



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**ESTUDIO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE ACERO PARA UN  
EDIFICIO DE CONDOMINIO**

**TESIS**

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

**FERREIRO Y ALEGRE, ALFONSO**

Ciudad Universitaria, México, D. F.

1959



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



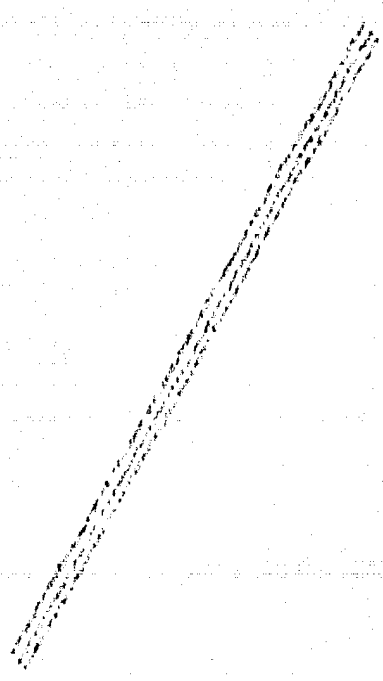
**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

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

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

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

A MI ESPOSA



A MI MADRE



ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA  
Dirección  
Núm. 73-1586  
Exp. Núm. 75/214.2/

IDAD NACIONAL  
ÓNOMA DE  
México

Al Pasante señor Alfonso FERREIRO Y ALEGRE  
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 Alberto Muñoz Casas para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

ESTUDIO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE ACERO  
PARA UN EDIFICIO DE CONDOMINIO

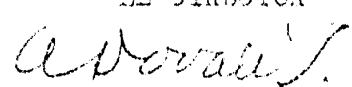
"Estudio y diseño de la Estructura de acero para el Edificio de Condominio que se construirá en la Ciudad de Monterrey N.L. El estudio consistirá en los siguientes puntos:

- 1).- Planteo general de la estructura de acuerdo con las necesidades arquitectónicas.
- 2).- Análisis de la Estructura para efectos de cargas vivas y muertas. Verificación para empuje de viento, de acuerdo con su ubicación y estudio del esqueleto para posible acción sísmica de acuerdo con la probabilidad de este suceso.
- 3).- Proyecto de la Cimentación, exponiendo las razones que sirven de base para la elección del tipo que se elija.
- 4).- Explicación concisa de los procedimientos de construcción que se recomiendan."

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. 26 de junio de 1959.  
EL DIRECTOR

  
Ing. Antonio Dovalí Jaime

## INTRODUCCION

El tema fijado para esta tesis, es el diseño de la estructura y de la cimentación, de un edificio para venta en condominio, que será construido en la ciudad de Monterrey, N. L.

### Descripción del edificio,--

El edificio constará de 21 pisos. Los seis pisos inferiores ocuparán toda la superficie del terreno, dos de estos situados debajo del nivel de banquetas, destinados principalmente a estacionamiento de automóviles y en los que se alojará parte de la maquinaria necesaria para los diversos servicios del edificio. En la planta baja se venderán locales destinados a comercios y oficinas de este piso se localizarán dos viviendas con locales para oficinas. El sexto, - último piso de toda la superficie del terreno, será una planta intermedia, entre el cuerpo principal del edificio y la torre central del mismo, en la que existirán varios locales destinados a restaurantes ó centros de reunión, y que contarán con amplias terrazas.

En la parte central del edificio, con un frente de 19 metros y un fondo igual al del terreno, se localizará la torre, que constará de 17 pisos, de los cuales 14 serán plantas tipo destinadas a oficinas y los tres restantes serán: - un port-à-houss y azotea parcialmente cubierta. En niveles superiores se encontrarán las ceras de elevadores y un equipo de enfriamiento del sistema de acondicionamiento de aire.

-Cargas que habrá en el edificio.-1.- Cargas muertas.Losas.

De concreto a base de escoria de alto horno	1,500 kg/m <sup>3</sup>
---	-------------------------

Muros.

De siporex los cancelos interiores	500 "
------------------------------------	-------

De block de concreto a base de escoria los demás	900 "
--	-------

Castillos, cadenas y dallas de concreto normal	2,400 "
--	---------

Firmes. (Considérese un espesor mínimo de 4cm.)

Firme de concreto	2,000 "
-------------------	---------

Firme de mortero de cal y arena	1,600 "
---------------------------------	---------

Firme de mortero de cemento, cal y arena	1,800 "
--	---------

Pavimentos.

Loseta asfáltica	50 kg/m <sup>2</sup>
------------------	----------------------

Cemento rugoso	50 "
----------------	------

Mármol	100 "
--------	-------

Murano	50 "
--------	------

Terrazo	75 "
---------	------

Loseta de barro prensado en azoteas	40 "
-------------------------------------	------

Cerámica	50 "
----------	------

Duela de encino	40 "
-----------------	------

Parquet	150 "
---------	-------

Mosaico	70 "
---------	------

Recubrimientos. (Incluyendo el mortero para pegar)

Piedra brava común en rodapié	190 "
-------------------------------	-------

Mármol	100 "
--------	-------

Acero inoxidable para las fachadas	30 "
------------------------------------	------

Lambrín de madera	20 "
-------------------	------

Mayolita	60 "
----------	------

Murano	50 "
--------	------

Azulejo de baños	50 "
------------------	------

Plástico en escaleras	15 "
-----------------------	------

Granito	100 "
---------	-------

Mamparas de mármol	120 "
--------------------	-------

Mamparas de mayolita	70 "
----------------------	------

Yeso	15 "
------	------

Aplanados.

Aplanado de cal	5 kg/m <sup>2</sup>
Repellado y aplanado de cemento	20 "
Aplanado de yeso	10 "
Plafones de yeso	45 "
Ventanas metálicas incluyendo vidrio sencillo	40 "
Bloques de vidrio para muros	1,500 kg/m <sup>3</sup>
Prismáticos para tragaluces incluyendo losa de concreto normal	200 "

2.- Cargas vivas

Estacionamiento (2 tone, concentradas en los puntos mas desfavorables mas...)	150 kg/m <sup>2</sup>
Comercios	400 "
Oficinas y Despachos	200 "
Escuelas	500 "
Pasillos de circulación	250 "
Habitaciones del peno-house	150 "
Baños y servicios	200 "
Terrazas	150 "
Asoteas	100 "

\* \* \* \* \*

El dibujo No. 1 es el plano del terreno en el que se levantará el edificio. Los dibujos Nos. 2, 3, 4 y 5 son los planos arquitectónicos principales que se utilizarán para el diseño de la estructura y el de la cimentación. De acuerdo con estos planos está obligada la posición de las columnas y de acuerdo con estas últimas, se estructuraron los emparrillados de viguería de los pisos, en la forma que aparece en las plantas de la estructura.

-Simplificaciones y procedimientos que se utilizaron para el diseño de la estructura.-

1.- Análisis de la estructura para los efectos de las cargas verticales vivas y muertas.

Con objeto de no introducir momentos en las columnas por efecto de las cargas verticales, se consideraron los emparrillados de vigas de los diferentes pisos, como retículas de vigas continuas libremente apoyadas en las columnas.

Se consideró la estructura como parcialmente mixta (las vigas de acero formarán con parte de la losa de concreto vigas "T"). Las características mecánicas de los puentes y vigas mixtas, se determinaron por medio de la acción elástica transformada. Al determinar las características mecánicas mencionadas, se tuvo en cuenta, que el concreto ligero a base de escoria de las losas de piso, tiene una resistencia relativamente baja y se determinó el número y la colocación de los conectores, necesarios para ligar eficientemente los dos materiales, transmitiendo los esfuerzos cortantes existentes entre ellos. Se hizo un estudio económico para determinar los casos, en que el uso de los conectores, disminuye efectivamente el costo de los elementos estructurales y estos serán utilizados únicamente en esos casos.

Las vigas continuas de la retícula de cada piso se diseñaron con un empotramiento parcial en los extremos de cada tramo, de tal manera que los momentos positivos serán el

60% y los negativos el 40% respectivamente, del momento de la viga como libremente apoyada. Estos valores corresponden a las capacidades medias de las vigas compuestas para momento positivo y para momento negativo corresponden a las capacidades de las vigas de acero únicamente. Las condiciones de semiempotramiento o de apoyo libre, se lograron mediante un diseño adecuado de las conexiones.

Para el diseño de las vigas continuas, se consideraron las recomendaciones del Profesor J. A. Van Den Broek expuestas en su "Theory of Limit Design".

En los casos en que las vigas continuas de las retículas de los empujillados, se encuentran apoyadas en otras vigas, se igualaron los momentos negativos de las puestas contiguas, para evitar momentos de torsión en las vigas que sirven de apoyo.

## 2.- Análisis de la estructura para los efectos de las cargas horizontales del viento.

La presión del viento se estimó de  $40 \text{ Kg/m}^2$  al nivel de la banqueta. Se consideró que aumentará linealmente hacia arriba hasta una altura de 40 metros, en la que alcanzará un valor de  $100 \text{ Kg/m}^2$  permaneciendo constante este valor hasta la azotea del edificio.

La presión ejercida sobre la pantalla total de un costado cualquiera del edificio, se repartirá uniformemente entre los marcos que existan en esa dirección, como consecuencia de la rigidez aportada por los sistemas de piso.

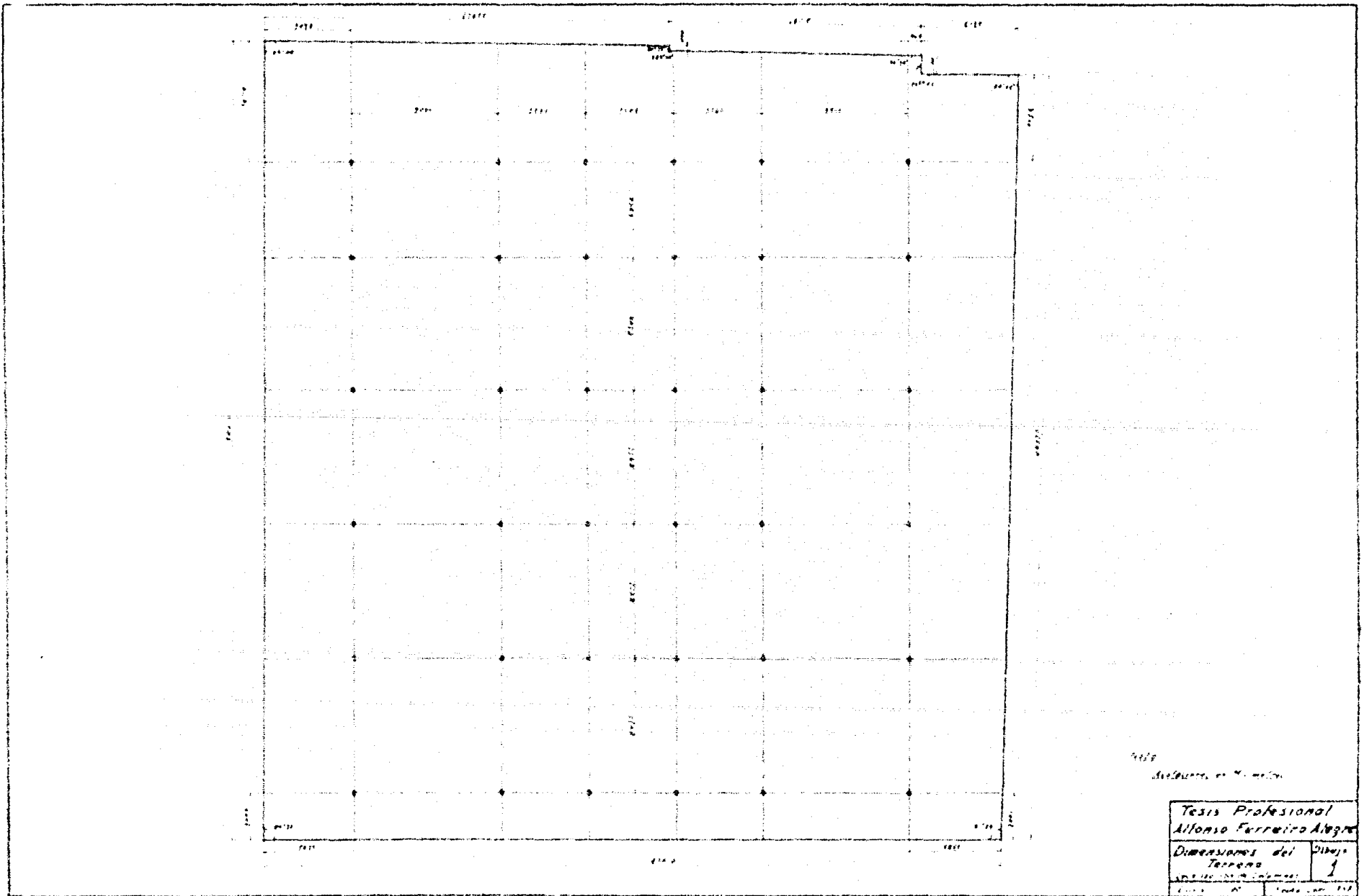
Los esfuerzos en los diferentes elementos de los marcos

se determinarán aproximadamente por el método del cantilever, aprovechando la igualdad de claros y simetría de cargas de la estructura.

Se exigirá que la deformación relativa entre dos pisos inmediatos, no exceda de 0.1% de la altura entre los mismos.

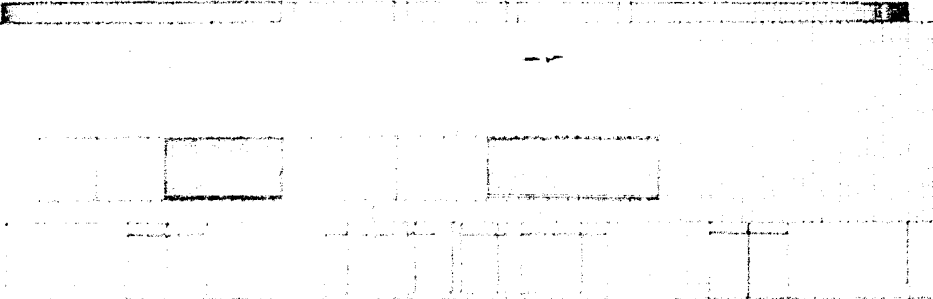
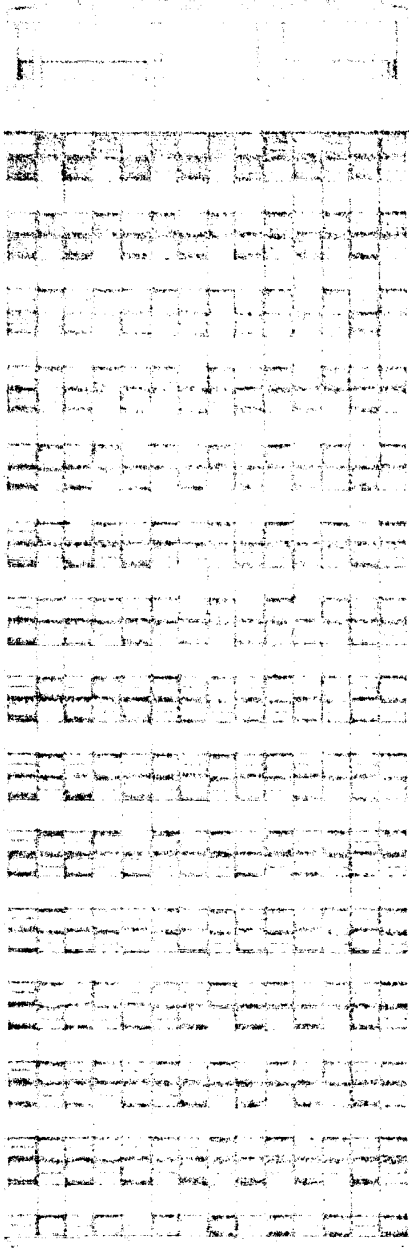
Los esfuerzos permisibles de trabajo de la estructura se incrementarán un 33%, al considerar los efectos combinados de las cargas verticales vivas y muertas y los efectos de las cargas horizontales del viento. No se considerará la estructura como parcialmente rígida al agregar los efectos en la misma producidos por el viento.

o = 0 = + 0 = =



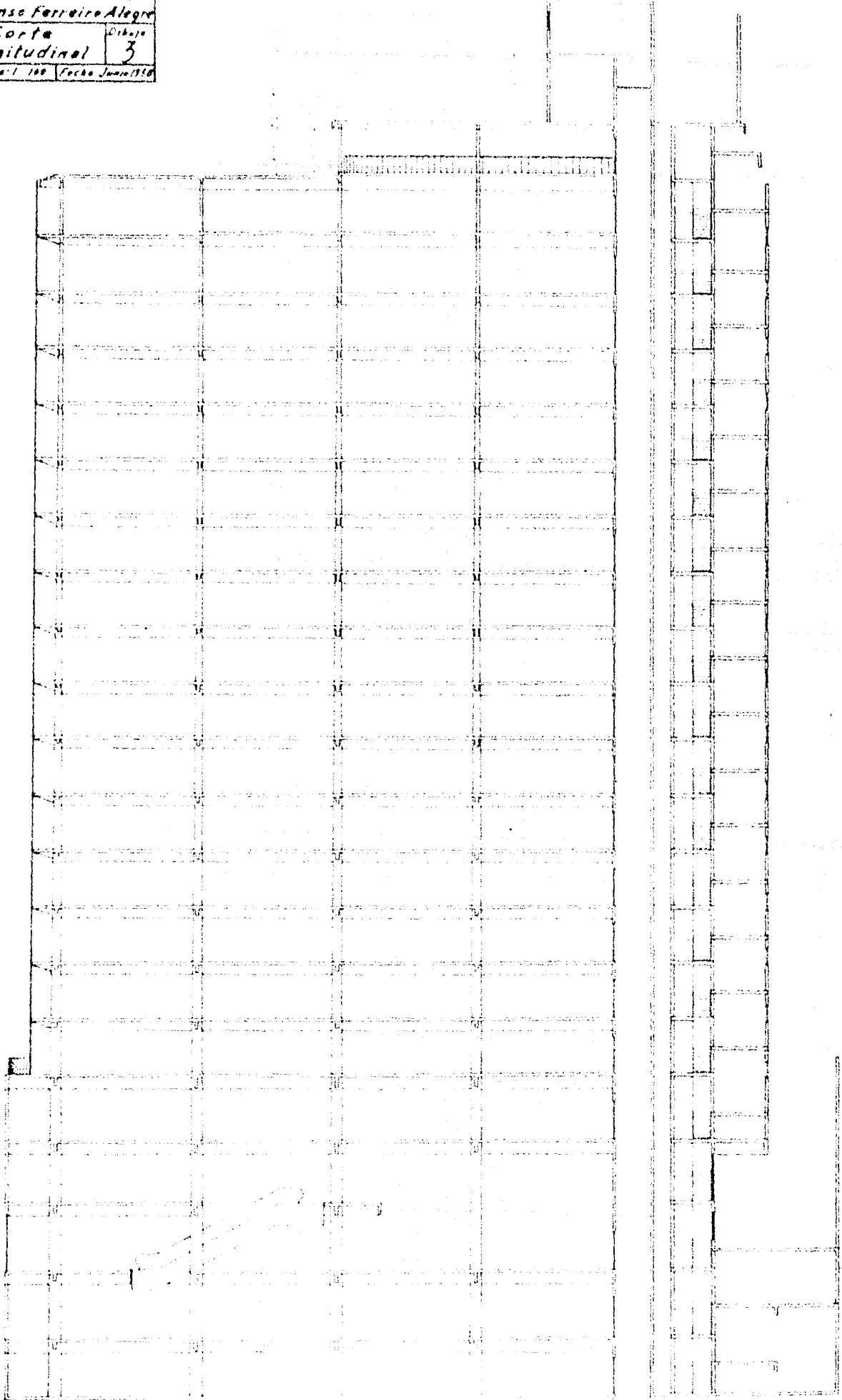
1000  
1000

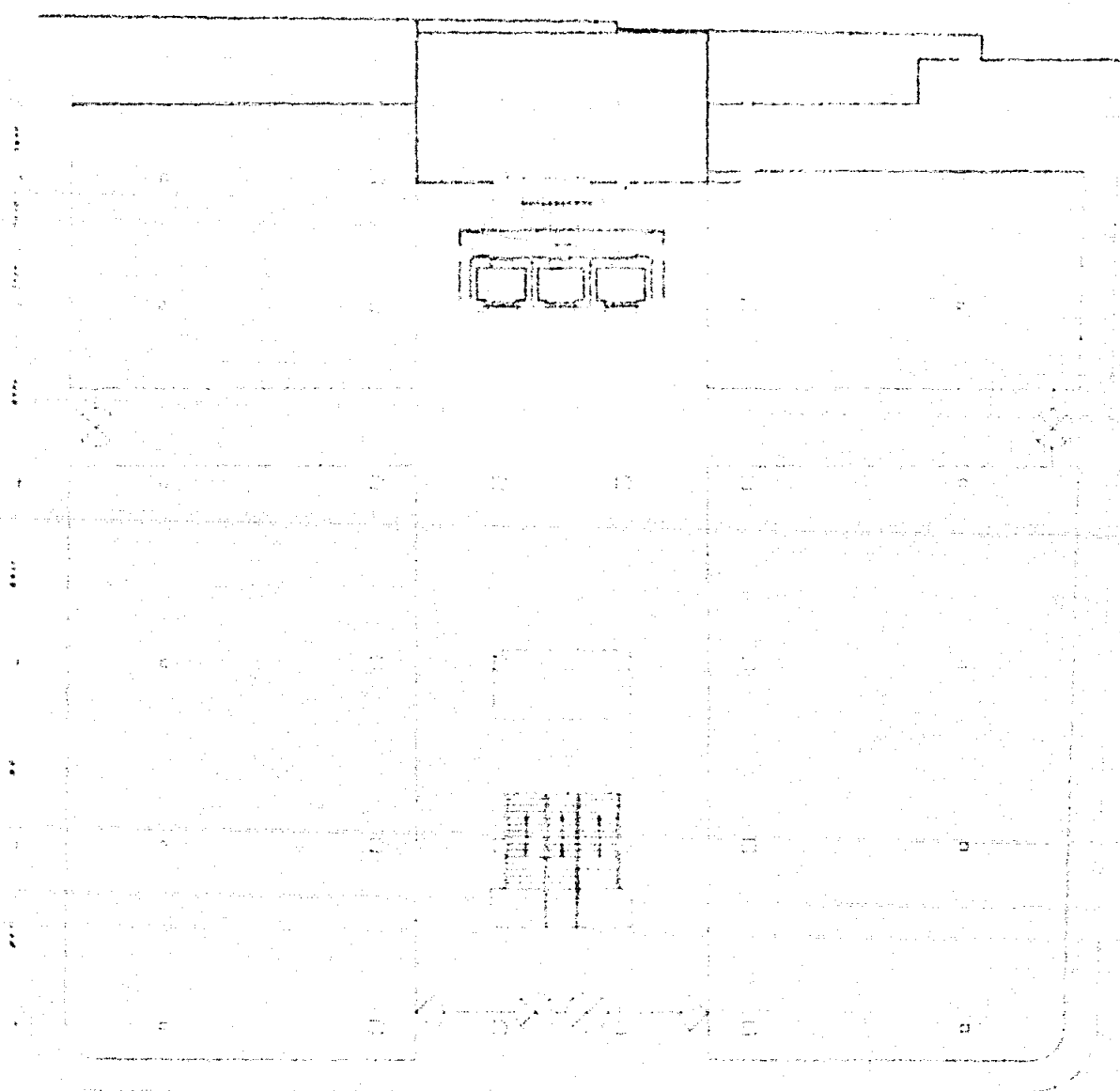
Tesis Profesional	
Alfonso Ferreira Alegre	
Dimensiones del Terreno	Dibujo
1000 x 1000	1
1000	1000



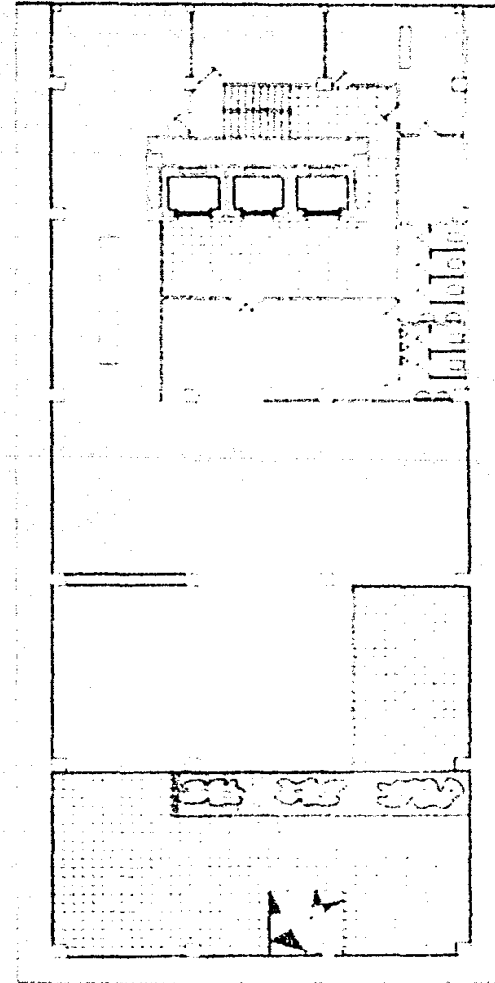
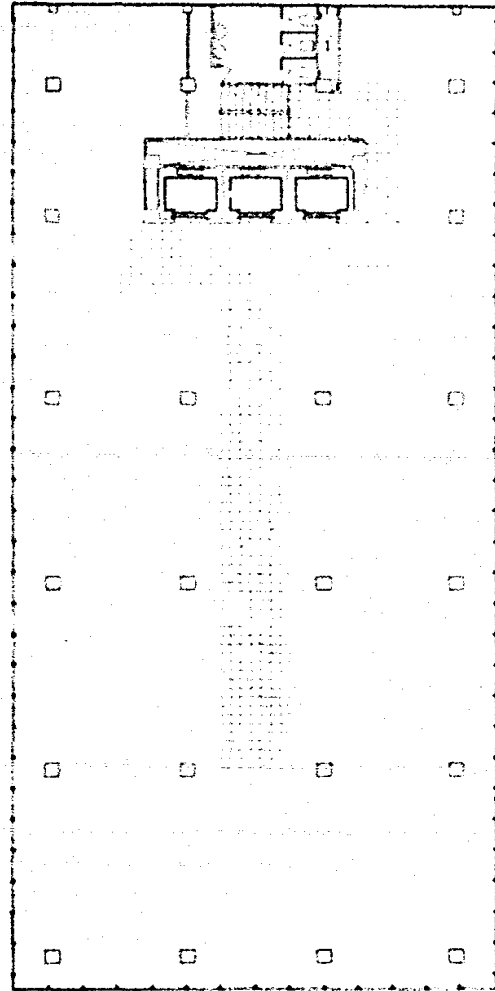
Tesis Profesional	
Ailense Ferrero Alegre	
Fecha de	Hoja
Principal Este	2
1998	1998

Tesis Profesional  
Alfonso Ferraire Alegre  
Corte Dibujo  
Longitudinal 3  
Escala: 1/100 Fecha: Junio 1950





Tesis Profesional	
Alfonso Ferrero Alegre	
Planta	Plano
Baja	4



Tesis Profesio  
Allonso Ferreiro Ala  
Plantas Tipo  
y Pent-House  
Escala 1:100 Fecha 02

PROPIEDADES MECANICAS DE LAS SECCIONES "T" MIXTAS DE  
ACERO Y CONCRETO.

