

1141



RODOLFO ALDAPE CANTU
TESIS PROFESIONAL
1953



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.

DEDICO ESTA TESIS A :

MIS PADRES

MI ESPOSA

MIS HIJOS

MIS COMPAÑEROS DE CLASE

MIS MAESTROS Y AMIGOS

1141



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
Dirección
Núm. 731-1637
Exp. Núm. 731/214.2/-1678

Al Pasante señor Rodolfo ALDAPE CANTU.
P r e s e n t e.

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

Estudio de la cimentación sobre pilotes, de un edificio que se construirá en la esquina de Avenida Nuevo Leon y Laredo, de acuerdo con los planos arquitectónicos que se proporcionarán.

El estudio incluirá además de la distribución de los pilotes, de la bajada y concentración de las cargas tanto verticales como horizontales y de la determinación de incremento en la fatiga de los pilotes por excentricidad de la resultante, el proyecto de la cimentación propiamente dicha. Además: el costo y procedimiento de construcción de la cimentación, incluyendo pilotes.

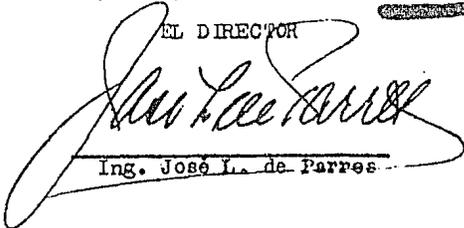
Ruego a usted que tome nota del contenido de la Circular que me permito enviarle adjunta al presente, con el fin de que cumpla con el requisito a que ella alude, indispensable para sustentar su examen profesional.

Atentamente.

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

México, D.F., a 27 de agosto de 1952

EL DIRECTOR


Ing. José L. de Parres

Alm.
Circular anexa
JLE/HUM/rr.

I N D I C E .

	Pag.
CAPITULO I.- Introducción al problema	
a.- Descripción del edificio.....	1
b.- La estructura	2
CAPITULO II.- Solución al problema de Daños a las construcciones vecinas.....	5
La fricción negativa.....	7
Razones para resolver el problema..	9
Area de influencia de un pilote....	10
CAPITULO III.-	
Cargas unitarias y Bajada de cargas	14
Tablas	19
CAPITULO IV.- Distribución de pilotes.....	20
Procedimientos de construcción de los pilotes.....	21
Prueba de carga- Procedimiento	
Sondeo.....	23
CAPITULO V.- Determinación del incremento en la fatiga de los pilotes por excentrici-	

	Pag
dad de la resultante.....	27
a).- Centro de gravedad de los pilotes	29
b).- Variación de la fatiga de los pilotes debi_	
do a la excentricidad de las cargas y reac_	
ciones de los pilotes.....	32
c).- Pilotes sobre fatigados debido a temblores	33
CAPITULO VI.- Cálculos para la trabe 1-2-3-4..	39
Cálculos para la trabe 10-6-2	53
Cálculo de losa inferior de cimen_	
mentación.....	61
CAPITULO VII.- Análisis de costos y el costo de	
cimentación.....	65

Capítulo I

Introducción al problema.

a.- Descripción del edificio.

El edificio se va a construir en la esquina que forman las calles de Laredo y Avenida Nuevo León, en un terreno que mide por la calle de Laredo 11.00 metros y por Nuevo León 16.00 metros.

La planta baja así como la Mezanine serán destinados a comercios.

En el primer piso habrá despachos exclusivamente, en el segundo y tercer pisos serán para oficinas y cuarto y quinto pisos serán departamentos.

En la azotea está la caseta en donde se alojará la maquinaria para los elevadores, y tanques de almacenamiento de agua potable, también un espacio para los tendederos y algunas jardineras que servirán de ornato para las fachadas.

En los pisos segundo y tercero destinados a oficinas

hay que preveer cambios en el plan original, debido a --- que algunos muros interiores serán ligeros o cancelos --- que pueden ser cambiados según las necesidades de última hora.

Las fachadas así como la perspectiva pueden verse en el plano número uno, proporcionado por el Ing. Francisco J. Serrano.

En el mismo plano número uno pueden verse las alturas entre las diferentes plantas del edificio.

b. La estructura.

Según el proyecto arquitectónico las columnas serán circulares con excepción de una, (ver plano número dos). Las losas tendrán en la parte superior las trabes que van de columna a columna. El objeto de esto es no usar plafón en la parte correspondiente a cielo y en la parte que corresponde a pisos, se rellenará con material ligero para poner encima los polines para la duela o el fino para el mosaico. Además se aprovecharán estos huecos para ocultar parte de las instalaciones sanitarias, eléctricas, y posiblemente conductos del acondicionamiento de

aire.

Como podrá observarse, en los planos, el edificio tiene sus dos lados colindantes en cantilever. Este dispositivo se presta perfectamente para resolver el aislamiento de la cimentación del edificio con las cimentaciones de las construcciones colindantes. Este punto lo trataré detalladamente más adelante.

c.- Los materiales que se usarán serán el concreto con refuerzo de acero.

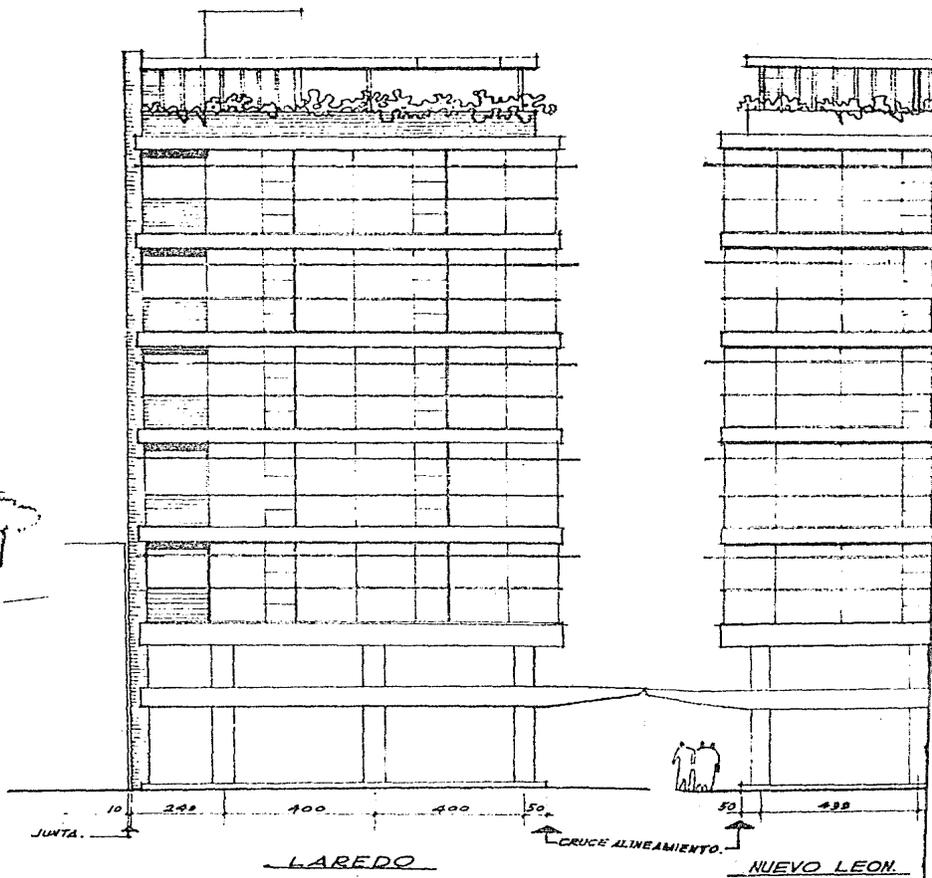
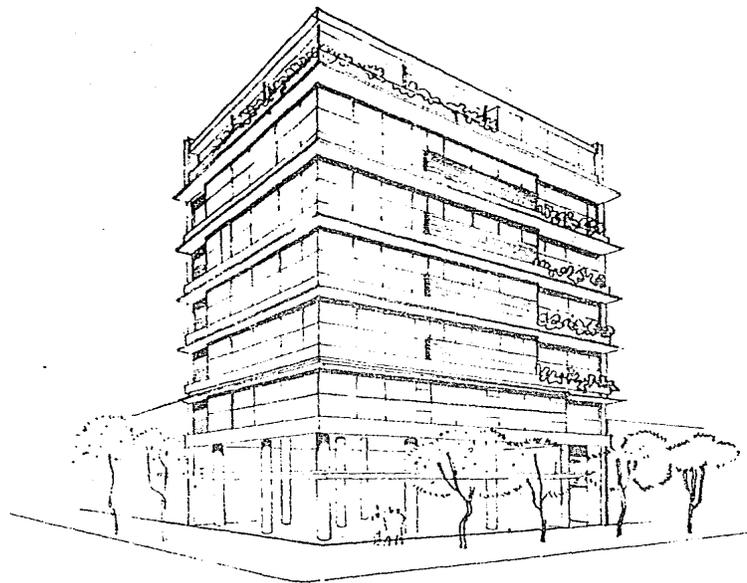
En todas las estructuras, los cálculos se hacen bajo la suposición de que los materiales que serán usados tendrán determinadas propiedades de resistencia que aseguren la estabilidad de la estructura. Si se emplean materiales con propiedades distintas a las supuestas, resulta errónea la base sobre la cual se hicieron los cálculos. Esta advertencia se refiere muy especialmente a la hora de hacer el concreto en la obra.

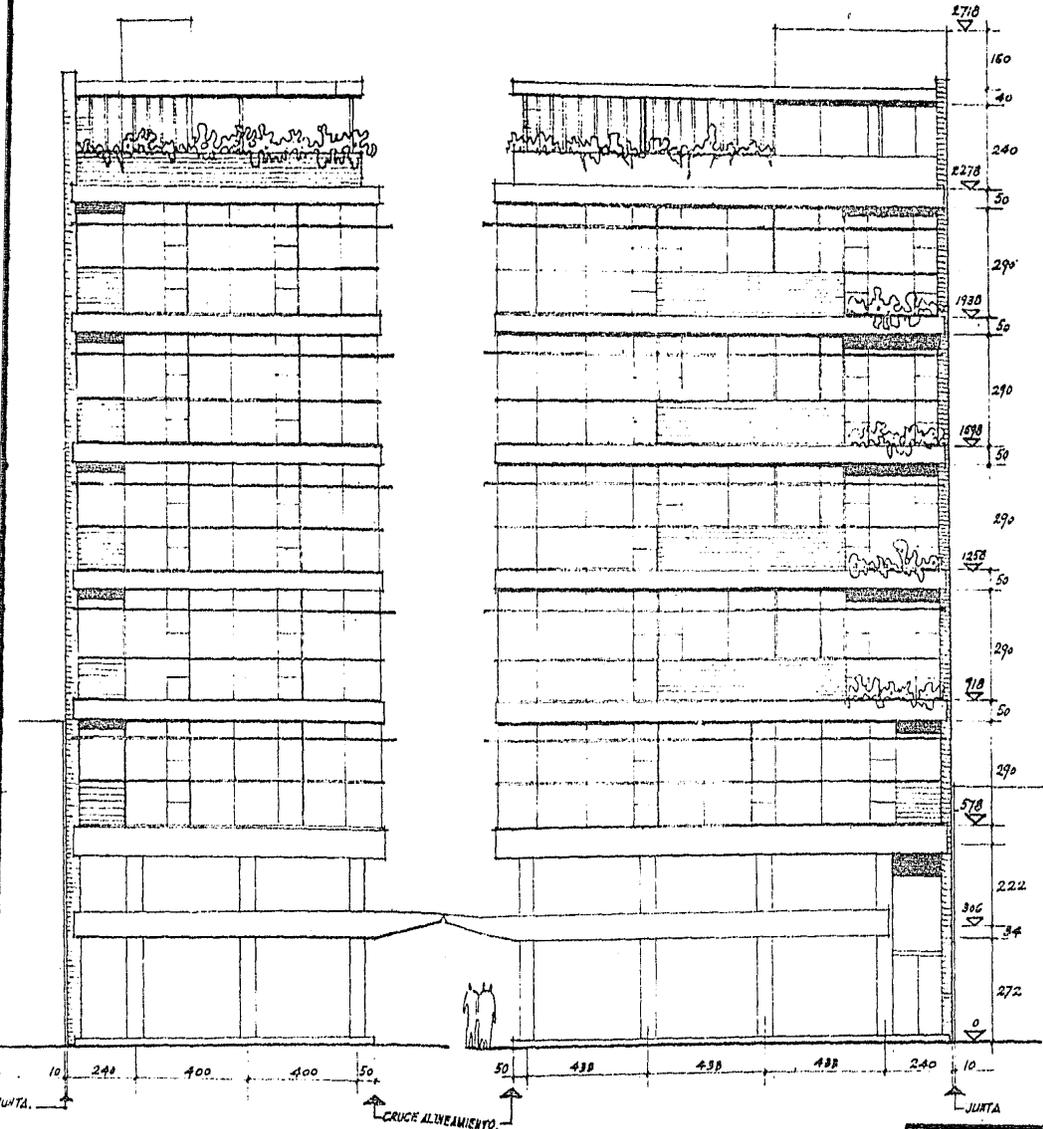
En muchas ocasiones se encuentran condiciones muy diversas en el campo y esto hace cambiar las propiedades del concreto. Por lo tanto hay que examinar antes de

empezar una obra, las condiciones que tendremos para --
solucionar cualquier problema con anticipación y así --
poder cumplir con las propiedades que se fijaron al ha-
cer los cálculos.

Por ejemplo se puede examinar el agua que se va a
emplear, la calidad del confitillo, grava, piedra, y -
la arena, al mismo tiempo se puede prever el abasteci-
miento de los materiales escasos.

En otras ocasiones nos encontramos con aguas du--
ras, con sales que perjudican la mayor resistencia del
concreto y entonces hay que mandar hacer un análisis -
químico del agua y agregarle un suavizante. Es de gran
importancia también examinar la grava, pues si esta no
es de buena calidad hay el peligro de una grieta en la
estructura o el desplome de alguna losa. En muchas oca-
siones la grava viene revuelta con tepetate o barro y a
la hora en que va a resistir alguna compresión o tensión
falla y entonces puede tener consecuencias graves.

