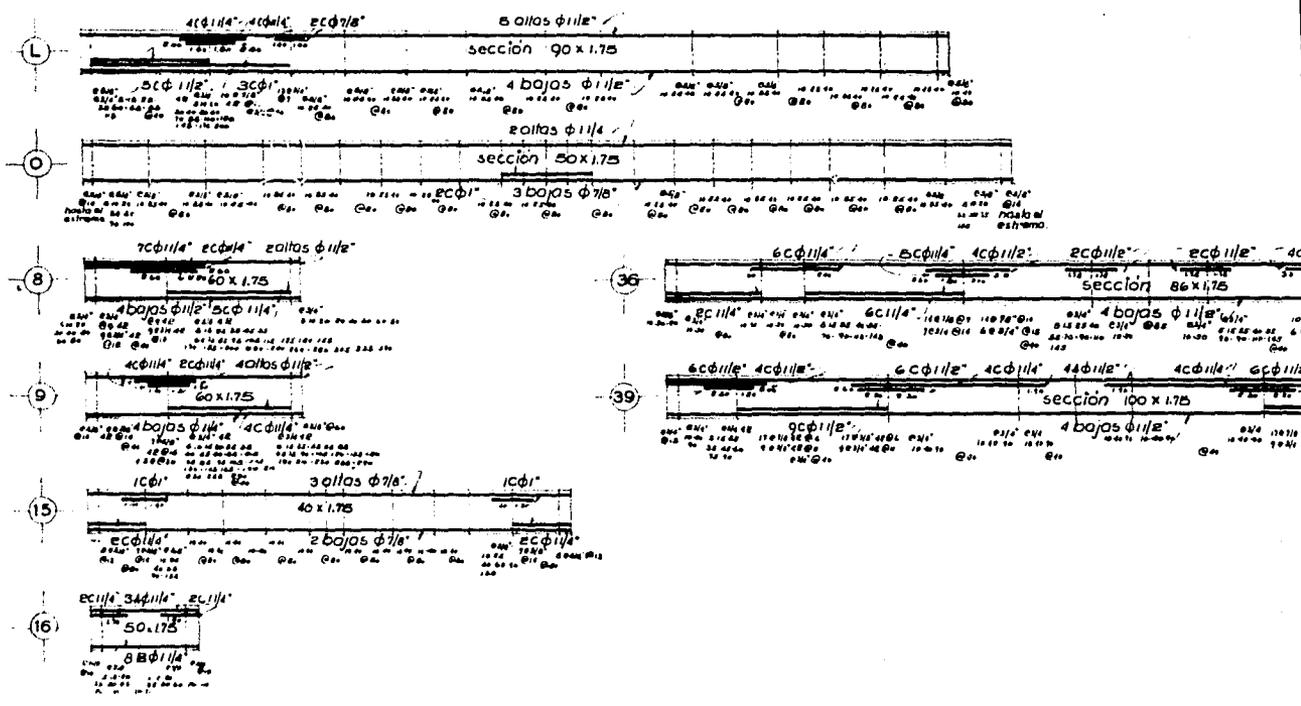
Tomando en cuenta lo anterior solamente presentaré el diseño de unos cuantos tableros, ya que todos los cálculos resultan análogos a los que he escogido para diseñar.

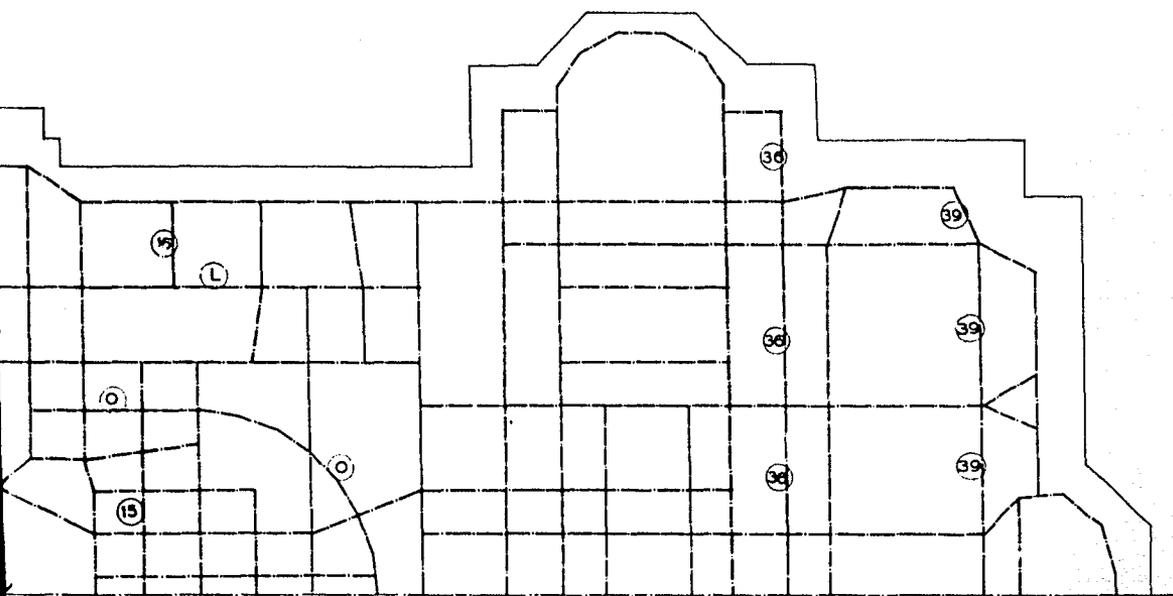
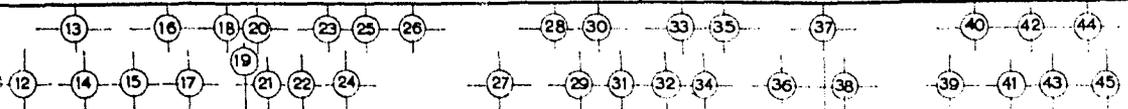
La carga uniformemente repartida considerada para el diseño de las losas fué del 60% del valor de la reacción del terreno-considerando el edificio apoyado totalmente por sustentación, que es un porcentaje obtenido de la experiencia y que se basa en la siguiente circunstancia:



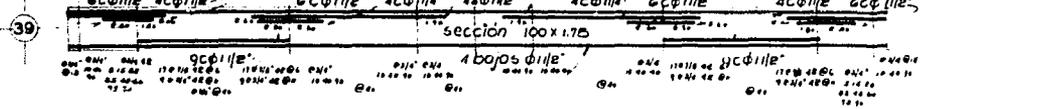
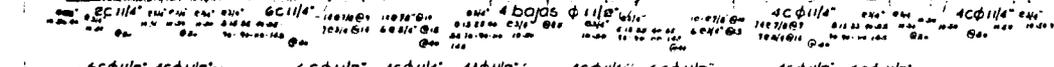
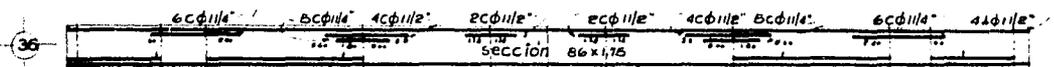
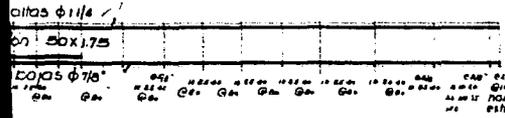
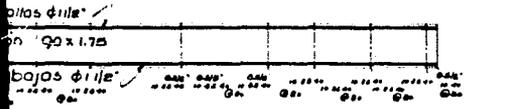
norte

P L A N T A C O N T R A T R A B E S





C O N T R A T R A B E S s u r



ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA	
U. N. A. M.	
PLANO DE CONTRATABES.	5.
TEL. PROFES. GNA.	
OSCAR I. GONZALEZ G.	
1 9 5 7	REGIMENTACION PALACIO DE ORELLANAS

Al considerar que la carga total de la superestructura y cimentación actuales estaría totalmente apoyada sobre pilotes, y así se calcularon éstos, no existiría reacción del terreno sobre la losa de cimentación, sin embargo en el caso de los pilotes de control, se hace necesario llevar a cabo maniobras de descarga o disminución de carga en los pilotes para corregir desniveles diferenciales, o bien de descarga y recorte de pilotes cuando haya que cambiar celdas de deformación y su penetración lo haga necesario; como consecuencia de ello se transmite al terreno una fatiga, haciéndolo trabajar en forma combinada con los pilotes de control; por ello se considera que la losa de cimentación toma solo una parte de la reacción del terreno.