De acuerdo con las especificaciones del Instituto Americano de Concreto, el ancho de losa que debe considerarse en forma efectiva como patin de la "T", deberá ser el valor menor entre los siguientes:  $S$ ,  $L/4$ ,  $B+16T$ .

En donde: "S" representa la separación entre las vigas

"L" es el claro de las vigas.

"T" es el espesor de la losa.

y "B" es el ancho del nervio de la "T".

Los valores:  $S=5.50/3=1.83$  metros,  $L=8.00$  metros y  $T=0.1$  metros, corresponden a los casos mínimos mas comunes en la estructura del edificio.

En este caso el valor de "B" se consideró "0", debido a que se trata de un nervio de acero para la "T", que por tanto no será monolítico con el patin, como ocurre cuando toda la "T" es de concreto.

Como se trata de losas de concreto ligero a base de escoria, la relación de módulos de elasticidad entre el acero y el concreto, debe considerarse doble del valor que se tiene para concreto normal.

Area de acero equivalente al patin de concreto:

$$160 \times 10/2 \times 15 = 53.33 \text{ cm}^2$$

Como se conoce el centro de gravedad de esta area equivalente, se tomaron momentos estáticos de la mencionada area y de la superficie de las diferentes vigas de acero, de

terminandose así la posición del eje neutro. Se calcularon los momentos de inercia de ambos elementos de la "T" con respecto al eje neutro y se obtuvieron los momentos de inercia de la sección mixta, a partir de estos últimos se determinaron las demás propiedades mecánicas de las vigas "T".

A continuación aparece una tabla de los resultados obtenidos, así como la relación de propiedades mecánicas entre la sección mixta de acero y concreto y las propiedades de las vigas de acero únicamente.

100 cm.

Hcm.

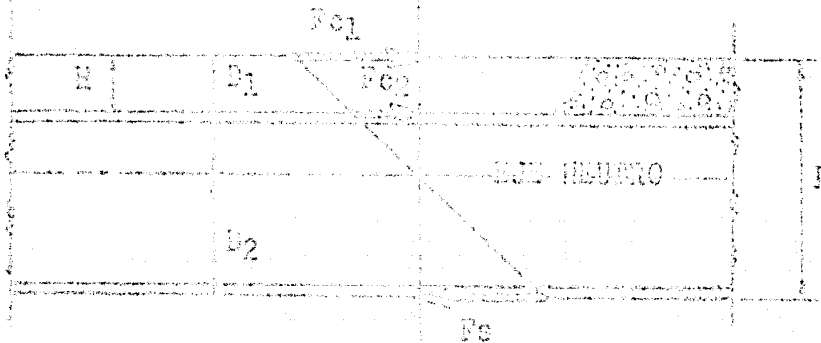


S (cm<sup>2</sup>) = M (Ton.m.) / 7.7

Alcanta de lente	Peso de la vigüeta	Area de la vigüeta	I Centroidal de la vigüeta	I de la vigüeta	Area total	I Total	I Total	d	d	d	$\frac{I}{A}$ de la vigüeta	S.
cm.	cm.	cm.	cm.	cm.	cm.	cm.	cm.	cm.	cm.	cm.	cm.	Nº. cm.
I-100	16.20	13.20	660.0	110.0	70.0	1000.0	200.0	4.0	10.0	10.0	1.0	22.7
I-101	21.77	14.50	1500.0	150.0	110.0	1700.0	300.0	5.0	12.0	12.0	1.0	23.1
I-102	27.34	14.50	1600.0	160.0	120.0	2000.0	400.0	6.0	14.0	14.0	1.0	23.2
I-103	32.91	14.50	1700.0	170.0	130.0	2300.0	500.0	7.0	16.0	16.0	1.0	23.6
I-104	38.48	14.50	1800.0	180.0	140.0	2600.0	600.0	8.0	18.0	18.0	1.0	23.5
I-105	44.05	14.50	1900.0	190.0	150.0	2900.0	700.0	9.0	20.0	20.0	1.0	23.7
I-106	49.62	14.50	2000.0	200.0	160.0	3200.0	800.0	10.0	22.0	22.0	1.0	23.7
I-107	55.19	14.50	2100.0	210.0	170.0	3500.0	900.0	11.0	24.0	24.0	1.0	23.8
I-108	60.76	14.50	2200.0	220.0	180.0	3800.0	1000.0	12.0	26.0	26.0	1.0	23.9
I-109	66.33	14.50	2300.0	230.0	190.0	4100.0	1100.0	13.0	28.0	28.0	1.0	25.2
I-110	71.90	14.50	2400.0	240.0	200.0	4400.0	1200.0	14.0	30.0	30.0	1.0	26.4
I-111	77.47	14.50	2500.0	250.0	210.0	4700.0	1300.0	15.0	32.0	32.0	1.0	27.4
I-112	83.04	14.50	2600.0	260.0	220.0	5000.0	1400.0	16.0	34.0	34.0	1.0	28.4
I-113	88.61	14.50	2700.0	270.0	230.0	5300.0	1500.0	17.0	36.0	36.0	1.0	29.2
I-114	94.18	14.50	2800.0	280.0	240.0	5600.0	1600.0	18.0	38.0	38.0	1.0	29.2
I-115	99.75	14.50	2900.0	290.0	250.0	5900.0	1700.0	19.0	40.0	40.0	1.0	29.2
I-116	105.32	14.50	3000.0	300.0	260.0	6200.0	1800.0	20.0	42.0	42.0	1.0	29.2
I-117	110.89	14.50	3100.0	310.0	270.0	6500.0	1900.0	21.0	44.0	44.0	1.0	29.2
I-118	116.46	14.50	3200.0	320.0	280.0	6800.0	2000.0	22.0	46.0	46.0	1.0	29.2
I-119	122.03	14.50	3300.0	330.0	290.0	7100.0	2100.0	23.0	48.0	48.0	1.0	29.2
I-120	127.60	14.50	3400.0	340.0	300.0	7400.0	2200.0	24.0	50.0	50.0	1.0	29.2
I-121	133.17	14.50	3500.0	350.0	310.0	7700.0	2300.0	25.0	52.0	52.0	1.0	29.2
I-122	138.74	14.50	3600.0	360.0	320.0	8000.0	2400.0	26.0	54.0	54.0	1.0	29.2
I-123	144.31	14.50	3700.0	370.0	330.0	8300.0	2500.0	27.0	56.0	56.0	1.0	29.2
I-124	149.88	14.50	3800.0	380.0	340.0	8600.0	2600.0	28.0	58.0	58.0	1.0	29.2
I-125	155.45	14.50	3900.0	390.0	350.0	8900.0	2700.0	29.0	60.0	60.0	1.0	29.2
I-126	161.02	14.50	4000.0	400.0	360.0	9200.0	2800.0	30.0	62.0	62.0	1.0	29.2
I-127	166.59	14.50	4100.0	410.0	370.0	9500.0	2900.0	31.0	64.0	64.0	1.0	29.2
I-128	172.16	14.50	4200.0	420.0	380.0	9800.0	3000.0	32.0	66.0	66.0	1.0	29.2
I-129	177.73	14.50	4300.0	430.0	390.0	10100.0	3100.0	33.0	68.0	68.0	1.0	29.2
I-130	183.30	14.50	4400.0	440.0	400.0	10400.0	3200.0	34.0	70.0	70.0	1.0	29.2
I-131	188.87	14.50	4500.0	450.0	410.0	10700.0	3300.0	35.0	72.0	72.0	1.0	29.2
I-132	194.44	14.50	4600.0	460.0	420.0	11000.0	3400.0	36.0	74.0	74.0	1.0	29.2
I-133	200.01	14.50	4700.0	470.0	430.0	11300.0	3500.0	37.0	76.0	76.0	1.0	29.2
I-134	205.58	14.50	4800.0	480.0	440.0	11600.0	3600.0	38.0	78.0	78.0	1.0	29.2
I-135	211.15	14.50	4900.0	490.0	450.0	11900.0	3700.0	39.0	80.0	80.0	1.0	29.2
I-136	216.72	14.50	5000.0	500.0	460.0	12200.0	3800.0	40.0	82.0	82.0	1.0	29.2
I-137	222.29	14.50	5100.0	510.0	470.0	12500.0	3900.0	41.0	84.0	84.0	1.0	29.2
I-138	227.86	14.50	5200.0	520.0	480.0	12800.0	4000.0	42.0	86.0	86.0	1.0	29.2
I-139	233.43	14.50	5300.0	530.0	490.0	13100.0	4100.0	43.0	88.0	88.0	1.0	29.2
I-140	239.00	14.50	5400.0	540.0	500.0	13400.0	4200.0	44.0	90.0	90.0	1.0	29.2
I-141	244.57	14.50	5500.0	550.0	510.0	13700.0	4300.0	45.0	92.0	92.0	1.0	29.2
I-142	250.14	14.50	5600.0	560.0	520.0	14000.0	4400.0	46.0	94.0	94.0	1.0	29.2
I-143	255.71	14.50	5700.0	570.0	530.0	14300.0	4500.0	47.0	96.0	96.0	1.0	29.2
I-144	261.28	14.50	5800.0	580.0	540.0	14600.0	4600.0	48.0	98.0	98.0	1.0	29.2
I-145	266.85	14.50	5900.0	590.0	550.0	14900.0	4700.0	49.0	100.0	100.0	1.0	29.2
I-146	272.42	14.50	6000.0	600.0	560.0	15200.0	4800.0	50.0	102.0	102.0	1.0	29.2
I-147	277.99	14.50	6100.0	610.0	570.0	15500.0	4900.0	51.0	104.0	104.0	1.0	29.2
I-148	283.56	14.50	6200.0	620.0	580.0	15800.0	5000.0	52.0	106.0	106.0	1.0	29.2
I-149	289.13	14.50	6300.0	630.0	590.0	16100.0	5100.0	53.0	108.0	108.0	1.0	29.2
I-150	294.70	14.50	6400.0	640.0	600.0	16400.0	5200.0	54.0	110.0	110.0	1.0	29.2
I-151	300.27	14.50	6500.0	650.0	610.0	16700.0	5300.0	55.0	112.0	112.0	1.0	29.2
I-152	305.84	14.50	6600.0	660.0	620.0	17000.0	5400.0	56.0	114.0	114.0	1.0	29.2
I-153	311.41	14.50	6700.0	670.0	630.0	17300.0	5500.0	57.0	116.0	116.0	1.0	29.2
I-154	316.98	14.50	6800.0	680.0	640.0	17600.0	5600.0	58.0	118.0	118.0	1.0	29.2
I-155	322.55	14.50	6900.0	690.0	650.0	17900.0	5700.0	59.0	120.0	120.0	1.0	29.2
I-156	328.12	14.50	7000.0	700.0	660.0	18200.0	5800.0	60.0	122.0	122.0	1.0	29.2
I-157	333.69	14.50	7100.0	710.0	670.0	18500.0	5900.0	61.0	124.0	124.0	1.0	29.2
I-158	339.26	14.50	7200.0	720.0	680.0	18800.0	6000.0	62.0	126.0	126.0	1.0	29.2
I-159	344.83	14.50	7300.0	730.0	690.0	19100.0	6100.0	63.0	128.0	128.0	1.0	29.2
I-160	350.40	14.50	7400.0	740.0	700.0	19400.0	6200.0	64.0	130.0	130.0	1.0	29.2
I-161	355.97	14.50	7500.0	750.0	710.0	19700.0	6300.0	65.0	132.0	132.0	1.0	29.2
I-162	361.54	14.50	7600.0	760.0	720.0	20000.0	6400.0	66.0	134.0	134.0	1.0	29.2
I-163	367.11	14.50	7700.0	770.0	730.0	20300.0	6500.0	67.0	136.0	136.0	1.0	29.2
I-164	372.68	14.50	7800.0	780.0	740.0	20600.0	6600.0	68.0	138.0	138.0	1.0	29.2
I-165	378.25	14.50	7900.0	790.0	750.0	20900.0	6700.0	69.0	140.0	140.0	1.0	29.2
I-166	383.82	14.50	8000.0	800.0	760.0	21200.0	6800.0	70.0	142.0	142.0	1.0	29.2
I-167	389.39	14.50	8100.0	810.0	770.0	21500.0	6900.0	71.0	144.0	144.0	1.0	29.2
I-168	394.96	14.50	8200.0	820.0	780.0	21800.0	7000.0	72.0	146.0	146.0	1.0	29.2
I-169	400.53	14.50	8300.0	830.0	790.0	22100.0	7100.0	73.0	148.0	148.0	1.0	29.2
I-170	406.10	14.50	8400.0	840.0	800.0	22400.0	7200.0	74.0	150.0	150.0	1.0	29.2
I-171	411.67	14.50	8500.0	850.0	810.0	22700.0	7300.0	75.0	152.0	152.0	1.0	29.2
I-172	417.24	14.50	8600.0	860.0	820.0	23000.0	7400.0	76.0	154.0	154.0	1.0	29.2
I-173	422.81	14.50	8700.0	870.0	830.0	23300.0	7500.0	77.0	156.0	156.0	1.0	29.2
I-174	428.38	14.50	8800.0	880.0	840.0	23600.0	7600.0	78.0	158.0	158.0	1.0	29.2
I-175	433.95	14.50	8900.0	890.0	850.0	23900.0	7700.0	79.0	160.0	160.0	1.0	29.2
I-176	439.52	14.50	9000.0	900.0	860.0	24200.0	7800.0	80.0	162.0	162.0	1.0	29.2
I-177	445.09	14.50	9100.0	910.0	870.0	24500.0	7900.0	81.0	164.0	164.0	1.0	29.2
I-178	450.66	14.50	9200.0	920.0	880.0	24800.0	8000.0	82.0	166.0	166.0	1.0	29.2
I-179	456.23	14.50	9300.0	930.0	890.0	25100.0	8100.0	83.0	168.0	168.0	1.0	29.2
I-180	4											

DETERMINACION DEL NUMERO Y TIPO DE CONECTORES QUE  
SEAN NECESARIOS EN CADA CASO PARA TRANSMITIR LOS ESFUER-  
LOS CONTACTOS ENTRE EL CONCRETO Y EL ACERO.-

C. L. Viga



Si se considera que:

$B$  es el ancho del patín de concreto.

$H$  es el espesor de la losa de concreto.

$F_{c1}$  es el esfuerzo máximo en el concreto.

$F_{c2}$  es el esfuerzo en la fibra inferior de la losa de concreto.

$F_s$  es el esfuerzo mínimo en el acero.

$D_1$  es la distancia del eje neutro a la fibra mas alejada en el concreto.

$D_2$  es la distancia del eje neutro a la fibra mas alejada en el acero.

$D$  es el paralte total de la sección "U" mixta.

La vanda dentro del comportamiento elástico de los materiales y de acuerdo con la hipótesis de Navier que:

$F_s/D_2 = 2n \cdot F_{c1}/D_1$  y también  $F_{c1}/D_1 = F_{c2}/D_1 - H$

Entonces:  $F_{c1} = D_1 \cdot F_s / (2n \cdot D_2)$  ; y  $F_{c2} = (D_1 - H) F_{c1}/D_1$

La fatiga media de compresión en el concreto será:

$$F_{cm} = \frac{F_{c1} + F_{c2}}{2} = \frac{F_{c1} + (D_1 - H) F_{c1}/D_1}{2}$$

$$F_{cm} = \frac{F_{c1}}{2} \left[ 1 + \frac{D_1 - H}{D_1} \right]$$

La expresión anterior en términos de la fatiga del ace ro queda:

$$F_{cm} = \frac{D_1 \cdot F_s}{D_2 \cdot 2n} \left[ 1 + \frac{D_1 - H}{D_1} \right]$$

La compresión total en el concreto "C" valdrá:

$$C = B \cdot H \frac{D_1 \cdot F_s}{D_2 \cdot 2n} \left[ 1 + \frac{D_1 - H}{D_1} \right] \dots\dots\dots (A)$$

Por otra parte:

$$\frac{M_{rt}}{F_s} = \frac{I}{D_2} \quad \text{De donde: } F_s = \frac{D_2 \cdot M_{rt}}{I}$$

En estas formulas:

"M<sub>rt</sub>" es el momento resistente de la sección "T" mixta.

"I" es el momento de inercia de la sección "T" mixta.

Sustituyendo este ultimo valor de F<sub>s</sub> en (A).

$$C = B \cdot H \frac{D_1 \cdot D_2 \cdot M_{rt}}{D_2 \cdot 2n \cdot I} \left[ 1 + \frac{D_1 - H}{D_1} \right]$$

Simplificando y ordenando en otra forma por comodidad, queda que:

$$C = \frac{B \cdot H}{2n} \left[ \frac{D_1 - H}{D_1} \right] \frac{M_{rt}}{I}$$

Si "Q" es el primer momento o momento estático del patin de concreto de la "T" con respecto al eje neutro, =

El valor de  $\sigma_0$  será precisamente el siguiente:

$$\sigma_0 = \frac{B-H}{2n} \left( D_1 - \frac{H}{2} \right)$$

Por tanto queda finalmente que:

$$\sigma_0 = \frac{D_1}{2} \text{ krt}$$

Esto quiere decir que la compresión máxima que sufrirá el patín de concreto y que tiene que transmitirse del patín a la viga de acero que constituye el núcleo, valdrá el momento resistente de la sección "T" multiplicado por el momento estático del patín con respecto al eje neutro y dividido por el momento de inercia de la sección "T".

En la siguiente hoja aparece un cuadro, por medio del cual se calculó el valor de  $\sigma_0$  para las diferentes vigas de acero.

Viga de Acero	Wt	Mt (Kg)	H <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>	H <sub>3</sub>	Q <sub>c</sub> /T <sub>c</sub>	Q
T-358	240	308,600	8.00	205	4,823	0.0321	15,616
T-376	309	390,088	9.00	236	5,538	0.0366	18,215
T-403	383	487,345	10.94	347	7,627	0.0426	20,482
T-429	492	612,300	12.11	379	10,232	0.0372	23,090
T-454	608	769,120	13.34	445	15,402	0.0332	25,535
T-485 E	846	1,070,198	14.69	570	20,970	0.0272	29,109
T-521 E	1305	1,652,050	19.47	772	27,362	0.0206	34,033
T-551 F	1753	2,217,545	21.39	874	45,805	0.0167	43,468

Q<sub>c</sub> y T<sub>c</sub> (D<sub>1</sub>-5) en centímetros cúbicos.

Q<sub>c</sub> y T<sub>c</sub> Mt en kilogramos

Como conectores se usarán ángulos de 2"x2"x3/8" de 30 centímetros de largo, que se remachará al patín superior de las vigas de acero. Considerando que el esfuerzo de ruptura del concreto ligero a base de escoria sea 13,290 Kg/cm<sup>2</sup>, de acuerdo con las especificaciones del Instituto Americano de Concreto el esfuerzo de resistencia que se puede aceptar es de 0.25 f<sub>c</sub> = 22 Kg/cm<sup>2</sup> aproximadamente. De acuerdo con lo anterior, la capacidad de carga de cada conector será 5.08 x 30 x 2283,360 kg.

Si se considera que el costo de la estructura sin conectores es de \$1.00 kg. y el costo de la estructura con conectores de \$1.01 kg. y se tiene en cuenta que los alambres ganguillos de las vigas, se les colocará en el orden siguiente:

y 10 metros, se puede hacer una comparación entre las vigas con conectores y sin conectores en diferentes claros, para determinar en que casos es más económico el uso de los mencionados conectores y en que casos o para que claros resultan antieconómicos.

En la hoja siguiente está un cuadro que se utilizó para determinar el número de conectores que son necesarios para cada viga de acero (el número de conectores necesario para cada viga es independiente del claro en el que vaya a trabajar). Se determinó también por medio de este cuadro el costo de las distintas vigas de acero con conectores utilizadas en diferentes claros (el costo que representan los conectores es proporcionalmente menor al ser mayor el claro de la viga).

A continuación aparece también la representación gráfica de los valores obtenidos en la tabla lo que facilita mucho su uso, pues rápidamente se ve en que casos y para que claros serán más económicos los conectores.

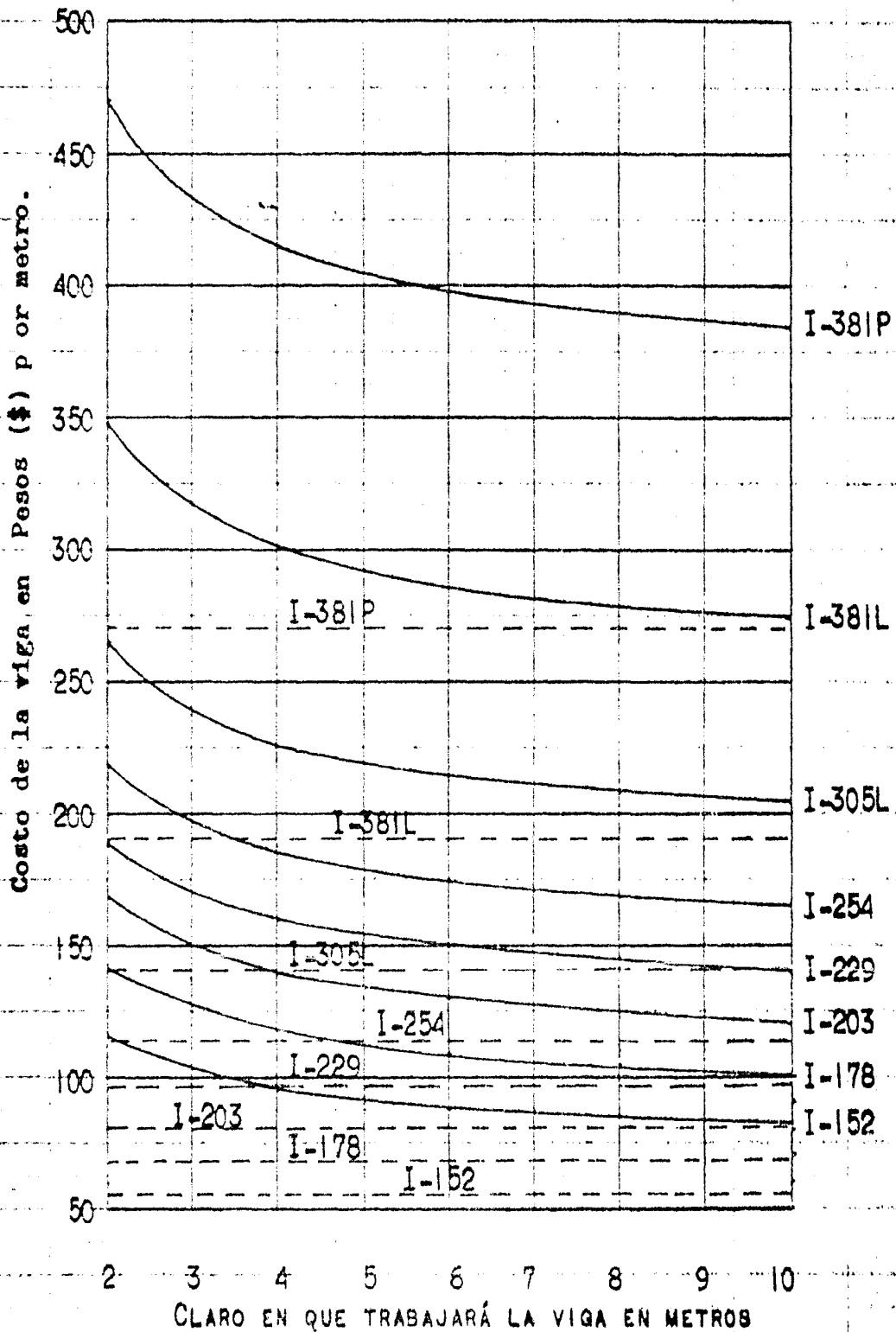
Código	Peso Kg/m	Costo C/m	C	N.º de Lon.	Peso Cm.	Peso en Kg/m y costo en C/m de vigas en conectores,									
						Peso 15.00	Peso 15.40	Peso 15.80	Peso 16.20	Peso 16.60	Peso 17.00	Peso 17.40	Peso 17.80	Peso 18.20	Peso 18.60
1-201	20.00	35.00	1.115	10	21.00	29.3	116.4	29.5	95.2	29.8	84.4	30.2	74.0	30.7	64.0
1-202	22.77	38.00	18.315	12	23.2	33.4	111.0	33.2	110.0	33.0	109.0	32.0	100.0	31.0	101.0
1-203	27.33	38.00	20.581	16	29.4	43.1	106.4	34.2	102.2	32.3	115.2	31.1	120.4	30.3	121.2
1-204	32.04	37.00	13.087	20	35.4	47.3	101.4	32.7	101.4	32.3	110.2	28.1	114.4	25.3	112.2
1-205	37.00	36.00	25.519	25	41.4	51.0	102.2	30.2	100.0	25.4	113.2	22.0	106.0	21.2	114.2
1-206	42.00	34.00	29.109	30	47.4	51.0	106.0	28.7	95.2	22.0	114.4	18.0	108.0	12.4	104.4
1-207	47.00	32.00	34.831	32	50.2	46.9	107.0	25.4	92.0	17.5	116.0	12.6	273.1	10.3	273.6
1-208	52.00	30.00	41.415	35	54.0	41.2	117.2	22.1	86.4	12.0	117.1	8.3	240.2	5.0	214.0

Número de Conectores = 273 / 3,160

Costo de la estructura de conectores 3.00 C/kg.

Costo de la estructura con conectores 1.00 C/kg.

COMPARACION DE COSTO ENTRE VIGAS CON Y SIN  
CONECTORES.