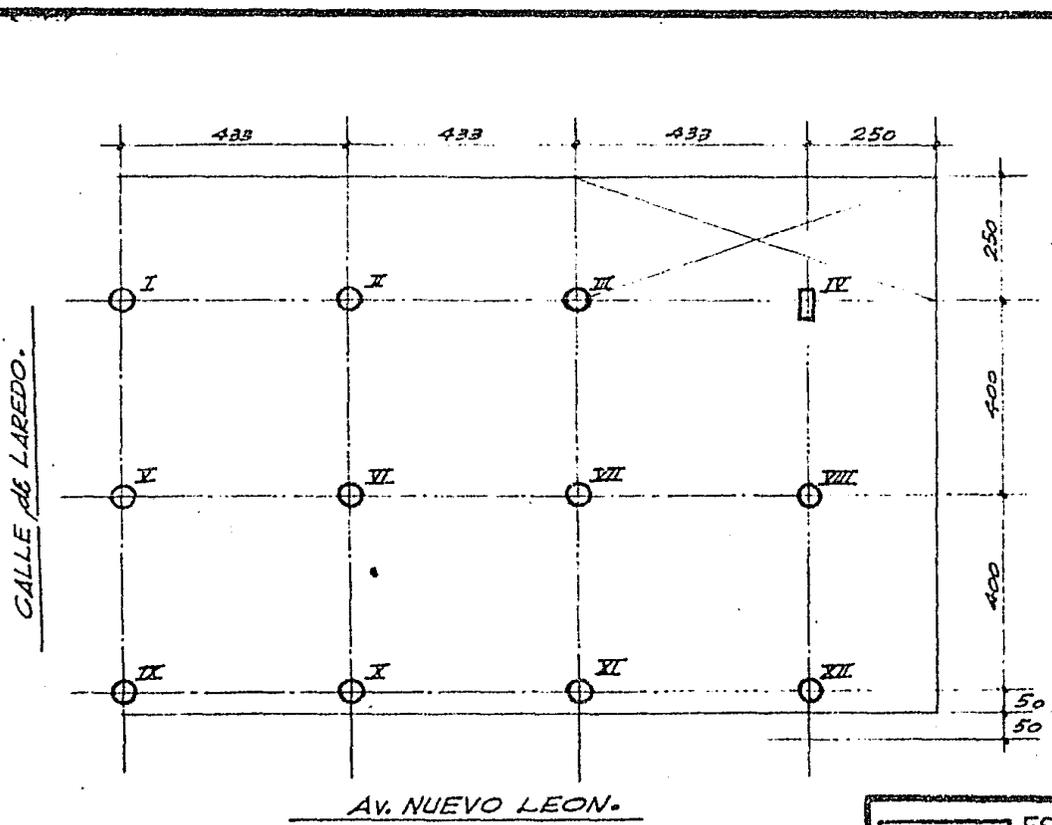




LAREDO

NUEVO LEON

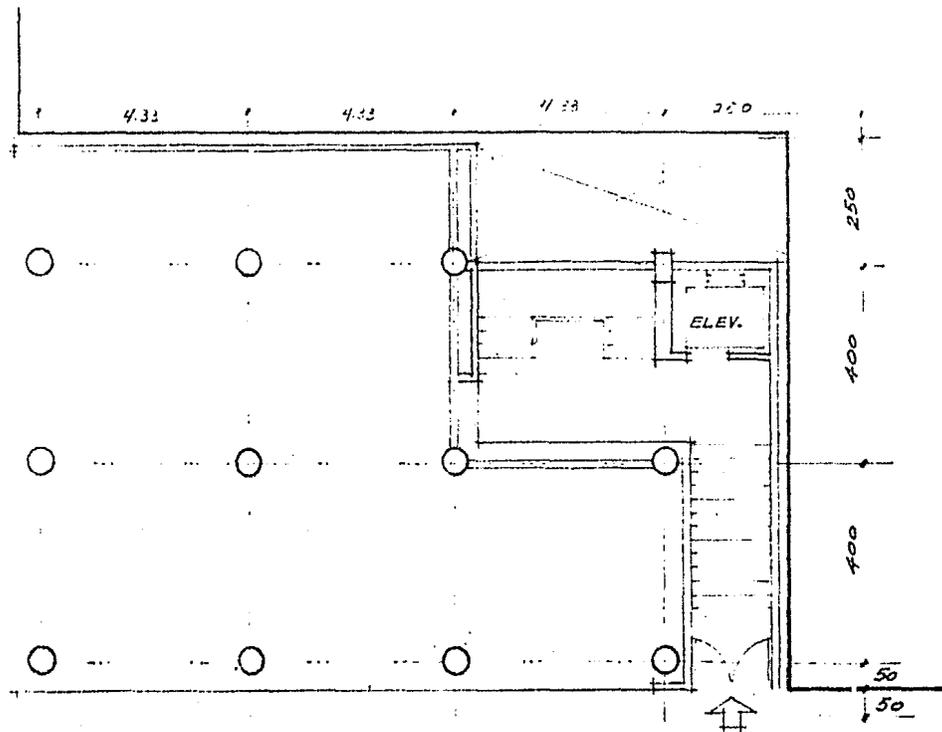
UNAM	ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS	
	TESIS PROFESIONAL	
RODOLFO ALDAPE GANTU		
PERSPECTIVA Y FACHADA		1953.
PLANO No. 1		



ESCALA. 1:100

UNAM	ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
TESIS PROFESIONAL RODOLFO ALDAPE CANTU	
PLANO DE EJES PLANO No. 2	
1953.	

CALLE DE LAREDO.



AVENIDA NUEVO LEON.

ESCALA 1:100

UNAM

ESCUELA NACIONAL
DE INGENIEROS

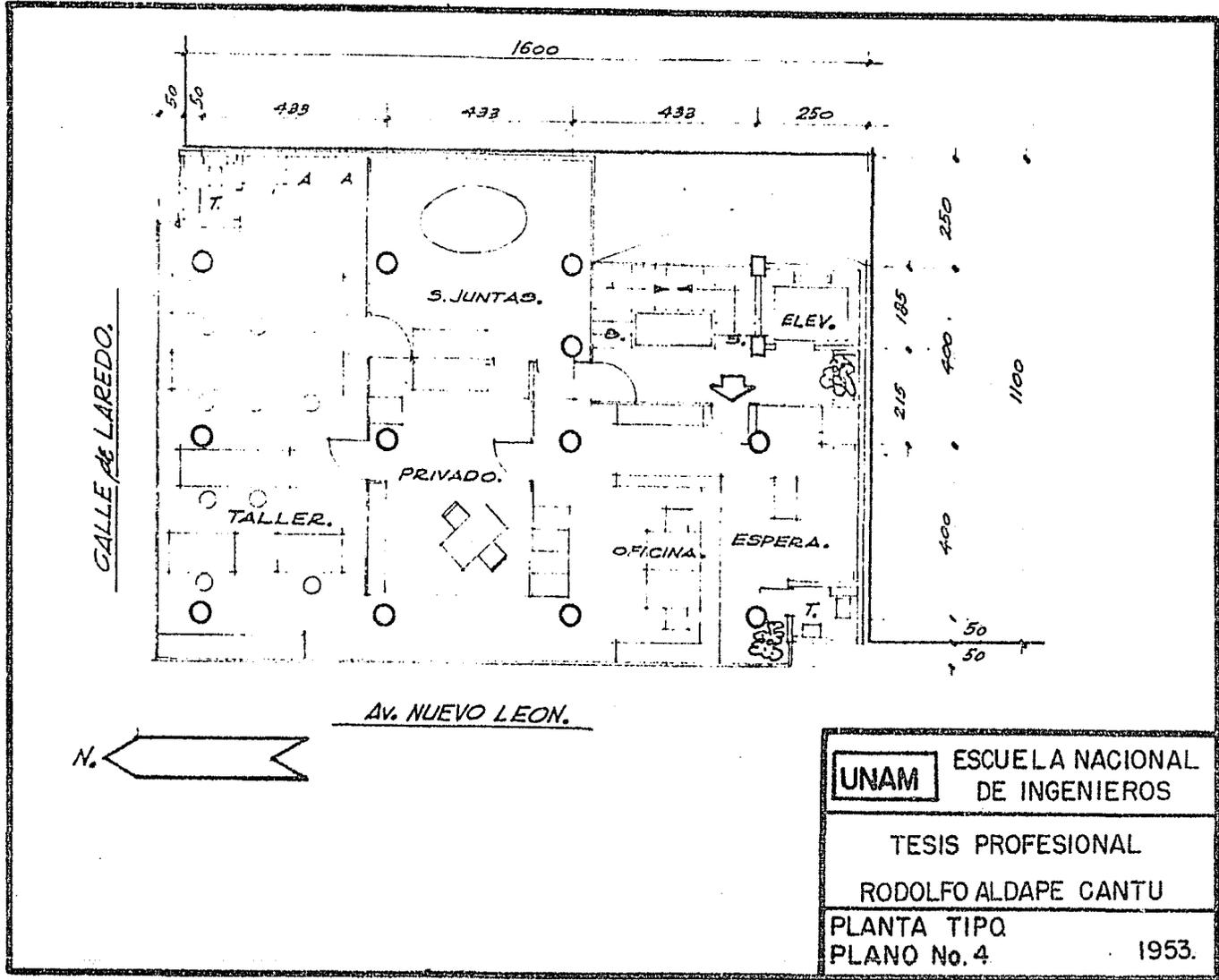
TESIS PROFESIONAL

RODOLFO ALDAPE CANTU

PLANTA BAJA.

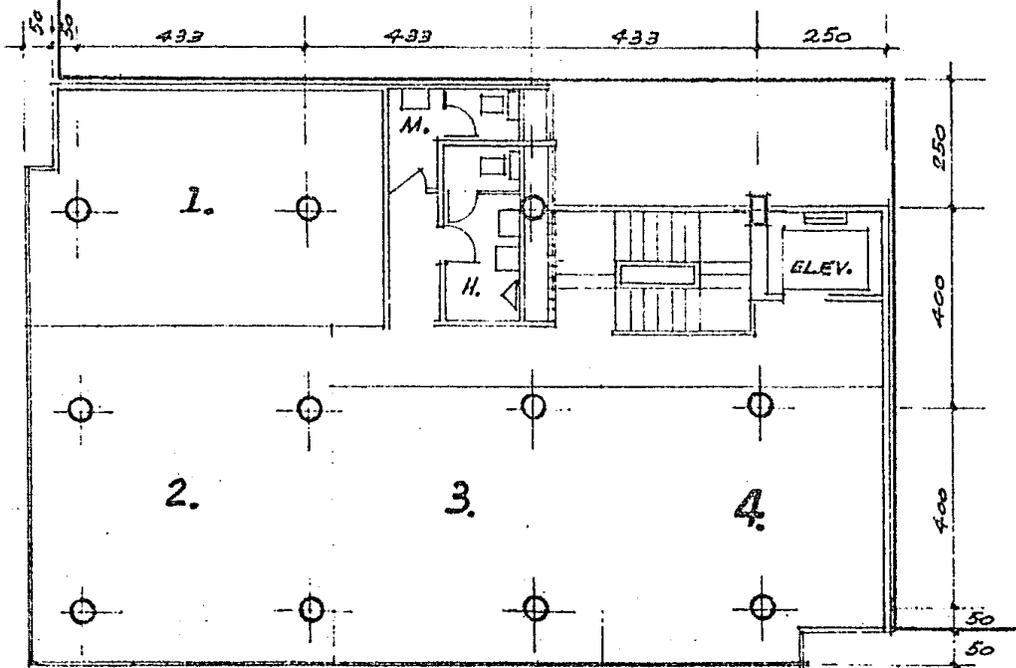
PLANO No. 3

1953.



UNAM	ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
TESIS PROFESIONAL	
RODOLFO ALDAPE CANTU	
PLANTA TIPO	
PLANO No. 4	1953.

CALLE de LAREDO.



AV. NUEVO LEON.

ESCALA. 1 : 100

UNAM

ESCUELA NACIONAL
DE INGENIEROS

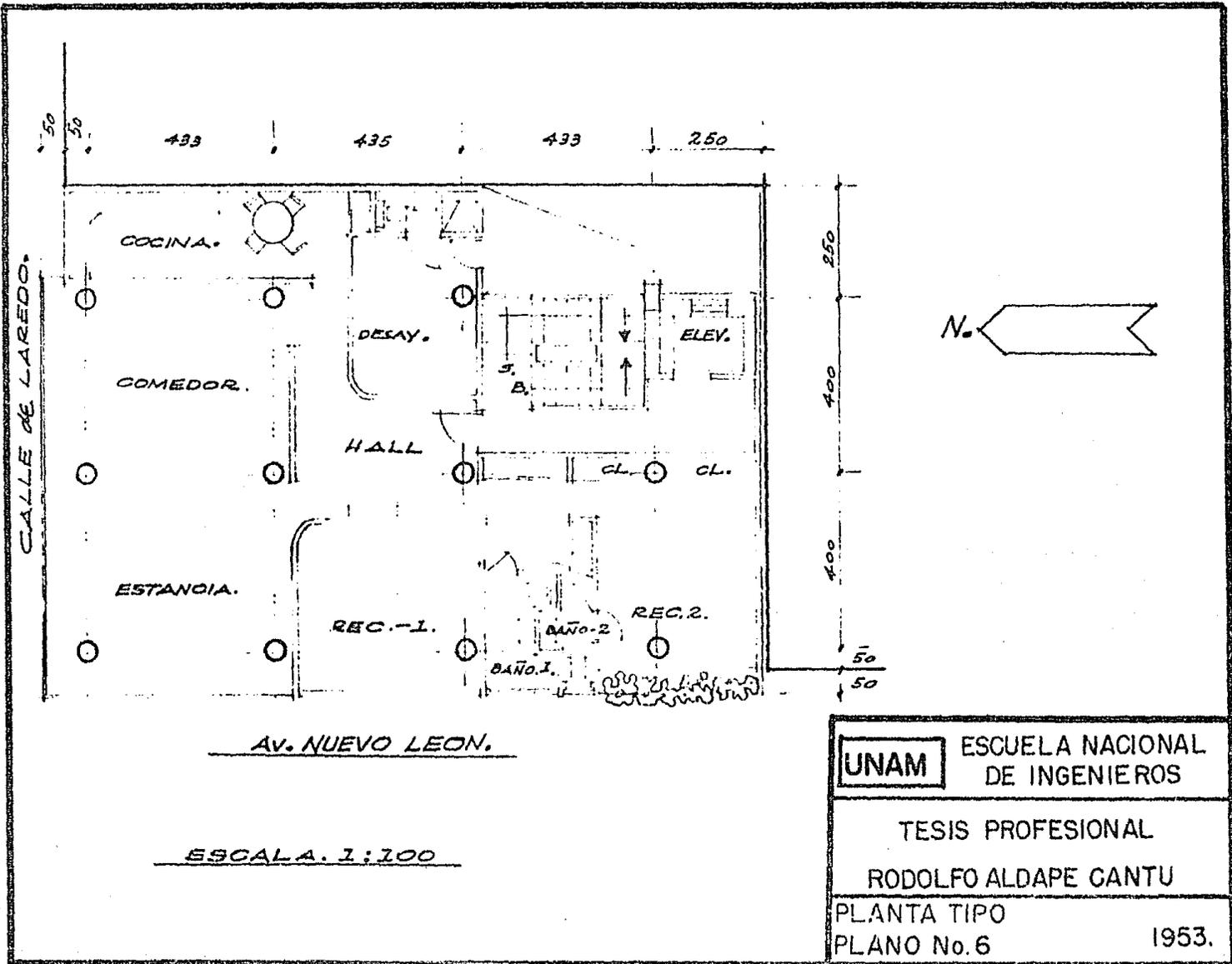
TESIS PROFESIONAL

RODOLFO ALDAPE CANTU

PLANTA TIPO DE OFICINAS.

PLANTA No. 5

1953



AV. NUEVO LEON.

ESCALA. 1:100

UNAM	ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
TESIS PROFESIONAL	
RODOLFO ALDAPE CANTU	
PLANTA TIPO	
PLANO No. 6	1953.

Capítulo II

Solución del problema de daños a las construcciones vecinas.

El constante bombeo del agua del subsuelo en el valle de México ha ocasionado la deshidratación de las capas superiores y por lo tanto ha producido un aumento en el peso de éstas. Este desequilibrio ha ocasionado hundimientos diferenciales de los edificios pesados en el Distrito Federal.

Existe pues este peligro para nuestro edificio de esta tesis.

En el Distrito Federal existen varios ejemplos, pero el principal de todos es el Palacio de las Bellas Artes. Yo personalmente hice observaciones durante seis meses de 216 puntos; localizados en los alrededores del Palacio y sacando un promedio de las cotas puedo decir que el edificio se hunde a razón de .9 de milímetro diario. Esta cifra incluye el hundimiento de la ciudad.

Las lecturas se hicieron con respecto a un banco de nivel que es un tubo apoyado en una capa resistente a 52.5 metros de profundidad.

La manera de resolver este peligro es apoyando nuestro edificio sobre pilotes y estos a su vez sobre una capa resistente previamente sondeada y probada que puede resistir las cargas.

Admitamos, entonces que nuestro edificio está apoyado sobre pilotes satisfactoriamente y no se hunde. Sucede entonces que la ciudad sí se hunde por el bombeo de las aguas y tenemos que sortear un nuevo peligro; la fricción negativa que se produce sobre los pilotes. La fricción negativa no afectaría en nada a nuestro edificio pero a las construcciones vecinas sí porque ocasionaría lo que muestro en las figuras de la página siguiente.

La figura uno nos muestra al edificio ya terminado apoyado sobre los pilotes y además una construcción vecina.

La figura número dos nos muestra a la construcción

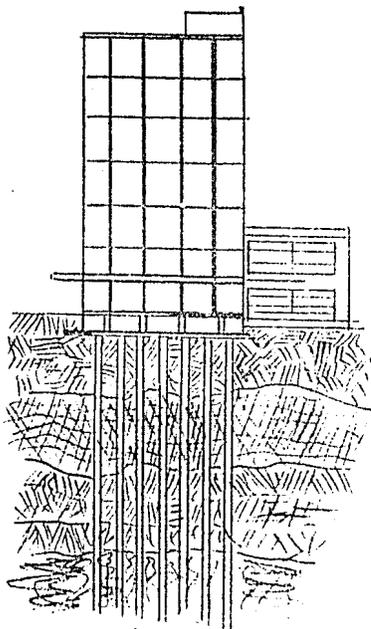


fig. 1

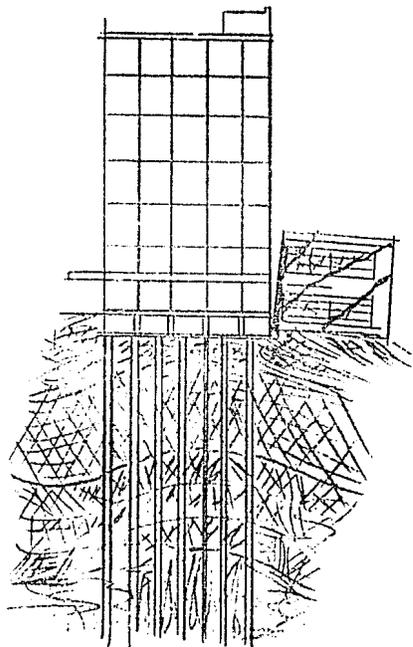


fig. 2

vecina en ruinas debido a la fricción negativa que se produce sobre los pilotes y que aparentemente va levantando la capa superficial hasta hacer fallar las estructuras vecinas. Esto tiene sus consecuencias pues hay que pagar totalmente a los vecinos las reparaciones necesarias.