En nuestro caso del Palacio de las Bellas Artes, la reacción actual del terreno es de 12.66 ton/m<sup>2</sup>; suponiendo que la nueva cimentación transmitiera al terreno una fatiga de 3 ton/m<sup>2</sup>, tendríamos como reacción total del terreno 15.66 ton/m<sup>2</sup>, para nuestros cálculos hemos dicho que la carga uniformemente repartida ( w ) considerada para el diseño de la losa, será del 60% de la reacción total del terreno, por lo tanto:

$$w = 0.60 \times 15.66$$

$$w = 9.4 \text{ ton/m}^2$$

El diseño del peralte lo hice con la fórmula:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}}$$

en la cual:

d = peralte efectivo de la losa.

M = momento máximo de la pieza.

K = constante de cálculo:  $\frac{1}{2} f'_c \cdot k \cdot j$

b = ancho de la pieza; se considera 100 cm.

Los coeficientes de repartición de carga, según el método de igualación de flechas nos lo dan las siguientes fórmulas:

$$Q_1 = \frac{L_2^4}{L_1^4 + L_2^4} \quad ; \quad Q_2 = \frac{L_1^4}{L_1^4 + L_2^4}$$

en donde:

$Q_1$  = coeficiente de repartición para el claro corto.

$Q_2$  = coeficiente de repartición para el claro largo.

$L_1$  = claro corto.

$L_2$  = claro largo.

Los coeficientes anteriores son válidos para cuando  $\frac{L_2}{L_1}$  sea menor de 1.5 ; en caso contrario se considera la losa empotrada en los dos lados que nos limitan el claro corto.

Constantes de cálculo :

Las constantes de cálculo k, j y K nos resultan ser idénticas en todos los casos por lo que procedo a calcularlas por separado.

Las fatigas de nuestros materiales, al igual que en contra traves y columnas serán de:

$$f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_s = 2'000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (acero tor)}$$

por lo tanto:

$$f_c = 0.45 f'_c$$

$$f_c = 0.45 \times 240$$

$$f_c = 108 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{2'000}{10 \times 208}} = 0.351$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.351}{3} = 0.883$$

$$K = \frac{1}{2} f_c k j = \frac{1}{2} 108 \times 0.351 \times 0.883$$

$$K = 16.8$$

En el diseño de cada losa revisé si el esfuerzo cortante (v) era menor al 3%  $f'_c$  que por especificaciones es el valor límite; en nuestro caso:  $v_{\text{máx.}} = 0.03 \times 240$

$$v_{\text{máx.}} = 7.2 \text{ kg/cm}^2$$

Igualmente revisé por adherencia mediante la fórmula:

$$u = \frac{V}{\sum_j d}$$

sabiendo que para el acero tor el valor límite de la adherencia es el 10%  $f'_c$  siempre que no pase de 24.6 kg/cm<sup>2</sup>; de acuerdo con nuestro concreto empleado, el valor máximo de la adherencia, será de:

$$u_{\text{máx.}} = 0.10 \times 240$$

$$u_{\text{máx.}} = 24.0 \text{ kg/cm}^2$$

DISEÑO DE LA LOSA COMPRENDIDA ENTRE LAS CONTRATRABES:

$$L_1 = 5.60 \text{ m.}$$

10, 12, M y K.

$$L_2 = 5.60 \text{ m.}$$

$$w = 9.4 \text{ ton/m}^2.$$

Como los claros son iguales, los coeficientes de repartición serán también iguales:  $Q_1 = Q_2 = 0.5$ ; y por lo tanto los momentos también serán iguales para los dos claros resultándonos idéntico el armado para cada claro.

$$w_1 = w_2 = 0.5 \times 9.4$$

$$w_1 = 4.7 \text{ ton/m}^2.$$

el momento máximo será:  $M = \frac{w_1 \cdot l^2}{12}$

$$M = \frac{4.7 \times 5.6^2}{12} = 12.3 \text{ ton-m.}$$

$$M = 1\,230\,000 \text{ kg-cm.}$$

Cálculo del peralte:

$$d = \sqrt{\frac{1\,230\,000}{16.8 \times 100}}$$

$$d = 27 \text{ cm.}$$

En éste tipo de losas el recubrimiento considerado es de 5 cm. por lo tanto  $h = 32 \text{ cm.}$

El refuerzo resultará igual en los dos sentidos; y la separación máxima para acero de tensión por especificaciones será de  $3 \cdot h \leq 30$  cm. en el caso de nuestro ejemplo como  $3 \cdot h = 96$  cm, la separación máxima será de 30 cm.

Calculamos el área de acero y su separación para el momento positivo y negativo de la losa, aceptando el criterio de duplicar el espaciamiento en las fajas laterales ( $L/4$ ); conviene aclarar que en losas de cimentación, el momento positivo se tiene en los empotramientos y el momento negativo en el centro del claro, que es exactamente lo contrario de las losas de entrepiso.

De acuerdo con lo anterior tendremos:

#### Refuerzo en el empotramiento.

##### Faja central.

$$M = \frac{w L^2}{12} = 1\,230\,000 \text{ kg-cm (positivo)}$$

$$A_S = \frac{M}{f_S j d} = \frac{1\,230\,000}{2\,000 \times 0.883 \times 27.0}$$

$$A_S = 25.7 \text{ cm}^2$$

empleando varillas de  $3/4'' \phi$ ,  $a_S = 2.84$ , tendremos un espaciamiento de 11 cm. c.a.c.

##### Fajas laterales.

El espaciamiento será el doble de la faja central, por lo tanto tendremos varillas de  $3/4'' \phi @ 22$  cm. c.a.c.

#### Refuerzo en el centro del claro.

Faja Central.

$$M = \frac{w L^2}{24} = 6\,150\,000 \text{ kg-cm (negativo)}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{6\,150\,000}{2\,000 \times 0.883 \times 27.0}$$

$$A_s = 12.9 \text{ cm}^2.$$

Lo obtendremos empleando varillas de  $3/4'' \phi @ 22 \text{ cm}$ .

Fajas laterales.