— CON CONECTORES

Utilizando los planos arquitectónicos y los pesos de los materiales de construcción y decoración indicados en las hojas 2 y 3, se elaboraron unas plantas (que no se incluyen en la tesis) en las que por medio de varios colores se indicaron las zonas en las que se localizarán las diferentes cargas de: piso, muros, cancelas, etc., que soportará el edificio. Se hizo una de estas plantas para cada piso.

Resuelta la posición de los elementos de la estructura y con la ayuda de las plantas mencionadas en el párrafo anterior, se determinaron las cargas que soportará cada viga en cada piso del edificio.

En las siguientes hojas aparece una serie de cálculos de vigas, que aclaran el método seguido al proyectar los emparillados de los pisos, para resistir los efectos de las cargas verticales.

Las mencionadas vigas se podrán localizar en las plantas estructurales de los diferentes pisos del edificio, por medio de los números que aparecen en los apoyos de cada tramo de las vigas contiguas y que corresponden a la numeración que se dió a las columnas de la estructura.

$W = 5.43$  Tons. Carga uniforme en todos estos claros de:  $1.35 \times 0.70 = 0.97$  Tons./metro

34	28	22	16	10	2	47
$W = 0.97 \times 3.45 = 3.35$	$W = 0.97 \times 3.45 = 3.35$	$W = 0.97 \times 3.45 = 3.35$	$W = 0.97 \times 3.30 = 3.20$	$W = 0.97 \times 3.30 = 3.20$	$W = 0.97 \times 6.00 = 5.82$	$W = 0.7 \frac{4.65 \times 3.60}{4} = 2.92$
3.35	3.35	3.48	3.48	3.30	6.00	3.60

$W = 5.43 \times 1.71$

$M = 3.35$	$M = 3.35 \times 3.45 / 8 = 6.72$	$M = \frac{3.35 \times 3.45}{8}$	$M = \frac{3.20 \times 3.30}{8}$	$M = \frac{5.82 \times 6.00}{8}$	$M = \frac{2.92 \times 3.60}{6}$
		$M = 6.72$	$M = 3.35$	$M = 4.36$	$M = 1.75$

5.03	4.11	4.11	4.11	4.11	4.02	4.02	2.91	2.91	1.46	Reacciones
-0.02	-0.02	0.00	0.00	-0.02	-0.19	-0.19	-0.18	-0.18	-0.19	Correc. de Reac
<u>-0.02</u>	<u>-0.02</u>	<u>0.00</u>	<u>0.00</u>	<u>-0.02</u>	<u>-0.19</u>	<u>-0.19</u>	<u>-0.18</u>	<u>-0.18</u>	<u>-0.19</u>	Reacc. Correg.
4.11	4.11	4.11	4.13	4.09	4.21	3.83	3.09	2.73	1.65	
									1.27	

$M = 3.35$   
 $-M = 1.4 \times 3.72 = 5.21$   
 $S = 275$   
 $-M = 0.4 \times 3.35 = 1.34$   
 $S = 264$   
 $-M = 0.4 \times 4.36 = 1.75$   
 $S = 138$   
 $-M = 0.4 \times 4.36 = 1.75 = 0.70$ ,  $S = 55$

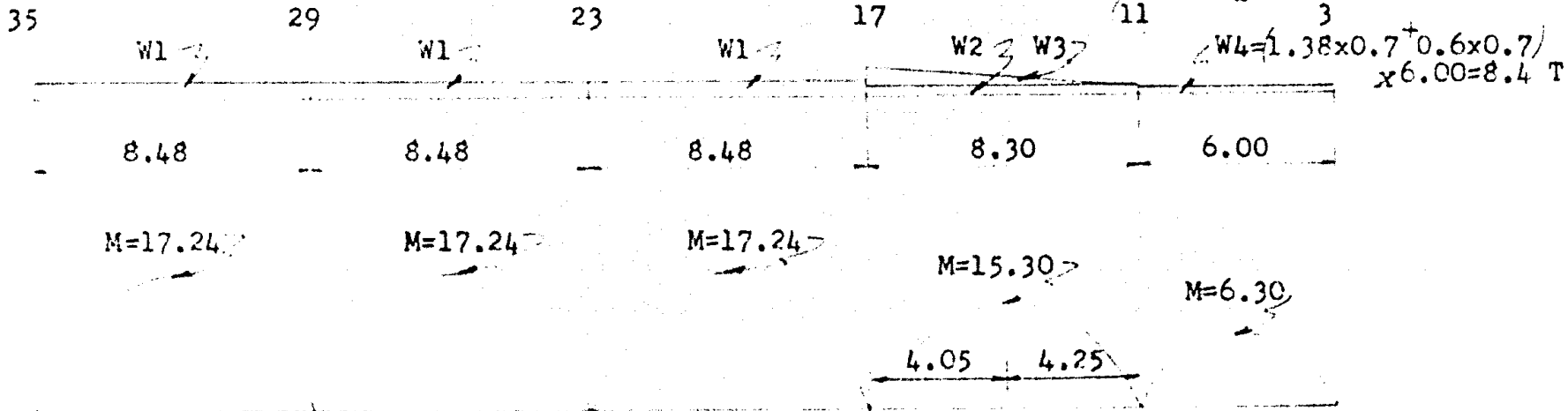
4.23	4.21	4.24	4.24	4.26	4.22	4.34	3.96	3.19	2.81	1.60
-M=5.01	-M=5.22	-M=5.22	-M=5.30	-M=5.30	-M=5.30	+M=5.81	+M=3.16	+M=3.16	+M=1.40	
S=338	S=412	S=412	S=419	S=419	S=419	S=459	S=250	S=250	S=111	
I-229 C	I-229 C	I-229 C	I-229 C	I-229 C	I-229 C	I-229 C	I-175 C	I-175 C	I-132	Perfil Viga

Nota.- La "C" despues del tamaño de la viga indica que esta llevará conectores.

VIGA CONTINUA: 34-28-22-16-10-2-47. de la

PLANTA TIPO

$W1 = 2.75 \times 0.7 \times 8.48 = 16.3$  Tons.,  $W2 = 1.38 \times 0.7 + 0.6 \times 0.9$ ,  $8.30 = 12.5$  Tons.,  $W3 = \frac{8.3 \times 0.6 \times 0.9}{2} = 2.24$  Tons.



8.14	8.14	8.14	8.14	8.14	8.14	7.72	6.97	4.20	4.20	Reacciones
-0.81	+0.81	0.00	0.00	+0.09	-0.09	+0.43	-0.43	+0.42	-0.42	Correc. de R.
7.33	8.95	8.14	8.14	8.23	8.05	8.15	6.54	4.62	3.78	Reacc. Correg.

$+M = 14.00$   $S = 1106$      
  $+M = 16.34$   $S = 817$      
  $+M = 10.76$   $S = 850$      
  $+M = 10.98$   $S = 867$      
  $+M = 5.10$   $S = 403$

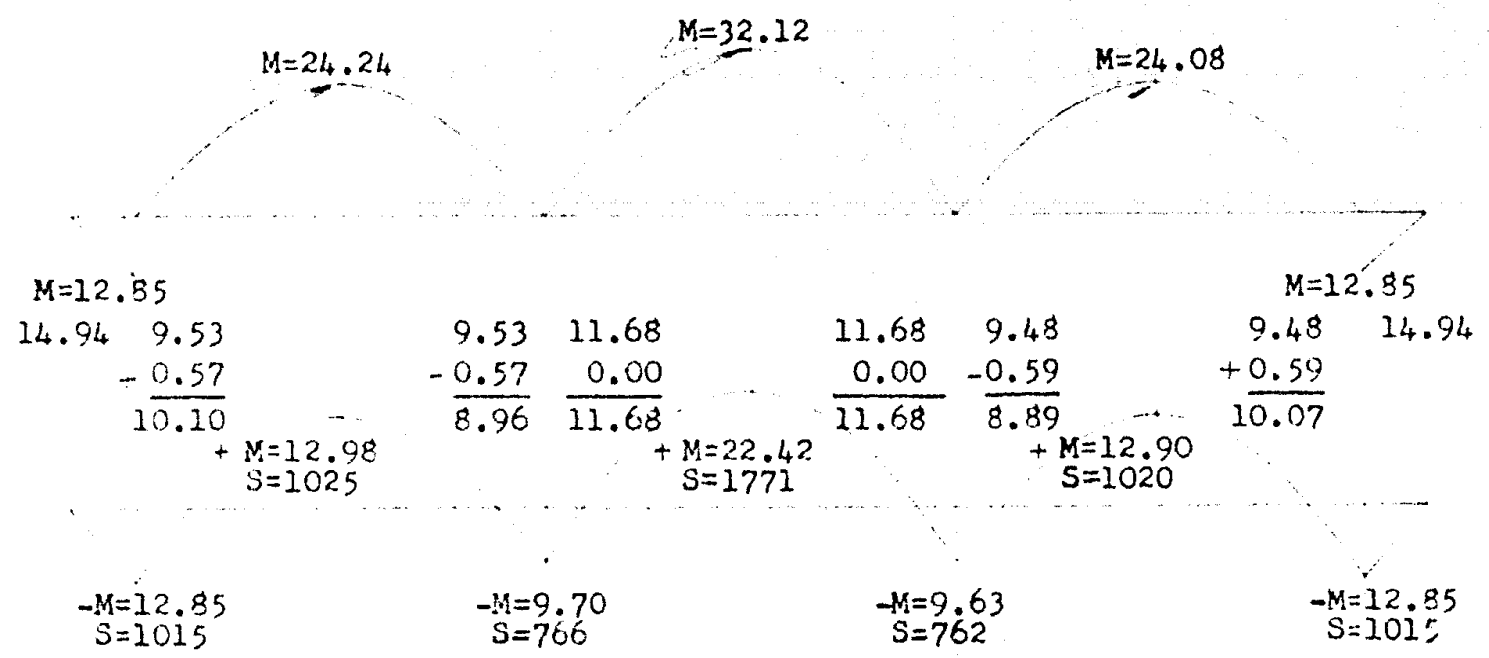
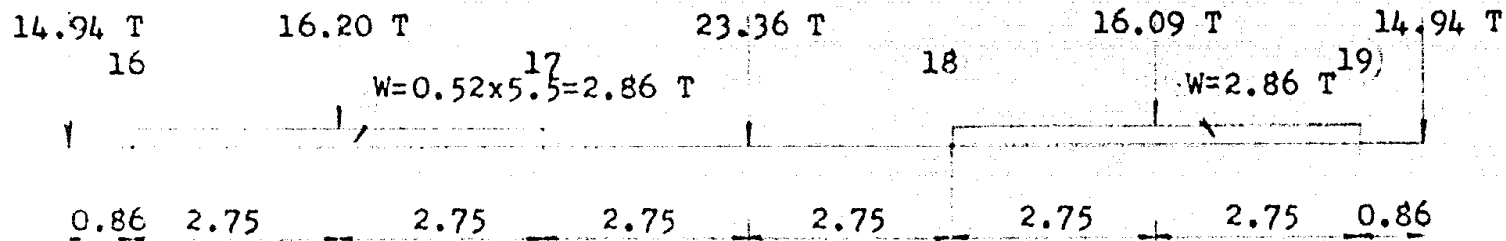
$-M = 0.4 \times 17.24 = 6.90$      
  $-M = 6.90$      
  $-M = 0.4 \times 15.30 = 6.12$      
  $-M = 0.4 \times 6.30 = 2.52$

3.82    4.66    4.24    4.24    4.29    4.19    4.29    4.01    3.30    2.70  
 $S = 545$                        $S = 545$                        $S = 483$                        $S = 199$

I-381 Liv C   
 I-305 Liv C   
 I-305 Liv C   
 I-305 Liv C   
 I-203 C   
 Perfil Viga

PLANTA TIPO.

VIGA CONTINUA PARALELA A: 35-29-23-17-11 etc.  
 entre columnas: 34-35, 28-29, 22-23 etc.



M=12.85						M=12.85	
14.94	9.53	9.53	11.68	11.68	9.48	9.48	14.94
-0.57		-0.57	0.00	0.00	-0.59	+0.59	
10.10		8.96	11.68	11.68	8.89	10.07	
+ M=12.98			+ M=22.42		+ M=12.90		
S=1025			S=1771		S=1020		
-M=12.85		-M=9.70		-M=9.63		-M=12.85	
S=1015		S=766		S=762		S=1015	

Reacciones  
Correc. Reac.  
Reacc. Correg.

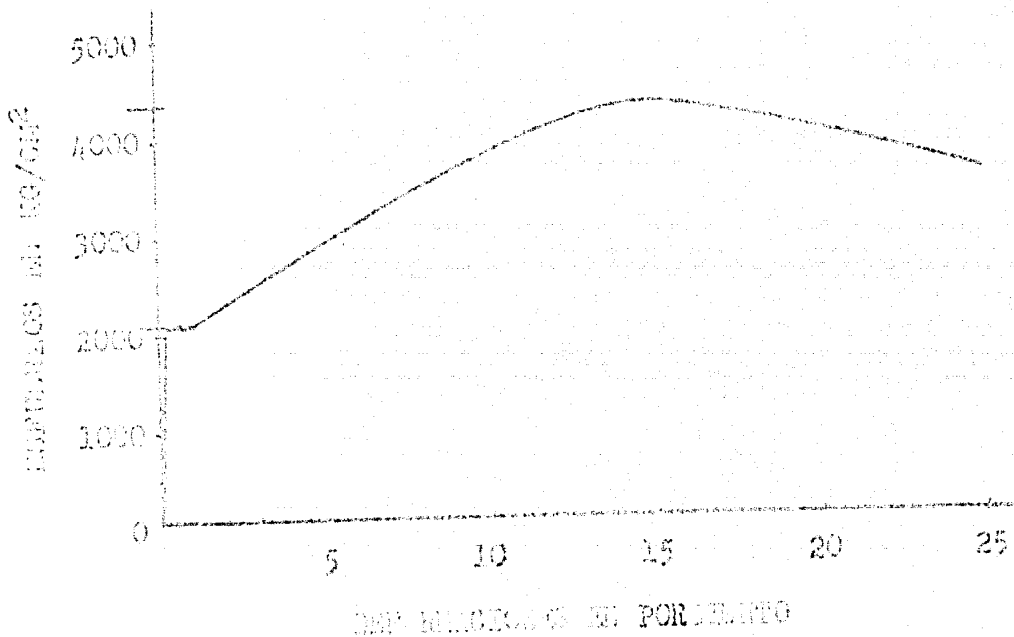
I-381 Pes    I-381 Liv C    I-381 Pes C    I-381 Liv C    I-381 Pes

PLANTA TIPO.

VIGA CONTINUA: 16-17-18-19

El empleo del material de diseño plástico se justifica por la mayor ductilidad del acero estructural.

A continuación se encuentra una gráfica esfuerzo-deformación de este material, en la que se puede apreciar la amplitud de la ductilidad antes mencionada.



De acuerdo con la gráfica anterior, el esfuerzo correspondiente al límite elástico o límite inferior de fluencia, es de  $2,100 \text{ kg/cm}^2$  aprox. y la deformación correspondiente es de tan solo  $0,2\%$ . La resistencia máxima se acerca al doble del valor que corresponde al límite plástico, es sea  $4,500 \text{ kg/cm}^2$  aprox., y el porcentaje de elongación al llegar el material a la ruptura es de  $23\%$ . Es decir, que de acuerdo con el criterio de diseño elástico, se aprovechan en parte solamente las cualidades del material.

Una articulación plástica, es una sección dentro del claro de una viga, que por estar sujeta en sus fibras extremas principalmente, a esfuerzos de trabajo muy elevados, sufre una deformación de determinada magnitud (acortándose las fibras sujetas a compresión y alargándose las que están sujetas a tensión) produciéndose un cierto giro lo que aproxima en cierta forma, a estos puntos críticos de la viga, a una articulación corriente colocada intencionalmente.

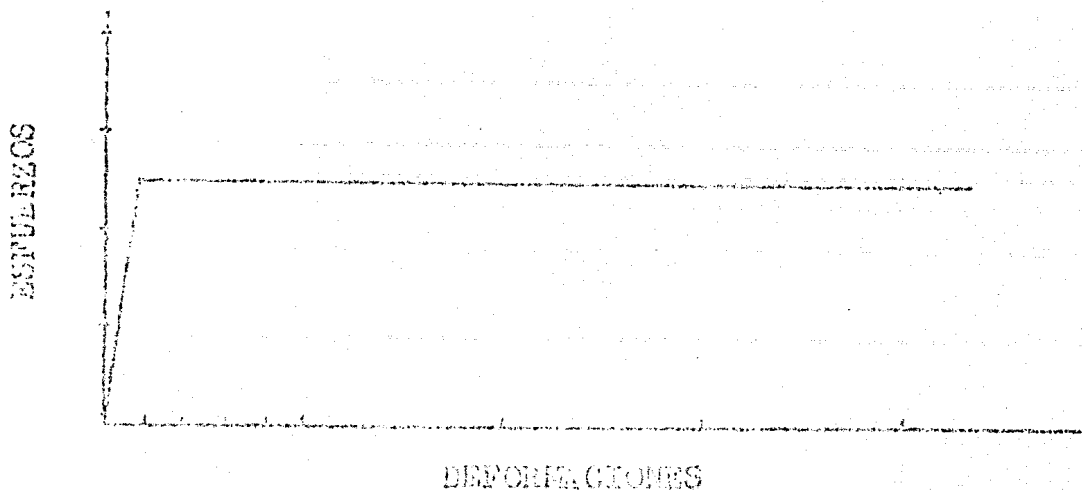
La formación de las citadas articulaciones plásticas se debe a la ductilidad del material, cualidad que se mencionó más atrás, y estas articulaciones plásticas producen una redistribución en los momentos flectores, favoreciendo el mejor aprovechamiento del material, pues permiten que los diferentes tramos de una viga continua o los diferentes elementos de cualquier otro tipo de estructura continua, almacenen la mayor cantidad de energía que están en posibilidad de almacenar en conjunto.

De hecho independientemente del criterio de cálculo empleado para el diseño de cualquier tipo de estructura continua (criterio clásico o criterio plástico) en la práctica ocurren siempre estas redistribuciones en el almacenamiento de la energía entre los diferentes elementos que forman la estructura. Estas redistribuciones pueden ser causadas por una diversidad muy grande de factores tales como: falta de homogeneidad del material, determina-

dos movimientos o deformaciones de los sistemas de conexión entre los diferentes elementos, distribución de cargas en forma irregular o diferente a la supuesta en los cálculos, pequeñas diferencias de nivel entre los puntos de apoyo de la estructura, deformación de las piezas durante el montaje de la estructura, etc.

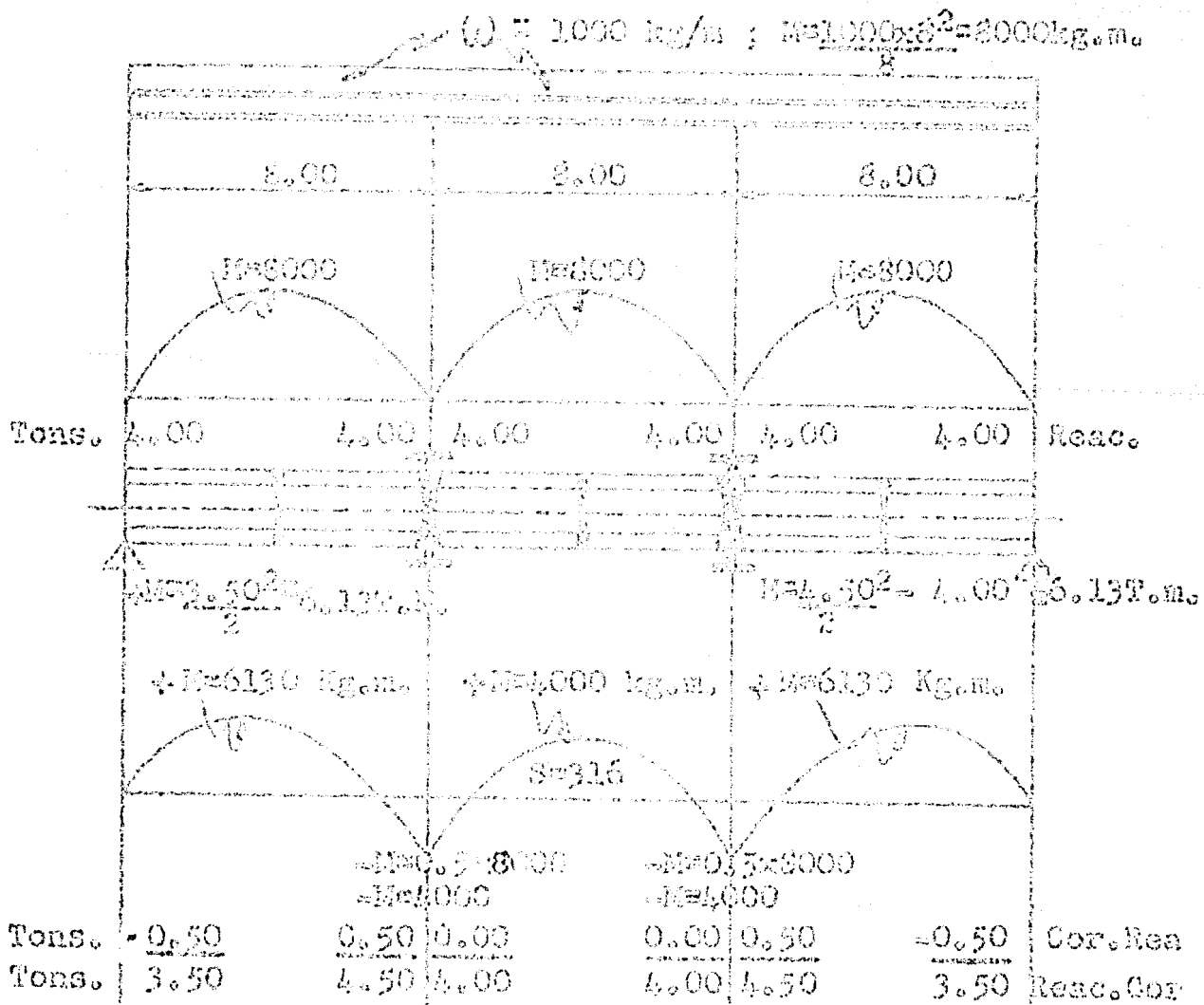
Toda la serie de factores mencionada en el párrafo anterior, que fuera de los análisis elásticos de las estructuras, que están basados en una serie de hipótesis, que no son más que relativamente ciertos dentro del terreno de la práctica. Los argumentos mencionados, justifican el criterio de análisis plástico, que es en general más racional, por estar de acuerdo con los fenómenos que efectivamente ocurren en un gran número de casos, dentro de la estructura, durante la erección y durante la vida de la misma.

Por facilidad para el desarrollo que sigue, se idealizará la curva real esfuerzo-deformación de la hoja 26, en la siguiente forma.



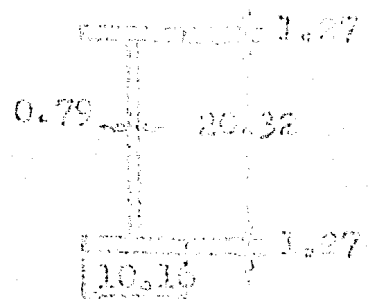
La gráfica de la hoja anterior representa lo siguiente: antes del límite de fluencia, se encuentra la zona elástica del material, en la que se cumple rigurosamente la ley de Hooke. Después del límite de fluencia se encuentra la zona plástica, con deformaciones muy amplias sin ningún incremento de carga.

Como ejemplo de aplicación del criterio de diseño plástico, se analizará una viga continua de tres claros iguales y cargada uniformemente.



Diseño del perfil de acero para el tramo central. Ig  
ra facilitar los cálculos que siguen, se proyectará una  
sección soldada, "H" (de lados rectos).

2PL 4"x 1/2" y 131-1/2"x5/16"



La sección indicada en el di.  
bajo tiene las siguientes ca  
racterísticas mecánicas:

$$I = 3.565 \text{ cm}^4$$

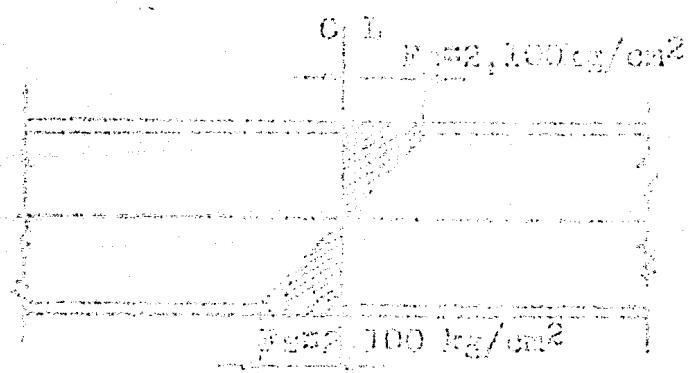
$$S = 128 \text{ cm}^3$$

Considerando por lo pronto

que no existe esparcimiento en el cruce central, la sec  
ción proyectada, soportando el momento positivo total de  
8,600 kg. m., estará sujeta a los siguientes esfuerzos, e  
si se cumple la hipótesis de Navier.

$$P_s = 800,000/312 = 2,560 \text{ kg/cm}^2$$

Como este valor es superior al límite plástico consi  
derado para el material en este caso (2,100 kg/cm<sup>2</sup>) la sec  
ción no podrá cumplir al deformarse, la hipótesis de Nav  
ier, sino que la distribución de los esfuerzos será la  
siguiente.



En forma aproximada y por facilidad para estos cálcu  
los, se supondrá:

que el esfuerzo de 2,100 kg/cm<sup>2</sup> se extiende a todo el

espesor de los patines, como se indica en la figura de la hoja anterior. Entonces el alce, por tener esfuerzos inferiores a  $2,100 \text{ kg/cm}^2$ , tendrá una distribución lineal de los mismos, de acuerdo con la hipótesis de Navier.

De acuerdo con lo mencionado en el párrafo anterior, el momento resistente de la viga será:

Momento resistente de los patines:

$$10.16 \times 1.27 \times 2,100 (21.36 - 1.27) = 584,871$$

Momento resistente del alce:

$$20.32 \times 9.79 \times \frac{2,100}{2} = \frac{2}{3} \times 20.32 = 226,333$$

Momento resistente total:

$$\underline{\underline{811,204}}$$

Valor mayor, pero muy cercano, al del momento elástico de  $800,000 \text{ kg.cm}$  que se tiene. Ha de decir que en este caso, solamente una pequeña fracción de los patines, no estará sujeta al esfuerzo de  $2,100 \text{ kg/cm}^2$ , sino a un esfuerzo ligeramente menor.