Entonces tenemos ante nosotros un problema que resolver:

Como evitar que la fricción negativa destruya las estructuras colindantes con nuestro edificio?

Para dar una solución apropiada es necesario proyectar un pilote especial y para lo cual recomiendo que se use el tipo Button Bottom modificado que puede fabricar la Western Foundation de México, S.A. La modificación que pretendo introducir a este tipo de pilote es la siguiente:

El tipo Standard de pilote Button Bottom tiene una punta como muestra la figura número tres. Es de concreto muy rico con proporciones de $1 - 1\frac{1}{2} - 3$ y un revenimiento de Cero. La nueva punta sería con las mismas proporciones también.

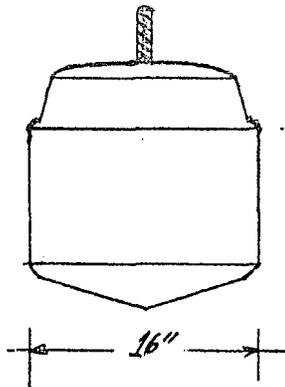


fig. 3

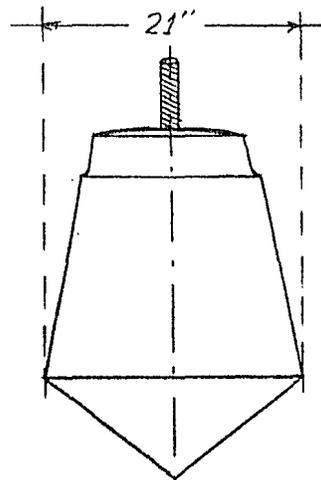


fig. 4

La nueva punta como muestra la figura número 4

sería la modificación que pretendo introducir. Es cuestión de diámetro solamente pues el tipo standard tiene un diámetro de 16" y la nueva punta tendrá 21" de diámetro máximo.

Las razones sobre las cuales me apoyo para proponer este tipo de punta para resolver el problema de la fricción negativa son las siguientes:

1.- La punta tipo standard es clavada con un tubo guía de 14" de diámetro interior y de 16" de diámetro exterior, o sea tiene el mismo diámetro que la punta. Entonces al ir perforando con la punta standard hace un hoyo de 16" de diámetro, después de quitar el martillo (Vulcan # 1) se introduce la camisa de lámina corrugada # 18 y en forma de espiral, la cual ambona perfectamente sobre la punta, entonces se llena de concreto y se saca el tubo guía. La camisa de lámina tiene un diámetro de 12", lo cual quiere decir que después de sacar el tubo guía queda un espacio entre la lámina y la tierra de 2" alrededor del pilote. Este espacio es llenado por la naturaleza con una masa de arcillas, arenas aguas, --

limo etc.

Este amasijo de materiales es el que sirve como lubricante entre el pilote y los estratos y evita la fricción negativa en parte.

Según dato del Ing. Leonardo Zeevaert con este tipo de punta se logra reducir la fricción negativa de 10 toneladas a 8 toneladas. Entonces para nuestro problema no es suficiente el espacio que deja la punta "standard".

La nueva punta de 21" de diámetro deja un espacio de $4 \frac{1}{2}$ " alrededor del pilote, el cual se llena como ya dije antes con un amasijo que sirve como lubricante y que bajaría la fricción negativa a 5 toneladas aproximadamente.

2.- Area de influencia de un pilote:

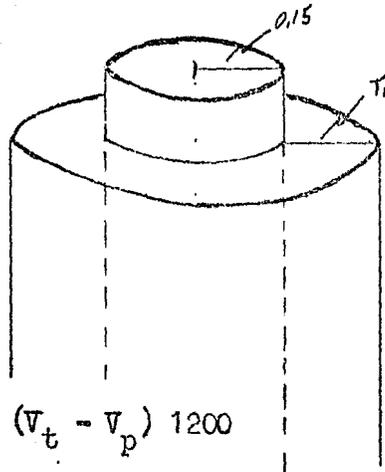
Datos: $l = 30$ mts. = longitud del pilote.

$F = 10000$ Kg. valor de la fricción negativa.

1200 Kg/m^3 = peso volumétrico.

$r = 0.15$ mts. = radio del pilote.

V_t = volúmen total; V_p = Volúmen del pilote.



$$10000 = (V_t - V_p) 1200$$

$$V_t = \pi (0.15)^2 \times 30$$

$$10000 = 1200 \left[(0.15 + r_1)^2 \pi \times 30 - \pi (0.15)^2 \times 30 \right]$$

$$10000 = 1200 \times \pi \times 30 (0.15^2 + 0.30 r_1 + r_1^2 - 0.15^2)$$

$$10000 = 1200 \times \pi \times 30 (0.30 r_1 + r_1^2)$$

$$0.30 r_1 + r_1^2 = \frac{10000}{1200 \times \pi \times 30} = 0.088 \text{ m}^2$$

$$r_1^2 + 0.30 r_1 = 0.088$$

$$r_1^2 + 0.30 r_1 + (0.15)^2 = 0.088 + \overline{0.15^2}$$

$$(r_1 + 0.15)^2 = 0.1105$$

$$r_1 + 0.15 = \sqrt{0.1105} = 0.333$$

$$r_1 = 0.333 - 0.15 = 0.18 \text{ mts.}$$

$$r_1 = \underline{0.18 \text{ mts.}}$$

Comprobación:

$$V = V_t - V_p = \overline{0.33^2} \pi \times 30 - \overline{0.15^2} \pi \times 30$$

$$V = \pi \times 30 (\overline{0.33^2} - \overline{0.15^2})$$

$$V = \pi \times 30 (0.109 - 0.0225) = 8.2 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso} = 8.2 \times 1200 = \underline{10000 \text{ kg.}}$$

Como se podrá ver, el área de influencia de un pilote es de 18 cm. en su alrededor. Este dato es en teoría y nosotros sabemos que en la práctica es distinto, empezando que para el cálculo nosotros supusimos que el material alrededor del pilote es uniforme y no sucede así. En realidad tenemos materiales distintos conforme la profundidad. Por otra parte, no es un solo pilote sino un conjunto de pilotes los que actúan cerca de la cimentación vecina. Es por todo esto que los proyectistas han tomado como área de influencia de fricción negativa de los pilotes "Buttom Bottom" la cantidad de cuatro pies ó sea 1.20 mts. alrededor del pilote. Entonces para estar dentro de la seguridad en nuestro problema, se puede

decir que los pilotes no deben hincarse a menos de 1.50 m. de las construcciones vecinas.

3.- Considerando las experiencias obtenidas en diversas obras propongo tomar una precaución más, que es la siguiente:

Aislar la cimentación del edificio de las cimentaciones colindantes.

Esto se puede llevar a cabo sin un costo muy elevado. Primero clavar un tablestacado que pase unos 50 ó 90 cm. a las cimentaciones colindantes. Después pintar con chapopote el tablestacado. Luego una capa de cartón asfáltico clavado sobre el tablestacado. El tablestacado no necesita ser mayor de 4".

Tocante al aspecto económico de la cimentación no es conveniente usar un concreto de fatiga baja porque las trabes resultarían muy grandes y aumentaría el costo de la excavación; por lo tanto es muy conveniente usar concreto de alta resistencia. Usaremos en la cimentación un concreto de 210 Kg/cm^2 de fatiga de ruptura. El acero de refuerzo será de 1265 Kg/cm^2 .

Capítulo III

Cargas Unitarias.

Las cargas unitarias utilizadas para el cálculo de la estructura fueron las comunes que especifica el reglamento de las Construcciones del Distrito Federal.

Carga Muerta:

Se debe al peso propio de la estructura, muros, -- pisos, aplanados, enyesado, sanitarios, escaleras, etc.

Carga Viva:

Se debe al peso de los muebles, instalaciones no -- fijas, al peso de los habitantes, etc.,

Cargas Accidentales:

Son las producidas por la acción del viento y las -- acciones de los sismos.

Lista de cargas unitarias empleadas por los calculos -- listas para este edificio:

Planta Baja: Peso propio losa 15 cm.	. . .	375
Piso	. . .	100
Carga viva comercio	. . .	<u>300</u>
T O T A L	. . .	775 Kg/m ²

Mezanine:

Peso propio losa 10 cm	. . .	250 Kg/m ²
Piso	. . .	100
Carga viva	. . .	<u>300</u>
T O T A L	. . .	650 Kg/m ²

Planta # 1 Despachos.-

Peso propio losa 10 cm.	. . .	250 Kg/m ²
Piso y relleno	. . .	355
Carga viva despachos	. . .	<u>200</u>
T O T A L	. . .	805 Kg/m ²

Planta # 2 Oficinas.-

Piso propio losa de 10 cm	. . .	250 Kg/m ²
Piso y relleno	. . .	355
Carga viva oficinas	. . .	<u>200</u>
T O T A L	. . .	805 Kg/m ²

Planta # 3 Oficinas.-

Peso propio losa de 10 cm	• • • 250 Kg/m ²
Piso y relleno	• • • 355
Carga viva oficinas	• • • <u>200</u>
T O T A L	• • • 805 Kg/m ²

Planta # 4 Departamentos.-

Peso propio losa de 10 cm.	• • • 250 Kg/m ²
Piso	• • • 300
Carga viva departamentos	• • • <u>150</u>
T O T A L	• • • 700 Kg/m ²

Planta # 5 Departamentos.-

Peso propio losa de 10 cm.	• • • 250 Kg/m ²
Piso	• • • 300
Carga viva departamentos	• • • <u>150</u>
T O T A L	• • • 700 Kg/m ²

Azotea:

Peso propio losa de 10 cm.	• • • 250 Kg/m ²
Terrado y enladrillado	• • • 100
Carga viva	• • • <u>150</u>
T O T A L	• • • 500 Kg/m ²

Sanitarios:

Peso propio losa de 10 cm	. . .	250 Kg/m ²
Piso y relleno	. . .	300
Carga viva	. . .	<u>150</u>
T O T A L	. . .	700 Kg/m ²

Escaleras y pasillos:

Peso propio losa de 10 cm.	. . .	250 Kg/m ²
Piso	. . .	150
Carga viva	. . .	<u>550</u>
T O T A L	. . .	950 Kg/m ²

Muros de Fachada:

Muros tabique de 10 cm. espesor	. .	180 Kg/m ²
Chapa de vitricota	. . .	<u>50</u>
T O T A L	. . .	230 Kg/m ²

Interiores y de

Muros de tabique rojo	. . .	250 Kg/m ²
En la altura de 290 mts.	. . .	722 Kg/m ²

Bajada de cargas:

Una vez conocidas las cargas vivas y puertas a que va a quedar sujeta la estructura, vamos a proceder a ----

bajar dichas cargas desde el último piso hasta la cimentación de la siguiente manera:

Se supone que una losa con carga uniformemente repartida ya sea perimetralmente apoyada o perimetralmente empotrada en las trabes de apoyo o continua., transmite sus cargas a los apoyos según líneas a 45° desde las esquinas.

Los muros transmiten sus cargas a las trabes que los soportan como una carga uniformemente repartida, equivalente al peso propio del muro. Obteniendo las cargas que obran sobre cada columna y suponiendo un peso propio a las mismas se obtienen las cargas que obran en la cimentación.

Por otra parte sabemos que nunca se va a presentar el caso de que la carga viva se presente con toda su intensidad en todos los pisos, por eso es que el Reglamento de las Construcciones del Distrito Federal nos permite una reducción de la carga viva en un porcentaje que varía del 10% para columnas que soportan dos pisos al 50% para columnas que soportan siete o mas pisos.

A continuación presento la tabla que me sirvió -
para bajar las cargas hasta la cimentación.

TABLA DE CARGAS ~ REDUCCION DE CARGAS 50%

AREAS.		3.165 x 4.50 = 14.242	19.485	14.072	9.330	12.660	17.320	17.320	18.660	9.495	12.99	12.99	13.995
COLUMNA													
NIVEL.		I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
27.18	LOSA	---	---	2165.00 Kg	4665.00	---	---	---	---	---	---	---	---
	TRABES.	---	---	1266.00	2266.00	---	---	---	---	---	---	---	---
	P. Propio. Col.	---	---	160.00	160.00	---	---	---	---	---	---	---	---
	Suma.	---	---	3591.00	7091.00	---	---	---	---	---	---	---	10682.00
	Reducción C.V.	---	---	3875.00	6381.00	---	---	---	---	---	---	---	---
25.58	LOSA.	---	---	4330.00	9330.00	---	---	4330.00	9330.00	---	---	---	---
	TINACOS.	---	---	---	---	---	---	3250.00	3250.00	---	---	---	---
	TRABES.	---	---	1266.00	2666.00	---	---	833.00	1733.00	---	---	---	---
	MUROS.	---	---	2327.44	4169.44	---	---	---	---	---	---	---	---
	P. Propio. Cd.	---	---	437.50	437.50	---	---	437.50	437.50	---	---	---	---
19.38	Acumulativos.	---	---	11953.94	23693.94	---	---	8850.50	14750.50	---	---	---	59248.88
	Reducción C.V.	---	---	11520.94	22760.94	---	---	8417.50	13817.50	---	---	---	---
22.78	LOSA	7221.00	9842.60	8950.00	8870.00	6430.00	8660.00	8660.00	9330.00	4847.50	6595.00	6595.00	7097.50
	TRABES.	3066.00	2666.00	2649.00	1733.00	2233.00	1666.00	1666.00	2533.00	2464.00	2332.00	2332.00	3066.00
	MUROS.	3370.00	3125.00	5300.00	5200.00	900.00	---	---	---	1380.00	970.00	970.00	1050.00
	P. Propio. Col	415.00	415.00	415.00	632.00	415.00	415.00	415.00	415.00	415.00	415.00	415.00	415.00
	Acumulativos	14072.00	16048.60	28267.94	40048.94	9978.00	10741.00	19591.50	27025.50	9106.50	10312.00	10312.00	11628.50
Reducción C.V.	13850.00	15064.00	28372.00	39159.00	9335.00	9875.00	18725.00	26092.00	8722.00	9653.00	9653.00	10919.00	
19.38	LOSA.	9969.00	13239.50	10900.00	8830.00	8862.00	12124.00	13250.00	15370.00	6646.50	9093.00	9093.00	9776.60
	TRABES.	3066.00	2666.00	2649.00	1733.00	2233.00	1666.00	1666.00	2533.00	2464.00	2332.00	2332.00	3066.00
	MUROS.	5494.00	9750.00	7900.00	6250.00	900.00	2888.00	7570.00	7720.00	1388.00	3135.00	6152.00	5369.00
	P. Propio. Col.	600.50	600.50	600.50	765.00	600.50	600.50	600.50	600.50	600.50	600.50	600.50	600.50
	Acumulativos.	23201.50	42704.50	51317.00	57526.00	22573.50	28019.50	42678.00	53249.00	20205.00	25472.50	25472.50	28489.50
Reducción C.V.	32205.00	41341.00	50227.00	56693.00	21711.00	26807.00	41373.00	57172.00	19541.00	24563.00	24563.00	29481.00	