Si duplicamos el espaciamiento que tenemos en la faja central tendremos 44 cm. de separación; como por especificaciones la máxima separación será de 30 cm, en las fajas laterales tendremos varillas de  $3/4'' \phi @ 30 \text{ cm}..$

Revisión por esfuerzo cortante :

$$V = \frac{w L}{2} = \frac{4.7 \times 5.6}{2} = 13.2 \text{ tons.}$$

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{13\,200}{100 \times 0.883 \times 27}$$

$$v = 5.52 \text{ kg/cm}^2 < 7.2 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{correcto.}$$

Revisión por adherencia:

Revisamos en la sección crítica que se presenta en la orilla (fajas laterales) del empotramiento; tenemos varillas de  $3/4'' \phi$  a cada 22 cm. c.a.c. por lo tanto:

$$\sum_o = 6 \frac{100}{22} = 27.3$$

$$u = \frac{V}{\sum_o j d} = \frac{13\,200}{27.3 \times 0.883 \times 27}$$

$$u = 20.3 < 24.0 (u_{\text{máx.}}) \text{ correcto.}$$

Podemos resumir los resultados en la siguiente tabla:

Peralte real h 32 cm.		
Refuerzo igual en 2 sentidos		
Faja Central	+	3/4" @ 11cm
Fs. Laterales	+	3/4" @ 22cm
Fs. Central	-	3/4" @ 22cm
Fs. Laterales	-	3/4" @ 30cm

DISEÑO DE LA LOSA COMPENDIDA ENTRE LAS CONTRATRABES.

$$L_1 = 9.00 \text{ m.}$$

37, 40, O y W.

$$L_2 = 10.80 \text{ m.}$$

$$w = 9.4 \text{ ton/m}^2.$$

Coefficientes de repartición:

$$\frac{L_2}{L_1} < 1.5 \text{ (perimetral)}$$

$$Q_1 = \frac{L_2^4}{L_1^4 + L_2^4} = \frac{10.8^4}{9^4 + 10.8^4}$$

$$Q_1 = 0.64 \text{ para el claro corto.}$$

$$Q_2 = 0.36 \text{ para el claro largo.}$$

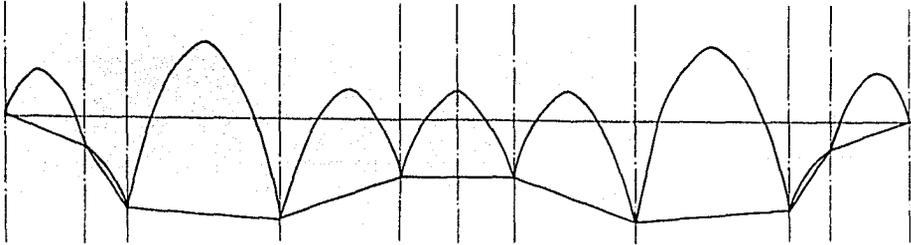
Cálculo de los momentos:

$$\text{En el empotramiento: } M = \frac{w L^2}{12}$$

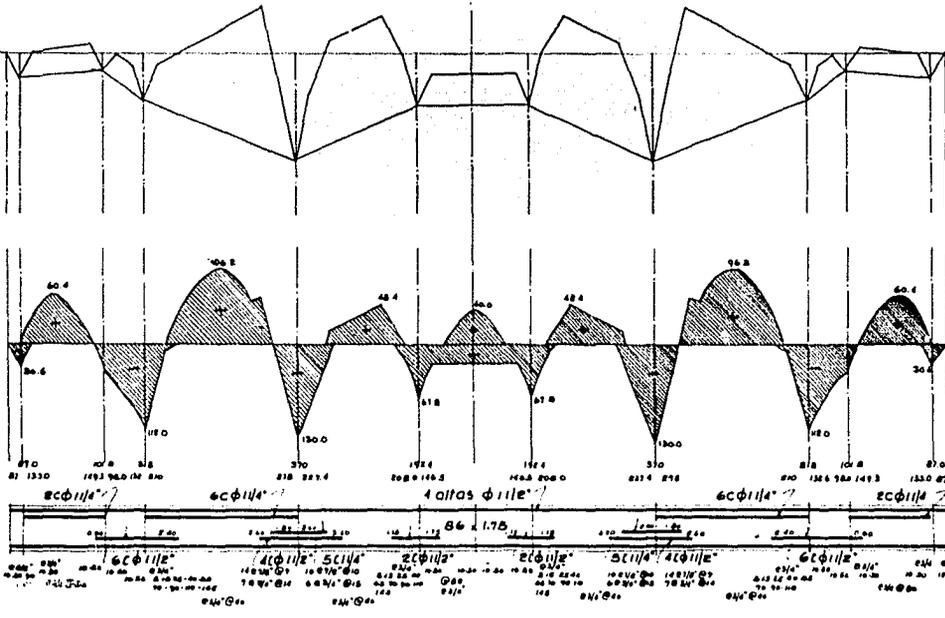
$$\text{para el claro corto: } w_1 = 0.64 \times 9.4 = 6.01 \text{ ton-m.}$$

C A L C U L O   C O N T R A T A B E   3 6

ME	620	2000	10737.41	778	20.3	800	24.98	123	425	2300	1.00	25.3	11.25	37.41	170	1000	4.22	4272
MD	208	-18	151.298	304	-238	100	-104	20		100	248	-228	291	-398	15	-18	208	
V	183		-371	183		34		20		184		184		-371		183		
Y	50	-24	0.27	50	0.28	0.28	0.21	0.21		0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	
EF	-50	-184	896.79	-184	-86	-17	-17	0		-17	-17	-17	-17	-17	-17	-17	-17	
	-18	-12	-34	39	-9	-2	9	0		-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	
	-18	10	84.88	18	19	17	17	17		17	17	17	17	17	17	17	17	
	-12	-33	-88.88	11	88	-18	-18	-18		-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	
	-12	10	18.00	18	0	18	0	18		18	18	18	18	18	18	18	18	
	-12	-33	-88.88	11	88	-18	-18	-18		-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	
	-12	10	18.00	18	0	18	0	18		18	18	18	18	18	18	18	18	
	-12	-33	-88.88	11	88	-18	-18	-18		-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	
	-12	10	18.00	18	0	18	0	18		18	18	18	18	18	18	18	18	
	-12	-33	-88.88	11	88	-18	-18	-18		-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	
	-12	10	18.00	18	0	18	0	18		18	18	18	18	18	18	18	18	
V	183		-371	183		34		20		184		184		-371		183		
Y	50	-24	0.27	50	0.28	0.28	0.21	0.21		0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	
Y	183		-371	183		34		20		184		184		-371		183		



ME	620	2000	10737.41	778	20.3	800	24.98	123	425	2300	1.00	25.3	11.25	37.41	170	1000	4.22	4272
MD	208	-18	151.298	304	-238	100	-104	20		100	248	-228	291	-398	15	-18	208	
V	183		-371	183		34		20		184		184		-371		183		
Y	50	-24	0.27	50	0.28	0.28	0.21	0.21		0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	
EF	-50	-184	896.79	-184	-86	-17	-17	0		-17	-17	-17	-17	-17	-17	-17	-17	
	-18	-12	-34	39	-9	-2	9	0		-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	
	-18	10	84.88	18	19	17	17	17		17	17	17	17	17	17	17	17	
	-12	-33	-88.88	11	88	-18	-18	-18		-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	
	-12	10	18.00	18	0	18	0	18		18	18	18	18	18	18	18	18	
	-12	-33	-88.88	11	88	-18	-18	-18		-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	
	-12	10	18.00	18	0	18	0	18		18	18	18	18	18	18	18	18	
V	183		-371	183		34		20		184		184		-371		183		
Y	50	-24	0.27	50	0.28	0.28	0.21	0.21		0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	
Y	183		-371	183		34		20		184		184		-371		183		



LAMINA 13

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA.	
U. N. A. M.	
1957	INGENIERO PROFESIONAL
OSCAR I. GONZALEZ G.	

$$M = \frac{6.01 \times 9.00^2}{12} = 40.6 \text{ ton-m.}$$

para el claro largo:  $w_2 = 0.36 \times 9.4 = 3.39$

$$M = \frac{3.39 \times 10.8^2}{12} = 33.0 \text{ ton-m.}$$

$$\text{En el centro del claro: } M = \frac{w \cdot L^2}{24}$$

para el claro corto:

$$M = \frac{6.01 \times 9.00^2}{24} = 20.3 \text{ ton-m.}$$

para el claro largo:

$$M = \frac{3.39 \times 10.8^2}{24} = 16.5 \text{ ton-m.}$$

Diseño del peralte, con el momento máximo:  $M = 4\,060\,000 \text{ kg-cm.}$

$$d = \sqrt{\frac{4\,060\,000}{16.8 \times 100}}$$

$$d = 49 \text{ cm.}$$

peralte real = peralte efectivo + recubrimiento.

$$h = 49 + 5$$

$$h = 54 \text{ cm.}$$

Diseño del refuerzo en el empotramiento.