El momento resistente plástico máximo de la sección será:

Momento resistente de los patines:

(el mismo calculado más arriba)

$$584,871$$

Momento resistente del alce:

$$\frac{20.32^2 \times 9.79 \times 2,100}{2} =$$

Momento resistente plástico máximo

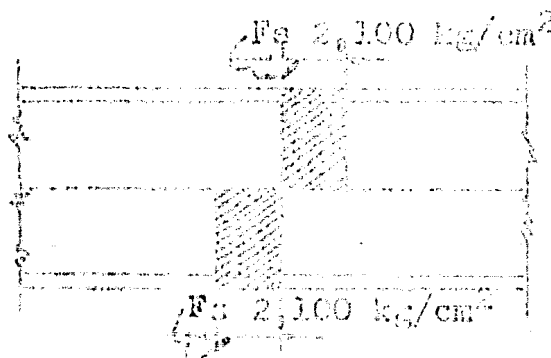
$$\frac{342,499}{927,370}$$

Coefficiente de seguridad:

$$\frac{927,370}{800,000} = 1.16 \text{ Aprox.}$$

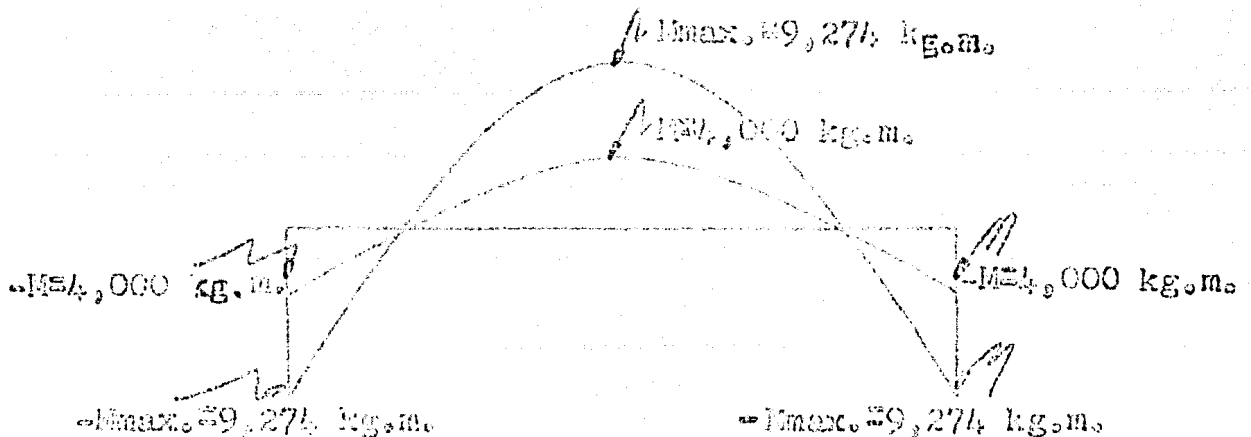
Es decir que si la viga recibiera la carga total considerada, sin estar empotrada, tendría todavía una reserva de capacidad de carga de 16 %, antes de la falla.

La distribución de esfuerzos en la sección, para el momento plástico máximo que puede resistir la viga y que se calculó en la hoja anterior será la siguiente.



El coeficiente de seguridad de la viga considerada, con respecto a la falla y en las condiciones reales de carga y empotramiento será, de acuerdo con el dibujo que sigue.

$$\text{Coeficiente de seguridad} = \frac{9,274}{4,000} = 1 \text{ a } 132\%$$



Cálculo elástico de la viga continua que se está estudiando. Se utilizó el método de Gauss y se consideró el mismo momento de inercia para las vigas de los tres claros.

(2)  $\approx 1000 \text{ kg./m.}$ ;  $\text{Momp} = \frac{1000 \times 6^2}{12} = 5333 \text{ kg.m.}$

$L = 8,00 \text{ m.}$

0,00	0,5	0,5	0,5	0,5	0,0
5,333	-5,333	5,333	-5,333	5,333	-5,333
-5,333	0	0	0	0	5,333
0	-2,666	0	0	2,666	0
0	1,333	1,333	-1,333	-1,333	0
666	0	-666	666	0	-666
-666	333	333	-333	-333	666
166	-333	-167	167	333	-166
-166	250	250	-250	-250	166
125	-83	-125	125	83	-125
-125	109	109	-109	-109	125
54	-82	-54	54	82	-54
-54	58	58	-58	-58	54
29	-27	-29	29	27	-29
-29	28	28	-28	-28	29
14	-14	-14	14	14	-14
-14	14	14	-14	-14	14
0	-6,393	6,404	-6,404	6,393	0
	-6,400		-6,400		
4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000
-800	800	0	0	800	-800
3,200	4,800	4,000	4,000	4,800	3,200
3,200	8,600		8,600		3,200

$\frac{4 \times 3,200}{1,000} = 3,200 \text{ m.}; \frac{4 \times 8,000 \times 6,400}{1,000} = 1,600 \text{ kg.m.}$

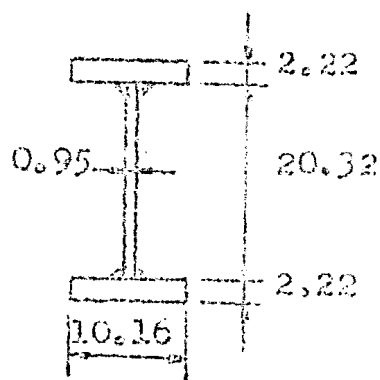
$\frac{4 \times 3,200 \times 3,200}{2} = 5,120 \text{ kg.m.}$

$\frac{4 \times 8,600}{1,000} = 5,120 \text{ kg.m.}$

$\frac{4 \times 640,000}{1,000} = 505 \text{ cm}^3$

El tramo central de la viga, elásticamente calculada, tiene un momento negativo de 6,400 kg.m. y un momento positivo de tan solo 1,600 kg.m. Entonces si la sección se diseña (como siempre se hace) para resistir el momento máximo (en este caso 6,400 kg.m.). Estará trabajando económicamente tan solo en dos puntos del claro (los extremos) y con mucho exceso de material prácticamente en todo el claro, pues generalmente la sección de la viga es constante a lo largo del claro, y así se supuso al calcular los momentos negativos en la hoja anterior.

La sección necesaria en este caso (conservando el paralte de 8") será:



2 Pls.-4"x7/8" y 1 Pl.-8"x3/8"

La sección indicada tiene las siguientes características mecánicas:

$$I = 6,410 \text{ cm}^4$$

$$S = 518 \text{ cm}^3$$

Es decir que su peso será:

$$\frac{50.60}{32.89} = 1.54; \text{ 54\% mayor que}$$

el peso de la sección obtenida anteriormente.

Con todo lo anterior se ha tratado de aclarar, que el hecho de utilizar el criterio de diseño plástico límite, no quiere decir que la estructura estará en riesgo de sufrir un colapso, sino que al contrario tendrá un coeficiente de seguridad suficiente; lográndose en cambio una apre-

ciable economía en material y en el trabajo de hacer los cálculos, facilitando este último, el que se puedan hacer varios estudios sobre un mismo problema, llegándose a la mejor solución posible.

Por otra parte, debe tenerse cuidado al utilizar el criterio de diseño plástico límite, existiendo también algunos casos, para los que este método de cálculo no es el adecuado, por ejemplo, cuando el elemento de la estructura que se está estudiando, va a estar sujeto a esfuerzos alternados de signos contrarios.

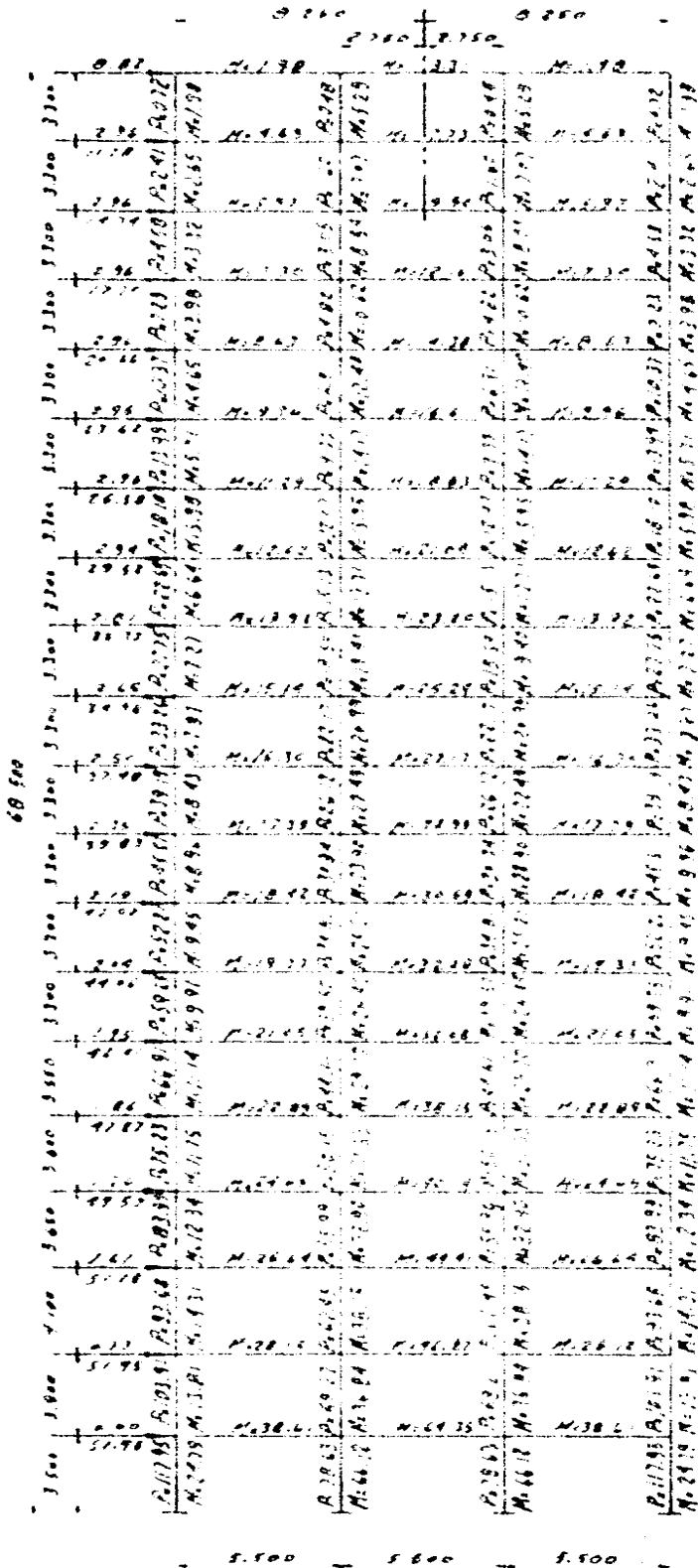
Determinación de los esfuerzos producidos en la estructura por el viento. - Como se dijo en las primeras hojas, la presión del viento se estimó en  $40 \text{ kg./m}^2$  al nivel de la banqueta, creciendo linealmente, hasta una altura de 38 metros, en donde valdrá  $100 \text{ kg./m}^2$ , conservando este último valor hasta la azotea del edificio.

En la siguiente hoja se dibujó la planta lateral del edificio, en la cual está representada la distribución de presiones antes mencionada, así como las cargas concentradas, que producirán dichas presiones en los nudos de la estructura. Estas concentraciones son iguales en el sentido horizontal, debido, como se indicó también en las primeras hojas, a la rigidez de piso proporcionada por las losas de los sistemas de piso.

A continuación sigue el cálculo de los marcos, empleando el método del "Cansilover", que dada la regularidad de claros y entrepisos y la simetría de cargas que se tiene en este caso, dará resultados suficientemente aproximados, para el criterio general de diseño de la estructura, que se ha utilizado.

El procedimiento de aplicación usado al utilizar el método del "Cansilover" mencionado, no es más que una mecanización, para facilitar los cálculos y evitar errores aritméticos.





Planta Baja  
Pent House

Nivel de  
Banqueta

Cálculo del marea paralelo a la fachada.

Longitud de las crujeas: 5.50 - 5.50 - 5.50 metros.

Suma de las crujeas: 16.50 metros.

Se consideran las columnas interiores del doble de área que las columnas exteriores, bronceas al eje de gravedad del marea estará en el centro.

Incrementos de carga en las columnas:

$$T_a = \frac{0.50 \times 2.25}{0.50 \times 2.25} \text{ Cd} = 1.00000 \text{ Cd}$$

$$\Sigma T = 1.66667 \text{ Cd}$$

$$T_b = \frac{1.00 \times 2.75}{0.50 \times 2.25} \text{ Cd} = 0.66667 \text{ Cd}$$

$$C_c = \frac{1.00 \times 2.75}{0.50 \times 2.25} \text{ Cd} = 0.66667 \text{ Cd}$$

$$\Sigma C = 0.66667 \text{ Cd}$$

$$C_d = \frac{0.50 \times 2.25}{0.50 \times 2.25} \text{ Cd} = 1.00000 \text{ Cd}$$

Tomando momentos con respecto al punto medio de la columna.

Columna 100.

$$M_{100} = 3.62 \times 1.65 = 5.97300$$

$$1.00000 \text{ Cd} \times 16.50 + 0.66667 \text{ Cd} \times 11.00 - 0.66667 \text{ Cd} \times 5.50 =$$

$$= 14.55300$$

$$C_d = (16.50000 + 7.33337 - 3.66667) = 14.55300$$

$$C_d = \frac{14.55300}{20.16667} = 0.72163$$

$$\Sigma C = 1.20272$$

$$C_c = 0.66667 \times 0.72163 = 0.48109$$

$$T_b = 0.66667 \times 0.72163 = 0.48109$$

$$\Sigma T = 1.20272$$

$$T_a = 1.00000 \times 0.72163 = 0.72163$$

Cálculo de la constante "K"

$$T_a = 0.72163 \quad M_{100} = 0.04959 \text{ Mts}$$

$$T_b = 0.48109$$

$$M_{100} = 0.08265 \text{ Mts}$$

$$T_c = 0.48109 \quad M_{100} = 0.03306 \text{ Mts}$$

$$C_c = \frac{0.48109}{14.55300} \quad H_c = 0.033061175$$

$$C_d = \frac{0.72163}{14.55300} \quad H_c = 0.04959136$$

$$\Sigma C = 0.08265415$$

Fuerzas cortante en trabes:

$$V_{ab} = 0.72163 \quad ; \quad V_{bc} = 0.72163 + 0.48109 = 1.20272$$

$$V_{cd} = 0.72163 + 0.48109 - 0.48109 = 0.72163$$

Fuerzas cortantes en columnas:

$$1.65 \quad H_a = 0.72163 \frac{5.50}{2} \quad ; \quad y \quad H_c = \frac{1.98448}{1.65} = 1.20272$$

$$1.65 \quad H_b = 0.72163 \frac{5.50}{2} + 1.20272 \frac{5.50}{2}$$

$$y \quad H_b = \frac{5.29196}{1.65} = 3.20728$$

$$1.65 \quad H_c = 1.20272 \frac{5.50}{2} + 0.72163 \frac{5.50}{2}$$

$$y \quad H_c = \frac{5.29196}{1.65} = 3.20728$$

$$1.65 \quad H_d = 0.72163 \frac{5.50}{2} \quad ; \quad y \quad H_d = \frac{1.98448}{1.65} = 1.20272$$

$$\Sigma H = 8.82000$$

$$H_a = \frac{1.20272}{8.82} \quad \Sigma F_c = 0.13636 \quad \Sigma F_s$$

$$H_b = \frac{3.20728}{8.82} \quad \Sigma F_c = 0.36364 \quad \Sigma F_s$$

$$H_c = \frac{3.20728}{8.82} \quad \Sigma F_c = 0.36364 \quad \Sigma F_s$$

$$H_d = \frac{1.20272}{8.82} \quad \Sigma F_c = 0.13636 \quad \Sigma F_s$$

$$\Sigma H = 1.00000 \quad \Sigma F_c$$

Cálculo de la constante "g":

Momentos en las columnas arriba del sexto piso:

$$M_a = 0.13636 \sum P_n \times 1.65 = 0.22499 \sum P_n$$

$$M_b = 0.36364 \sum P_n \times 1.65 = 0.60031 \sum P_n$$

$$M_c = 0.36364 \sum P_n \times 1.65 = 0.60031 \sum P_n$$

$$M_d = 0.13636 \sum P_n \times 1.65 = 0.22499 \sum P_n$$

$$M = 1.65000 \sum P_n$$

Momentos en las columnas arriba del quinto piso:

$$M_a = 0.13636 \sum P_n \times 1.775 = 0.24204 \sum P_n$$

$$M_b = 0.36364 \sum P_n \times 1.775 = 0.64516 \sum P_n$$

$$M_c = 0.36364 \sum P_n \times 1.775 = 0.64516 \sum P_n$$

$$M_d = 0.13636 \sum P_n \times 1.775 = 0.24204 \sum P_n$$

$$M = 1.77500 \sum P_n$$

Momentos en las columnas arriba del cuarto piso:

$$M_a = 0.13636 \sum P_n \times 1.80 = 0.24545 \sum P_n$$

$$M_b = 0.36364 \sum P_n \times 1.80 = 0.65455 \sum P_n$$

$$M_c = 0.36364 \sum P_n \times 1.80 = 0.65455 \sum P_n$$

$$M_d = 0.13636 \sum P_n \times 1.80 = 0.24545 \sum P_n$$

$$M = 1.80000 \sum P_n$$

Momentos en las columnas arriba del tercer piso:

$$M_a = 0.13636 \sum P_n \times 1.825 = 0.24886 \sum P_n$$

$$M_b = 0.36364 \sum P_n \times 1.825 = 0.66364 \sum P_n$$

$$M_c = 0.36364 \sum P_n \times 1.825 = 0.66364 \sum P_n$$

$$M_d = 0.13636 \sum P_n \times 1.825 = 0.24886 \sum P_n$$

$$M = 1.82500 \sum P_n$$

(42)

Momentos en las columnas arriba del segundo piso:

$$M_a = 0.13636 \sum P_s \times 2.05 = 0.27954 \sum P_s$$

$$M_b = 0.36364 \sum P_s \times 2.05 = 0.74546 \sum P_s$$

$$M_c = 0.36364 \sum P_s \times 2.05 = 0.74546 \sum P_s$$

$$M_d = 0.13636 \sum P_s \times 2.05 = 0.27954 \sum P_s$$

---

$$M = 2.05000 \sum P_s$$

Momentos en las columnas arriba del primer piso:

$$M_a = 0.13636 \sum P_s \times 1.95 = 0.26590 \sum P_s$$

$$M_b = 0.36364 \sum P_s \times 1.95 = 0.70910 \sum P_s$$

$$M_c = 0.36364 \sum P_s \times 1.95 = 0.70910 \sum P_s$$

$$M_d = 0.13636 \sum P_s \times 1.95 = 0.26590 \sum P_s$$

---

$$M = 1.95000 \sum P_s$$

Momentos en las columnas abajo del primer piso:

$$M_a = 0.13636 \sum P_s \times 3.50 = 0.47726 \sum P_s$$

$$M_b = 0.36364 \sum P_s \times 3.50 = 1.27274 \sum P_s$$

$$M_c = 0.36364 \sum P_s \times 3.50 = 1.27274 \sum P_s$$

$$M_d = 0.13636 \sum P_s \times 3.50 = 0.47726 \sum P_s$$

---

$$M = 3.50000 \sum P_s$$

Cálculo de la constante "Q":

$$Q_{ab} = 0.04959 \frac{5.50}{2} = 0.13636$$

$$Q_{bc} = (0.04959 + 0.03306) \frac{5.50}{2} = 0.22726$$

$$Q_{cd} = (0.04959 + 0.03306 - 0.03306) \frac{5.50}{2} = 0.13636$$

Suma de las constantes "Q" = 0.50000

Momentos de las fuerzas horizontales.

$M_{20} = 3.82 \times 1.65 = 6.303$   $\Delta M$   
 $8.82 \times 3.30 = 29.11$   $\dagger$   
 $2.96 \times 1.65 = 4.88$   $= 33.99 \Delta M$   
 $M_{19} = 48.54 \text{ m}^2$   
 $11.78 \times 3.30 = 38.87$   $\dagger$   
 $2.96 \times 1.65 = 4.88$   $= 43.75 \Delta M$   
 $M_{18} = 92.29 \text{ m}^2$   
 $14.74 \times 3.30 = 48.64$   $\dagger$   
 $2.96 \times 1.65 = 4.88$   $= 53.52 \Delta M$   
 $M_{17} = 145.81 \text{ m}^2$   
 $17.70 \times 3.30 = 58.41$   $\dagger$   
 $2.96 \times 1.65 = 4.88$   $= 63.29 \Delta M$   
 $M_{16} = 209.10 \text{ m}^2$   
 $20.66 \times 3.30 = 68.18$   $\dagger$   
 $2.96 \times 1.65 = 4.88$   $= 73.06 \Delta M$   
 $M_{15} = 282.16 \text{ m}^2$   
 $23.62 \times 3.30 = 77.95$   $\dagger$   
 $2.96 \times 1.65 = 4.88$   $= 82.83 \Delta M$   
 $M_{14} = 364.99 \text{ m}^2$   
 $26.58 \times 3.30 = 87.71$   $\dagger$   
 $2.96 \times 1.65 = 4.88$   $= 92.59 \Delta M$   
 $M_{13} = 457.58 \text{ m}^2$   
 $29.52 \times 3.30 = 97.42$   $\dagger$   
 $2.81 \times 1.65 = 4.64$   $= 102.06 \Delta M$   
 $M_{12} = 559.64 \text{ m}^2$   
 $32.33 \times 3.30 = 106.69$   $\dagger$   
 $2.59 \times 1.65 = 4.27$   $= 111.06 \Delta M$   
 $M_{11} = 670.67 \text{ m}^2$   
 $34.98 \times 3.30 = 115.43$   $\dagger$   
 $2.50 \times 1.65 = 4.12$   $= 119.55 \Delta M$   
 $M_{10} = 790.22 \text{ m}^2$   
 $37.48 \times 3.30 = 123.60$   $\dagger$   
 $2.35 \times 1.65 = 3.88$   $= 127.56 \Delta M$   
 $M_9 = 927.76 \text{ m}^2$

$39.83 \times 3.30 = 131.44$   $\dagger$   
 $2.10 \times 1.65 = 3.47$   $= 135.05 \Delta M$   
 $M_8 = 1052.83 \text{ m}^2$   
 $42.02 \times 3.30 = 138.67$   $\dagger$   
 $2.04 \times 1.65 = 3.37$   $= 142.04 \Delta M$   
 $M_7 = 1194.87 \text{ m}^2$   
 $44.06 \times 3.30 = 145.40$   $\dagger$   
 $1.95 \times 1.77 = 3.45$   $= 154.36 \Delta M$   
 $M_6 = 1349.23 \text{ m}^2$   
 $46.01 \times 3.57 = 164.45$   $\dagger$   
 $1.86 \times 1.80 = 3.35$   $= 167.80 \Delta M$   
 $M_5 = 1517.07 \text{ m}^2$   
 $47.87 \times 3.62 = 173.49$   $\dagger$   
 $1.70 \times 1.82 = 3.10$   $= 176.63 \Delta M$   
 $M_4 = 1693.70 \text{ m}^2$   
 $49.57 \times 3.87 = 192.08$   $\dagger$   
 $1.61 \times 2.05 = 3.30$   $= 195.38 \Delta M$   
 $M_3 = 1889.08 \text{ m}^2$   
 $51.18 \times 4.00 = 204.72$   $\dagger$   
 $0.77 \times 1.95 = 1.50$   $= 206.22 \Delta M$   
 $M_2 = 2095.30 \text{ m}^2$   
 $51.95 \times 5.45 = 283.13$   $= 283.13 \Delta M$   
 $M_1 = 2378.43 \text{ m}^2$

Con las constantes calculadas en las hojas anteriores y las fuerzas cortantes y momentos de las fuerzas anteriores horizontales obtenidas, se determinaron los momentos flexionantes en vigas y columnas y los incrementos de carga axial en las columnas, producidos en la estructura por la presión horizontal del viento.

El procedimiento seguido es el siguiente:

1.- Momentos flexionantes en las trabes. Se obtienen multiplicando la constante "C" por "V<sub>1</sub>H".

2.- Momentos flexionantes en las columnas. Se obtienen multiplicando la constante "C" por "V<sub>2</sub>H<sub>2</sub>".

3.- Incrementos de carga axial en las columnas. Se obtienen multiplicando la constante "C" por "V<sub>2</sub>H<sub>2</sub>".

Todos los valores que se mencionan arriba, se calcularon para todas las plicas y columnas y están indicados en el esquema del marco (hoja No. 35).

En forma semejante se obtuvieron los momentos e incrementos de carga axial, de los miembros que forman los marcos perpendiculares a la fachada.

Combinación de esfuerzos estáticos, producidos por las cargas verticales y esfuerzos dinámicos, producidos por la presión horizontal del viento, -

Notación empleada:

M: Momento producido por las cargas vivas y muertas verticales, en vigas libremente apoyadas.

$M_1$ : Momento positivo en la viga igual a:  $(1 - c) M$ ; producido por cargas verticales.

$$M = M_1 + M_2$$

$c = \frac{M_2}{M}$ : Es el empotramiento relativo de la viga.

$M_v$ : Momento producido por empujes horizontales de viento.

I.- Combinación de momentos producidos por viento y cargas muertas y vivas verticales uniformemente repartidas.

Debido al relativo empotramiento de la viga, el momento negativo por cargas verticales vale:

$$M_2 = -c \cdot M$$

El momento en cualquier punto de la viga por carga vertical es:

$$M_x = \frac{q \cdot l}{2} x - \frac{q \cdot x^2}{2} - c \frac{q \cdot l^2}{8} \dots (1)$$

El momento en cualquier punto de la viga producido por cargas horizontales, en función del momento máximo  $M_v$  será:

(66)

$$M_{Vx} = \frac{L^2 2x}{L} \cdot M_V = M_V \cdot \frac{2x}{L} \cdot M_V \dots \dots \dots (2)$$

El momento total en cualquier punto será: (1) + (2).

$$M_{Tx} = \frac{wL}{2} x - \frac{wx^2}{2} - c \frac{wL^2}{8} M_V - \frac{2x}{L} M_V \dots \dots \dots (3)$$

Distancia del apoyo al momento máximo positivo:

$$\frac{d M_{Tx}}{d x} = \frac{wL}{2} - wx - \frac{2 \cdot M_V}{L} = 0 ; \text{ y } x = \frac{L}{2} - \frac{2 \cdot M_V}{wL} \dots \dots \dots (4)$$

Los valores reales de "x" en (4) estarán comprendidos entre: L/2 y 0.