TABLA DE CARGAS ~ REDUCCION DE CARGAS 50%

AREAS.		14.242	19.485	14.072	9.330	12.660	17.320	17.320	18.660	9.496	12.99	12.99	13.995
NIVEL. COLUMNA.		I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
15.98	LOSA	9969.00	13639.50	10700.00	8830.00	8832.00	12124.00	13250.00	15370.00	6646.00	9093.00	9073.00	9796.00
	TRABES.	3066.00	2666.00	2649.00	1733.00	2233.00	1666.00	1666.00	2533.00	2464.00	2332.00	2332.00	3066.00
	MUROS.	5494.00	9750.00	7900.00	6250.00	9000.00	2838.00	7590.00	7720.00	1388.00	3135.00	6152.00	5369.00
	P. Propio.	817.00	817.00	817.00	1041.00	817.00	817.00	817.00	817.00	817.00	817.00	817.00	817.00
	Acumulativo.	52547.00	67577.00	73583.00	75380.00	35385.50	45514.00	64021.00	79689.00	31520.00	40349.00	46883.00	49508.00
Reducción C.V.	51551.00	68214.00	72493.00	74477.00	34479.00	44302.00	64696.00	78152.00	30856.00	39940.00	45974.00	48529.00	
12.58	LOSA	11460.00	15685.00	10900.00	8850.00	10191.30	13942.60	13942.60	15021.30	7643.00	10457.00	10457.00	11266.00
	TRABES.	3066.00	2666.00	2649.00	1733.00	2233.00	1666.00	1666.00	2533.00	2464.00	2332.00	2332.00	3066.00
	MUROS.	5494.00	6000.00	11200.00	4800.00	2600.00			2900.00	1380.00	970.00	970.00	3210.00
	P. Propio.	1070.00	1070.00	1070.00	1360.00	1070.00	1070.00	1070.00	1070.00	1070.00	1070.00	1070.00	1070.00
	Acumulativo.	73637.00	94999.00	99402.00	92123.00	61479.00	62186.00	82699.00	101213.00	44077.00	55678.00	61712.00	68720.00
Reducción C.V.	72491.00	93430.00	98312.00	91238.00	50460.00	60792.00	81305.00	99711.00	43313.00	54633.00	60667.00	66994.00	88732.00
9.18	LOSA	11460.00	15685.00	10900.00	8850.00	10191.00	13942.00	13942.00	15021.00	7643.00	10457.00	10457.00	11266.00
	TRABES.	3066.00	2666.00	2649.00	1733.00	2233.00	1666.00	1666.00	2533.00	2464.00	2332.00	2332.00	3066.00
	MUROS.	5494.00	6000.00	11200.00	4800.00	2600.00			2900.00	1380.00	970.00	970.00	3210.00
	P. Propio.	1350.00	1350.00	1350.00	1720.00	1350.00	1350.00	1350.00	1350.00	1350.00	1350.00	1350.00	1350.00
	Acumulativo.	95007.00	120649.00	125501.00	115926.00	67853.00	79144.00	99657.00	122017.00	56914.00	70787.00	76821.00	87012.00
Reducción C.V.	93861.00	119131.00	124411.00	114841.00	66834.00	77750.00	98263.00	120515.00	56150.00	69742.00	75776.00	85886.00	116638.00
5.78	LOSA	11460.00	15685.00	11920.00	8900.00	10190.00	13940.00	13940.00	15020.00	7640.00	10457.00	10457.00	11266.00
	TRABES.	3066.00	2666.00	2649.00	1733.00	2233.00	1666.00	1666.00	2533.00	2464.00	2332.00	2332.00	3066.00
	MUROS.	5809.00	6390.00	6390.00	6250.00	900.00	2888.00	2888.00	6250.00	1385.00	4090.00	970.00	6010.00
	P. Propio.	1335.00	1335.00	1335.00	1700.00	1335.00	1335.00	1335.00	1335.00	1335.00	1335.00	1335.00	1335.00
	Acumulativo.	116677.00	146775.00	147795.00	133809.00	82511.00	98967.00	119496.00	147155.00	68403.00	89001.00	91915.00	109489.00
Reducción C.V.	115331.00	146207.00	146603.00	132719.00	81492.00	97573.00	118072.00	145633.00	67637.00	87956.00	90870.00	108863.00	

TABLA DE CARGAS - REDUCCION de CARGAS 50%

AREAS.		14.242	19.485	14.072	9.330	12.660	17.320	17.320	18.660	9.495	12.99	12.99	13.995	
COLUMNA.		I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
NIVEL														
3.00	Losa.	9300.00	12650.00	10640.00	8870.00	8210.00	11200.00	12500.00	16350.00	6150.00	8410.00	8410.00	11200.00	
	Trabes.	3066.00	2666.00	2649.00	1733.00	2233.00	1666.00	1666.00	2533.00	2464.00	2332.00	2332.00	3066.00	
	Muros.	2130.00	2940.00	5820.00	5820.00	—	—	—	2600.00	—	—	—	2050.00	
	P. Propio.	1231.00	1231.00	1231.00	1910.00	1231.00	1231.00	1231.00	1231.00	1231.00	1231.00	1231.00	1231.00	1231.00
	Acumulativo.	122404.00	166262.00	168135.00	152172.00	94185.00	113064.00	134883.00	169869.00	78248.00	100974.00	103888.00	127036.00	1531120.00
	Red. C.V	121474.00	164997.00	166971.00	151283.00	93364.00	111954.00	133633.00	168234.00	77633.00	100133.00	103047.00	125916.00	
0	Losas.ap.	11000.00	15100.00	10900.00	7230.00	9800.00	13400.00	13400.00	14400.00	7850.00	10200.00	10200.00	10800.00	
	Trabes de Gim.	19082.00	14476.00	12100.00	9530.00	12080.00	9160.00	9160.00	13930.00	13560.00	12830.00	12830.00	16850.00	
	Muros	3370.00	3250.00	5100.00	5000.00	—	—	—	3000.00	—	—	—	5700.00	
	Losa Inf.	9250.00	12700.00	9100.00	6100.00	8200.00	11100.00	11100.00	12100.00	6200.00	8400.00	8400.00	9100.00	
	Total.	163146.00	210323.00	203991.00	179143.00	123644.00	145614.00	167293.00	211664.00	104743.00	131563.00	134477.00	168366.00	
	Número de pilotes (f=50 tons).	4	5	5	4	3	3	4	5	3	3	3	4	48

UNAM

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

TESIS PROFESIONAL
RODOLFO ALDAPE CANTU

1953.

Capítulo IV

DISTRIBUCION DE PILOTES.

Entonces tenemos que distribuir cuarenta y seis pilotes, los cuales quedan como se ve en el plano siguiente.

Para hacer una distribución correcta de los pilotes, se dividió la carga de cada una de las columnas, considerando además el peso propio de la cimentación, entre la carga permisible para los pilotes y así obtener el número de pilotes por columna. En nuestro caso se dividió dicha carga entre 42.26 toneladas que es la carga que resultó para los pilotes por seguridad.

La distancia mínima a que se pueden clavar estos pilotes es 1.20 mts. para que trabajen satisfactoriamente. La distancia mínima a que se pueden colocar estos pilotes de los linderos es de 50 cm.

Los pilotes deben agruparse lo más cerca posible de las columnas para evitar que el momento flexionante de trabes sea muy grande, pues el momento esta en función

de la distancia del pilote a la columna.

Los pilotes serán del tipo "Buttom Bottom" modificado como ya quedó dicho y se les asignó una carga de 42.26 toneladas cada uno. Estos pilotes deberán tener una carga de seguridad de 50 toneladas, para verificarlo aconsejo se haga en el lugar una prueba de carga de un pilote de la siguiente manera.

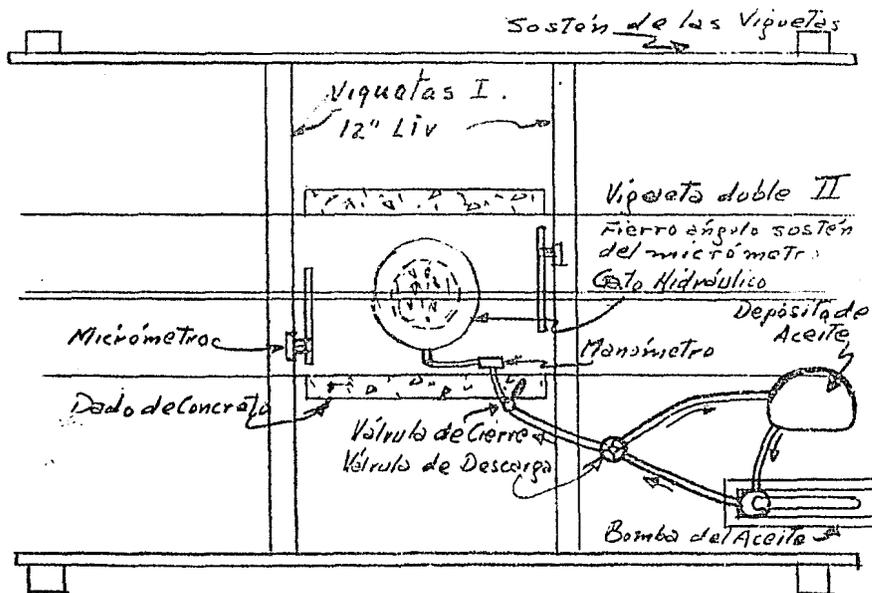
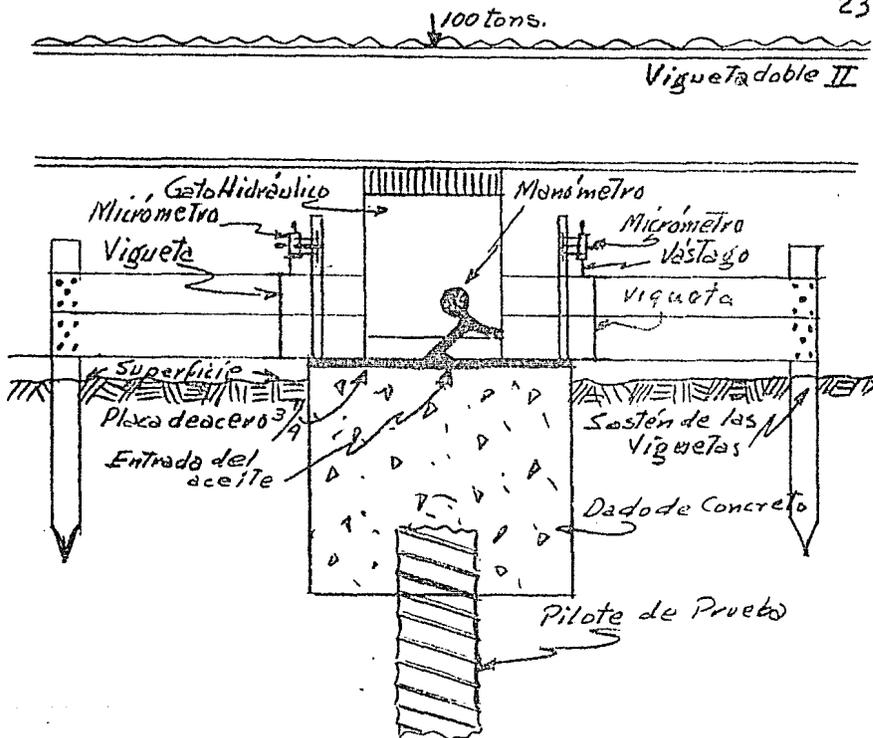
Después de escoger un punto para clavar el pilote se marca el tubo guía de pié en pié para hacer un registro del número de golpes por pié y el número de golpes en las últimas pulgadas. Esto tiene por objeto el hacer una gráfica del hincado de cada pilote posteriormente, y compararlo con éste. Entonces se coloca la punta y sobre ésta el tubo guía y se empieza a martillar y a registrar el número de golpes.

En las últimas pulgadas deberá de darse entre doce y quince golpes por pulgada para tener un empotramiento de la punta dentro de la capa resistente de cuando menos veinte o treinta centímetros. Después se introduce la camisa de lámina y se procede a colar con un concreto de proporciones 1:1 1/2: 5, revenimiento de 3 pulgadas y -

200 gramos de pozolith. ^{por sacb.} Antes de echar este concreto - aconsejo se eche primero un fino de cemento y arena, en proporción de 1:2 para que las paredes de la lámina queden saturadas con cemento y no le quiten el que va a caer hasta abajo. Una vez colado todo se espera catorce días para cargarlo con un dispositivo de la siguiente manera:

Al pilote se le cuela un dado de concreto. Encima del dado se coloca un gato hidráulico. Sobre este se construye una caja de madera capaz de guardar 85 m^3 de arena o sea aproximadamente 100 toneladas.

A los lados del dado de concreto se colocan dos viguetas de acero sobre las cuales se apoyan los vástagos de dos micrómetros que están suspendidos de un fierro ángulo de tal manera que cuando el pilote sufre movimientos, se registran. En la siguiente figura se puede ver como está todo dispuesto para hacer la prueba de carga sin ninguna dificultad.



Carga y descarga del pilote:

El incremento de la carga debe hacerse de diez en diez toneladas hasta llegar a cincuenta toneladas. Las lecturas deberán hacerse inmediatamente después del incremento; después al 1/2 minuto, al minuto, a los dos minutos, a los cuatro, ocho, quince y treinta minutos. Después cada treinta minutos es suficiente hasta que el promedio de hundimiento marcado en los micrómetros sea menor de un milímetro por hora.

Una vez conseguido que con cincuenta toneladas baje menos de un milímetro por hora, se procede a descargar de diez en diez toneladas y tomando lecturas en la misma forma hasta 0 toneladas.

De esta manera se puede saber el número de milímetros que se recupera y qué tanto se hundió permanentemente.

Luego se procede a cargar el pilote en la misma forma hasta llegar a las cien toneladas. Con la carga de cien toneladas debe permanecer por lo menos 48 horas antes de descargarlo para ver cuanto se recupera.

Ejemplo del registro que debe llevarse para esta clase de pruebas.

Fecha	Carga	Hora	ΔT	Lect N	Lect S	Def N	Def S	Defor. Promedio	Defor. Total	Observaciones

Con los datos de este registro se hace la gráfica del comportamiento del pilote durante la prueba.

Si el pilote resiste las cien toneladas y se recupera cuando menos la mitad al descargarlo, entonces se acepta y se compara con los demás pilotes que se claven, por eso es importante tener un supervisor que tome el número de golpes pie por pie y en las últimas pulgadas.

Conviene también llevar a cabo nivelaciones diarias de los pilotes ya clavados. Estas nivelaciones se pueden hacer con respecto a un banco de nivel que esté apoyado en la misma capa resistente de los pilotes. Este banco se puede hacer hincando tubo de 2" de diámetro con el mismo equipo de sondeo. En la parte superior un tapón macho con una gota de soldadura sería lo apropiado para apoyar el estadal.

A continuación presento la gráfica del sondeo efectuada en ~~el~~ terreno y proporcionada por Western Foundation de México, S.A.

Observando la gráfica podemos darnos cuenta de -- que los pilotes se detendrán a los 33 mts. aproximadamente con unos doce a quince golpes en las últimas pulgadas.

El tipo de sondeo es el de Muestreo "Raymond" que consiste en sacar muestras del material con una cuchara y a base de golpes de un peso.

El tipo "Buttom Bottom" de pilotes permite clavar de cinco a seis pilotes en un término de ocho horas de trabajo.

SONDEO EFECTUADO EN UN TERRENO PROXIMO A LAREDO Y AVENIDA NUEVO LEON MEXICO D.F. Oct. 1952. ~

Prof. (mts)	Muestra No.	Tamaño (cm. cúb.)	Número de golpes de martillo por cada 0.30m. de avance	10	20	30	40	50
2	1	3		Relleño	Arcilloso	Negro		
	2	3		"	"	"		
3	3	4		"	"	Gris		
	4	3		"	"	"		
	5	14		"	"	"		
	6	14		"	"	"		
4	7	45		Arena fina	"	"		
	8	14		"	"	Limosa		
	9	16		"	"	"		
5	10	6		"	"	Pomez		
	11	5		Limo Arcilloso	"	"		
	12	5		"	"	"		
6	13	2		Arc. Verde Olivo	"	"		
19				Materia Suave	"	"		
20	19	1		"	"	"		
21				"	"	"		
22	20	10				Lente de Vidrio Volcánico		
23				Materia Suave	"	"		
24	21	0		Arcilla Suave	"	"		
25				Materia Suave	"	"		
26				Materia Suave	"	"		
27	22	8		Limo verde limpio	"	"		
28				Materia Suave	"	"		
29	23	6		Limo gris arcilloso	"	"		
30				Materia Suave	"	"		
31	24	6		Limo gris arcilloso	"	"		
32				Materia Suave	"	"		
33	25	6		Limo gris arcilloso	"	"		
	26	4		"	"	"		
	27	20		"	"	"		
34	28	10		"	"	"		
	29	45		"	"	Compacto		
	30	13		"	"	"		
	31	100		"	"	" muy compacto		
35	32	98		"	"	"		100 98
	33	4		Limo gris	"	"		
36	34	10		Arcilla con arena fina	"	"		
	35	1		"	"	Gris		
37				"	"	"		
	36	12		Vidrio volcánico y arcilla	"	"		
38				Arcilla verde olivo	"	"		
39	37	144		Vidrio Volcánico	"	"		144
	38	46		"	"	"		
40				"	"	"		
41				Arcilla verde olivo	"	"		
42				"	"	"		

CADACTERISTICAS DEL EQUIPO DE SONDEO

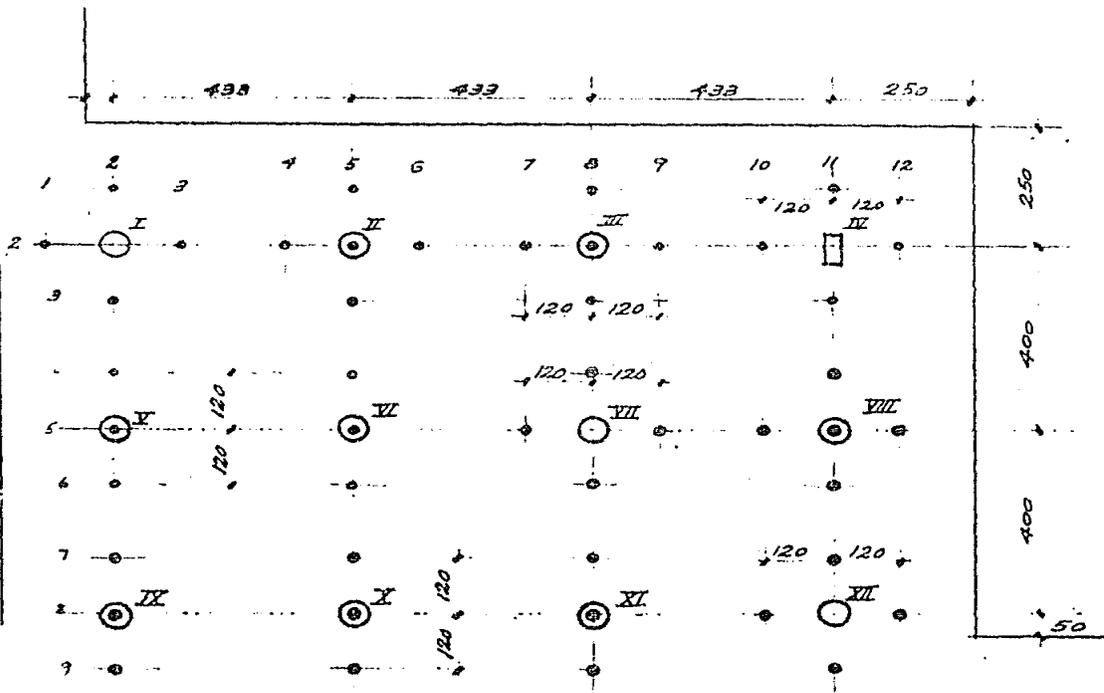
Peso del Martillo 135 Kgr.