Claro corto.

Faja central.

$$A_s = \frac{4\,060\,000}{2\,000 \times 0.883 \times 49}$$

$$A_S = 46.8 \text{ cm}^2.$$

empleando varillas de  $7/8'' \varnothing$  tendremos un  
espaciamiento de 8.2 cm. c.a.c.

Fajas laterales.

El espaciamiento será el doble de la faja central, por lo  
tanto tendremos varillas de  $7/8'' \varnothing$  a cada 16.4 cm. c.a.c.

Claro largo.

Faja central.

$$A_S = \frac{3\ 300\ 000}{2\ 000 \times 0.883 \times 49}$$

$$A_S = 38.0 \text{ cm}^2.$$

empleando varillas de  $7/8'' \varnothing$  tendremos un  
espaciamiento de 10.2 cm. c.a.c.

Fajas laterales.

Según el criterio seguido el espaciamiento en las fajas -  
laterales será 20.4 cm. c.a.c. empleando varillas de  $7/8'' \varnothing$ .

Diseño del refuerzo en el centro del claro.

Claro corto.

Faja central.

$$A_S = \frac{2\ 030\ 000}{2\ 000 \times 0.883 \times 49}$$

$$A_S = 23.4 \text{ cm}^2.$$

varillas de  $3/4'' \varnothing$  a cada 12.1 cm. c.a.c.

Fajas laterales.

varillas de  $3/4'' \phi$  a cada 24.2 cm. c.a.c.

Claro largo.

Faja central.

$$A_s = \frac{1\ 650\ 000}{2\ 000 \times 0.883 \times 49}$$

$$A_s = 19.0\ \text{cm}^2.$$

varillas de  $3/4'' \phi$  a cada 15 cm. c.a.c.

Fajas laterales.

varillas de  $3/4'' \phi$  a cada 30 cm. c.a.c.

Revisión por esfuerzo cortante.

En el claro corto que es donde el cortante es mayor:

$$V = \frac{w L}{2} = \frac{6.01 \times 9.00}{2} = 27.1\ \text{tons.}$$

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{27\ 100}{100 \times 0.883 \times 49}$$

$$v = 6.24\ \text{kg/cm}^2 < 7.2\ (v_{\text{máx.}})\ \text{correcto.}$$

Revisión por adherencia.

La sección crítica para la adherencia se presenta en la orilla del empotramiento; procederé a revisar por adherencia en el claro corto y en el claro largo:

Claro corto.

$$V = 27.1\ \text{tons.}$$

$$\Sigma_o = 7 \times \frac{100}{16.4} = 42.6$$

$$u = \frac{V}{\Sigma_o j d} = \frac{27\ 100}{42.6 \times 0.883 \times 49}$$

$$u = 14.7 < 24.0 \text{ (} u_{\text{máx.}} \text{) correcto.}$$

Claro largo.

$$V = \frac{w L}{2} = \frac{3.39 \times 10.8}{2} = 18.3 \text{ tons.}$$

$$\Sigma_o = 7 \times \frac{100}{20.4} = 34.3 \text{ cm.}$$

$$u = \frac{V}{\Sigma_o j d} = \frac{18\ 300}{34.3 \times 0.883 \times 49}$$

$$u = 12.3 < 24.0 \text{ (} u_{\text{máx.}} \text{) correcto.}$$

RESUMEN DE RESULTADOS

peralte real  $h = 54 \text{ cm.}$

Fajas.	M	Claro corto	Claro largo
Faja Central	+	7/8" $\phi$ @ 8.2 cm.	7/8" $\phi$ @ 10.2 cm.
Fajas Laterales	+	7/8" $\phi$ @ 16.4 cm.	7/8" $\phi$ @ 20.4 cm.
Faja Central	-	3/4" $\phi$ @ 12.1 cm.	3/4" $\phi$ @ 15.0 cm.
Fajas Laterales	-	3/4" $\phi$ @ 24.2 cm.	3/4" $\phi$ @ 30.0 cm.

## CAPITULO V

### CONSIDERACIONES FINALES

#### a).- PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION.

Para llevar a cabo la recimentación propuesta en la presente Tesis, conservando el mayor apoyo posible de la losa actual y sin variar notablemente las condiciones del suelo es necesario trabajar por fajas, siguiendo para cada faja los siguientes pasos:

- 1.- Excavación.
- 2.- Armado y colado de:
  - la nueva losa de cimentación
  - las contratraves
  - los dados de los pilotes
  - las columnas.
- 3.- Hincado y rehincado de los pilotes.
- 4.- Colocación de los controles.

El espesor tan grande de la actual losa de cimentación con el armado de viguetas de acero que tiene, nos hace pensar en que bien po demos tener claros de cinco metros para la faja de trabajo; sin embargo como ciertamente la losa actual no fué proyectada para trabajar como lo sa de entrepiso como en realidad va a quedar después de la recimentación, y sobre todo por la incertidumbre del comportamiento exacto que pueda - tener, considero que la excavación queda completamente del lado de la se guridad si no se tienen claros mayores de tres metros.

Por lo anterior cada faja de trabajo podrá ser de seis me- tros, con puntales en el centro de la sección y ligados a un marco trans- versal que servirá de apoyo para los ademes laterales, dichos marcos de berán ir a cada tres metros a todo lo largo de la faja excavada, logrando cumplir el requisito anterior.

#### 1.- Excavación.

La excavación nos presenta los siguientes problemas:  
bombeo, ataque, acarreo y ademes.

El bombeo tiene por objeto abatir el nivel de aguas freáti- cas para permitir la ejecución de la recimentación; el nivel deberá abatir- se hasta una profundidad mínima de cinco metros bajo la losa actual de ci mentación, lo cual se logrará mediante dos bombas de 3 " trabajando per manentemente.

Sin embargo, es necesario que éste bombeo no lastime no- toriamente el terreno adyacente, lo cual se logra mediante una atagüa -

perimetral cuya profundidad sea aproximadamente de siete metros.

La atagüfa perimetral que actualmente tiene el Palacio de las Bellas Artes, seguramente no cumple dicho cometido, ya que cuando se hincó probablemente se tuvo por objeto como ya lo he indicado anteriormente, independizar las arcillas para evitar los supuestos desplazamientos horizontales, sin embargo al iniciarse la recimentación podría analizarse el estado actual de dicha atagüfa y su impermeabilidad, para aprovecharla en caso de satisfacer plenamente las condiciones requeridas.