El momento máximo positivo será, sustituyendo (4) en (3):

$$M_t(\text{max.}) = \frac{wL}{2} \left[ \frac{L}{2} - \frac{2M_V}{wL} \right] - \frac{w}{2} \left[ \frac{L}{2} - \frac{2M_V}{wL} \right]^2 - c \frac{wL^2}{8} M_V + M_V - \frac{2M_V}{L} \left[ \frac{L}{2} - \frac{2M_V}{wL} \right]$$

Efectuando operaciones:

$$M_t(\text{max.}) = \frac{wL^2}{4} - M_V - \frac{wL^2}{8} + M_V - \frac{2M_V^2}{wL^2} - c \frac{wL^2}{8} M_V + M_V - M_V + \frac{4M_V^2}{wL^2}$$

$$M_t(\text{max.}) = \frac{wL^2}{8} - c \frac{wL^2}{8} + \frac{2M_V^2}{wL^2} = \frac{wL^2}{8} - c \frac{wL^2}{8} + \frac{2/8 M_V^2}{1/8 wL^2}$$

$$M_t(\text{max.}) = M_1 - M_2 + 0.25 \frac{M_V^2}{M}$$

De la ecuación (4):

Para:  $\frac{wL^2}{8} > M_V$  ó sea:  $M_V < \frac{1}{2} M$

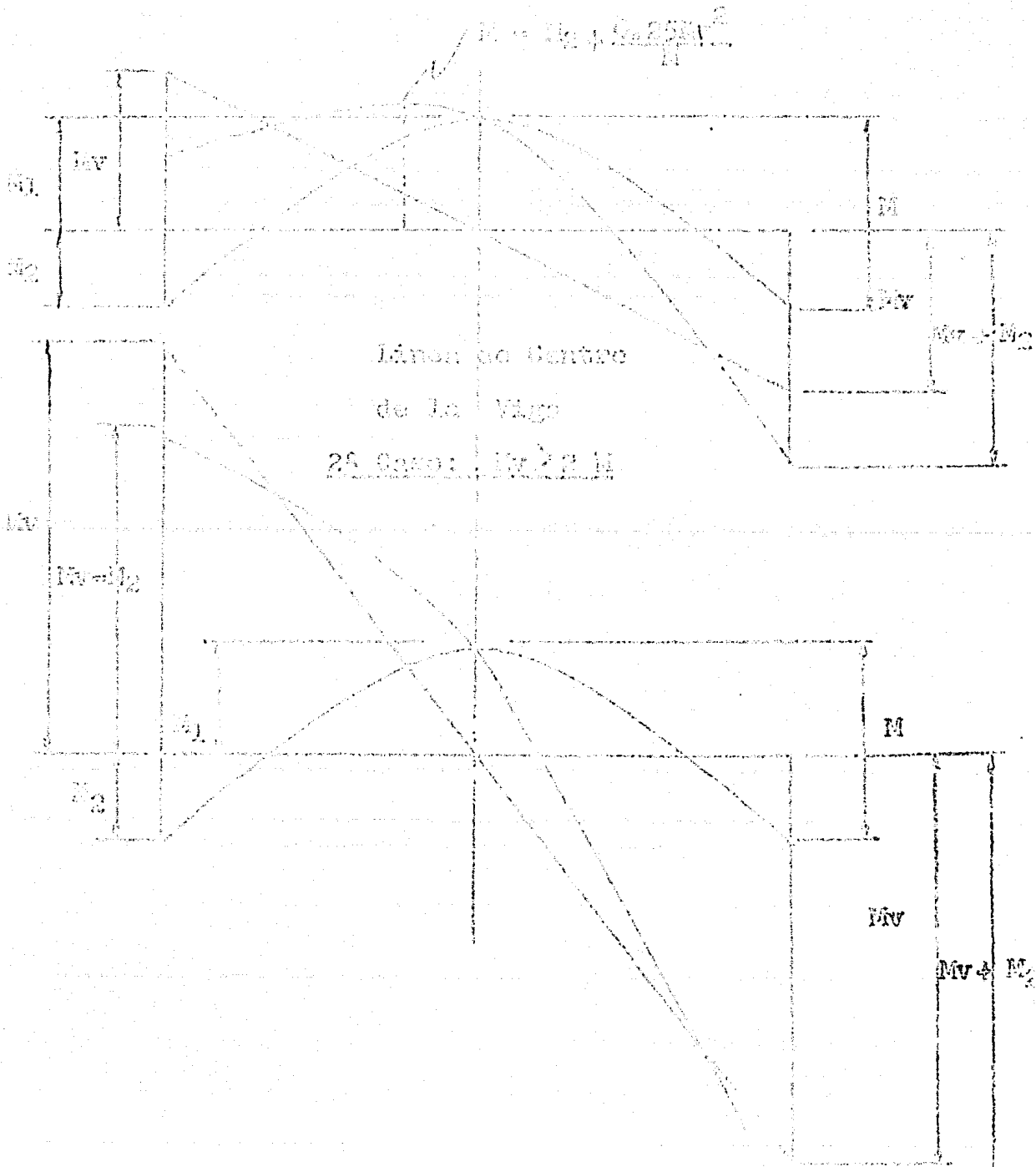
Si:  $M_V > \frac{1}{2} M$  ;  $M_t(\text{max.}) = M_V - M_2$  , de la ecuación

y en x = 0.

El momento negativo máximo para los casos de la hoja anterior será:

$$-M_B \text{ (max.)} = IV + IV_2 \quad \text{caso: IV \& II}$$

Caso: IV \& II



II.- Combinación de momentos producidos por viento y cargas muertas y vivas verticales Concentradas en el centro del claro.

Como en el caso anterior:  $M_2 = C \cdot H$

Momento en la viga por carga vertical concentrada:

$$M_x = \frac{P}{2} x - \frac{P}{4} \frac{x^2}{L} \quad (\text{Para } 0 < x < L/2) \quad \dots\dots\dots (1A)$$

Momento en la viga por cargas horizontales:

$$M_{vx} = Hx = \frac{2 \cdot H}{L} Hx \quad \dots\dots\dots (2A) = (2)$$

Momento total en la viga: (1A) + (2A)

$$M_{tx} = \frac{P}{2} x - \frac{P}{4} \frac{x^2}{L} + Hx = \frac{2 \cdot H}{L} Hx$$

Fuerza cortante total en la viga:

$$\frac{dM_{tx}}{dx} = \frac{P}{2} - \frac{P}{2} \frac{x}{L} + H \quad \dots\dots\dots (4A)$$

En (4A) se presentan dos casos de momentos positivos máximos:

Si  $Hx < P L/4$  ; es decir:  $Hx < M$

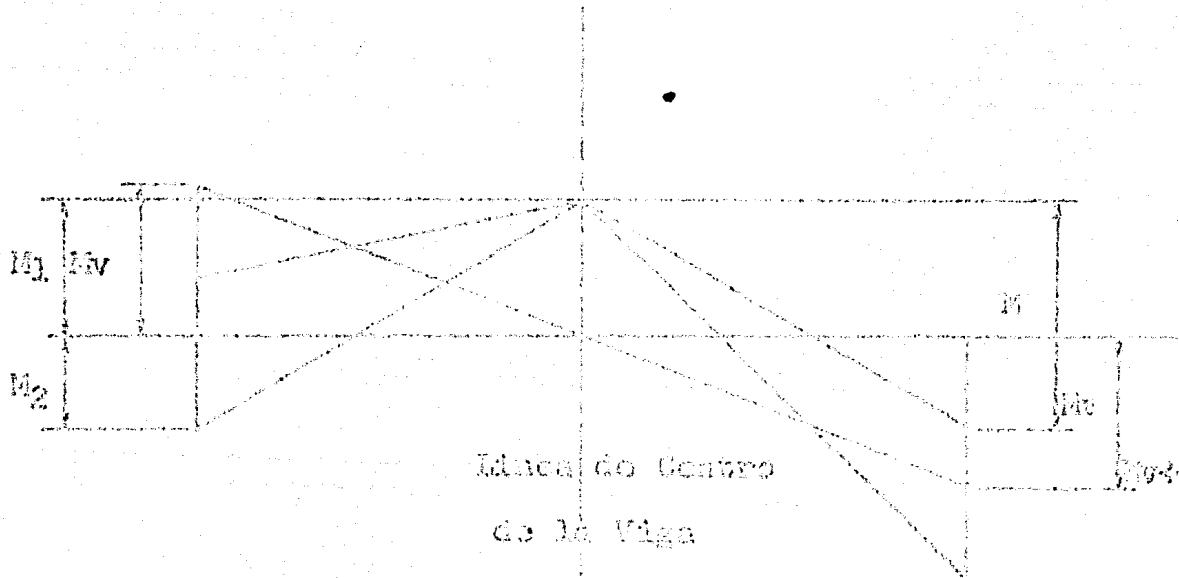
$M_t(\text{max.}) = Hx$  ;  $x = L/2$  ó  $x = 0$  ó  $L/2$

Si  $Hx > M$  ;  $M_t(\text{max.}) = Hx - M_2$  ;  $x = 0$

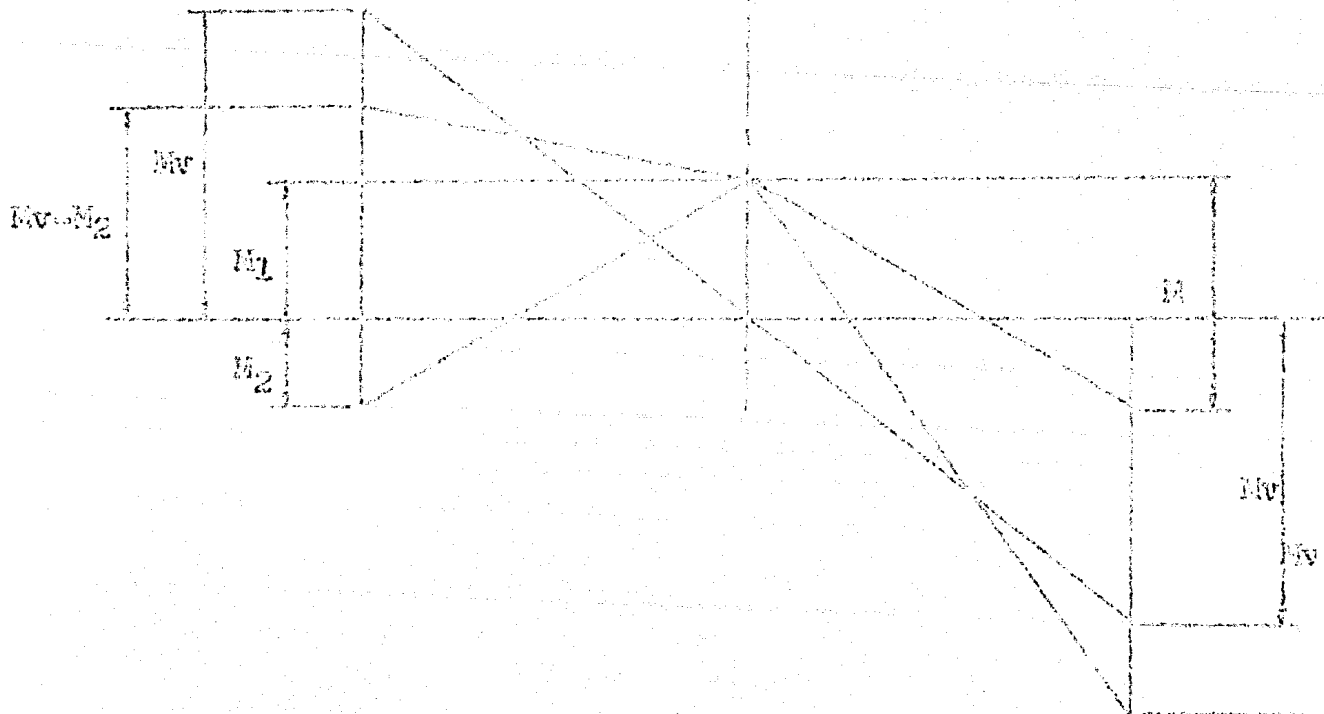
El momento negativo total máximo, para los casos anteriores será:

$$- M_t(\text{max.}) = Hx + M_2 \quad \text{en } x=L$$

1er. Caso  $N_1 < N_2$



2o. Caso  $N_1 > N_2$



Conclusiones.

A).- Cuando se combinan cargas concentradas y viento, el momento mayor es el negativo, que vale:  $M_0(\text{Max.}) = M_1 + M_2$ .

B).- Cuando se combinan cargas uniformemente repartidas y viento, hay dos casos de momento máximo:

$$\dagger M_0(\text{Max.})_{\text{si}} = M_2 + \frac{0.25 W V^2}{M}$$

$$= M_0(\text{Max.}) = M_1 + M_2$$

Para encontrar la relación de "WV" y "M", que produce uno u otro máximo, se igualan las dos expresiones anteriores:

$$M = M_2 + \frac{0.25 W V^2}{M} = M_1 + M_2$$

Multiplicando todo por M/0.25, resulta:

$$\frac{M^2}{0.25} = 2 M_2 M + M_1^2 + M_2^2 - M_1 W \frac{M}{0.25} = 0$$

Efectuando y ordenando:

$$4 M^2 - 8 M_2 M + M_1^2 + M_2^2 - 4 M_1 W = 0$$

$$M^2 - 2 M_2 M + (M_1^2 + M_2^2 - 4 M_1 W) = 0$$

Entonces:

$$M = \frac{2 M_2 \pm \sqrt{16 M_2^2 - 4 (M_1^2 + M_2^2 - 4 M_1 W)}}{2}$$

$$M = \frac{2 M_2 \pm \sqrt{32 M_2 W - M_1^2}}{2}; \quad \text{Si } c = M_2 / M$$

$$M = \frac{2 M_2 \pm \sqrt{32 c M^2 - M_1^2}}{2} = 2 M_2 \pm 2 M \sqrt{2 c}$$

Por último:  $M = 2 M (1 \pm \sqrt{2 c})$

(11)

Entonces: Si  $2M (1 - \sqrt{2} c) < Nv < 2M (1 + \sqrt{2} c)$

Dominará el momento negativo, que vale:

$$- M_t(\text{Max.}) = Nv + 0.4 M$$

Pero para este caso se tiene que:  $c = 0.4$  aprox.

Entonces la condición arriba indicada queda:

$$\text{Si } 0.212 M < Nv < 3.788 M$$

$$- M_t(\text{Max.}) = Nv + 0.4 M$$

Y por otra parte, si:  $Nv < 0.212 M$

$$0 < Nv < 3.788 M$$

Dominará el momento positivo, que vale:

$$M_t(\text{Max.}) = 0.6 M + \frac{0.25 Nv^2}{M}$$

Por otra parte, como el coeficiente permisible cuando el elemento está sujeto a cargas verticales permanentes normales y a cargas accidentales de viento, puede incrementarse en 33% su valor normal; será necesario reforzar la sección previamente calculada si:

$$\frac{M_t(\text{Max.})}{1.33} > c \cdot M$$

Es decir si:

$$\frac{Nv + 0.4 M}{1.33} > 0.4 M$$

O sea que:  $Nv > 0.152 M$ , para el primer caso, es decir cuando domina el momento negativo.

Para el caso de que domine el momento positivo, se no dificará la sección cuando:

$$\frac{0.6 M + 0.25 Nv^2 / M}{1.33} > 0.6 M$$

ó sea que:  $M_v > 0.89 M_o$

A continuación en la siguiente hoja, aparece un cuadro para las trabes 28-29, por medio del cual se sumaron los efectos producidos por el viento, a los esfuerzos producidos por las cargas verticales permanentes, que se determinaron con anterioridad. Por medio del mencionado cuadro se recalcularon así mismo los perfiles que fué necesario modificar, de acuerdo con el criterio que se ha mencionado en las hojas anteriores. De forma semejante se procedió con las otras vigas que forman parte de los marcos del edificio, tanto en un sentido como en el otro y para todos los pisos afectados por la rigidez de los marcos.

T E A B E " 2 8 + 2 9 "

Nivel IN.	G	Rom.	Mon.	Min.	S	P E R F I T					
		S.V. Ton.	Vier. Ton.	Mandir Ton.		h <sup>2</sup>	D	E	K	P	I
61,550	0.4	10.06	1.83	10.08	507	1-381	14v.				
59,350	0.4	10.15	4.69	14.83	581	1-381	14v.				
54,950	0.4	10.16	5.97	16.10	659	1-381	14v.				
51,650	0.4	10.19	7.20	17.49	1,056	1-381	14v.				
44,350	0.4	10.19	8.65	18.83	1,317	1-381	14v.				
43,050	0.4	10.19	9.26	20.13	1,356	1-381	14v.				
42,750	0.4	10.19	11.29	21.10	1,475	1-381	14v.				
38,450	0.4	10.19	12.02	21.83	1,506	1-381	14v.				
31,350	0.4	10.19	13.82	24.11	1,431	1-381	14v.	2	PI-203	x	10
21,850	0.4	10.19	14.11	25.13	1,453	1-381	14v.	2	PI-203	x	10
24,570	0.4	10.19	16.10	26.45	1,178	1-381	14v.	4	PI-201	x	10
21,250	0.4	10.19	17.39	27.09	1,637	1-381	14v.	2	PI-203	x	10
21,950	0.4	10.19	18.42	28.01	1,656	1-381	14v.	2	PI-203	x	13
18,650	0.4	10.19	19.27	29.28	1,455	1-381	14v.	2	PI-203	x	13
18,370	0.4	10.19	21.05	30.24	1,481	1-381	14v.	2	PI-203	x	13
11,800	0.4	9.20	21.39	30.19	1,326	1-381	14v.	2	PI-202	x	16
8,200	0.4	11.39	21.09	30.26	2,300	1-381	14v.	2	PI-203	x	16
4,550	0.4	8.63	21.04	30.25	2,094	1-381	14v.	2	PI-203	x	16
450	0.4	10.27	22.12	30.09	2,320	1-381	14v.	2	PI-203	x	19
41,450	0.4	8.26	22.01	30.27	2,422	1-381	14v.	2	PI-203	x	22

Diseño de las columnas. Se hizo una tabla de columnas, parte de la cual aparece en la hoja siguiente, por medio de la que se diseñaron las columnas, cuyos perfiles están indicados en la mencionada tabla de la siguiente hoja.

Se obtuvieron las reacciones de las vigas, sobre cada columna y en cada piso y se acumularon en la tabla, a las que se añadieron en los renglones correspondientes, los incrementos de carga axial y los momentos producidos por el empuje horizontal del viento.

Conociendo por medio de la tabla, los esfuerzos máximos a que estará sujeto cada tramo de cada columna (por razones constructivas, los empujes de las columnas serán cada tres pisos) se calcularon los perfiles necesarios en cada caso, por medio de la fórmula siguiente:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1 \quad (\text{aplicada a cada uno de los dos ejes})$$

En la que:  $f_a = P/A =$  Carga axial sobre la columna  
Área de la columna

$f_b = M/S =$  Momento flexionante en la columna  
Módulo de sección de la columna

$F_a$ : Esfuerzo permisible a la compresión simple (dado por la fórmula:  $1195 + 0.0341 (l/r)^2$ ) multiplicado por 1.33, por tratarse de esfuerzos producidos por combinación de cargas verticales permanentes y horizontales accidentales de viento.

$F_b$ : Esfuerzo permisible a flexión:  $(2365 - 1.1 \text{ Kg./Cm}^2)$  multiplicado por 1.33, como en el caso anterior.

Cods.	3550			3900			4100			3650			3600		
	DIV	EST	Carga Suma Hx Mx	DIV	EST	Carga Suma Hx Mx	DIV	EST	Carga Suma Hx Mx	DIV	EST	Carga Suma Hx Mx	DIV	EST	Carga Suma Hx Mx
14	12P-22		163	12P-22		163	12P-22		163	12P-22		163	12P-22		163
15	12PP-19		270	12PP-19		270	12PP-19		270	12PP-19		270	12PP-19		270
16	24P-19-A-16		270	24P-19-A-16		270	24P-19-A-16		270	24P-19-A-16		270	24P-19-A-16		270
17	24P-19-A-16		270	24P-19-A-16		270	24P-19-A-16		270	24P-19-A-16		270	24P-19-A-16		270
18	24P-19-A-16		270	24P-19-A-16		270	24P-19-A-16		270	24P-19-A-16		270	24P-19-A-16		270
19	24P-19-A-19		270	24P-19-A-19		270	24P-19-A-19		270	24P-19-A-19		270	24P-19-A-19		270
20	12PP-16		270	12PP-16		270	12PP-16		270	12PP-16		270	12PP-16		270
21	12PP-16		270	12PP-16		270	12PP-16		270	12PP-16		270	12PP-16		270
22	24P-19-A-19		270	24P-19-A-19		270	24P-19-A-19		270	24P-19-A-19		270	24P-19-A-19		270
23	24P-19-A-16		270	24P-19-A-16		270	24P-19-A-16		270	24P-19-A-16		270	24P-19-A-16		270
24	24P-19-A-16		270	24P-19-A-16		270	24P-19-A-16		270	24P-19-A-16		270	24P-19-A-16		270
25	24P-22-A-16		270	24P-22-A-16		270	24P-22-A-16		270	24P-22-A-16		270	24P-22-A-16		270
26	12P-25		270	12P-25		270	12P-25		270	12P-25		270	12P-25		270
27	12P-25		270	12P-25		270	12P-25		270	12P-25		270	12P-25		270
28	24P-19-A-16		270	24P-19-A-16		270	24P-19-A-16		270	24P-19-A-16		270	24P-19-A-16		270
29	24P-19-A-13		270	24P-19-A-13		270	24P-19-A-13		270	24P-19-A-13		270	24P-19-A-13		270
30	24P-19-A-13		270	24P-19-A-13		270	24P-19-A-13		270	24P-19-A-13		270	24P-19-A-13		270
31	24P-19-A-19		270	24P-19-A-19		270	24P-19-A-19		270	24P-19-A-19		270	24P-19-A-19		270
32	12PP-22		270	12PP-22		270	12PP-22		270	12PP-22		270	12PP-22		270
33	12P-13		270	12P-13		270	12P-13		270	12P-13		270	12P-13		270
34	3I-15PP-22		270	3I-15PP-22		270	3I-15PP-22		270	3I-15PP-22		270	3I-15PP-22		270
35	3I-15PP-35		270	3I-15PP-35		270	3I-15PP-35		270	3I-15PP-35		270	3I-15PP-35		270
36	3I-15PP-35		270	3I-15PP-35		270	3I-15PP-35		270	3I-15PP-35		270	3I-15PP-35		270
37	3I-15PP-22		270	3I-15PP-22		270	3I-15PP-22		270	3I-15PP-22		270	3I-15PP-22		270
38	12P-13		270	12P-13		270	12P-13		270	12P-13		270	12P-13		270

Planta Intermedia  
Nivel P.S. +1100

Planta Meszonina  
Nivel P.S. +8200

Planta Bancario  
Nivel P.S. +4550

Planta Bajo  
Nivel P.S. +450

Planta Solano  
Nivel P.S. -3450

Desplante Col.  
Nivel -7000

15375

Revisión del primer tramo de la columna No. 31.

Cargas estáticas en la columna:

$$P = 728 \text{ Toneladas}$$

$$M_x = 8.96 \text{ Ton.M.}$$

Cargas dinámicas (Producidas por el viento) en la co-

luna:

$$\Delta P_x = 116 \text{ Toneladas}$$

$$\Delta P_y = 49 \text{ "}$$

$$M_x = 24.80 \text{ Ton.M.}$$

$$M_y = 59.70 \text{ Ton.M.}$$

Sección escogida para la columna: 24 P-19-A-19

Características mecánicas:  $A = 822.68 \text{ Cm}^2$

$$S_x = 16,587 \text{ Cm}^3$$

$$I_x = 25.55 \text{ Cm.}$$

$$S_y = 9,253 \text{ Cm}^3$$

$$I_y = 18.52 \text{ Cm.}$$

Las características mecánicas de las columnas de la serie a la que pertenece la sección anterior, así como lo que significan los números y letras de su designación, aparecen en la siguiente hoja. Las demás columnas corresponden a la designación de la Sía. Fundidora de Hierro y Acero de Monterrey, S. A., y sus características mecánicas se encuentran en el Manual para Constructores editado por la mencionada empresa.

Para el eje X-X se tiene:

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{728,000 + 116,000}{822.68} = 1,028 \text{ Kg./Cm}^2$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{896,000 + 2,480,000}{16,587} = 203 \text{ Kg./Cm}^2$$

CARACTERÍSTICAS DE CUANTOS DE COLUMNAS CONVENCIONALES DE CUATRO PLACAS

N. 6010. ANEXOS DE Y FUNDENTE INTERMEDIO.

Marca de la columna	A. Placa		Área	Eje X - X			Eje Y - Y			Peso
	de	de		I	R	S	I	R	S	
	cm.	cm.		cm.	cm.	cm.	cm.	cm.	cm.	
100-10-1-10	10	10	100	10	10	10	10	10	10	100
200-10-1-10	20	10	200	20	10	20	10	20	10	200
300-10-1-10	30	10	300	30	10	30	10	30	10	300
400-10-1-10	40	10	400	40	10	40	10	40	10	400
500-10-1-10	50	10	500	50	10	50	10	50	10	500
600-10-1-10	60	10	600	60	10	60	10	60	10	600
700-10-1-10	70	10	700	70	10	70	10	70	10	700
800-10-1-10	80	10	800	80	10	80	10	80	10	800
900-10-1-10	90	10	900	90	10	90	10	90	10	900
1000-10-1-10	100	10	1000	100	10	100	10	100	10	1000

1731.50



## Diseño de las bases de acero vaciado para las columnas

0186.

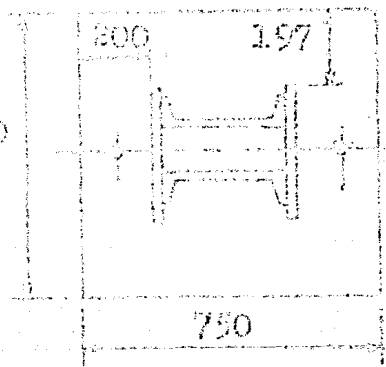
Base tipo 1: Pmax. = 310,000 Kg.