Altura de Caída 0.6 Mts.

Diámetro del Muestreador 2 3/8 Plg.

Diámetro del Ademe 2 3/4 Plg.

CALLE DE LAREDO.



Av. NUEVO LEON.

ESCALA. 1 : 100.

UNAM ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

TESIS PROFESIONAL

RODOLFO ALDAPE CANTU

DISTRIBUCION DE PILOTES

PLANO No.7 1953.

Capítulo V

DETERMINACION DEL INCREMENTO EN LA FATIGA DE LOS PILOTES POR EXCENRICIDAD DE LA RESULTANTE.

Centro de gravedad de las cargas: Para determinar el centro de gravedad de las cargas, o sea las cargas que obran en cada columna, tomamos momentos de estas cargas con respecto a ejes coordenados que son:

X = Eje de columnas -- I -- V -- IX

Y = Eje de columnas --IX -- X -- XI -- XII

Entonces, multiplicando cada una de dichas cargas por la distancia a los ejes y dividiendo respectivamente la suma de los momentos con respecto a cada uno de los ejes entre la suma de cargas, obtenemos la distancia de los ejes al centro de gravedad, es decir, conocemos la posición del centro de gravedad.

A continuación presento la tabla que me sirvió para calcular el centro de gravedad de las cargas.

Col	Tons. Carga	Distancia Al eje X	T = Y	Distancia Al eje Y	C X
I	163.14	0	0	8.00	1305.12
II	210.52	4.33	911.55	8.00	1684.16
III	203.99	8.66	1766.55	8.00	1631.92
IV	179.14	12.99	2327.02	8.00	1433.12
V	123.64	0	0	4.00	494.56
VI	145.61	4.33	630.49	4.00	582.44
VII	167.29	8.66	1448.73	4.00	669.16
VIII	211.66	12.99	2751.58	4.00	846.64
IX	104.74	0	0	0	0
X	131.56	4.33	569.65	0	0
XI	134.47	8.66	1164.51	0	0
XII	168.36	12.99	2188.68	0	0
Σ	1944.16		13758.76		8647.12

$$\bar{Y} = \frac{13758.76}{1944.16} = 7.08 \text{ m.}$$

$$\bar{X} = \frac{8647.12}{1944.16} = 4.45 \text{ m.}$$

El centro de gravedad de las cargas está a:

$$X = 4.45 \text{ mts.}$$

$$Y = 7.08 \text{ mts.}$$

Centro de gravedad de los pilotes.

Ahora voy a tomar momentos de los pilotes con respecto a los mismos ejes anteriores, solo que ahora cada pilote está representado por una fuerza igual a 42.26 toneladas. Algunos pilotes tienen distancia negativa y otros positiva. A continuación presento la tabla que me sirvió para hacer el cálculo. Las coordenadas del centro de gravedad de los pilotes son:

$$Y = 6.97$$

$$X = 4.43$$

Entonces tenemos que la excentricidad de los centros de gravedad de las cargas y de los pilotes es de dos centímetros con respecto al eje X y de once centímetros con respecto al eje Y.

$$e_x = 0.02 \text{ mts.}$$

$$e_y = 0.11 \text{ mts.}$$

IMPRESIONA CONTINUA

U. N. C. S. R.

Hileras Verticales	No.	Y	N Y
1	1	- 1.20	- 1.20
2	8	0	0
3	1	+ 1.20	+ 1.20
4	1	+ 3.13	3.13
5	9	+ 4.33	38.97
6	1	+ 5.53	5.53
7	2	+ 7.46	14.92
8	8	+ 8.66	69.28
9	2	+ 9.86	19.72
10	3	+ 11.79	35.37
11	7	+ 12.99	90.93
12	3	+ 14.19	42.57
Σ	46		320.42

$$\bar{Y} = \frac{320.42}{46} = 6.97$$

Hileras Horizontales	No.	X	Nx
1'	4	9.20	36.80
2'	10	8.00	80.00
3'	4	6.80	27.20
4'	4	5.20	20.80
5'	7	4.00	28.00
6'	4	2.80	11.20
7'	4	+ 1.20	+ 4.80
8'	5	0	0
9'	4	- 1.20	- 4.80
Σ	46		204.00

$$\bar{x} = \frac{204}{46} = 4.43 \text{ mts.}$$

La excentricidad con respecto al eje X es despreciable y nos dá una idea de lo bien distribuido de los pilotes en ese sentido. Con respecto al eje de las Y, hay una excentricidad de once centímetros y es la que vamos a estudiar por ser la mayor variación de la fatiga de los pilotes debido a la excentricidad de las cargas y reacciones de los pilotes:

Para determinar las reacciones de los pilotes suponiendo toda la cimentación rígida, se utiliza la fórmula aproximada de Charles Reynolds en lugar de la fórmula de la escuadría, porque el cálculo de las reacciones por medio de la fórmula de la escuadría es muy complicada. En cambio la fórmula de Charles Reynolds da resultados suficientemente aproximados.

$$\text{Fórmula de Ch. Reynolds: } P = \frac{w}{N} + \frac{w \cdot e \cdot d}{N \cdot d^2}$$

P = fatiga del pilote

w = carga de las columnas + cimentación.

e = excentricidad

d = Distancia del pilote a un eje que pasa por el centro de gravedad de los pilotes.

$N d^2$ = Número de pilotes en una hilera por la distancia común al eje que pasa por el centro de gravedad de los pilotes al cuadrado.

A continuación presento la tabla que me sirvió para aplicar la fórmula de Charles Reynolds, dicha tabla se muestra en la siguiente página.

Pilotes sobre fatigados debido a temblores:

Para determinar la sobre fatiga de los pilotes debido a temblores, procedí en la siguiente forma:

Se encontró la excentricidad de la fuerza total del temblor, para lo cual se tomó en cuenta cada una de las cargas por piso, y multiplicando estas por la aceleración del temblor la cual es 0.025 se obtuvo una fuerza de temblor para cada piso. Luego se calculó la distancia del nivel uno a la aplicación de la fuerza total debido al temblor, para lo cual se toman momentos de todas las fuerzas de cada piso con respecto a un eje que pasa por el nivel uno, que es el nivel de banqueta.

Hileras Verticales	N	d	Nd ²	ΔP	W/N	P	N P
1	1	8.28	68.36	1.63	42.26	40.63	40.63
2	8	7.08	400.96	1.40	42.26	40.86	327.00
3	1	5.88	34.46	1.16	42.26	41.10	41.10
4	1	3.95	15.60	0.77	42.26	41.49	41.49
5	9	2.75	68.04	0.53	42.26	41.73	376.50
6	1	1.55	2.30	0.31	42.26	41.95	41.95
7	2	0.38	.29	0.07	42.26	42.33	84.66
8	8	1.58	20.12	0.31	42.26	42.57	340.64
9	2	2.78	15.46	0.55	42.26	42.81	85.62
10	3	4.71	66.54	0.93	42.26	43.19	129.57
11	7	5.91	244.51	1.16	42.26	43.42	304.00
12	3	7.11	151.65	1.41	42.26	43.67	131.00
	46		1088.29				1944.16

Aplicación de
la fórmula de
Charles Reynolds.

$$\frac{W}{N} = \frac{1944.16}{46} = 42.26 \text{ ton/pilote}$$

$$\frac{We}{Nd^2} = \frac{1944.16 \times 0.11}{1088.29} = 0.198 \quad ; \quad \Delta P = 0.198 \text{ d}$$

Así fue como se encontró la distancia a que se encuentra aplicada la fuerza total debido al temblor.

Para esto, consideré el edificio empotrado dentro de la excavación, es por eso que tomé el eje que pasa por el nivel de banqueta.

Ya teniendo la fuerza total del sismo y la distancia a la cual está aplicada con respecto al nivel uno, se le sumó esta distancia a la altura de la excavación y así se obtuvo la distancia total.

Para determinar la fuerza total del sismo utilice la siguiente tabla en la que C es la carga por nivel, debido al sismo, D es la distancia con respecto al nivel 1.

Nivel	D	0.025 C	0.025 C D
25.58	26.38	267.05	7044.77
22.78	24.18	1214.17	29358.63
19.38	21.08	3722.13	78462.50
15.98	17.68	5694.55	100679.64
12.58	14.28	5763.50	82302.78
9.18	10.88	5521.68	60075.87
5.78	7.48	5731.85	42881.71
3.06	4.42	5883.62	26005.60
0	1.53	4478.42	6851.98
		38277.97	433663.50

$$h = \frac{433663.50}{38277.97} = 11.32 \text{ mts.}$$

Altura total a que está aplicada la fuerza del sismo.

$$h_t = 11.32 + 2.50 = 13.82$$

Luego dividiendo el momento entre la carga total del edificio se obtuvo la excentricidad debida al sismo.

$$e_s = \frac{11.32 \times 38.27797}{1944.16} = \frac{433.6635}{1944.16} = 0.222 \text{ mts.}$$

. Sumando la excentricidad mayor producida por las cargas y la excentricidad debido al sismo se obtuvo la excentricidad total. Se tomó la excentricidad mayor que es con respecto al eje Y pues se va a estudiar solo en ese caso.

$$e_y + e_s = 0.11 + 0.222 = 0.332 \text{ mts.}$$

$$e_t = 0.332 \text{ mts.}$$

Ahora vamos a aplicar la fórmula de Charles Reynolds, su segundo término es:

$$\frac{W e}{\sum nd^2} = \frac{1944.16 \times 0.332}{1088.29} = \frac{622.1312}{1088.29} = 0.57 \text{ ton.}$$

Los pilotes que están más alejados del centro de gravedad serán los más fatigados y su fatiga valdrá :

$$\Delta P = 0.57 \times 9.10 = 5.187$$

Agregando este valor a la fatiga promedio del pilote que es la división del peso total entre el número de pilotes, obtengo la fatiga real del pilote debido al

temblor.

$$P = 42.26 + 5.18 = 51.44 \text{ toneladas}$$

Cuando están actuando las cargas accidentales, --
permite el reglamento un incremento del 33% de las fa--
tigas de los materiales. La carga permisible por pilote
es:

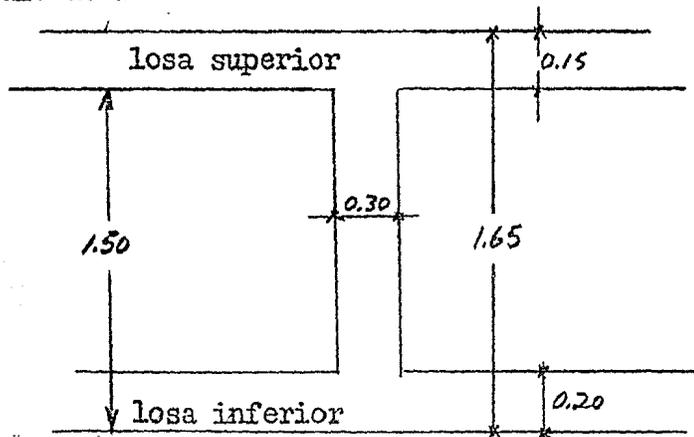
$$42.26 \times 1.33 = 56.10 \text{ toneladas.}$$

Por lo tanto los pilotes más sobre fatigados que
son los más alejados, tienen una fatiga dentro de la ---
seguridad.

Capítulo VI

Cálculos para la trabe 1-2-3-4.

1.- Cálculo de w



Area losa de 0.15 mts.-

$$\frac{a + b}{2} H = \frac{4.33 + 4.40}{2} \times 2.00$$

$$= \frac{8.73}{2} \times 2 = 8.73 \text{ m}^2$$

$$\text{Volúmen losa de 0.15} = 8.73 \times 0.15$$

$$\text{Peso correspondiente} = 8.73 \times 0.15 \times 2400$$

$$\text{Peso por metro lineal} = \frac{8.73 \times 0.15 \times 2400}{8.73}$$

$$w_1 = \frac{1700}{4.33} = 393 \text{ Kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Area losa de 0.20 mts.} &= \frac{a + b}{2} h = \\ &= \frac{4.33 + 0.40}{2} \times 2.00 = 4.73 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Volúmen losa de 0.20 mts.} = 4.73 \times 0.20 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso correspondiente} = 4.73 \times 0.20 \times 2400$$

$$\text{Peso por metro lineal} = \frac{4.73 \times 0.20 \times 2400}{4.33} = w_2$$

$$w_2 = 525 \text{ Kg/m}$$

Peso propio trabe:

$$\text{Area} = 1.30 \times 0.30$$

$$\text{Volúmen} = 1.30 \times 0.30 \times 4.33$$

$$\text{Peso correspondiente} = 1.30 \times 0.30 \times 4.33 \times 2400$$

$$\text{Peso por metro lineal} = \frac{1.30 \times 0.30 \times 4.33 \times 2400}{4.33} = w_3$$

$$w_3 = 940 \text{ Kg/m}$$

$$w = w_1 + w_2 + w_3 = 1858 \text{ Kg/m}$$

Una vez calculada la carga uniformemente repartida procedo a calcular los momentos para anotarlos en el dibujo de la página siguiente.