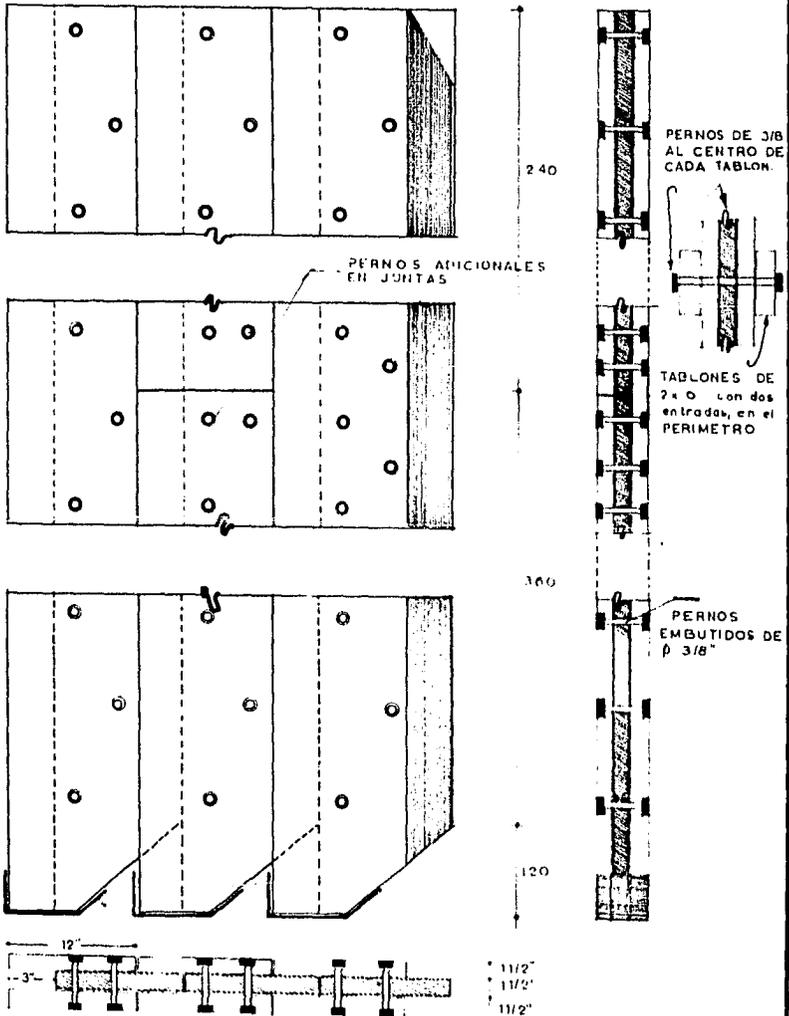
En la presente Tesis incluyo el hincado de una atagüfa perimetral de 7.20 m. de profundidad por  $4\frac{1}{2}$ " de espesor formada por tablones de  $1\frac{1}{2}$ " como lo indican las figuras de la lámina # 15.

Todas las tablestacas deberán ser construídas con madera que no tenga nudos flojos, ni estrellamientos; y con tablones de espesor uniforme. Además en el extremo inferior deberá ir forrada cada tablestaca con lámina del N 18 para proteger la punta a la hora del hincado, el cual podrá hacerse con martillo de caída libre.

Una vez hincada la atagüfa perimetral y habiendo abatido el nivel de aguas freáticas se procederá a la excavación propiamente dicha.

La forma de atacar más conveniente para éste caso es con la moderna maquinaria llamada "Tracto Loader" en su tipo de tracción neumática, para tener mayor facilidad en las maniobras, ya que su radio de giro es mucho menor al tipo de tracción de oruga.

A T A G U I A



P L A N T A TABLONES DE 12x11/2" LAM.15

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA,

U. N. A. M.



TESIS PROFESIONAL,  
OSCAR I. GONZALEZ G.

Teniendo en cuenta que la altura uniforme de excavación - será de tres metros, el tipo más conveniente de ésta máquina resulta ser el más chico llamado "T.L. -6 Tracto Loader" cuyas características podemos apreciar en la lámina No. 14.

El acarreo podrá hacerse con transportadores de banda - seccionales, hasta el exterior, en donde los camiones de volteo se encargarán del acarreo hasta la zona de descarga.

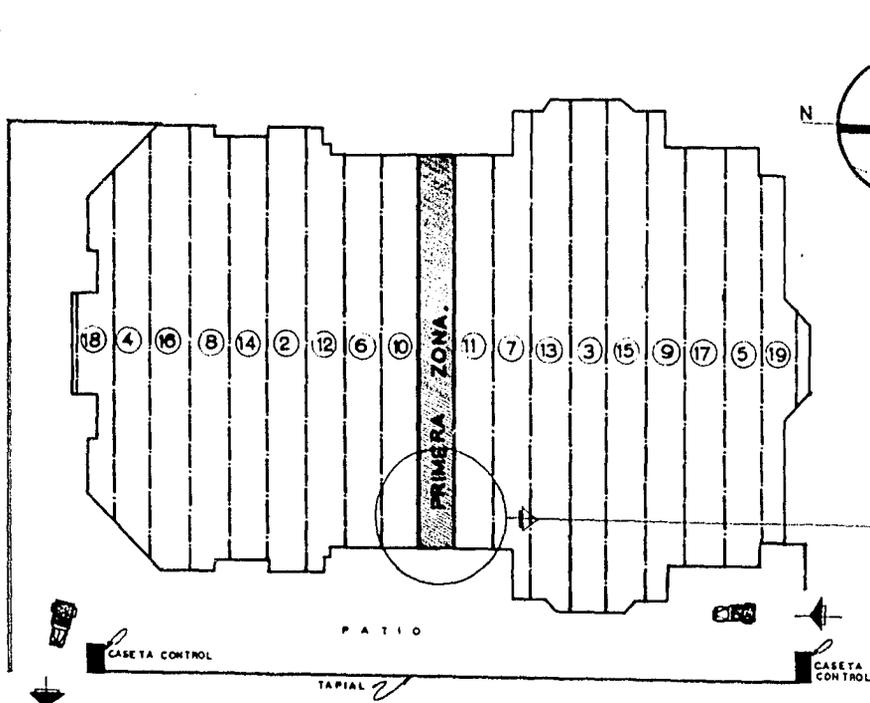
Una vez que se ha excavado a 3.50 m. de profundidad, del lecho bajo de la losa actual de cimentación, y habiendo ademado perfectamente las paredes de la excavación, se procederá a trazar los ejes de las contratraves y los centros de los pilotes, para proseguir la segunda etapa de la excavación, que se refiere a las franjas donde han de ir alojadas las contratraves y los cubos donde irán los dados de los pilotes; esta segunda etapa podría atacarse con pico y pala, aprovechando las bandas transportadoras para sacar el material al exterior.

Para ademar las paredes de la excavación puede seguirse el sistema de marcos de madera colocados transversalmente a la excavación y que servirán de apoyo a los tablonés que correrán longitudinalmente en las paredes de la misma.

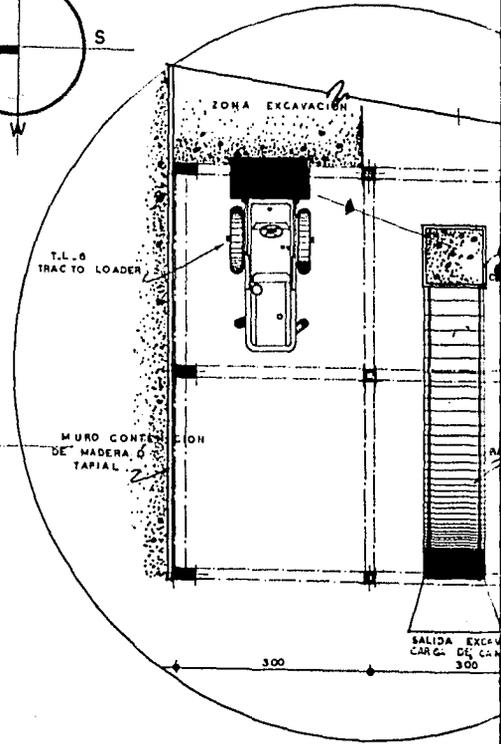
El larguero bajo de los marcos puede ir empotrado en el suelo para permitir el libre paso del Tracto Loader, carretillas etc.