Sección de la columna: 121P-22

$$\frac{310,000}{75 \times 75} = 55 \text{ Kg./cm}^2$$

$$e = \frac{3 \times 55 \times 20^2}{980} = 6.5 \text{ Cm.}$$

$$e = 6.5 \text{ Cm.}$$



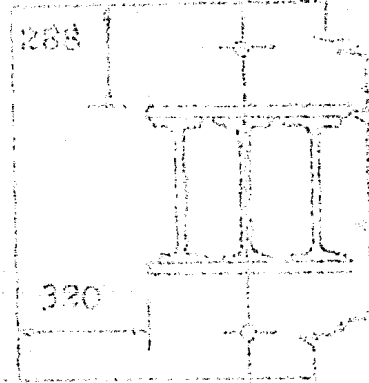
Base tipo 5: Pmax. = 556,000 Kg.

Sección de la columna: 21 - 150P-22

$$\frac{556,000}{115 \times 100} = 48.3 \text{ Kg./cm}^2$$

$$e = \frac{3 \times 48.3 \times 12.0^2}{980} = 12.5 \text{ Cm.}$$

$$e = 12.5 \text{ Cm.}$$



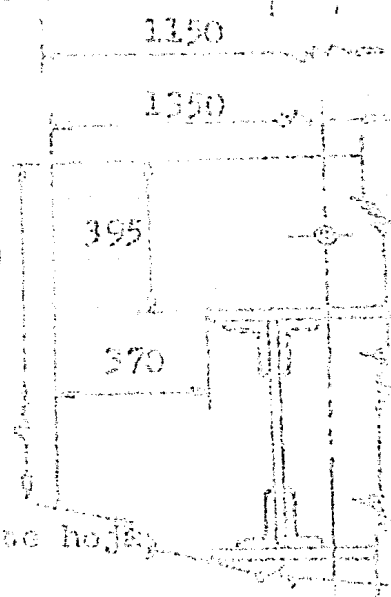
Base tipo 6: Pmax. = 202,000 Kg.

Sección de la columna: 24P-19-A-16

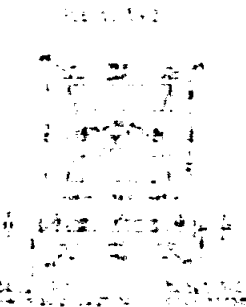
$$\frac{202,000}{115 \times 115} = 15.2 \text{ Kg./cm}^2$$

$$e = \frac{3 \times 15.2 \times 39.5^2}{980} = 14.5 \text{ Cm.}$$

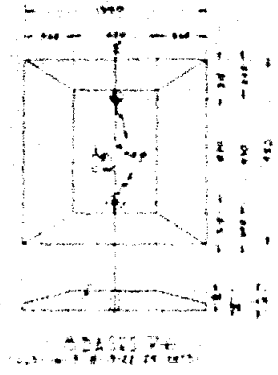
$$e = 14.5 \text{ Cm.}$$



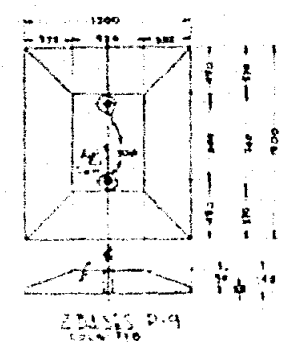
En forma semejante se diseñaron las demás bases, que aparecen en el dibujo de la siguiente hoja.



PLACA 6

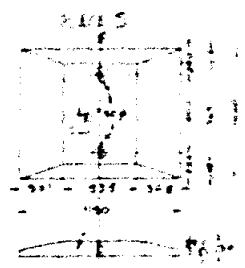
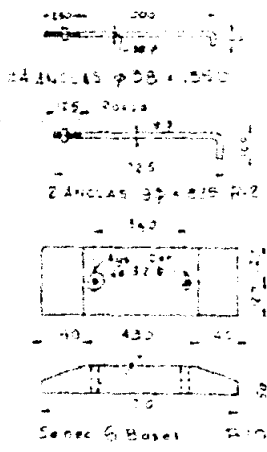


PLACA 9

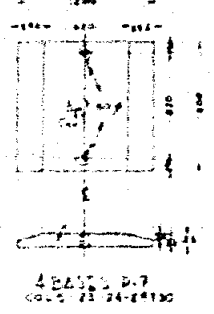


PLACA	MATERIA	QUANTIDAD	UNIDAD
P. 1	ALUMINIO	1500.05	1500
P. 2	ALUMINIO	750.05	750
P. 5	ALUMINIO	1000.30	1000
P. 6	ALUMINIO	1200.45	1200
P. 7	ALUMINIO	1000.25	1000
P. 8	ALUMINIO	1000.30	1000
P. 9	ALUMINIO	1200.45	1200
P. 10	ALUMINIO	1000.25	1000
TOTAL		11400.00	

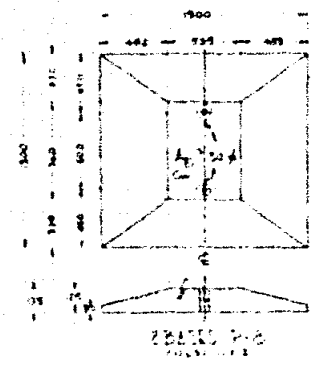
ANEXO 5



PLACA 7



PLACA 8



Nota a Maquinaria: Marquense los ejes en cada placa como se ilustra en el D. 5.

LAS PLACAS DEBERAN SER MARCADAS EN LA SUPERFICIE PLANA SUPERIOR.

DEBIDO DE LAS CONEXIONES.

La estructura para ser usada y utilizada (cuando sea indispensable la soldadura) en el taller y transportada totalmente en el campo.

Se escogió el sistema de conexión remachado en el campo, por que se podrá tener mayor economía y seguridad en la eficiencia de la conexión, que si se efectuara esta por medio de soldadura. Aunque la soldadura es el sistema de conexión ideal en estructuras continuas.

Se prefirió el remache al tornillo, en las mencionadas conexiones de campo, por haber una continuidad de trabajo efectivo para las conexiones de continuidad, pues el remache llena totalmente las perforaciones de las piezas conectadas disponiendo por otra parte de la flexibilidad producida entre las piezas por la contracción de los remaches al enfriarse.

Con el tornillo se tiene exclusivamente la fricción entre las piezas conectadas, producida por el apriete del mismo y no un trabajo efectivo de corte en la cabeza, como ocurre en el caso de los remaches, pues el diámetro de la perforación es 1/16" mayor que el diámetro del tornillo y la deformación ocasionada por el apriete de las piezas conectadas y el tornillo de conexión, anula totalmente el efecto de continuidad de la conexión, resultando esta un apoyo libre.

La soldadura de taller, usada en campo es indispensable, como en el caso de las placas ligadas a las columnas y

que servirán para las conexiones de continuidad de las vigas y las placas ligadas a los puentes principales, que se utilizarán para las conexiones de continuidad de las vigas secundarias, se controlará en su calidad, con todo cuidado antes de salir del taller.

Diseño de una conexión continua entre vigas de I-381 pesada e I-305 liviana, que se apoyarán en una trabe de albañilería, formada por una placa de 610 x 10 milímetros y cuatro ángulos de 152 x 102 milímetros (conexión estándar St-3).

El máximo momento que debe resistir la conexión, será el que resista la viga menor, en este caso la I-305 Liv.

$$M = 589 \text{ Cm.}^2$$

Momento resistente de la viga menor:

$$M_r = 589 \times 1.265 = 749.200 \text{ Kg. Cm. Aprox.}$$

Peralte de la viga menor: 30.5 Cm.

Entonces la tensión o compresión que tienen que transmitir los remaches por esfuerzo cortante valdrán:

$$T = C = \frac{749.200}{30.5} = 24.560 \text{ Kgs.}$$

Los remaches que se usarán serán de  $\frac{3}{4}$ "  $\phi$ . Capacidad de carga de un remache a esfuerzos cortante simple: 3,007 Kgs. (Utilizando el valor máximo que permiten actualmente las especificaciones del A.I.B.G. y que es de 15,350 libras por pulgada cuadrada).

Número de remaches que será necesario:

$$N = \frac{24.560}{3.007} = 8.17 \text{ ; se usarán 8 remaches.}$$

Por construcción en el lado opuesto, no habría también sobre remaches, aunque estos son suficientes, por que la viga de ese lado es de mayor potencia.

Peneclonas y apoyos correspondientes para cada una de las vigas.

De acuerdo con lo que se ha dicho con anterioridad, la capacidad de carga de la viga para momento negativo, es el 40% del momento total que podrá soportar. Haciendo el momento resistente total de cada una de las vigas será:

Para la viga I-205 Liv.:

$$M = \frac{1,365 \times 1,382}{0.4} = 4,867,710 \text{ Kgs. Cm.}$$

Para la viga I-201 Rev.:

$$M = \frac{1,365 \times 1,382}{0.4} = 4,867,710 \text{ Kgs. Cm.}$$

La magnitud de la carga que cancelará las vigas, será obtenida si se trata de carga uniformemente distribuida y mínima si se trata de carga concentrada en el centro. Para determinar valores de reacción adecuada sobre las vigas el apoyo, dentro del cual pueden una gran cantidad de casos de los que se presentarán en la estructura, se procederá como sigue:

Para la viga I-205 Liv. considerando una carga uniformemente distribuida y suponiendo un claro de 7.50 m.

$$M = 13,630 \text{ Kgs. m.}$$

$$W = \frac{M}{7.5} \times 12,000 = 19,380 \text{ Kgs.}$$

$$R = \frac{W}{2} = 9,690 \text{ Kgs.} = 20,000 \text{ Kgs. aprox.}$$

Si la carga de 10,000 Kgs. está concentrada en el centro, el claro en el que podrá trabajar la viga será tan solo de 3.75 M. Por lo que este valor de 10,000 Kgs. es conveniente.

Para la viga I-381 Pos., considerando una carga uniformemente distribuida en un claro de 11.25 M.

$$Mr = 42,000 \text{ Kgs. M.}$$

$$W = \frac{8 \times 42,000}{11.25} = 29,500 \text{ Kgs.}$$

$$R = \frac{W}{2} = 14,750 \text{ Kgs.} \approx 15,000 \text{ Kgs. Aprox.}$$

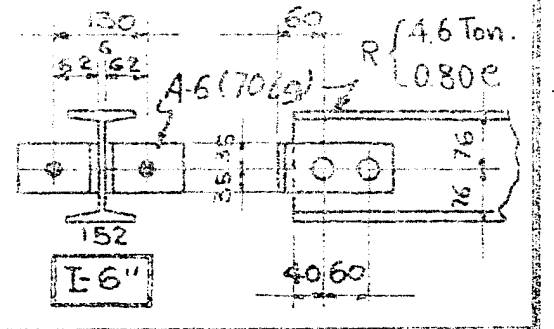
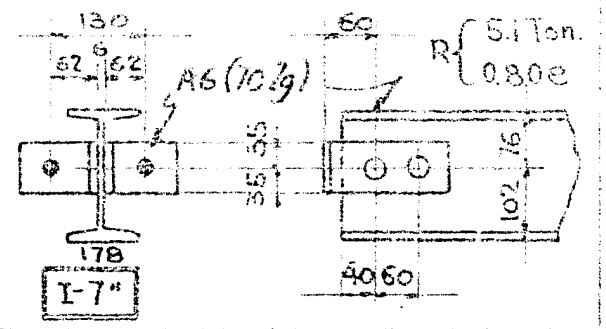
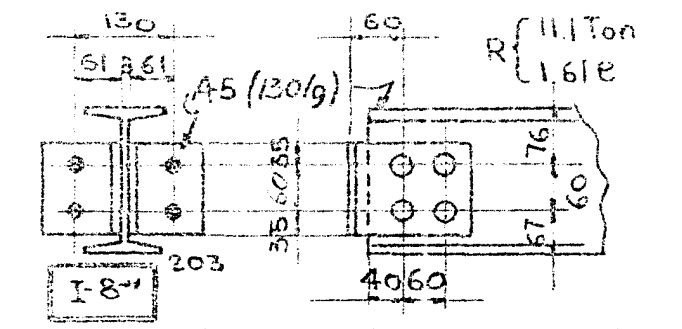
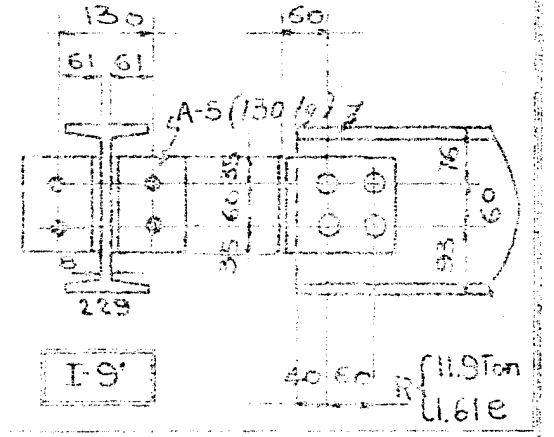
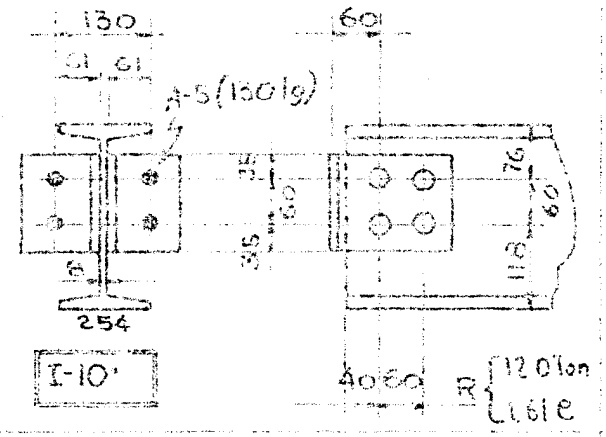
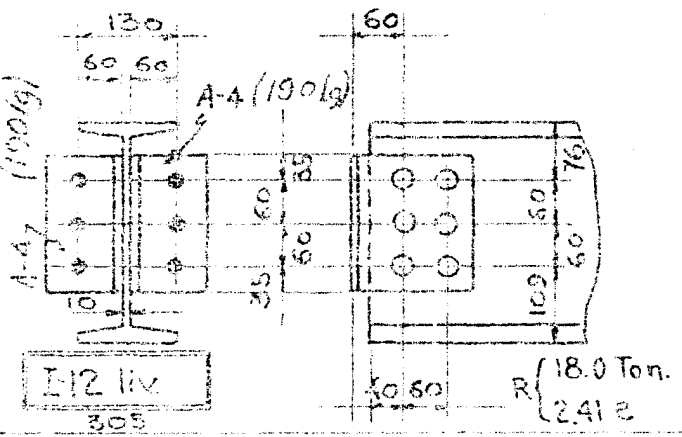
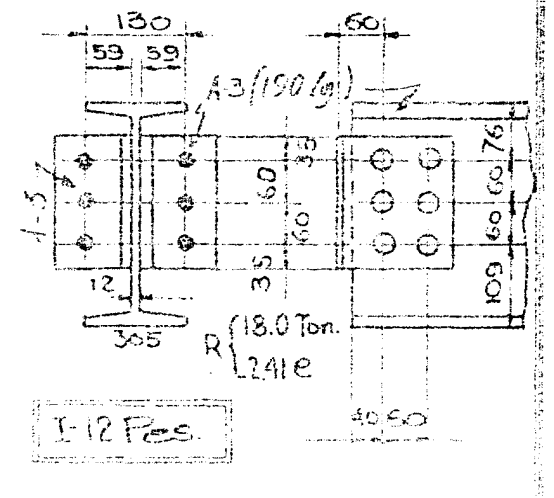
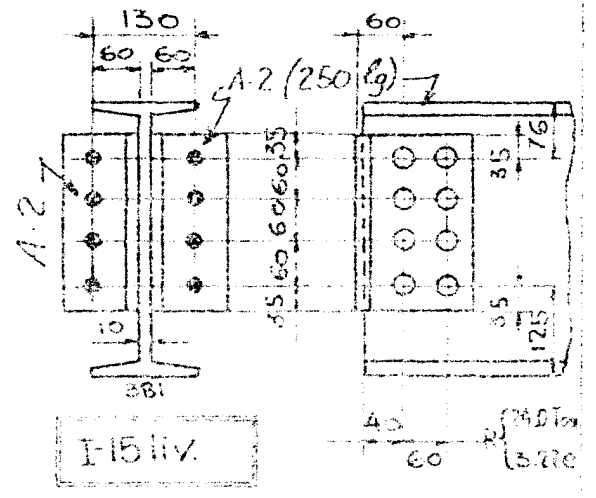
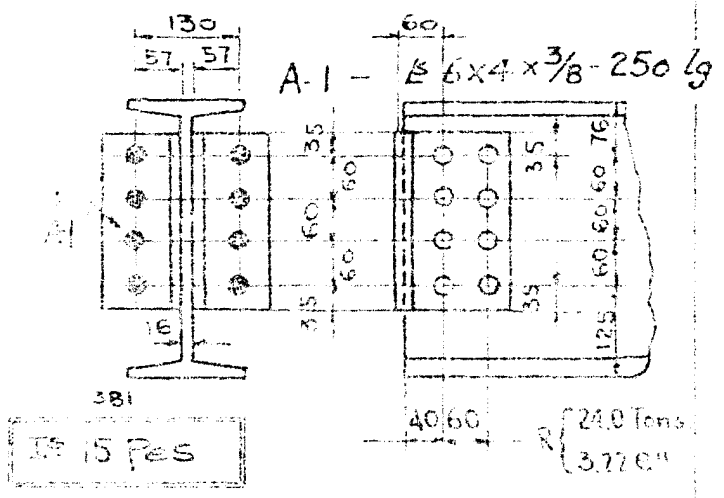
Si la carga está concentrada en el centro, la viga podrá trabajar en un claro de tan solo 5.60 M. Por lo que este valor también es adecuado.

De acuerdo con las reacciones obtenidas mas arriba, se diseñaron los cordones de soldadura de los apoyos, de tal manera de que sean capaces de resistir los esfuerzos cortantes, producidos en los mismos por las reacciones antes mencionadas y por los momentos ocasionados por la excentricidad de los apoyos.

En la forma descrita se diseñaron conexiones estandar, para las vigas que se tendrán que conectar en la estructura, con objeto de facilitar el dibujo de los planos de taller, indispensables para la fabricación de la estructura.

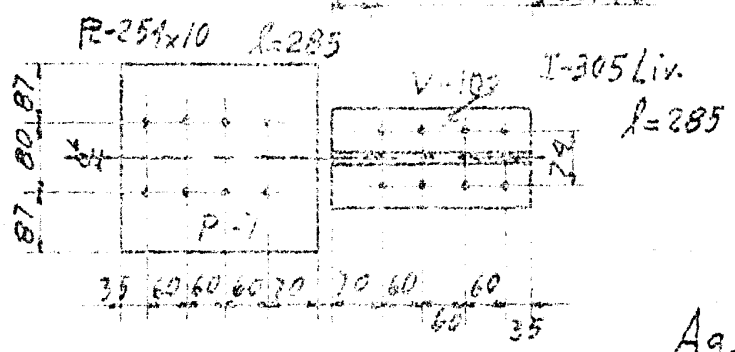
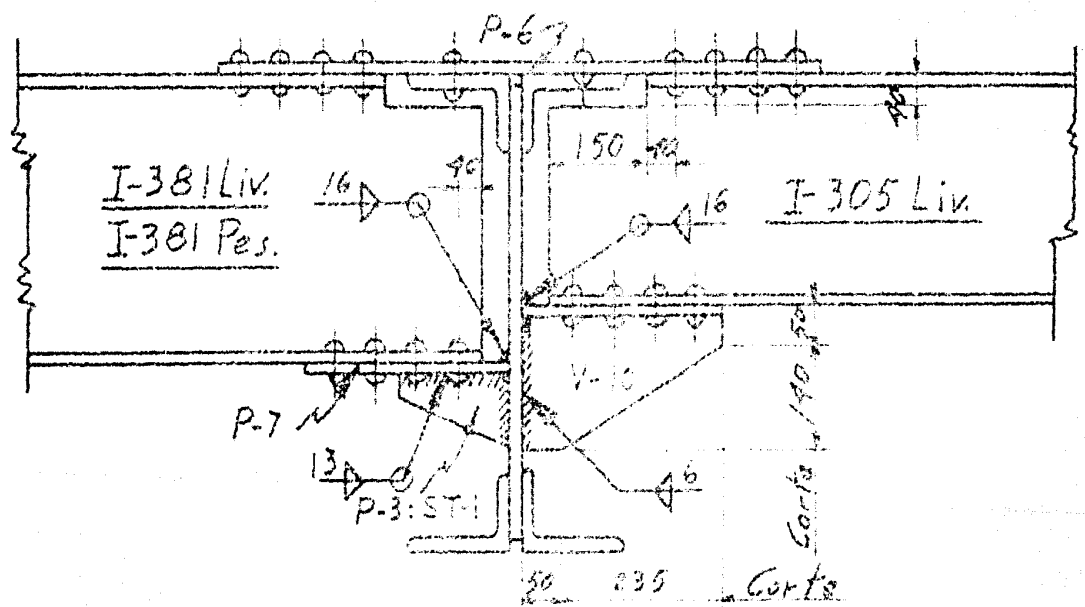
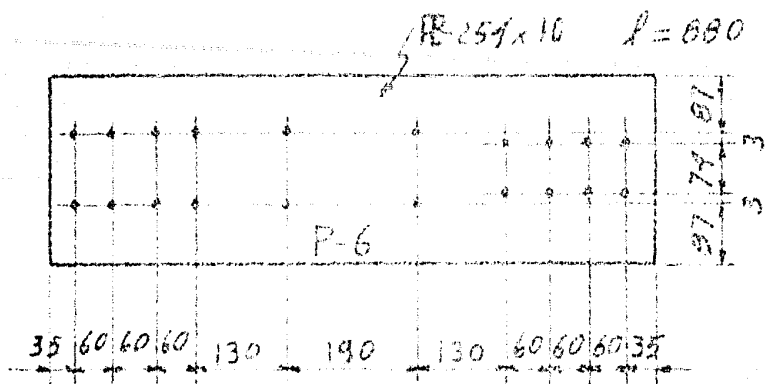
En la hoja que sigue, aparece un dibujo de estandares de conexión, para apoyos libres de las vigas y a continuación se encuentran los dibujos de estandares para conexión de continuidad.

R = Reacción máxima en Tons.  
 e = espesor mínimo en mm.



ST52

A-3) s 1 3/16"  
 12 mm 3/4"



Ags.  $\phi$  1 3/16"

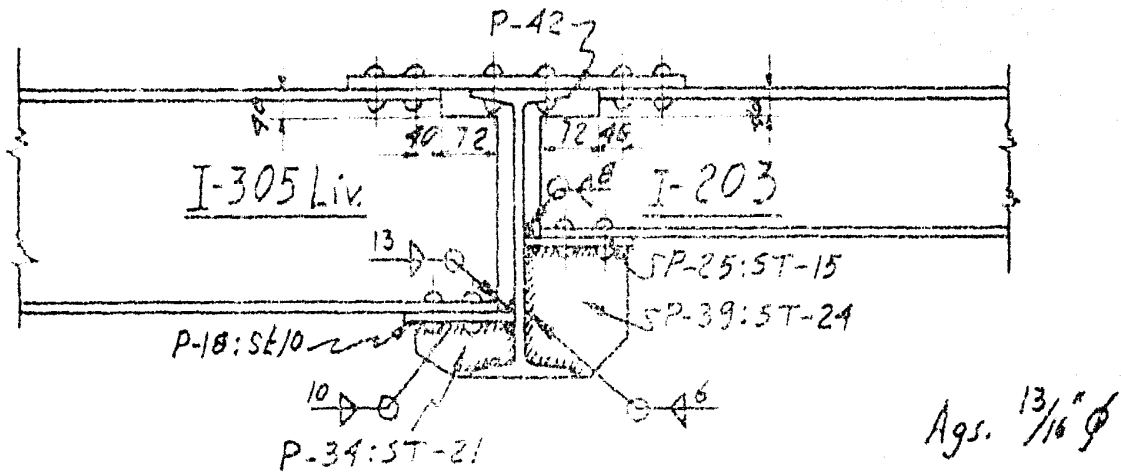
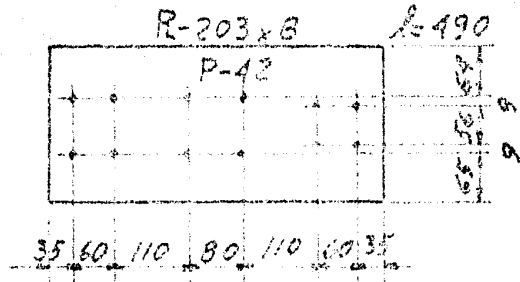
R=15.0 Tons.  
R=10.0 "  
M= 7.5 T.M.

Conexión de I-381 Pl. e. I-305 Liv.  
a R-610 y 4L-152x102

ST-3







Conexión de I-305 Liv. e I-203  
a I-381 Liv. ó Per.  $\frac{1}{2}$  R.s.