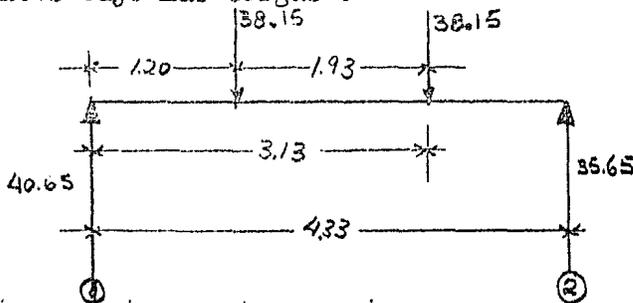
$$M_1 = M_2 = \frac{Pa B^2}{1^2} + \frac{P a^2 b}{1^2} = 26.6 + 10.2 = 36.8 \text{ T.m.}$$

$$M = \frac{w l^2}{12} = \frac{1.90 \times 4.33^2}{12} = 2.97 \text{ T.m.}$$

$$M = \frac{w l^2}{2} = \frac{1.90 \times 1.20^2}{2} = 1.37 \text{ T.m.}$$

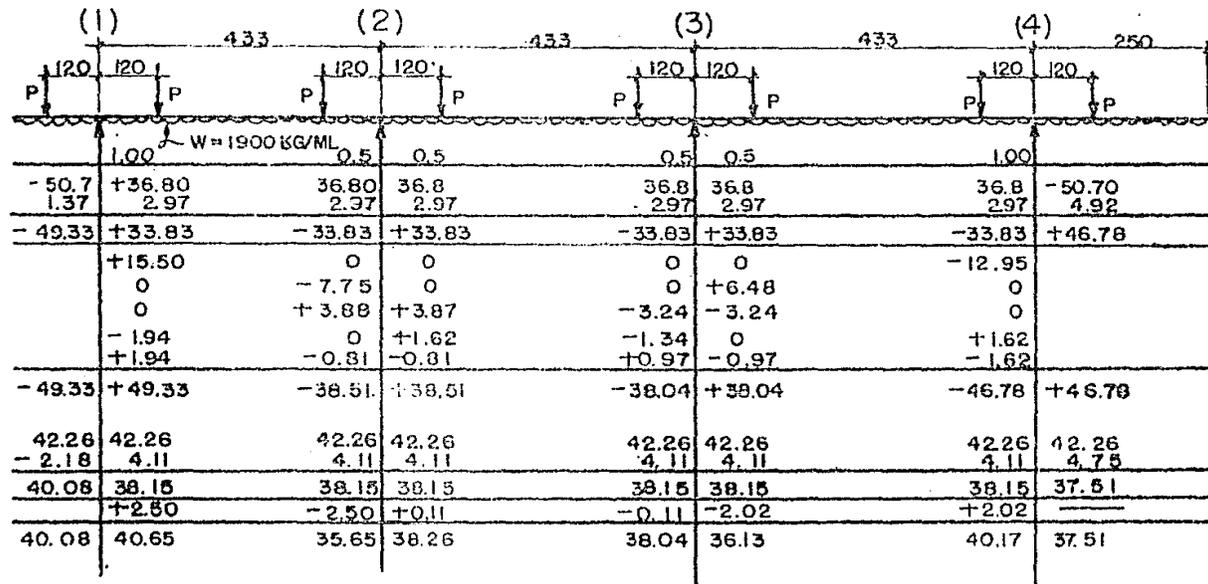
$$M = \frac{w l^2}{2} = \frac{1.90 \times 2.50^2}{2} = 5.92 \text{ T.m.}$$

Momentos bajo las cargas :



$$M_{1.20} = 40.65 \times 1.20 - 49.33$$

$$= 48.78 - 49.33 = -0.55 \text{ T.m.}$$



UNAM

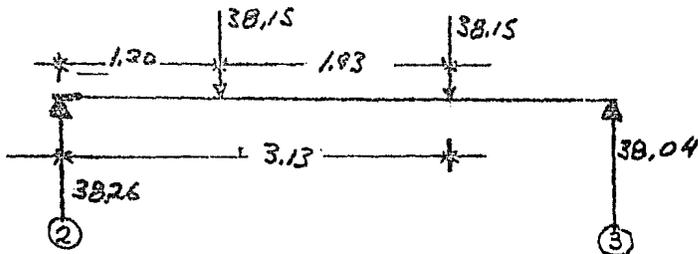
ESCUELA NACIONAL
DE INGENIEROS

TESIS PROFESIONAL
RODOLFO ALDAPE CANTU

APLICACION DEL CROSS
TRABE 1,2,3,4 1953.

$$M_{3.13} = 40.65 \times 3.13 - 38.15 \times 1.93 - 49.33$$

$$= 127.33 - 73.60 - 49.33 = + 4.30 \text{ T.m.}$$

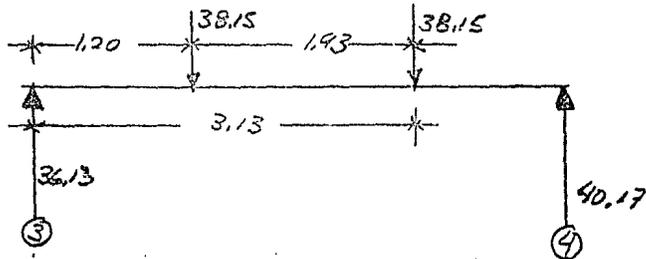


$$M_{1.20} = 38.26 \times 1.20 - 38.51$$

$$= 48.91 - 38.51 = + 10.40 \text{ T.m.}$$

$$M_{3.13} = 38.26 \times 3.13 - 38.15 \times 1.93 - 38.51$$

$$= 119.75 - 73.62 - 38.51 = + 7.62 \text{ T.m.}$$



$$M_{1.20} = 36.13 \times 1.20 - 38.04$$

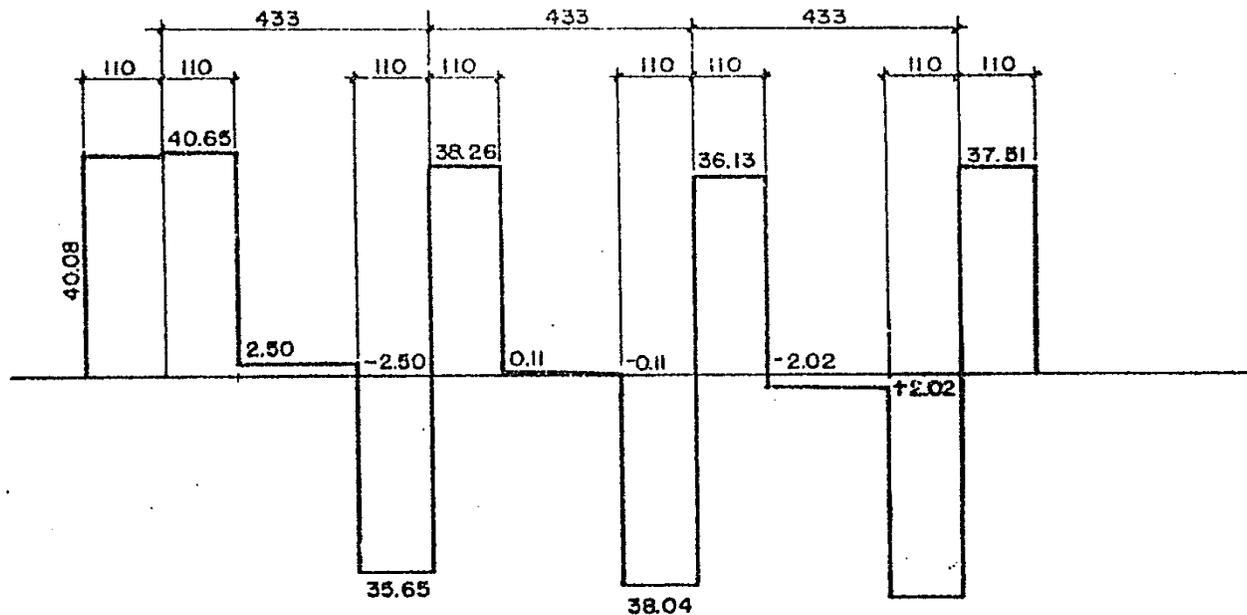
$$= 43.35 - 38.04 = + 5.31 \text{ T.m.}$$

$$M_{3.13} = 36.13 \times 3.13 - 38.15 \times 1.93 - 38.04$$

$$= 113.04 - 73.62 - 38.04 = + 1.42 \text{ T.m.}$$

Ya con estos momentos procedo a hacer el siguiente diagrama.

DIAGRAMA DE CORTANTES
TRABE (1),(2),(3),(4)



ESCALA : 1 MM = 1 TON.

UNAM

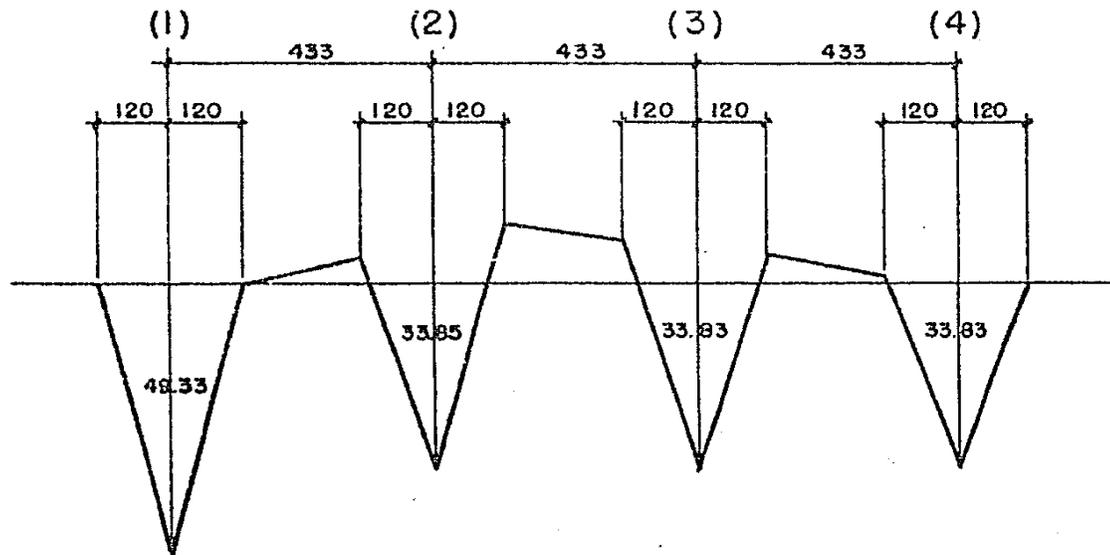
ESCUELA NACIONAL
DE INGENIEROS

TESIS PROFESIONAL
RODOLFO ALDAPE CANTU

DIAGRAMA DE CORTANTES

1953.

DIAGRAMA DE MOMENTOS: POSITIVOS Y NEGATIVOS



ESCALA: 1MM = 1TON.

UNAM

ESCUELA NACIONAL
DE INGENIEROS

TESIS PROFESIONAL
RODOLFO ALDAPE CANTU

DIAGRAMA DE MOMENTOS
POSITIVOS Y NEGATIVOS 1953.

Proyecto de la Cimentación:

Con los elementos anteriormente calculados se procederá a hacer el proporcionamiento de las trabes, contratrabes y losas. Respecto a las trabes es conveniente que sus secciones sean aperaltadas debido a los momentos que se presentan, ahora bien mientras más peralte tengan las contratrabes, mayor será la profundidad de las excavaciones, en conclusión pueden usarse secciones con relaciones de ancho a peralte de 1:10 y su funcionamiento está bien ya que el flambéo de estas está impedido por las losas superior e inferior.

Teniendo en cuenta las conclusiones anteriores, se fijó en peralte efectivo de 1.50 mts. y una altura total de 1.65 mts. incluyendo losas y para la contratrabes igual.

A continuación presento el proporcionamiento detallado de la trabe de cimentación 1 - 2 - 3 - 4.

El concreto a usarse será de $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
y el del acero de refuerzo $f_s = 1265 \text{ Kg/cm}^2$

las constantes de cálculo para estas fatigas valen:

$$f_c = 0.45 f_c^i = 0.45 \times 210 = 94.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000}{210000} = 10$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{h f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1265}{10 \times 94.5}} = 0.430$$

$$j = 1 - \frac{K}{3} = 1 - 0.1433 = 0.8567$$

$$K = \frac{1}{2} f_c j k = \frac{94.5}{2} \times 0.8567 \times 0.43 = 17.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.03 f_c^i = 0.03 \times 210 = 6.3 \text{ Kg/cm}^2$$

Ya que como dato tenemos el peralte, unicamente calcularemos el ancho de la trabe por momento flexionante y por cortante, y el mayor de los dos será el resultado.

Por momento flexionante:

$$b = \frac{M}{K d^2} = \frac{4933000}{17.3 \times 135^2} = 15.6 \text{ cms.}$$

Por cortante:

$$b = \frac{V}{v_c j d} = \frac{40650}{6.3 \times 0.8567 \times 135} = 56 \text{ cms.}$$

Con este ancho, que es mayor de los dos, la trabe no necesitaría estribos por esfuerzo cortante, pero como de todas maneras se necesita poner estribos para armar, se consideró en definitivo un ancho de 30 centímetros.

Refuerzo Por Tensión Diagonal.-

Apoyo 1:

$$V_c = v_c b j d = 6.3 \times 30 \times 0.8567 \times 135 = 21.90 \text{ tons.}$$

$$V_s = V - V_c = 40.65 - 21.90 = 18.75 \text{ tons.}$$

$$v_s = \frac{18750}{30 \times 0.8567 \times 135} = 5.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V = v_s b l = 5.4 \times 120 \times 30 = 19,500 \text{ Kg.}$$

Resistencia de un estribo de dos ramos de $\phi 1/2'' =$
 $= 2750 \text{ Kg.}$

$$\text{No. de estribos} = \frac{19500}{2750} = 7 \text{ piezas}$$

$$\text{Separación} \frac{120}{7} = 17 \text{ cms.}$$

7 U ϕ 1/2" a 17 cms. + 1 ϕ 1/2" debajo de la carga.

Refuerzo por momento flexionante.

$$M_1 = 49330 \text{ Kg - m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{4933000}{1265 \times 0.8567 \times 135} = 33.6 \text{ cm}^2$$

$$M_{-2} = 38510 \text{ Kg -m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{3851000}{1265 \times 0.8567 \times 135} = 26.5 \text{ cm}^2$$

$$M_3 = 38040 \text{ Kgm.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{3804000}{1265 \times 0.8567 \times 135} = 26.1 \text{ cm}^2$$

$$M_4 = 46780 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{4678000}{1265 \times 0.8567 \times 135} = 32.0 \text{ cm}^2$$

$$M_{1-2} = -0.55 \text{ T.M.} = 550 \text{ Kgm.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{55000}{1265 \times 0.8567 \times 135} = 0.376 \text{ cm}^2$$

$$M_{1-2} = 4.30 \text{ T.m.} = 4300 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{430000}{1265 \times 0.8567 \times 135} = 2.95 \text{ cm}^2$$

$$M_{2-3} = 10.40 \text{ T.m.} = 10400 \text{ Kg.m.} = 1040000 \text{ Kgcm.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{1040000}{1265 \times 0.8567 \times 135} = 7.11 \text{ cm}^2$$

$$M_{2-3} = 7.62 \text{ t.m.} = 7620 \text{ Kg-m} = 762000 \text{ Kg cm.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{762000}{1265 \times 0.8567 \times 135} = 5.2 \text{ cm}^2$$

$$M_{3-4} = 5.31 \text{ T.m.} = 5310 \text{ Kg m} = 531000 \text{ Kg cm.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{531000}{1265 \times 0.8567 \times 135} = 3.65 \text{ cm}^2$$

$$M_{3-4} = 1.42 \text{ T.m.} = 1420 \text{ Kg m} = 142000 \text{ Kg cm.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{142000}{1265 \times 0.8567 \times 135} = 0.972 \text{ cm}^2$$

Refuerzo por tensión diagonal: continúa

Apoyo 1

$$V_c = v_c b j d = 21.90 \text{ ton.}$$

$$V_s = V - V_c = 40.08 - 21.90 = 18.18 \text{ Ton.}$$

$$V_s = \frac{18180}{30 \times 0.8567 \times 135} = \frac{18180}{3460} = 5.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V' = \bar{v}_s b l = 5.25 \times 120 \times 30 = 18,900 \text{ Kg.}$$

Resistencia de un estribo de 2 ramos de $\phi 1/2''$

$$= 2750 \text{ Kg.}$$

$$\text{No. de estribos} = \frac{18900}{2750} = 6.9 = 7 \text{ piezas}$$

$$\text{Separación} \frac{120}{7} = 17 \text{ cm.}$$

7U $\phi 1/2''$ a 17 cm + 1U $\phi 1/2''$ debajo de la carga.

Apoyo 2 :

$$V_c = v_c b j d = 21.90 \text{ Ton.}$$

$$V_s = V - V_c = 35.65 - 21.90 = 13.75 \text{ Ton.}$$

$$V_s = \frac{1375 \phi}{346 \phi} = 3.96 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V' = v_s b l = 3.96 \times 120 \times 30 = 14300 \text{ Kg.}$$

Resistencia de un estribo de 2 ramos de $\phi 1/2'' = 2750$

$$\text{No. de estribos} = \frac{14300}{2750} = 5.2 \approx 6 \text{ piezas.}$$

$$\text{Separación} = \frac{120}{6} = 20 \text{ cm.}$$

6U $\phi 1/2''$ a 20 cm. + 1U $\phi 1/2''$ debajo de la carga.