## 2.- Armado y colado de la nueva cimentación.

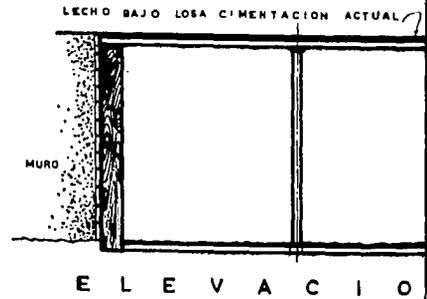
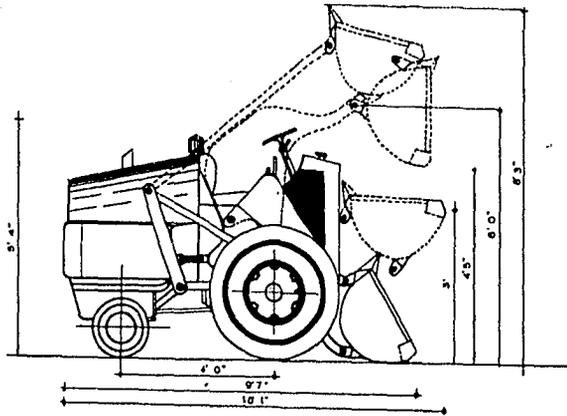
Antes de proceder al armado deberán ser colocados los -



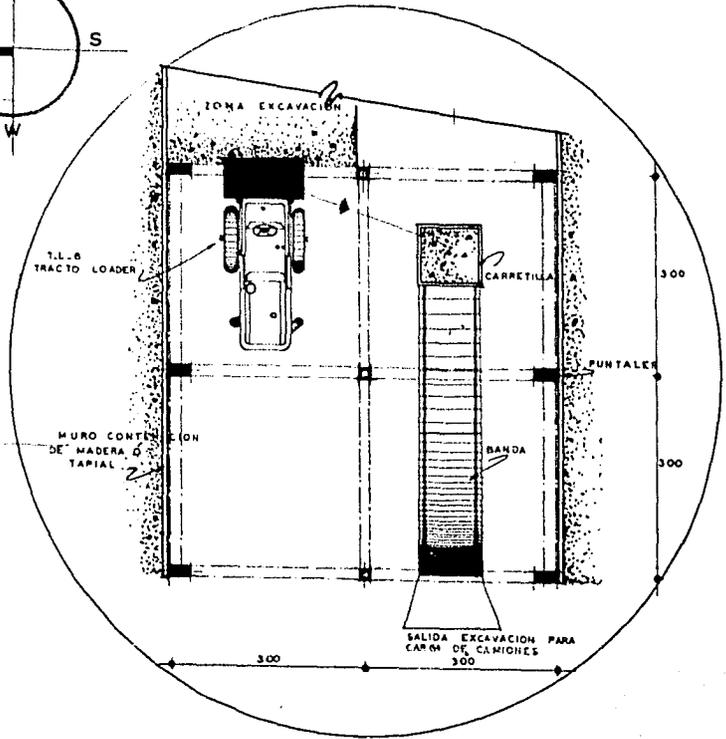
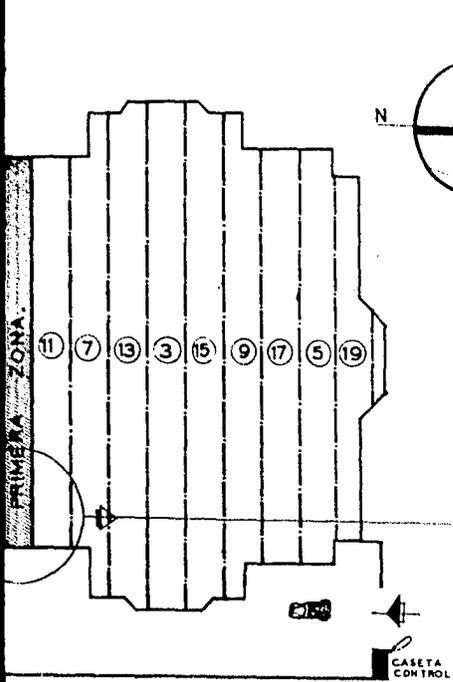
PLANTA DE FORMA Y ORDEN DE ATAQUE PARA RECIMENTAR.



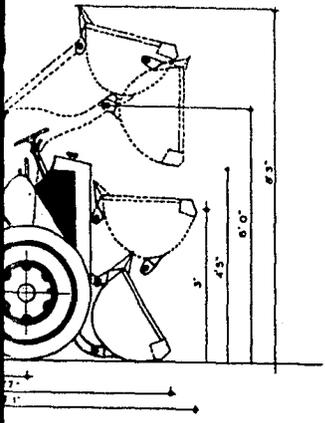
PLANTA DETAL



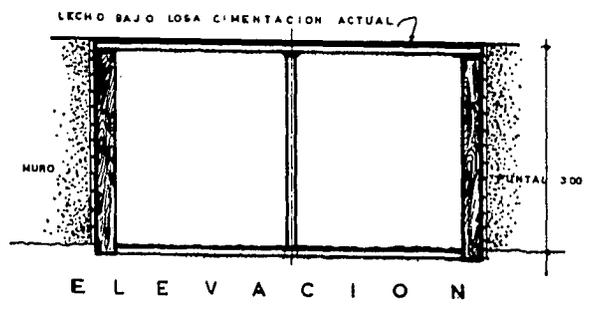
ELEVACION



PLAN DE ATAQUE PARA RECIMENTAR.



PLANTA DETALLE esc 1:50



LAMINA 14.

tubos que han de servir para el paso de los pilotes, rellenándolos de tierra para evitar que sean obstruidos por el concreto; inmediatamente después deberán colocarse las anclas de los pilotes.

A continuación se procederá al armado de contratraves y columnas de acuerdo con los planos de armado; igualmente se armarán los dados para que queden ligados a las contratraves.

Como las traves perpendiculares a la excavación necesariamente han de armarse y colarse en tramos no mayores de 6 metros que será el ancho de la faja excavada, deberán tomarse todas las precauciones para disminuir las posibles fallas por juntas de armado y colado; por ejemplo, los traslapes de varillas deberán ir soldados, la sección donde se suspenda el colado deberá quedar áspera y picarse para garantizar la junta de concreto, el vibrado a la hora del colado deberá hacerse con extremo cuidado, etc.

En el colado podrían aprovecharse las bandas transportadoras, para el acarreo del concreto, pero lo más conveniente es utilizar una bomba de concreto evitando así la pérdida de agua que se tendría con las bandas. Se procurará que todas las contratraves, dados y columnas de una misma faja sean coladas sin interrupción para evitar la multiplicación de las juntas.

El concreto empleado deberá ser de fraguado rápido con objeto de lograr ligar la losa actual a la nueva cimentación en el menor tiempo posible; para evitar el almacenaje de grava, arena y cemento, que

ocuparían una gran superficie, podrá usarse concreto premezclado.

El armado inferior tanto de la losa como de las contra ras deberá colocarse sobre una plantilla de concreto pobre, que evitará la fuga del agua necesaria para el fraguado del concreto.