$R = 10.0 \text{ Tons.}$   
 $M = 2.5 \text{ T.M.}$

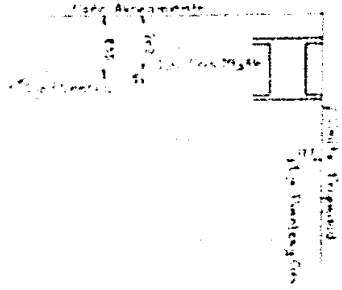
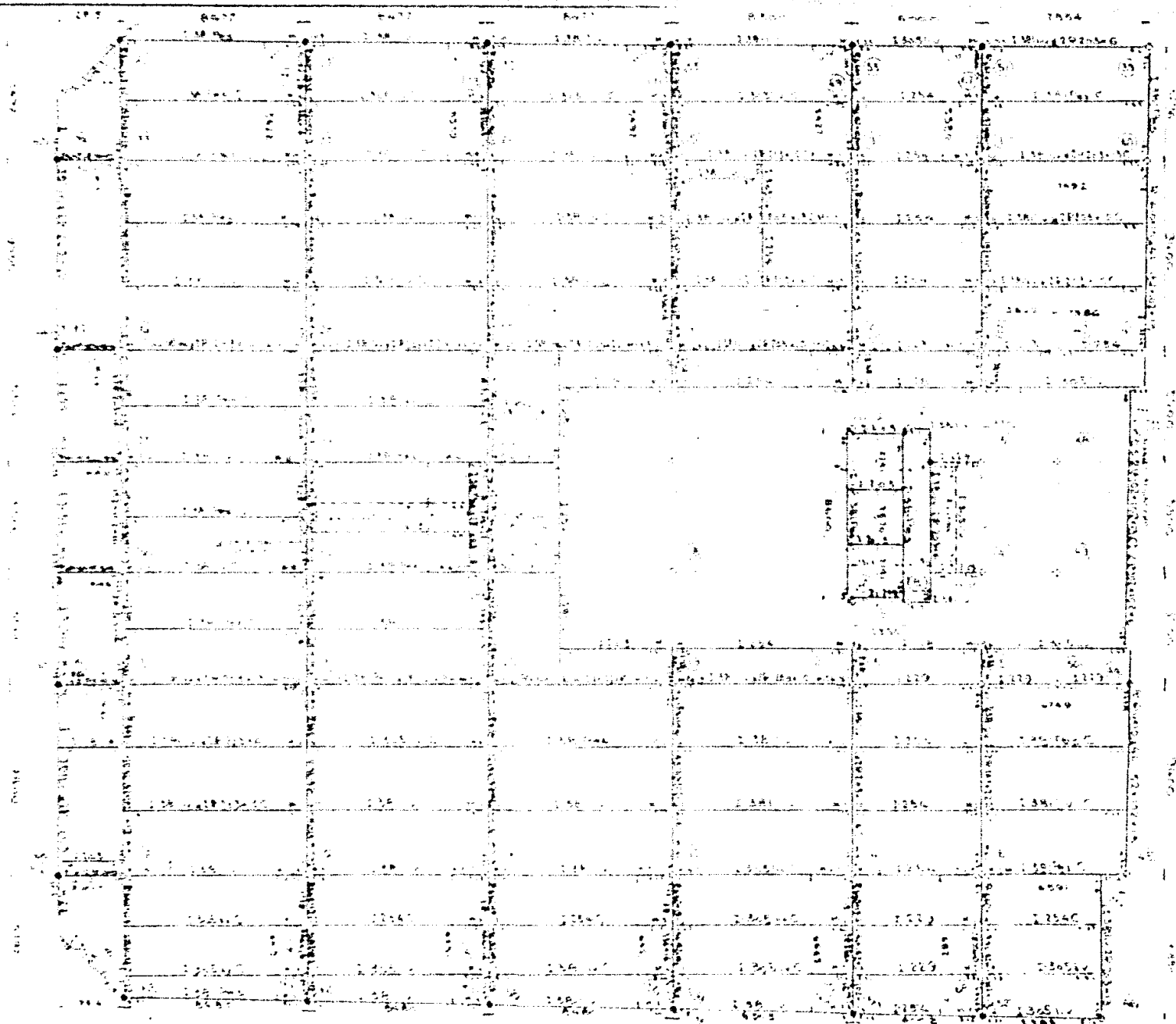
ST-28

A continuación, los dibujos números: 6, 7, 8, y 9, muestran la solución que se dió a las planas de la estructura y la numeración de las columnas, así como los perfiles obtenidos en los pisos indicados y la presentación de los planos de proyecto de la estructura.

Disponiendo de los planos de proyecto para todos los pisos de la estructura, estando proyectados todos los tramos de las columnas y con la ayuda de los estándares de conexión para apoyos libres y para continuidad, se elaboraron los dibujos de taller, para la fabricación de la estructura.

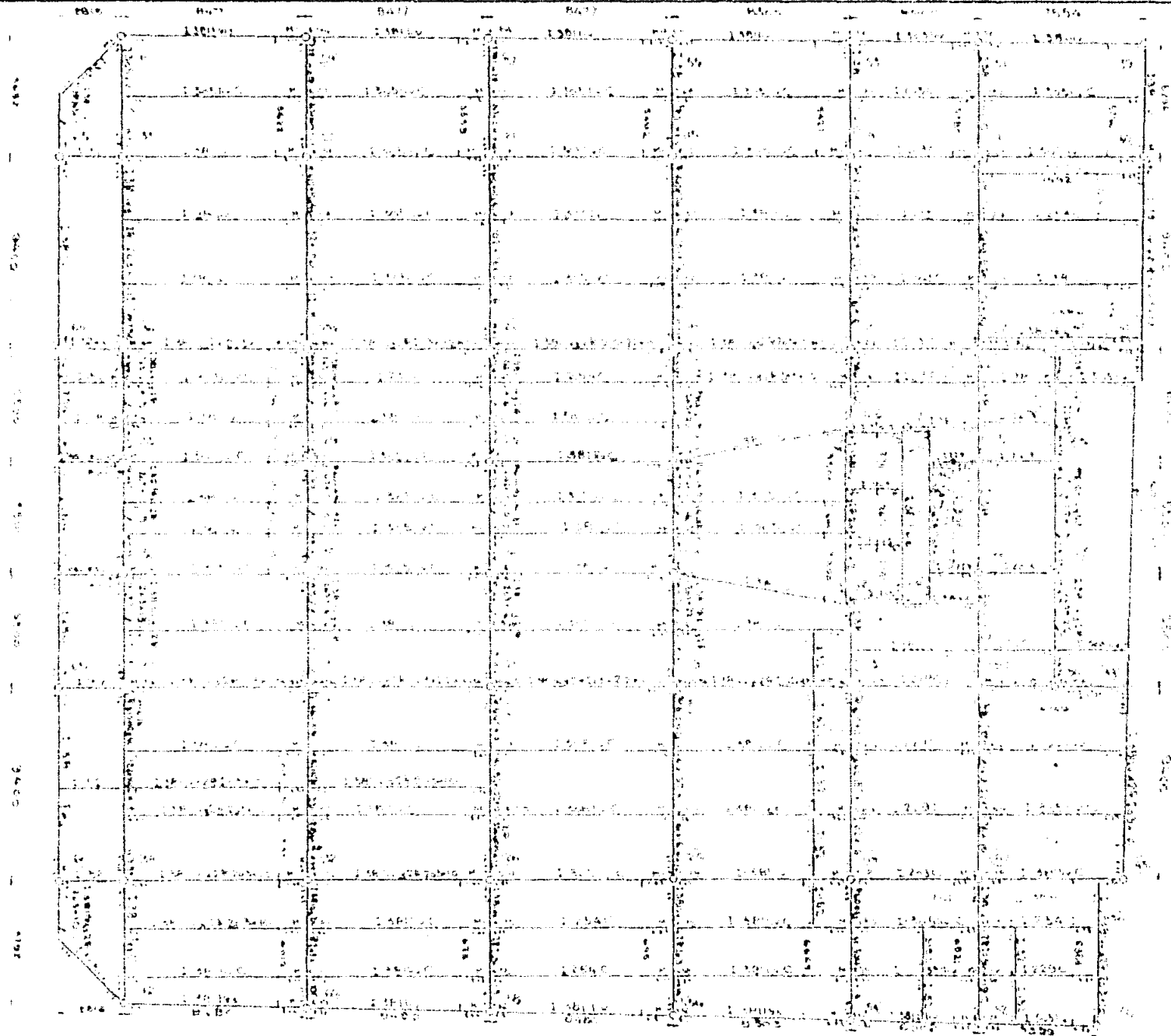
En las hojas números 75 y 76 se reproducen dos dibujos de taller, para la fabricación de diferentes vigas y en la hoja número 77, aparece un dibujo de taller para la fabricación de una columna de la estructura.

En estos dibujos, todas las dimensiones se dan en milímetros y las tolerancias, tanto en el tamaño de las piezas, como en su colocación y en la posición de los ranchos, son también de milímetros. Todas las piezas de la estructura se fabricarán en la forma indicada y se transportarán al lugar en donde se levantará el edificio, donde se colocarán en un debido lugar, con el auxilio de los planos de montaje, semejantes a los estructurales, pero en los cuales aparece la "Marca" de cada viga y columna, esta marca corresponde a la usada al dibujar los planos de taller.



E. ESCALA 25:30  
 D. ESCALA 1:1  
 C. ESCALA 10:10  
**II** ORIENTACION DE LAS COLUMNAS.  
 Este tipo de columna es preferible para que  
 los muros sean más gruesos.  
 Este tipo de columna es preferible para que  
 los muros sean más gruesos.  
 Este tipo de columna es preferible para que  
 los muros sean más gruesos.

PLANTA BANCARIA  
 NIVEL PS +4550



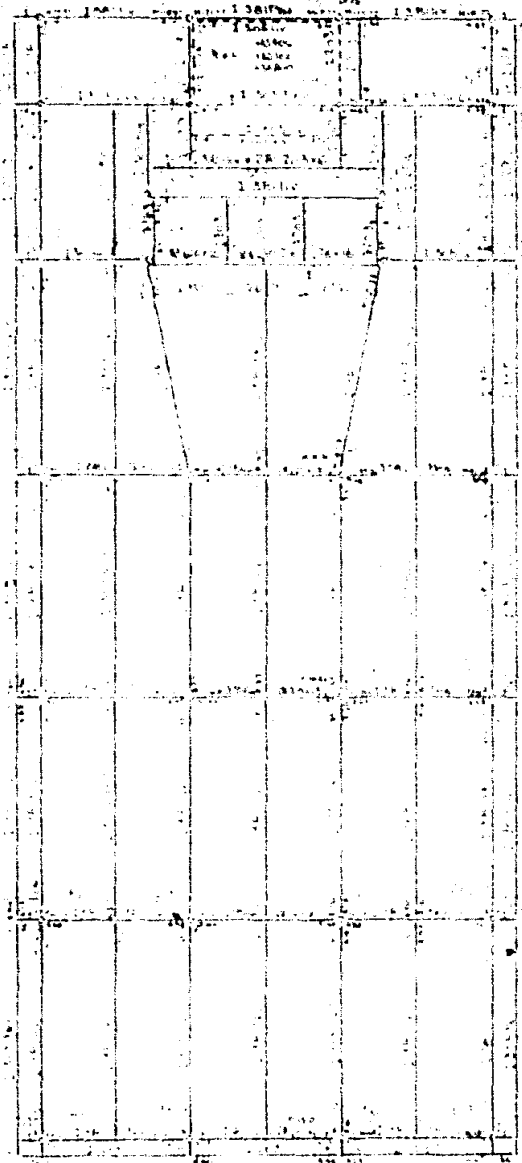
## II ORIENTACION DE LAS COLUMNAS

...

PLANTA MEZANINA  
NIVEL PS + 8.200

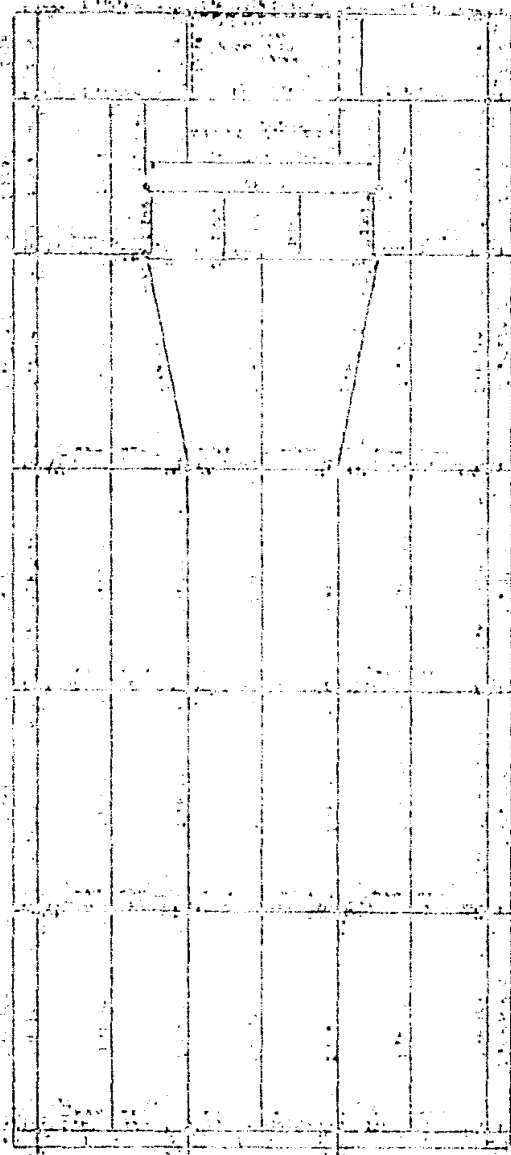
Tesis Profesional  
Alfonso Ferreiro Al...  
Planta  
Mezanina

1220



Nivel: 1.384.00

1220



Nivel: 1.384.00

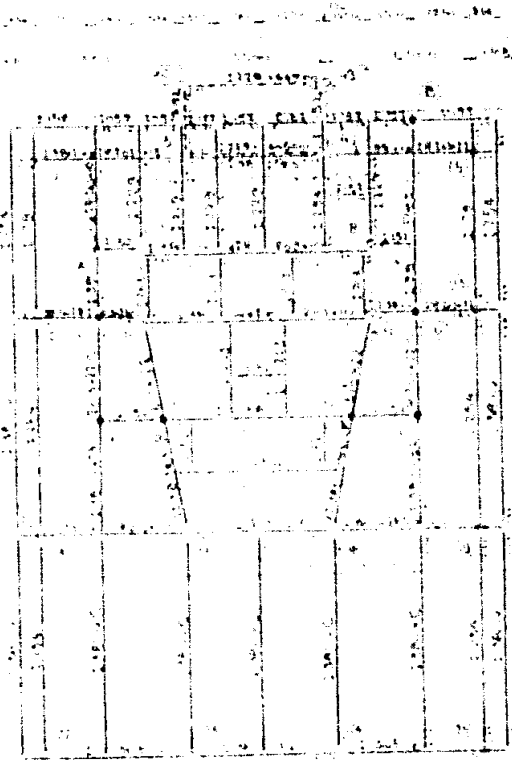
1220

ORIENTACION DE LAS COLUMNAS

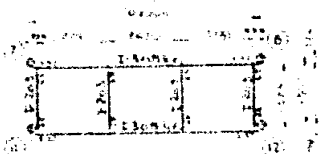
PLANTAS TIPO



Tesis Profesional	
Alfonso Ferreiro Alegre	
Plantas Tipo	8



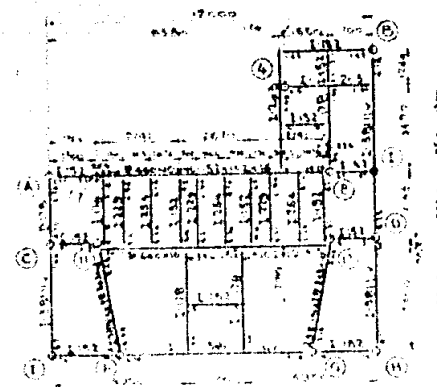
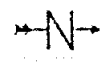
PLANTA AZOTEA  
2º PENT HOUSE



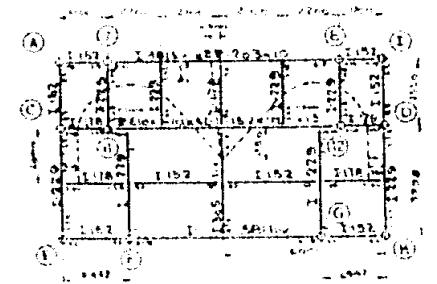
ENTREPISO ANTERIOR  
CASITA MAQUINARIA  
LLEVADORES

II ORIENTACION DE LAS COLUMNAS

Las columnas de este edificio se orientan  
según el eje de la línea A-B.



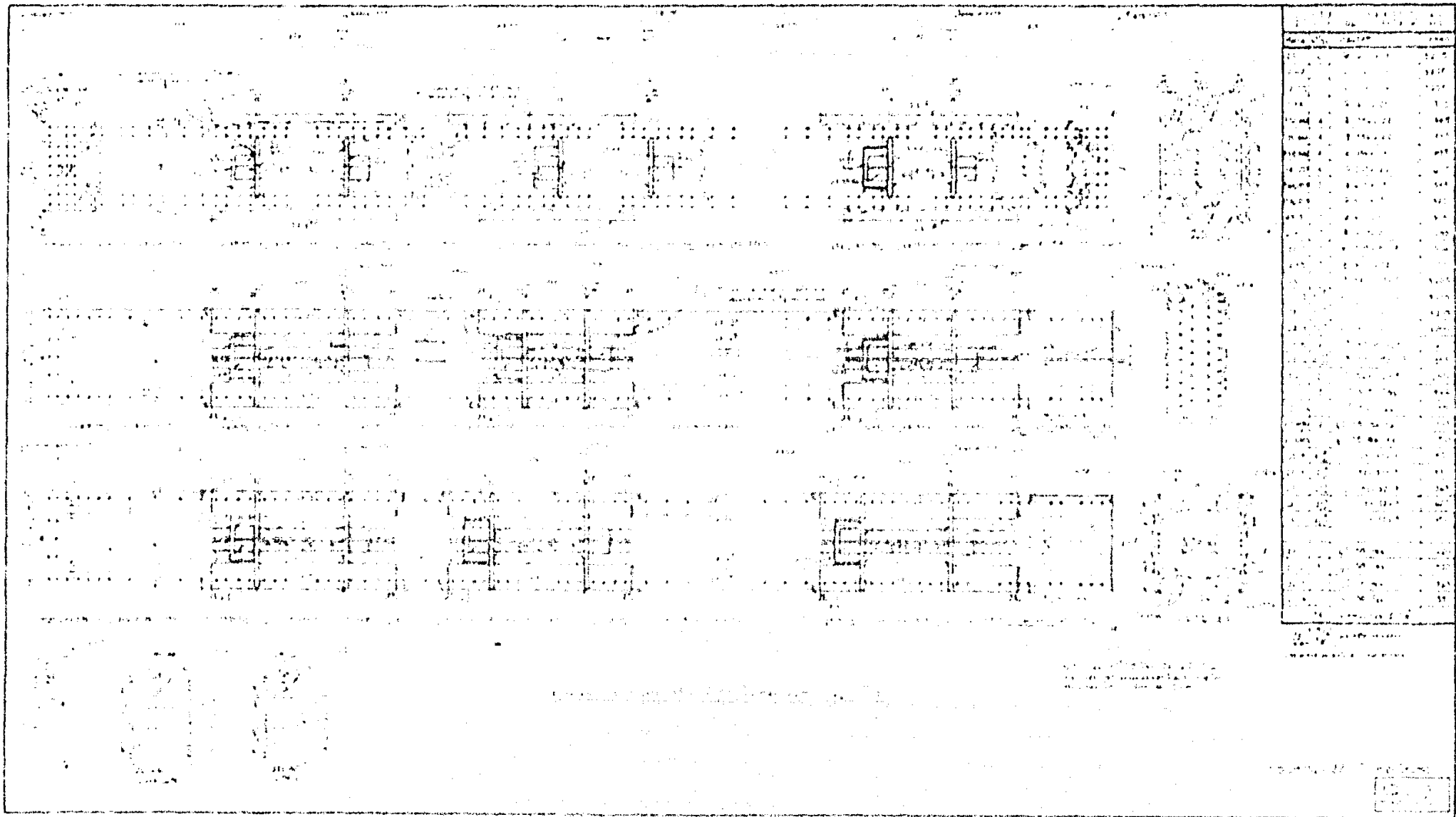
PLANTA CASITA  
MAQUINARIA  
DE LLEVADORES



AZOTEA CASITA MAQUINARIA LLEVADORES







Room No.	Room Name	Area (sq. ft.)	Notes
101	Office	120	
102	Office	120	
103	Office	120	
104	Office	120	
105	Office	120	
106	Office	120	
107	Office	120	
108	Office	120	
109	Office	120	
110	Office	120	
111	Office	120	
112	Office	120	
113	Office	120	
114	Office	120	
115	Office	120	
116	Office	120	
117	Office	120	
118	Office	120	
119	Office	120	
120	Office	120	
121	Office	120	
122	Office	120	
123	Office	120	
124	Office	120	
125	Office	120	
126	Office	120	
127	Office	120	
128	Office	120	
129	Office	120	
130	Office	120	
131	Office	120	
132	Office	120	
133	Office	120	
134	Office	120	
135	Office	120	
136	Office	120	
137	Office	120	
138	Office	120	
139	Office	120	
140	Office	120	
141	Office	120	
142	Office	120	
143	Office	120	
144	Office	120	
145	Office	120	
146	Office	120	
147	Office	120	
148	Office	120	
149	Office	120	
150	Office	120	
151	Office	120	
152	Office	120	
153	Office	120	
154	Office	120	
155	Office	120	
156	Office	120	
157	Office	120	
158	Office	120	
159	Office	120	
160	Office	120	
161	Office	120	
162	Office	120	
163	Office	120	
164	Office	120	
165	Office	120	
166	Office	120	
167	Office	120	
168	Office	120	
169	Office	120	
170	Office	120	
171	Office	120	
172	Office	120	
173	Office	120	
174	Office	120	
175	Office	120	
176	Office	120	
177	Office	120	
178	Office	120	
179	Office	120	
180	Office	120	
181	Office	120	
182	Office	120	
183	Office	120	
184	Office	120	
185	Office	120	
186	Office	120	
187	Office	120	
188	Office	120	
189	Office	120	
190	Office	120	
191	Office	120	
192	Office	120	
193	Office	120	
194	Office	120	
195	Office	120	
196	Office	120	
197	Office	120	
198	Office	120	
199	Office	120	
200	Office	120	

Scale: 1/4" = 1'-0"

El lugar donde se localizará el edificio, no se considera zona sísmica, por lo que no se reforzará la estructura especialmente para resistir los efectos de un temblor. Sin embargo se estudiará a continuación, a que aceleración de la masa del edificio, corresponden las fuerzas cortantes producidas por el viento y con las cuales se hizo el cálculo de los marcos rígidos de la estructura.

Considerando el mismo marco estudiado con anterioridad, se tiene que los momentos de las fuerzas exteriores con respecto al nivel de desplante de las columnas, vale:

$$M_{fs} = 2,376.43 \text{ ton. M. (por marco)}$$

La tabla de columnas completa, proporciona los siguientes datos:

El peso total del edificio, hasta el desplante de las columnas es de . . . . . 19,900 tons.

Que están repartidas aproximadamente como se indica a continuación:

Sotano. . . . .	1,600	"
Planta baja. . . . .	2,600	"
Planta Sotacoria. . . . .	900	"
Planta Mexicana. . . . .	1,400	"
Planta Intermedia. . . . .	1,400	"
14 Plantas tipo con 750 tons. cada una .	10,500	"
2 Plantas Pent-House con 750 tons. cada U.	1,500	"

Los momentos producidos por las fuerzas cortantes de la planta Sotacoria para arriba valdrán:

Llevarlo "Cs" al coeficiente sísmico, que se supondrá constante en toda la altura del edificio, como lo indicaba la norma del Reglamento de Construcción del Distrito Federal, antes del 28 de julio de 1957.

900 Cs x	4.10 =	3,690 Cs
1,400 Cs x	7.75 =	10,850 Cs
1,400 Cs x	11.35 =	15,890 Cs
14 x 750 Cs x	36.35 =	381,575 Cs
750 Cs x	61.30 =	45,975 Cs
750 Cs x	64.65 =	48,490 Cs

SUMA: 506,420 Cs con. M.

Este valor se iguala a cinco veces (pues que se trata de cinco marcos en esa dirección) el valor de "SMFg", indicado en la hoja anterior:

$$506,420 \text{ Cs} \div 5 = 2,378.4$$

$$\text{Cs} = \frac{11,692}{506,420} = 0.0235$$

El reglamento anterior a 1957 mencionado mas arriba, especificaba para una estructura del tipo de la estudiada, un valor para "Cs" de 0.0235, es decir muy cercano al valor obtenido. Por lo tanto, la estructura tendrá una reserva de capacidad de carga, adecuada para resistir un sismo, que como se indicó mas atrás es muy poco probable que ocurra en la región donde se localizará el edificio.

Diseño de la cimentación para la estructura del edificio.

Los estratos sobre los que se apoyará el edificio, son muy adecuados para resistir las sobrepresiones, que producirá el peso del mismo.

El subsuelo sobre el que se levantará el edificio, está formado por capas de zapatas muy duro, que es necesario romper por medio de herramientas mecánicas de percusión (se trata de un conglomerado calizo muy bien cementado). Hacia el río de Santa Catalina, se encuentran algunos estratos de aluvió, generalmente muy densos y compactos. El nivel de aguas fósicas es muy profundo y no afectará en modo alguno el diseño y la construcción de los cimientos.

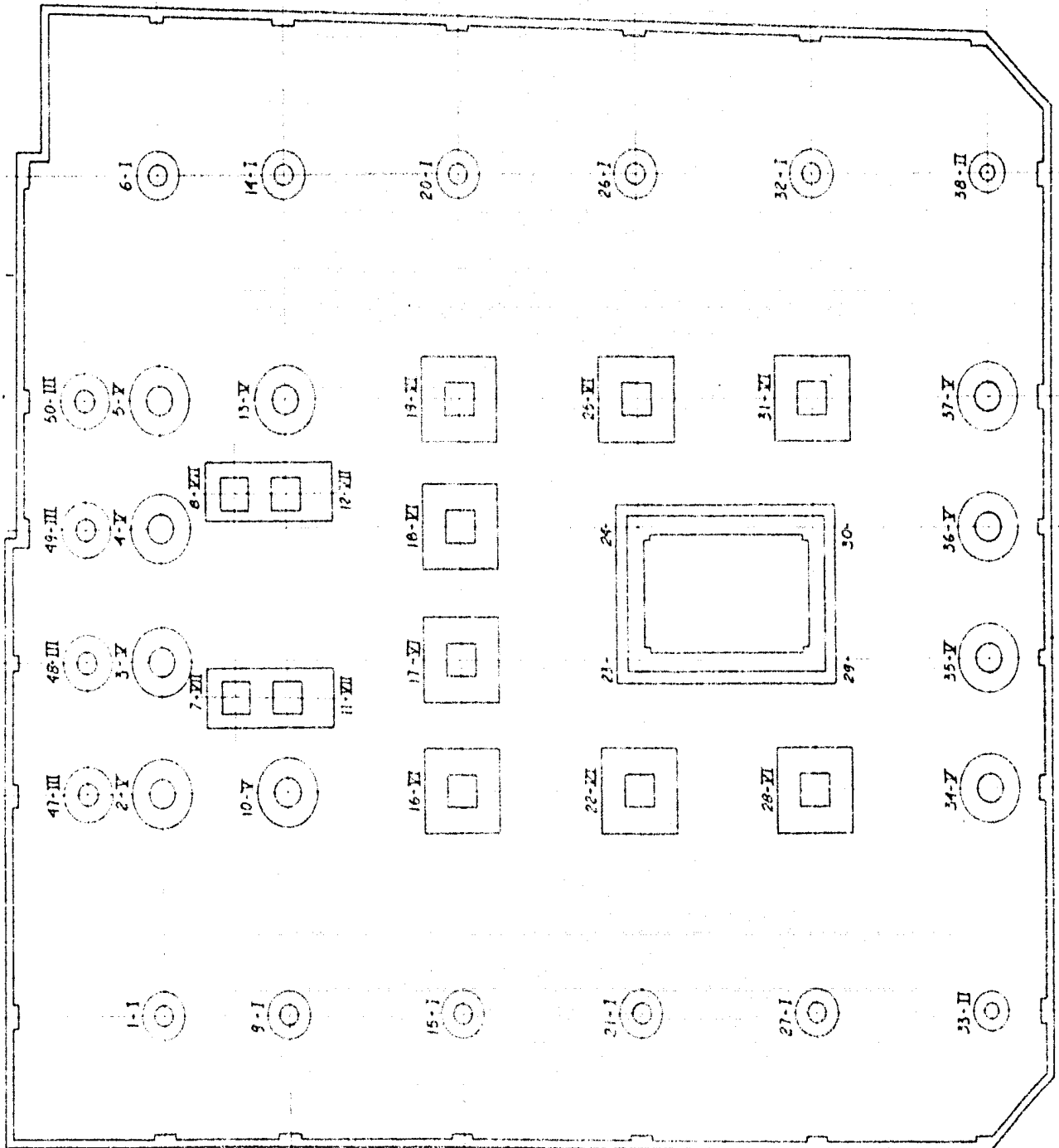
Dadas las favorables condiciones del terreno, el edificio será cimentado sobre zapatas aisladas de concreto. Para facilitar los cálculos, las diversas columnas con cargas semejantes, se reunirán en seis grupos, que darán lugar a seis tipos de zapatas.