Apoyo 2:

$$V_c = v_c b j d = 21.90 \text{ Ton}$$

$$V_s = V - V_c = 38.26 - 21.90 = 16.75 \text{ Ton.}$$

$$V_s = \frac{1675 \phi}{346 \phi} = 4.84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V' = v_s b l = 4.84 \times 120 \times 30 = 17400 \text{ Kg.}$$

Resistencia de 1U de $\phi 1/2'' = 2750$

$$\text{No. de estribos} = \frac{17400}{2750} = 6.3 \approx 7 \text{ piezas.}$$

$$\text{Separación} = \frac{120}{7} = 17 \text{ cm.}$$

7 U ϕ 1/2" a 17 cm. + 1 U ϕ 1/2" debajo de la carga.

Apoyo 3:

$$V_c = v_c \cdot b \cdot j \cdot d = 21.90 \text{ Tons.}$$

$$V_s = V - V_c = 38.04 - 21.90 = 16.14 \text{ Ton.}$$

$$v_s = \frac{1614}{364} = 4.66 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V' = v_s \cdot b \cdot l = 4.66 \times 120 \times 30 = 16800 \text{ Kg.}$$

Resistencia de 1 U de ϕ 1/2" = 2750

$$\text{No. de estribos} = \frac{16800}{2750} = 6.1 = 7 \text{ piezas.}$$

$$\text{Separación} = \frac{120}{7} = 17 \text{ cm.}$$

7 U ϕ 1/2" a 17 cm. + 1 U ϕ 1/2" debajo de la carga.

Apoyo 3:

$$V_c = v_c \cdot b \cdot j \cdot d = 21.90 \text{ Ton.}$$

$$V_s = V - V_c = 36.13 - 21.90 = 14.23 \text{ Ton.}$$

$$v_s = \frac{1423}{346} = 4.12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V' = v_s b l = 4.12 \times 120 \times 30 = 14,800 \text{ Kg.}$$

Resistencia de 1 U de $\phi 1/2'' = 2750$

$$\text{No. de estribos} = \frac{14800}{2750} = 5.4 \approx 6 \text{ piezas.}$$

$$\text{Separación} = \frac{120}{6} = 20 \text{ cm.}$$

6 U $\phi 1/2''$ a 20 cm. + 1 U $\phi 1/2''$ debajo de la carga.

Apoyo 4:

$$V_c = b j d = 21.90 \text{ tons.}$$

$$V_s = V - V_c = 40.17 - 21.90 = 18.27 \text{ tons.}$$

$$v_s = \frac{18270}{3460} = 5.30 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V' = v_s b l = 5.30 \times 020 \times 30 = 19000 \text{ Kg.}$$

Resistencia de 1 U de $\phi 1/2'' = 2750$

$$\text{No. de estribos} = \frac{19000}{2750} = 6.9 = 7 \text{ piezas.}$$

$$\text{Separación} = \frac{120}{7} = 17 \text{ cm.}$$

7 U \emptyset 1/2" a 17 cm. + 1 U \emptyset 1/2" debajo de la carga.

Apoyo 4:

$$V_c = v_c \cdot b \cdot j \cdot d = 21.90 \text{ ton.}$$

$$V_s = v - V_c = 37.51 - 21.90 = 15.61 \text{ tons.}$$

$$V_s = \frac{1561}{346} = 4.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V' = v_s \cdot b \cdot l = 4.50 \times 120 \times 30 = 16200 \text{ Kg.}$$

Resistencia de 1 U \emptyset 1/2" = 2750

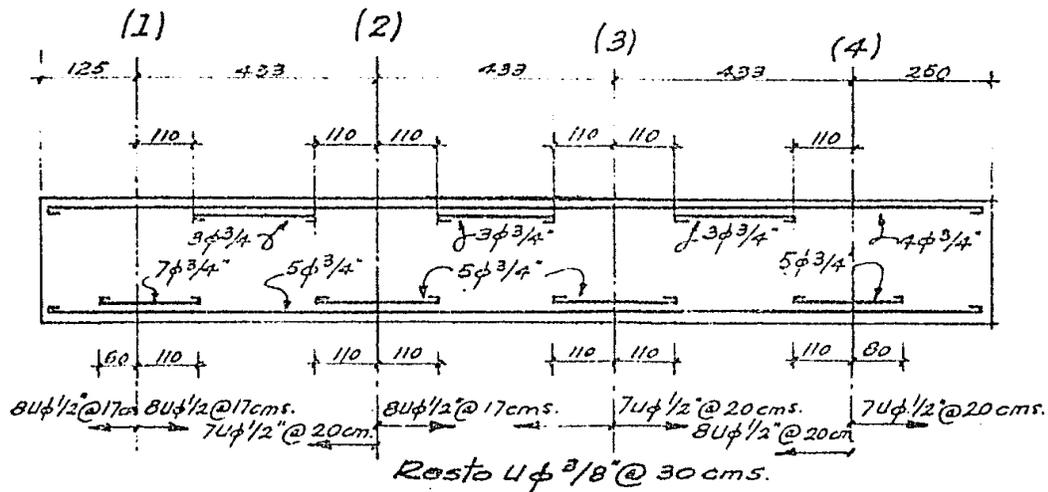
$$\text{No. de estribos} = \frac{16200}{2750} = 5.9 = 6 \text{ piezas.}$$

$$\text{Separación} = \frac{120}{6} = 20 \text{ cm.}$$

6 U \emptyset 1/2" a 20 cm. + 1 U \emptyset 1/2" debajo de la carga.

Encontramos que el A_s necesaria en la parte superior de la trabe o sea en los momentos positivos necesitaba muy poca A_s pero teniendo en cuenta que se necesita en la Sección una A_s mínima, se calculó en la siguiente forma:

$$A_s \text{ min.} = 0.05 \times b \cdot d = 0.05 \times 30 \times 135 = 20.2 \text{ cm}^2$$



UNAM

ESCUELA NACIONAL
DE INGENIEROS

TESIS PROFESIONAL

RODOLFO ALDAPE CANTU

DISTRIBUCION DEL ACERO
EN LA TRABE 1,2,3,4.
PLANO No.

1953.

∴ 7 ∅ de 3/4"

Cálculo de la Trabe 10 - 6 - 2 .

Tomando los datos obtenidos para la trabe 1 - 2 - 3 -
- 4, presento a continuación los cálculos preliminares
para la trabe 10 - 6 - 2 :

Siendo $W = 1900 \text{ Kg/cm}^2$

$$M_e \downarrow - 10 = P l = 1.20 \times 42.26 = 50.7$$

$$M_e \downarrow - 10-6-2 = \frac{Pa^2 b + P b^2 a}{l^2} = \frac{42.26 \times 1.20^2 \times 2.80}{16.00} =$$

$$= \frac{42.26 \times 1.20 \times 2.80^2}{16.00} =$$

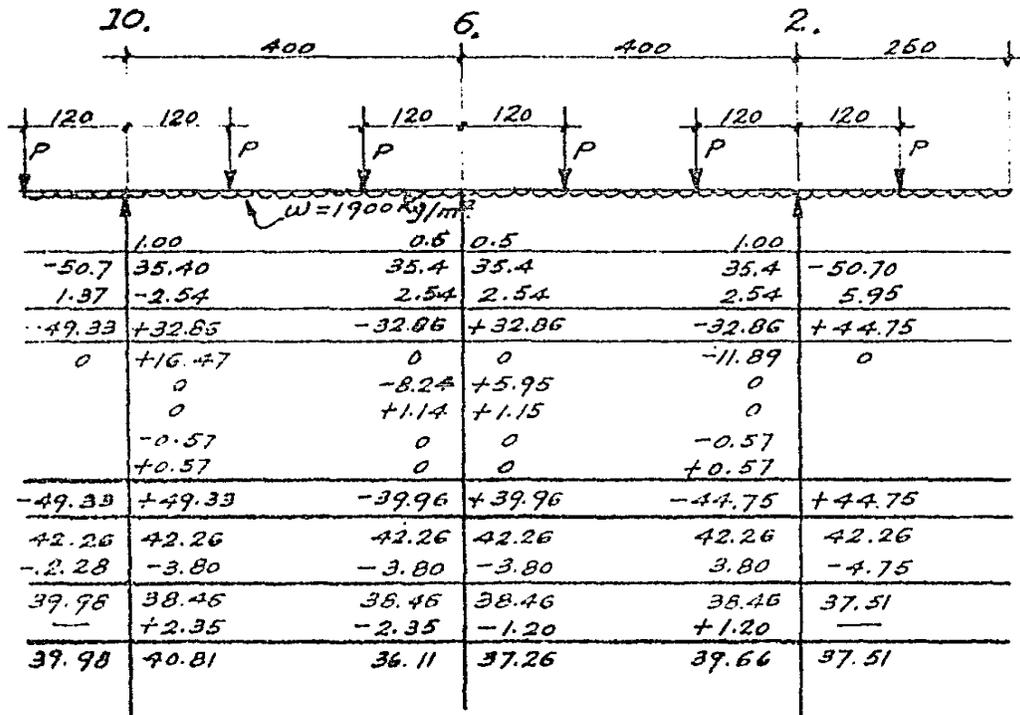
$$= 10.6 + 24.8 = 35.4 \text{ Ton.m.}$$

$$M_e \uparrow 10 = \frac{w l^2}{2} = \frac{1900 \times 1.2^2}{2} = 1.37 \text{ Ton.m.}$$

$$M_e \uparrow 10-6-2 = \frac{w l^2}{12} = \frac{1900 \times 4.00^2}{12} = 2.540 \text{ Ton.m.}$$

$$M_e \uparrow 2 = \frac{w l^2}{2} = \frac{1900 \times 2.50^2}{2} = 5.95 \text{ Ton.m.}$$

Con estos momentos paso a la tabla de la página -
siguiente.



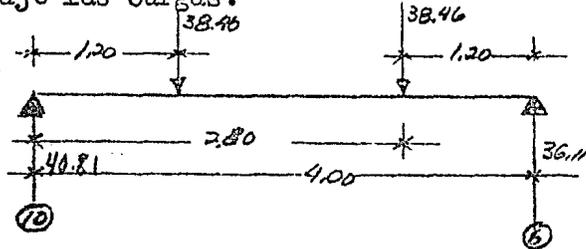
UNAM

ESCUELA NACIONAL
DE INGENIEROS

TESIS PROFESIONAL
RODOLFO ALDAPE GANTU

APLICACION DEL CROSS.
CONTRATRABE 10,6,2 1953.

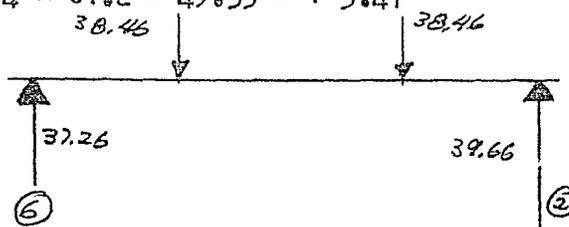
Momentos bajo las Cargas:



$$M_{1-20} = 40.81 \times 1.20 - 49.33 = 49.00 - 49.33 = - 0.33$$

$$M_{2.80} = 40.81 \times 2.80 - 38.46 \times 1.60 - 49.33 =$$

$$= 114 - 61.2 - 49.33 = + 3.47$$



$$M_{1.20} = 37.26 \times 1.20 - 39.96 = 45 - 39.96 = + 5.04$$

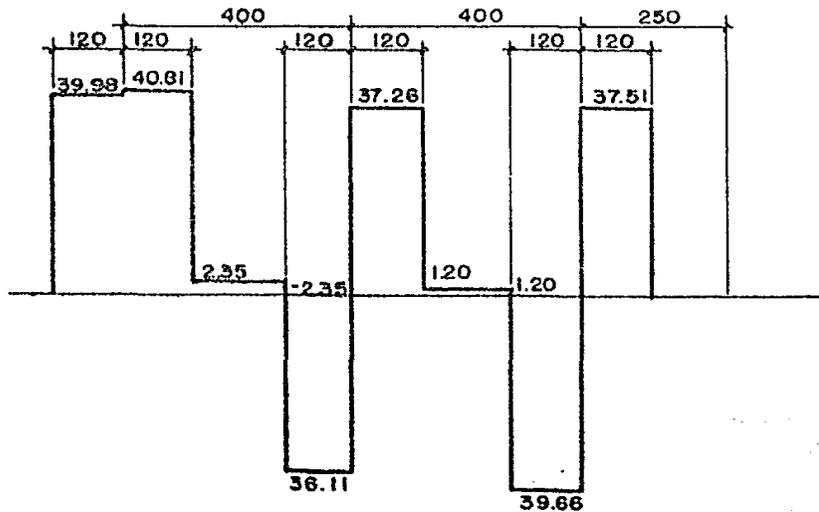
$$M_{2.80} = 37.26 \times 2.80 - 38.46 \times 1.60 - 39.96 =$$

$$= 104 - 61.2 - 39.96 = + 2.84$$

Con los momentos calculados y los de la tabla de la página 56 procedo a hacer el siguiente diagrama. (mismo que se muestra en la página siguiente).

Una vez hechos los cálculos preliminares a continuación presento el proporcionamiento detallado de la contratrabe 10-6-2:

En la página siguiente se presentan los diagramas de Cortantes.



ESCALA: 1 MM = 1 TON

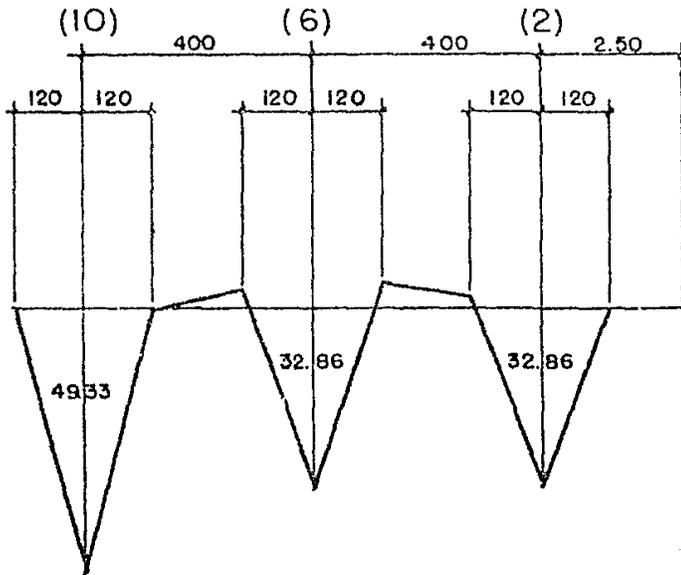
UNAM

ESCUELA NACIONAL
DE INGENIEROS

TESIS PROFESIONAL
RODOLFO ALDAPE GANTU

1953.

DIAGRAMA DE MOMENTOS: POSITIVO Y NEGATIVO



ESCALA: 1 MM = 1 TON

UNAM

ESCUELA NACIONAL
DE INGENIEROS

TESIS PROFESIONAL
RODOLFO ALDAPE CANTU

DIAGRAMA DE MOMENTOS.
POSITIVO Y NEGATIVO. 1953.

El concreto a usarse será de 210 Kg/cm^2

y el acero de refuerzo $f_s = 1265 \text{ Kg/cm}^2$

Las constantes de cálculo para estas fatigas valen:

$$f_c = 0.45; f_c' = 0.45 \times 210 = 94.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 10$$

$$k = 0.430$$

$$h = 150$$

$$j = 0.8567$$

$$d = 135$$

$$K = 17.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 6.3 \text{ Kg/cm}^2$$

Tenemos como dato el peralte, así es que únicamente calculo el ancho de la trabe por momento flexionante y por cortante y el mayor de los dos será el resultado. Por momento flexionante.

$$b = \frac{M}{K d^2} = \frac{4933000}{17.3 \times 135^2} = 15.6 \text{ cm.}$$

Por cortante:

$$b = \frac{V}{v_c j d} = \frac{40810}{6.3 \times 0.8567 \times 135} = 56 \text{ cm.}$$

Con este ancho la trabe no necesita estribos por esfuerzo cortante, pero como de todas maneras se necesita poner estribos para armar, se consideró en definitivo un ancho de 30 cm.