### 3. - Hincado y rehincado de los pilotes.

La primera operación de ésta tercera etapa es la perfora ción previa al hincado y rehincado de los pilotes; como indiqué en la des cripción del sistema "Pilotes de Control" dicha perforación se hace por medio de una máquina rotativa, cuya broca desciende debido al peso pro prio de la misma, garantizando la verticalidad de la perforación.

El hincado de los pilotes se hará como se ha descrito ante riormente, pero con las siguientes modalidades:

Como no se tienen entresijos disponibles para maniobrar tal como ordinariamente se hace, sino solo el espacio comprendido entre la losa actual y la nueva losa de cimentación; todas las operaciones de ar mado, colocación de cimbra y colado del pilote deberá llevarse a cabo en el mismo sótano.

Además, para colgar el diferencial que permitirá ir bajan do paulatinamente los tramos de pilote que vayan siendo armados y cola dos, no será posible usar el puente fijo como se indicó en la descripción del sistema, sino se empleará un gancho empotrado en la losa actual so bre la vertical del eje del pilote.

Todas las demás operaciones son idénticas a las indicadas

en la descripción del sistema, por lo que no considero necesario repetir las en éste Capítulo.

#### 4.- Colocación de los controles.

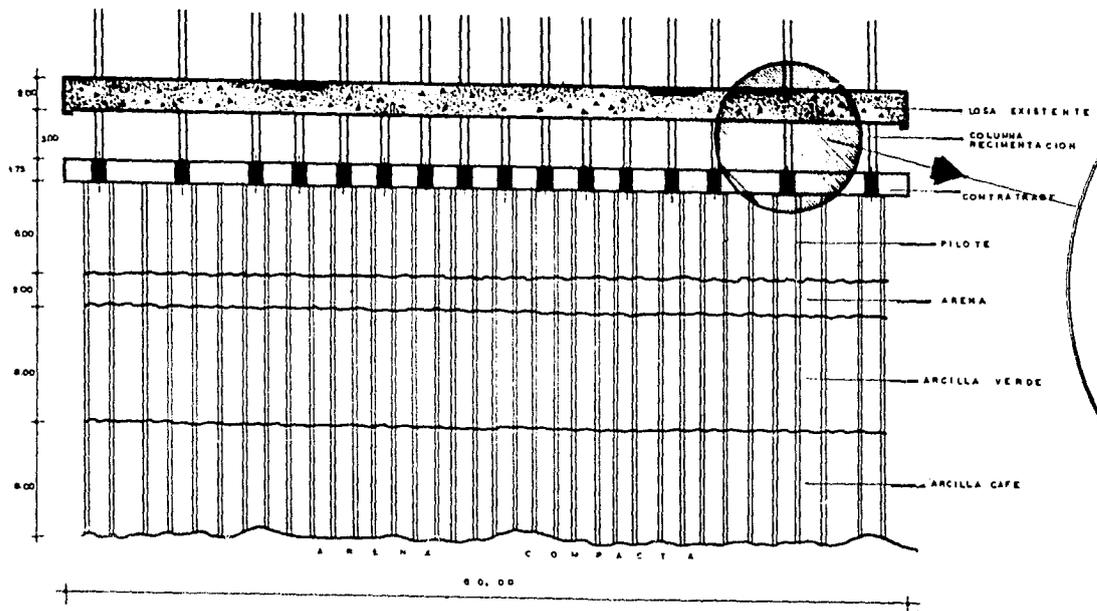
Por último se procederá a dar carga a los pilotes por medio de las celdas de deformación, de acuerdo con el plano de carga de los mismos. Esto se logra colocando los controles de manera idéntica a la señalada en el Capítulo correspondiente.

Al quedar colocados todos los controles de la faja de trabajo, es decir al quedar cargados todos los pilotes, se logrará restituir las condiciones de apoyo de dicha faja, permitiendo repetir el proceso indicado para una nueva faja y así sucesivamente hasta completar la recimentación del Palacio de las Bellas Artes.

No conviene atacar una faja a continuación de otra, sino alternadas como indica la figura No. 1 de la lámina # 14 -- obteniendo mayor facilidad y más seguridad a la hora de la excavación.

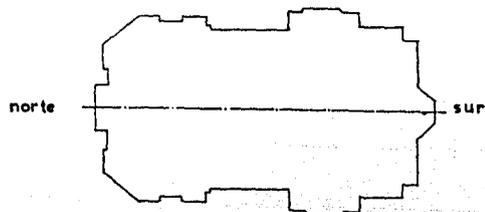
En el plano Núm. 6 podemos apreciar la forma como quedará terminada la recimentación descrita, notando que el espacio comprendido entre la actual losa y la nueva losa de cimentación, puede aprovecharse perfectamente para estacionamiento de vehículos sin que por esto se perjudique el funcionamiento de los controles, antes al contrario, en cualquier momento podrán llevarse a cabo maniobras sobre los mismos, bastando para ello levantar el registro como se aprecia en la figura No.

2 - del plano # 6.



CORTE TRANSVERSAL CIMENTACION  
 Esc 1:200

AVANCE DE TRABAJO

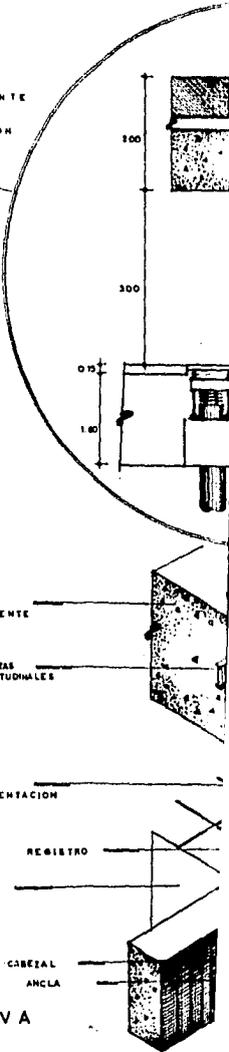


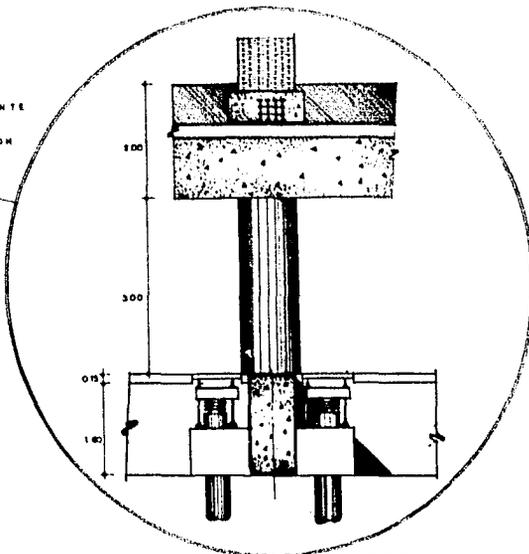
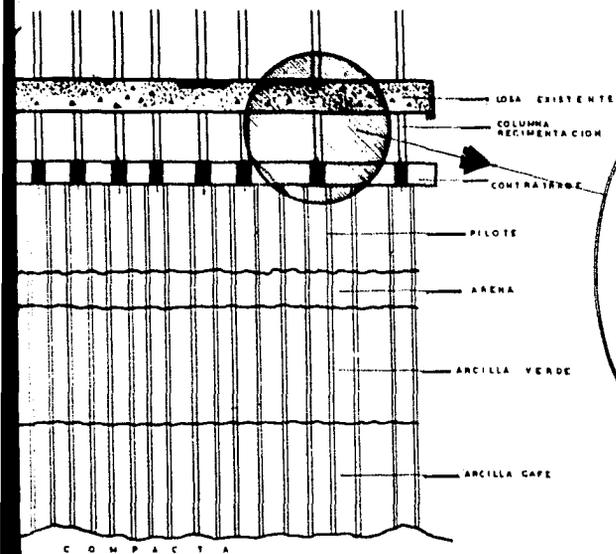
LOSA EXISTENTE  
 VIGUETAS LONGITUDINALES