Refuerzo por tensión diagonal:

Apoyo 10:

$$V_c = v_c bjd = 6.3 \times 30 \times 0.8567 \times 135 = 21.90 \text{ ton.}$$

$$V_s = V - V_c = 40.81 - 21.90 = 18.91 \text{ ton.}$$

$$v_s = \frac{18910}{30 \times 0.8567 \times 135} = 5.47 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_s' = v_s b l = 5.47 \times 120 \times 30 = 19600 \text{ Kg.}$$

Resistencia de un estribo de 2 ramas de $\phi 1/2'' = 2750 \text{ Kg.}$

$$\text{No. de estribos} = \frac{19600}{2750} = 7.1 = 7 \text{ piezas.}$$

$$\text{Separación} = \frac{120}{7} = 17 \text{ cm.}$$

7 U $\phi 1/2''$ a 17 cm + 1 U $\phi 1/2''$ debajo de la carga.

Apoyo 10 :

$$V_c = 21.90 \text{ tons.}$$

$$V_s = V - V_c = 39.98 - 21.90 = 18.08 \text{ tons.}$$

$$V_s = \frac{18.080}{30 \times 0.8567 \times 135} = 5.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V' = v_s b l = 5.2 \times 120 \times 30 = 18900 \text{ Kg.}$$

Resistencia de un estribo de 2 ramas de $\phi 1/2'' = 2750$

$$\text{No. de estribos} = \frac{18900}{2750} = 6.9 \doteq 7 \text{ piezas}$$

$$\text{Separación} = \frac{120}{7} = 17 \text{ cm.}$$

7 U $\phi 1/2''$ a 17 cm. + 1 U $\phi 1/2''$ debajo de la carga.

Apoyo 6 :

$$V_c = 21.90 \text{ tons.}$$

$$V_s = V - V_c = 36.11 - 21.90 = 14.21 \text{ tons.}$$

$$V_s = \frac{14210}{3460} = 4.12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V' = v_s b l = 4.12 \times 120 \times 30 = 14800$$

Resistencia de un estribo de 2 ramas de $\phi 1/2'' = 2750$

$$\text{No. de estribos} = \frac{14800}{2750} = 5.4 \doteq 6 \text{ piezas.}$$

$$\text{Separación} = \frac{120}{6} = 20 \text{ cm.}$$

6 U \emptyset 1/2" a 20 cm + 1 U \emptyset 1/2" debajo de la carga.

Apoyo 6 :

$$V_c = 21.90$$

$$V_s = V - V_c = 37.26 - 21.90 = 15.36$$

$$V_s = \frac{15360}{3460} = 4.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V' = v_s b l = 4.50 \times 120 \times 30 = 16200 \text{ Kg.}$$

$$\text{No. de estribos} = \frac{16200}{2750} = 5.9 = 6 \text{ piezas.}$$

$$\text{Separación} = \frac{120}{6} = 20 \text{ cm.}$$

6 U \emptyset 1/2" a 20 cm + 1 U \emptyset 1/2" debajo de la carga.

Apoyo 2 :

$$V_c = 21.90 \text{ ton.}$$

$$V_s = V - V_c = 39.66 - 21.90 = 17.76$$

$$V_s = \frac{17760}{3460} = 5.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V' = v_s b l = 5.1 \times 120 \times 30 = 18900$$

Resistencia de un estribo de 2 ramas de $\phi 1/2'' = 2750$

$$\text{No. de estribos} = \frac{18900}{2750} = 6.9 \doteq 7 \text{ piezas.}$$

$$\text{Separación} = \frac{120}{7} = 17 \text{ cm.}$$

7 U $\phi 1/2''$ a 17 cm + 1 U $\phi 1/2''$ debajo de la carga.

Apoyo 2:

$$V_c = 21.90 \text{ ton.}$$

$$V_s = V - V_c = 37.51 - 21.90 = 15.61 \text{ tons.}$$

$$v_s = \frac{15610}{3460} = 4.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V' = v_s b l = 4.50 \times 120 \times 30 = 16200 \text{ Kg.}$$

$$\text{No. de estribos} = \frac{16200}{2750} = 5.9 = 6 \text{ kg.}$$

$$\text{Separación} = \frac{120}{6} = 20 \text{ cm.}$$

6 U $\phi 1/2''$ a 20 cm. + 1 U $\phi 1/2''$ debajo de la carga.

Refuerzo por momentos flexionantes : Trabe 10-6-2

$$M_{10} = 49330 \text{ Kg.m.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_{sjd}} = \frac{4933000}{1265 \times 0.8567 \times 135} = 33.6 \text{ cm}^2$$

$$M_{-6} = 39960 \text{ Kg.m.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_{sjd}} = \frac{3996000}{1265 \times 0.8567 \times 135} = 27.2 \text{ cm}^2$$

$$M_2 = 44.750 \text{ Kg.m.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_{sjd}} = \frac{4475000}{1265 \times 0.8567 \times 135} = 30.7 \text{ cm}^2$$

$$M_{10-6} = 0.33 \text{ T.M.} = 330 \text{ Kg.m.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_{sjd}} = \frac{33000}{1265 \times 0.8567 \times 135} = 0.226 \text{ cm}^2$$

$$M_{10-6} = 3.47 \text{ t.m.} = 3470 \text{ Kg.m.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_{sjd}} = \frac{347000}{1265 \times 0.8567 \times 135} = 2.38 \text{ cm}^2$$

$$M_{6-2} = 5.04 \text{ T.m.} = 5040 \text{ Kg.m.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_{sjd}} = \frac{504000}{1265 \times 0.8567 \times 135} = 3.45 \text{ cm}^2$$

$$M_{6-2} = 2.84 \text{ T.m.} = 2840 \text{ Kg.m.}$$

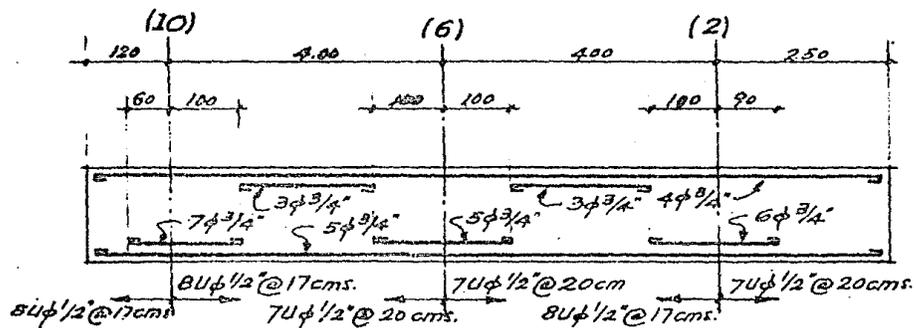
$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{284000}{1265 \times 0.8567 \times 135} = 1.94 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la losa inferior de Cimentación :

Para la clase de cimentaciones que se apoyan sobre pilotes de concreto y tienen losa corrida de cimentación los cuales se apoyan directamente sobre las traveses de cimentación ; hay que tener en cuenta una carga que obra sobre la losa de cimentación la cual se considera de un cincuenta por ciento de la carga total del edificio. Esta carga se considera uniformemente repartida en todas las losas. Por lo tanto $P' = 50\% \times 1944.16 \text{ Ton} = 972.08 \text{ Tons.}$

$$w = \frac{P'}{A} = \frac{972000}{11 \times 16} = 5520 \text{ Kg/m}^2$$

La losa que calcularé será del tipo L_1 y será continua en los cuatro lados. La carga que obra sobre esta losa será de 5520 Kg/m^2 Y se usarán los coeficientes del Comité Unido.



UNAM

ESCUELA NACIONAL
DE INGENIEROS

TESIS PROFESIONAL

RODOLFO ALDAPE CANTU

DISTRIBUCION DEL ACERO.
EN LA TRABE 10,6,2.

1953.

$$m = \frac{4.00}{4.33} = 0.93$$

Coefficientes de Momentos Flexionantes.

Claro corto:

$$\begin{aligned} \text{Momento negativo en el apoyo} &= 0.038 \times 5520 \times 4^2 = \\ &= 3350 \text{ Kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momento positivo en el centro del claro} &= \\ &= 0.029 \times 5520 \times 4^2 = 2560 \text{ Kg.m.} \end{aligned}$$

Claro largo:

$$\begin{aligned} \text{Momento Negativo en el apoyo} &= 0.033 \times 5520 \times 4.00^2 = \\ &= 2560 \text{ Kgm.} \end{aligned}$$

Claro largo:

$$\begin{aligned} \text{Momento Negativo en el apoyo} &= 0.033 \times 5520 \times 4.00^2 = \\ &= 2920 \text{ kg.m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momento positivo en el centro del claro} &= \\ &= 0.025 \times 5520 \times 4^2 = 2220 \text{ Kg.m.} \end{aligned}$$

Momentos flexionantes resultantes máximos con los coeficientes anteriores:

Claro corto : 3350 Kg m.

Claro largo: 2920 Kg m.

Cálculo del peralte efectivo :

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{335\ 000}{17.3 \times 100}} = \sqrt{194} = 13.9 = 14 \text{ cm.}$$

Sea $d = 15 \text{ cm.}$ $h = 20 \text{ cm.}$ $r = 5 \text{ cm.}$

El área de acero necesaria en el apoyo debido al momento negativo en el claro corto.

$$A_s = \frac{M}{f_c j d} = \frac{335\ 000}{1265 \times 0.8567 \times 15} = 20.6 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

ϕ 3/4" a 14 cms. centro a centro.

Revisión del peralte por esfuerzo cortante:

$V = 5520 \text{ Kg.}$

$$d = \frac{V}{b j v_c} = \frac{5520}{100 \times 0.8567 \times 6.3} = 10.2 \text{ cm.}$$

Perímetro total del refuerzo necesario por adherencia:

$$\sum_o = \frac{V}{u j d} = \frac{5520}{15.7 \times 0.8567 \times 15} = 27.3 \text{ cm/m.}$$

con 4.55 varillas/m de ϕ 3/4" a 22 cms. centro a centro.

Area de acero necesaria en el centro del claro debido al momento positivo (Claro corto).

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{256\ 000}{1265 \times 0.8567 \times 15} = 15.8 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Ø de 3/4" a 18 cms. centro a centro.

Area de acero necesaria en el apoyo debido al momento negativo (Claro largo).

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{292\ 000}{1265 \times 0.8567 \times 15} = 18.00 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Ø 3/4" a 16 cms. centro a centro.

Area de acero necesaria en el centro del claro debido al momento positivo (Claro largo).

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{222\ 000}{1265 \times 0.8567 \times 15} = 15.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Ø de 3/4" a 19 cms. centro a centro.

Entonces el refuerzo en el claro corto será de Ø 3/4" a 18 cms. centro a centro y en el claro largo de Ø 3/4" a 16 cms. centro a centro.

Capítulo VII

ANÁLISIS DE LOS COSTOS UNITARIOS Y COSTOS.

Los costos unitarios son de fundamental importancia en la Ingeniería, puesto que son la base para los presupuestos y, en consecuencia, forman la esencia de las provisiones que ha de hacer cada ingeniero antes de aceptar ejecución de una obra cualquiera.

Tal vez el análisis de costo no presente dificultad a muchas personas, pero de presentarlas, probablemente se refieran a la correcta estimación de los rendimientos tanto de las máquinas como de los trabajadores.

Y esa dificultad se presenta porque la estimación de los rendimientos esta ligada a la experiencia personal que de ellas tenga el ingeniero constructor.

Como es bien sabido que los costos unitarios se ven afectados por un número de causas y accidentes:

Lugar de la obra, condición social de los trabajadores, precio de los materiales, obligaciones y prestación de los trabajadores, clase de sindicatos, riesgos -

en la construcción etc.

1.- Excavación en terreno semi-duro:

a).- Excavación paleando en el lugar.

Un peón hace 2.5 m^3 al día a	$\frac{\$ 6.50}{2.5}$	\$ 2.60
---	-----------------------	---------

b).- Acarreo a 6.00 mts.

Un peon acarrea 4 m^3 en un día	$\frac{\$ 6.50}{4}$	\$ 1.62
---	---------------------	---------

c).- Amortización		\$ 0.25
-------------------	--	---------

TOTAL NETO		\$ 4.47
------------	--	---------

12% Administración y Gastos Generales		\$ 0.56
---------------------------------------	--	---------

COSTO POR M^3		\$ 5.03
------------------------	--	---------

3) Plantilla de pedacería de tabique:

a).- Pedacería.

Para que la plantilla quede de un espesor de 10 cm. ya apisonada, es necesaria colocar la capa de 0.15 cms.

$0.15 \text{ m}^3/\text{m}^2$. a \$ 9.00 m^3		\$ 1.35
--	--	---------

b) Mano de obra		\$ 0.90
-----------------	--	---------

67

c) Varios y amortización de herramientas \$ 0.35

Costo neto \$ 2.60

12% administración y gastos generales \$ 0.32

Costo por metro cuadrado \$ 2.92

4) Cimbra: (Trabes y losas).

a) Duela:

Entran 11 pies de tablón por metro cuadrado

11 pies de tablón a \$ 0.85 \$ 9.35

Desperdicio 15 % \$ 1.40

\$ 10.75

Como considero que trabaja cuatro veces $\frac{10.75}{4} = \$2.67/m^2$

b) Polines en puentes y pies derechos.

Entran 12 varas por metro cuadrado de cimbra.

12 varas a \$ 1.30 la vara \$ 15.60

Desperdicio 10% \$ 1.56

\$ 17.16

Considerando que se usan 8 veces $\frac{17.16}{8} = \$ 2.15/m^2$

c) Contravientos y troqueles.

Se usan alrededor de 10 pies de tablon por m^2

10 pies Tablon a \$ 0.85 \$ 8.50

Desperdicio Lo % \$ 0.85

\$ 9.35

Suponiendo que se usan 10 veces $9.35/10$ \$ 0.93

d) Mano de obra.

Una pareja formada por un carpintero y un ayudante cim-

bran en promedio en 8 hrs. 5 metros cuadrados y ganan -

\$ 20.50 en 8 horas.

\$ 20.50

5 m^2

\$ 4.10

f) Varios (amortización de herramientas etc.) \$ 0.60

Costo neto \$ 11.45

10 % administración y gastos generales \$ 1.15

Costo por metro cuadrado \$ 12.60

g) Acero de refuerzo.

a) Varilla puesta en la obra \$/ton. \$ 1350.00

Desperdicio y alambre 10 % \$ 135.00

c) Mano de obra \$ 155.00

d) Varios y amortización \$ 55.00

Costo neto \$ 1695.00

10 % administración y gastos generales \$ 170.00

Costo por tonelada \$ 1865.00

7).- Concreto de f_c 210 Kg/cm²

a) Cemento Portland.

Entran 360 Kg/m³ a \$ 160.00 la tonelada \$ 57.50

b) Arena para un metro cúbico de concreto

entran 0.5 m³ a 16.00 el m³ \$ 8.00

c) Grava Para hacer un metro cúbico de concreto

se utilizan 0.96 m³ a \$ 16.00 m³ \$ 15.40

d) Mano de obra.

Tres hombres dia por cada m³ de concreto colado.

3 jornales a \$ 6.50 \$ 19.50

e) Maquinaria.- Consumo de gasolina y

lubricantes \$ 0.80

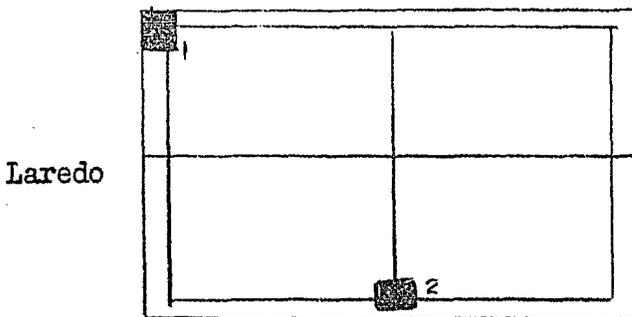
Amortización de revolvedora, vibrador y malacate	\$ 2.00
f) Varios	<u>\$ 2.00</u>
Costo neto	\$ 105.20
10% de administración y gastos generales	<u>\$ 10.50</u>
Costo por metro cúbico	\$ 115.70
Atagüa de tablon de 3" x 12" x 3 m	
a) Costo por tablon.	
Un tablon tiene 30 pies tablon a \$ 1.10	\$ 33.00
b) Un malacatero y 2 acomodadores clavan 24 tablon en 8 horas. de trabajo y ganan	
	\$ 26.00
	<u>24 T</u>
	\$ 1.10
Varios y amortización	\$ 0.30
Costo neto	\$ 34.40
Administración y gastos generales	<u>\$ 3.44</u>
Costo por tablon clavado	\$ 37.84
Cubicación de materiales:	
Atagüa de tablon de 3"x12"x3m	180 t

Excavación	317 m ³
Plantilla de pedacería de tabique	176 m ²
Pilotes 46 pzas. a 33 mts.	1518 m.l.
Concreto, trabes contratraves y losas	100 m ³
Cimbra, trabes contratraves y losas	80 m ²
Acero	9 ton.
Costo de la cimentación:	
Atagüía 180 t. a 37.84	\$ 6 800.00
Excavación 317 m ³ a \$ 5.03	\$ 1 600.00
Plantilla 176 m ² a \$ 292	\$ 512.00
Pilotes 1518 m.l. a \$ 85.00 m.	\$ 128 000.00
Concreto 100 m ³ a 115.70 m ³	\$ 11 570.00
Cimbra 80 m ² a \$ 17.16 m ²	\$ 1 050.00
Fierro 9 ton. a 1350	\$ 12 150.00
Costo de la cimentación	<hr/> \$ 161 682.00

Recomendaciones para el procedimiento de construcción:

El principal objeto de estas recomendaciones es el ahorrar tiempo y dinero.

- 1.- Dividir la excavación en dos partes iguales,
 - a).- Hacer una excavación de $11 \times 8 \times 1.80$ y retirar la tierra por el lado de Laredo.
 - b).- La otra excavación igual y retirando la tierra por Nuevo León.
- 2.- Sistema de drenes para trabajar en seco.
 - a).- Recomiendo hacer un sistema de drenaje para bombear el agua tanto freática como de lluvias, según el esquema siguiente.
 - b).- Colocar dos bombas de agua en 1 y 2.



Nuevo León.

- c) Los drenes deberán de ser de $0.30 \times 0.30 \times 0.30$ con pendiente hacia las bombas.
 - d) Los drenes podrán llenarse con grava de 3" a 4".
 - e) Es muy importante tener una persona encargada de vigilar el funcionamiento de las bombas pues pue de suceder que una se pare y pueda amanecer todo encharcado y se pierde toda una mañana en secar el terreno.
- 3.- Procedimiento para el clavado e inspección de los pilotes.- (ya lo menciono en la pág. 9)
- 4.- Procedimiento para hacer la prueba de carga de un pilote. (ya lo menciono en la pág. 21)

FIN.

México D.F. Febrero de 1953.