COLUMNA RECIMENTACION  
 REGISTRO  
 CONTRATRABE

CAREZAL ANCLA

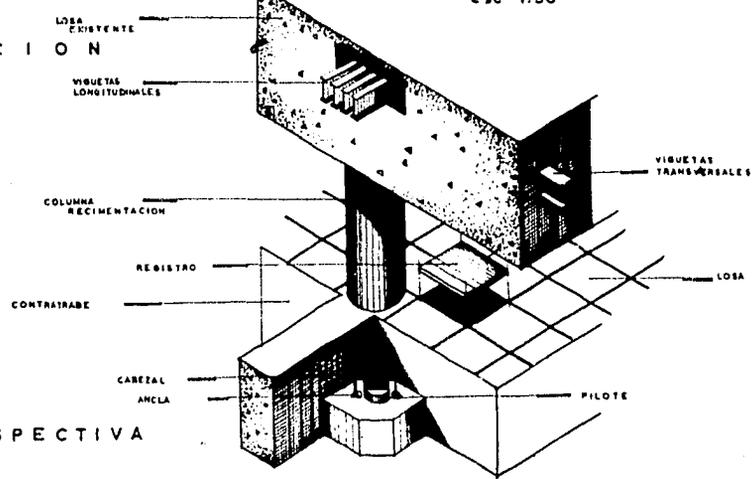
PERSPECTIVA





DETALLE  
esc 1:50

R S A L C I M E N T A C I O N



PERSPECTIVA

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA, U. N. A. M.	
PERFIL DE LA RECIMENTACION	6.
TESIS PROFESIONAL OSCAR I. GONZALEZ G.	
3 7	RECIMENTACION PALACIO DE BELLAS ARTES

b).- PRESUPUESTO.

El presupuesto que a continuación se presenta está elaborado utilizando el método de comparación para los costos unitarios, y resulta aproximado por las siguientes circunstancias:

Como no se tienen calculadas todas las contratraves, se desconoce la sección de cada una de ellas y para la cubicación de contratraves en el presente presupuesto se supuso una sección media de 1.75 x 0.70 m.

De la misma manera se supuso un espesor medio de 0.40 m. para la nueva losa de cimentación, obteniendo solo una cubicación -- aproximada.

En cuanto a la longitud de los pilotes, se ha supuesto una longitud media de 26 m.l. por pilote, estimación que en realidad resulta aproximada ya que está sujeta a variación según el perfil de la capa resistente.

.....

" PRESUPUESTO "

1.- Bardado y acondicionado de un espacio para maniobras y bodegas en el costado Oeste del Palacio de las Bellas Artes.....	\$	10 000.00
2.- 400 m.l. de atagüfa de 7.20 m. por 4 '' de espesor, a 1 400.00 m.l.....		560 000.00
3.- 228 m3. de concreto armado para muro de retención a 700.00 m3.....		159 600.00
4.- Excavación de 32 300 m3. de tierra, incluyen do bombeo y ademes a \$ 110.00 m3.....		3 553 000.00
5.- Construcción de 7 450 m2 de plantilla de concreto pobre a \$ 12.00 m2.....		89 400.00
6.- 2 980 m3. de concreto armado para la nueva losa de cimentación a \$ 650.00 m3. ....		1 937 000.00
7.- 2 940 m3 de concreto armado para las contratraves a \$ 700.00 m3 .....		2 058 000.00
8.- 768 m3 de concreto armado para los dados de los pilotes a \$ 700.00 m3.....		537 000.00
9.- 330 m3. de concreto armado para las columnas a \$ 800.00 m3.....		264 000.00
10.- 44 controles para los pilotes, incluyendo el anclaje a \$ 1 990.00 pza.....		83 600.00
11.- 140 controles para los pilotes de 94 tons. incluyendo el anclaje a \$ 2 200.00 pza.....		308 000.00
12.- 776 controles para los pilotes de 111 ton. incluyendo el anclaje a \$ 2 400.00 pza.....		1 862 400.00
13.- 1400 metros lineales de pilote de 75 tons. a \$ 115.00 m.l.....		126 500.00
14.- 3 500 m.l. de pilote de 94 tons. a \$ 130.00 ml.		455 000.00
15.- 19 400 m.l. de pilote de 111 tons. a \$140.00 ml.		2 716 000.00
TOTAL.....	\$	<u>14 720 100.00</u>

(CATORCE MILLONES SETECIENTOS VEINTE MIL CIEN PESOS 00/100)

c).- VARIOS.

Es mi intención señalar en ésta última hoja de mi Tesis - una grandísima ventaja, del proyecto de recimentación del Palacio de las Bellas Artes, por el procedimiento descrito, y que se refiere al aprovechamiento del espacio comprendido entre las losas de cimentación como estacionamiento de vehículos, ya que resolvería en gran parte el enorme problema que se presenta en la actualidad para dicha zona.

Creo que ésta ventaja acompañada de las que anteriormente han sido señaladas comprueban la primacía del procedimiento descrito sobre cualquier otro; por otra parte resulta completamente factible de realizar y justificable la erogación si se toma en cuenta que es una de las grandes obras de la Arquitectura de éste siglo que es admirada no solo Nacional sino Internacionalmente.

No obstante lo anterior, presenta la desventaja de ser una obra cuyos resultados tardarán años en verificarse, ya que como ha sido indicado en el desarrollo de la Tesis, hasta 40 años después de haberse recimentado, se lograrán igualar los niveles de losa actual con el de banqueta.

Podría lograrse levantar materialmente el Palacio de las Bellas Artes, igualando los niveles en unos cuantos años, pero no sería conveniente económicamente ya que para ello habría que duplicar el número de pilotes, aumentando el costo de la obra a 25 millones de pesos a--

proximadamente.

Erogación que no sería justificable tomando en cuenta que una vez igualados los niveles, habría que empezar a bajar el Palacio de las Bellas Artes a una velocidad igual a la velocidad del terreno adyacente.

Sin embargo si se quisiera hacerlo a pesar del costo, el procedimiento seguido sería semejante al descrito en la presente Tesis, aumentando solo el número de pilotes y modificando consecuentemente la sección y armado de contratraves. Una vez terminada la recimentación se procedería a levantar el Palacio de las Bellas Artes, bastando para ello apretar los tornillos de los controles, apriete que se traduciría en movimiento vertical ascendente de los dados de los pilotes, es decir de la estructura misma.

## " BIBLIOGRAFIA "

- 1.- Investigación sobre el Palacio de las Bellas Artes. Western Foundation de - México, S. A. 1950.
- 2.- Conservación del plomo en los edificios de la Ciudad de México a base de celdas de deformación. Ing. Manuel González Flores
- 3.- Cimentaciones combinadas por medio de pilotes de control. Ing. Manuel González Flores
- 4.- Volúmenes de la serie "B" de publicaciones sobre Ingeniería Experimental Ediciones I.C.A.
- 5.- Materiales y Procedimientos de Construcción. Arq. Fernando Barbará Z.
- 6.- Prácticas recomendables y especificaciones para el uso del concreto y del concreto armado. "Joint Committee"
- 7.- Reglamento de las construcciones en el Distrito Federal. 3a. Edición.
- 8.- Concreto. Ing. Alberto Muñoz Casas
- 9.- Teoretical Soil Mechanics. Karl Terzaghi.
- 10.- Concreto. Ing. Manuel Paulín.