Los diferentes tipos de zapatas y su localización sobre el terreno están indicados en el dibujo de la siguiente hoja.

La lista de las columnas que corresponden a cada tipo es la siguiente:

Zapata tipo I : Columnas números: 1-9-15-21-27-6-11-20-26 y 32.

Zapata tipo II: Columnas: 33 y 38



## Planta General de Cimentación

Nota:

El número entre su correspondencia al número de la columna

El número romano correspondiente al tipo de repola

Zapata tipo III : Columnas: 48 y 49

Zapata tipo V : Columnas: 2-3-4-5-10-13-34-35-36 y 37

Zapata tipo VI : Columnas: 16-17-18-19-22-25-26 y 31

Zapata tipo VII : Esta zapata servirá para dos columnas que se encuentran muy próximas y son por una parte la 7 y la 11 y por otra la 8 y la 12.

Las columnas números: 23-24-29 y 30, se apoyarán sobre las esquinas de los muros de la cisterna para almacenamiento de agua, que se construirá debajo de los dos pisos de estacionamiento del edificio y al nivel de los cimientos.

Las cargas promedio, para los diferentes tipos de columnas, son las siguientes:

Tipo I	250 toneladas.	
Tipo II	175	"
Tipo III	300	"
Tipo V	500	"
Tipo VI y columnas		
Sobre la cisterna	750	"
Tipo VII	350	" y
	770	"

Considerando que el terreno admite un esfuerzo de 8 kg. por  $\text{cm}^2$ , las dimensiones de cada tipo de zapata, serán las indicadas en el siguiente cuadro:

TIPO	FORMA	DIÁMETRO O	SUPERFICIE	ESFUERZO SOBRE	
		LADO		EL TERRENO	
		M.	M <sup>2</sup>	Ton./M <sup>2</sup>	kg./cm <sup>2</sup>
I	Circular	2.00	3.140	79.62	7.95
II	Circular	1.70	2.269	77.13	7.71
III	Circular	2.20	3.799	78.97	7.90
V	Circular	3.90	6.602	75.72	7.57
VI	Cuadrado	3.10	9.610	78.06	7.80

Nota: Para el esfuerzo admitido sobre el terreno, es prácticamente despreciable, el efecto del peso propio de las zapatas.

Diseño de la zapata circular tipo V.

Las columnas que corresponden al tipo V, con todas de 2 o 3 vigas de 15" con plancas de 20", es decir que la caña mide 38 x 51 cm., para estas columnas, se proyectó la base de acero fundido tipo 3 (véase el dibujo de bases de la hoja número 60) la que mide 1.15 x 1.00 metros.

Como la zapata será circular, el dado se hará también circular y de 1.20 metros de diámetro.

Se usará concreto de 16  $\approx$  170 kg./cm<sup>2</sup> para los cimientos.

$$\text{Entonces: } f_c \approx 0.45 \times 170 \approx 75 \text{ kg./cm}^2$$

$$v \approx 0.03 \times 170 \approx 5.1 \text{ kg./cm}^2$$

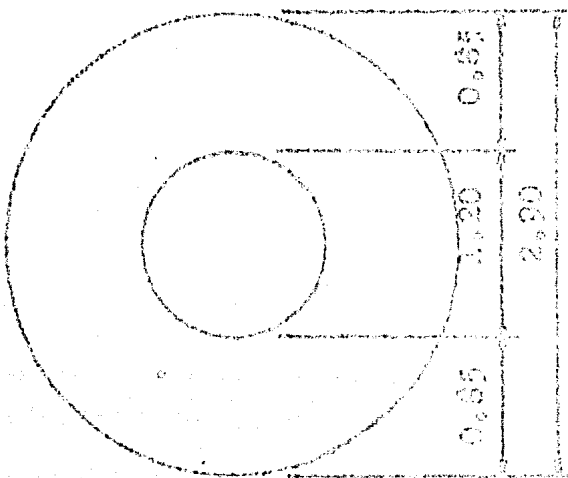
$$u \approx 0.10 \times 170 \approx 17.0 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_c \approx 1.265 \text{ kg./cm}^2$$

$$k \approx 0.416 : j \approx 0.861$$

(82)

Entonces las dimensiones principales de la zapata serán las siguientes:



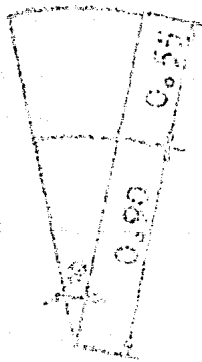
Peralte que necesitará tener la zapata por esfuerzo cortante:

Si de 30 cms.

De acuerdo con la figura - que se encuentre mas abajo, se tiene que:

$$b = \frac{2 \times 3.14 \times 0.90}{360} = 0.0157 \text{ @}$$

b En metros.



$$A_s = \frac{2 \times 3.14}{360} (1.45^2 - 0.90^2) = 0.00282 \text{ @}$$

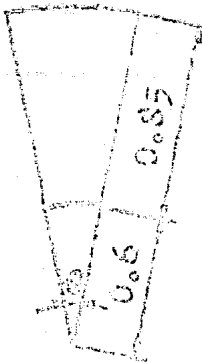
A en metros cuadrados

$$W = 75.73 \times 0.00282 = 0.214 \text{ @ (tons.)}$$

Presión que  $R = 75.73 \text{ ton./M}^2$

$$d_s = \frac{214 \text{ @}}{1.570 \times 0.801 \times 1.1} = \frac{214}{1.570} = 31 \text{ cms. O.K.}$$

Peralte que necesitaré tener la zapata por momento flexionante:



$$b_s = \frac{2 \times 3.14 \times 0.60}{360} = 0.0105 \text{ @ (M.)}$$

$$A_s = \frac{2 \times 3.14}{360} (1.45^2 - 0.60^2) = 0.0038 \text{ @}$$

A en metros cuadrados

$$W = 75.73 \times 0.0038 \text{ @} = 0.288 \text{ @ (tons.)}$$

$$W = 288 \text{ @} = 22.5 = 12,240 \text{ @ (kg.cms.)}$$

(35)

$$\frac{12,300 \text{ C}}{13,132,055} \approx 20,5 \text{ cms.} < 31 \text{ cms.}$$

Area de acero necesaria para el refuerzo:

$$S_1 \approx 5^\circ; 625 \times 0,00580,625 = 3,65,25 \text{ cms.}$$

$$M \approx 12,240 \times 5 = 61,200 \text{ kgs cms.}$$

$$A_{as} = \frac{61,200}{1,365,81,80132} \approx 4,41 \text{ cm}^2; \text{ ó sea una varilla de } 5/8$$

Peralte que necesitará tener la zapata por adherencia:

$$\text{Si como en el caso anterior } S \approx 5^\circ; 120,0038 \times 500,019 \text{ metros cuadrados, entonces: } 1073,73 \times 0,0091,44 \text{ tons.}$$

$$d_{as} = \frac{1,440}{520,561,17} \approx 30 \text{ cms.} < 31 \text{ cms.} \quad \text{O.K.}$$

Número de varillas que necesitará la zapata:

$$10760 / 5072 \text{ varillas de } \# 5/8$$

Refuerzo de acero necesario por temperatura:

$$1200,0035 \times 1200,0035 \times 50 \times 10^{-4} = 1,25 \text{ cm}^2/\text{cada } 10 \text{ cm}$$

Se colocarán anillos de  $\# 1/2$  cada 10 cms.

Refuerzo de acero que necesitará el duto de concreto de la zapata: 12500 tons.

$$A_{as} = 120^2 \times 0,785 = 11,300 \text{ cm}^2$$

Utilizando el  $r$  del mínimo de 0,01 y calculando el  $d$  de, como columna sujeta, su capacidad de carga será:

$$P = 0,225 \times 170 \times 11,300 + 928 \times 0,01 \times 11,300$$

$$P = 537,039 \text{ kgs.} > 500 \text{ tons.} \quad \text{O.K.}$$

$$A_{as} = 0,01 \times 11,300 = 113 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas de  $7/8"$  de diámetro, el número de varillas necesario será:

$$113/3.57 = 30 \text{ varillas}$$

Si se considera un recubrimiento de 10 cms., la circunferencia que contiene los ejes de las varillas medirá:

$$\text{Circunferencia} = 3.14 \times 100 = 314 \text{ cms.}$$

La separación aproximada de las varillas centro a centro será:  $314/30 = 10.46$  cms.

Cálculo del peso que deberá tener el suucho:

$$A = 170^2 \times 0.785 = 11,300 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 100^2 \times 0.785 = 7,850 \text{ cm}^2$$

$$F_c = 170 \text{ kg./cm}^2$$

$$F_{cR} = 200 \text{ kg./cm}^2$$

$$p = 0.145 \left( \frac{11,300}{7,850} - 1 \right) \frac{170}{2,300}$$

$$p = 0.0146 ; \text{ El se utilizará para la espiral co-}$$

rrugado de  $5/8"$  de diámetro (por especificación no se puede usar un diámetro menor de  $3/8"$ ) el paso deberá de ser de:

Paso =  $\frac{1.59 \times 100}{100 \times 0.0146} = 5.5 \text{ cms.}$  centro a centro de espiras. La separación libre vale:  $5.5 - 1.59 = 3.91 \text{ cms.}$

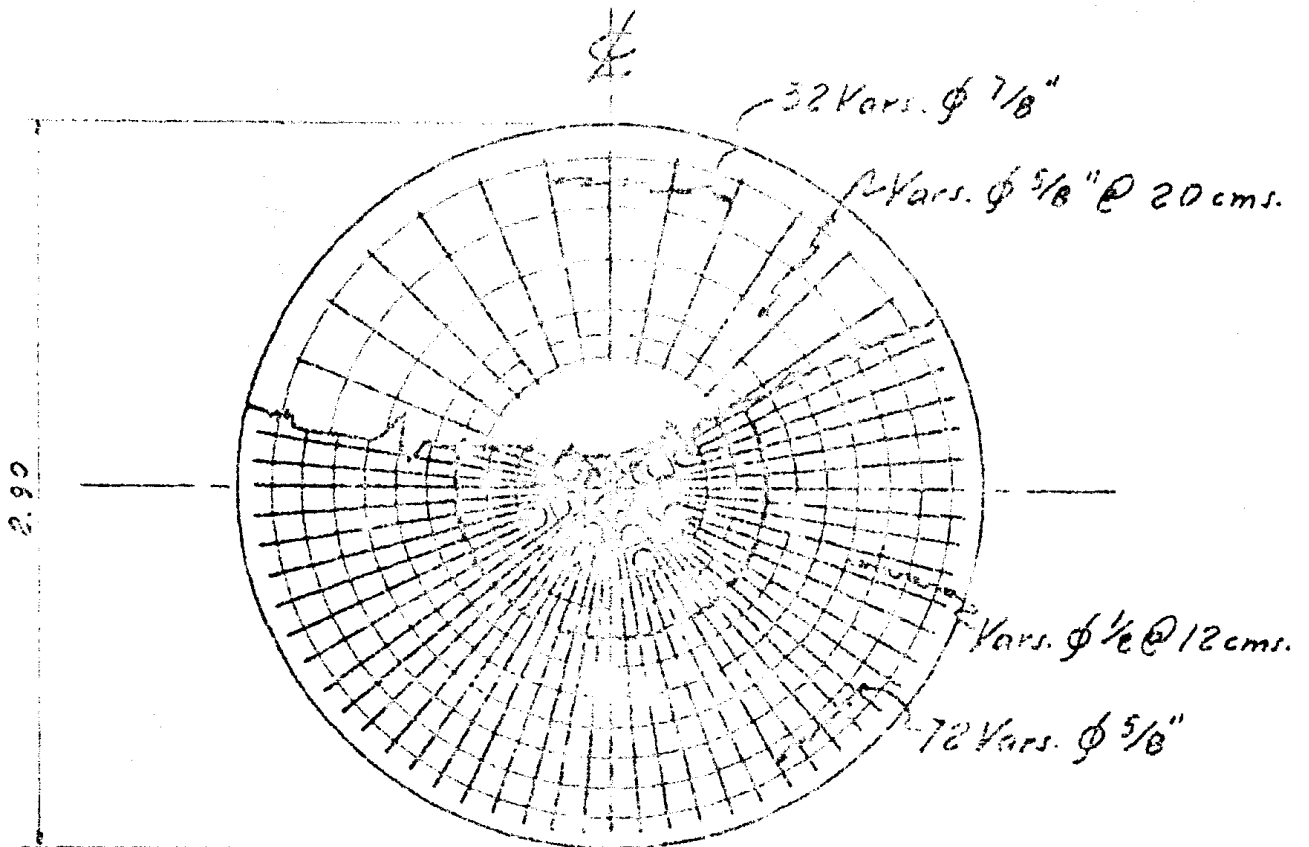
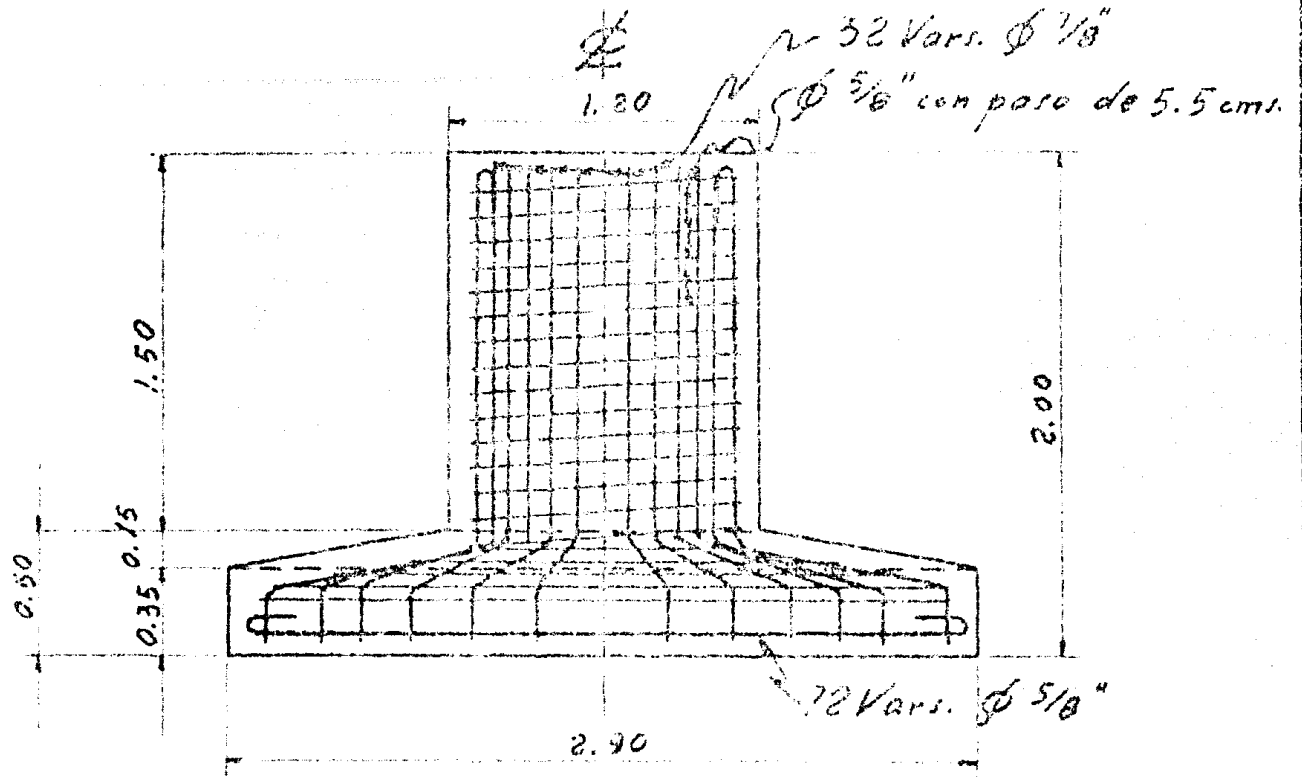
Este valor queda dentro de los límites exigidos por las especificaciones, como se ve en seguida:

$$3.50 \leq 3.91 \leq 7.60 \leq \frac{100}{6} = 16.70 \text{ cms.} \quad \text{O.K.}$$

El tamaño máximo del agujero grueso que se podrá usar será de:  $3.91/1.5 = 2.60 \text{ cms.}$ , aproximadamente 1".

En la siguiente hoja aparece un dibujo de la zapata en el que se pueden ver: la forma, dimensiones, cantidades del refuerzo y su correspondiente colocación.

En forma semejante se diseñaron las zapatas correspondientes a cada tipo de los mencionados mas atras y se proyectó un muro perimetral, con un mínimo de refuerzo (puesto que no habrá empuje del terreno, dada su buena calidad) con objeto de aislar, los dos pisos situados por debajo del nivel de banquetas, del terreno circundante.



Zapata Tipo V  
 Acolaciones en metros

Al hablar mas atrás (hoja No. 54) de la elaboración de la tabla de columnas, se omitió indicar, que con objeto de aligerar en la medida de lo posible, las cargas en la estructura (principalmente en las columnas) se llevó a cabo la reducción de carga viva vertical, que permite el reglamento de construcciones para el Distrito Federal, la cual se reproduce a continuación:

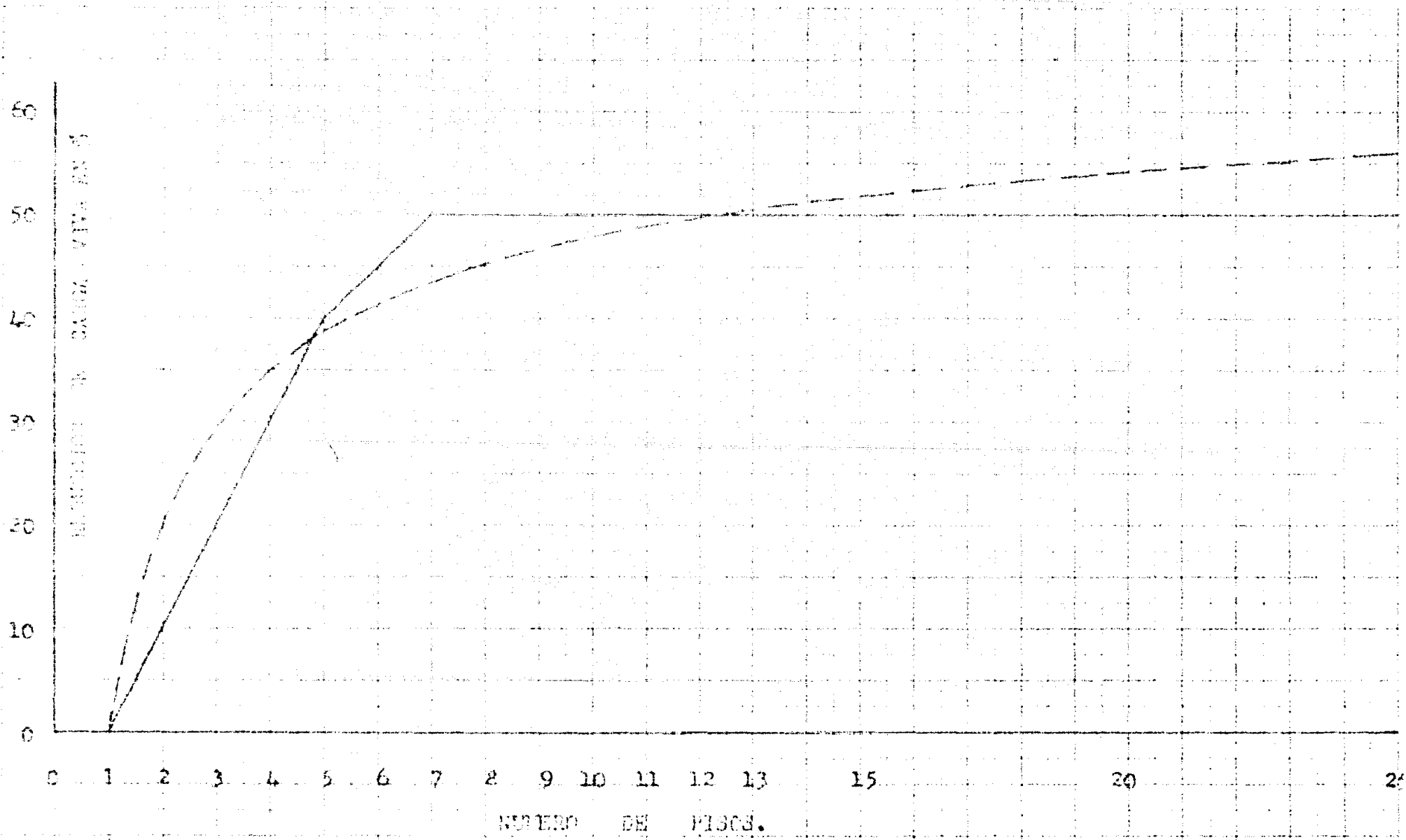
PISO	REDUCCION DE CARGA VIVA VERTICAL
Planta Baja	0%
Primero	0%
Segundo	10%
Tercero	20%
Cuarto	30%
Quinto	40%
Sexto	45%
Septimo y Superiores	50%

Algunos autores recomiendan, que se use para la reducción de carga viva vertical, la fórmula siguiente:

$$\text{Reduc. de Carga V. V.} = K_c(1 - 1/n)$$

En la que  $K_c$  es un coeficiente con valor de 0.70 para todos los casos de carga viva vertical, excepto en las escaleras, en las que valdrá 0.65 y  $n$  es el número del piso, para el que se quiere obtener  $K_c$ .

Como se puede ver en las gráficas comparativas de la siguiente hoja, los valores de reducción de la carga viva vertical, dados por ambos métodos, son muy semejantes, te-



— — — — — Reducción de carga viva según el código del A.I.S.C. y el Manual para Constructores

- - - - - Reducción de carga viva según fórmula:  $r = c \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{n}} \right)$

niendo el método recomendado por el reglamento de construcciones del Distrito Federal, la ventaja de su mayor facilidad de manejo al aplicarlo.

Estimación de costos de la estructura de acero.-

De acuerdo con los perfiles, obtenidos al hacer el proyecto de la estructura, y teniendo los pesos teóricos por metro de cada perfil, dados por el Manual para Constructores de la Cia. Fundidora de Hierro y Acero de Monterrey, S. A.; se estimó lo que pesará la estructura (incluyendo las conexiones) obteniendo los resultados que se indican a continuación:

Peso de la vigería de los  
diferentes esparrillados.....1,236 Tons.  
Peso de las columnas incluyendo sus bases de acero fundido... 918 Tons.  
Peso total de la estructura.....2,154 Tons.

Estimando el precio de fabricación de la estructura en \$ 3,000.00 la tonelada y el montaje de la misma en \$ 400.00 la tonelada; el costo de la estructura de acero será en total de:

$$2,154 \times 3,400 = 7,323,600.00$$

Por otra parte, la superficie cubierta por la estructura es de: 26,918 metros cuadrados.

Entonces el peso de la estructura por metro cuadrado será:  $2,154,000 / 26,918 = 80 \text{ Kps./m}^2$  aproximadamente.

El costo de la estructura por metro cuadrado, será de:  $7,323,600 / 26,915 = 272 \text{ \$/m}^2$

Generalidades sobre la fabricación y montaje de la estructura.-

Se fabricará la estructura en el taller, con la ayuda de los planos de detalle de las diferentes piezas (algunos de ellos se muestran en las hojas números 75, 76 y 77) procediendo en la siguiente forma:

Todos los materiales se cortarán al milímetro, en los largos necesarios, por medio de sierras de fricción. Se les pondrá la correspondiente marca y pasarán a la sección de trazo, en la que se dibujarán los gradillos y la separación de los agujeros para el ranchado, los centros de los cuales se marcarán visiblemente por medio de un "punto", el que servirá de guía al hacer el agujero.

Las diferentes piezas sueltas, una vez terminado el trazo, pasarán a las máquinas punzonadoras, en las que se harán las perforaciones necesarias y de los diámetros requeridos.

Se harán posteriormente los cortes, que necesite cada pieza, por medio de cortadores de acetileno, hasta dejarlas de la forma requerida.

Se llevarán todas las partes habilitadas, a la sección de armado, en la que, por medio de cerchillos ó puntos de soldadura, en los sitios en que sea necesario, serán ag

madas provisionalmente las diferentes piezas de la estructura, para posteriormente acabarlas, remachando y soldando con arco eléctrico la totalidad de las uniones.

Passarán entonces las piezas a la sección de pintura, en donde se les dará una mano de pintura rojo mineral para protegerlas contra la oxidación y se les pintará en forma muy visible la "marca" correspondiente al elemento estructural completo y que servirá para identificarlo en el momento de montarlo en el edificio.

Las piezas de la estructura se almacenarán adecuadamente, para evitarles daños mientras es posible transportarlas al lugar de montaje. Se llevarán los diferentes elementos a la obra de acuerdo con un estudiado orden, de tal manera que lleguen primero, los que deban colocarse primero también (primeros tramos de las columnas y viguería de los tramos separados interiores) y sucesivamente en esta forma, con objeto de evitar el estorbo del material que no se vaya a necesitar de inmediato.

Se levantarán las columnas, al iniciar el montaje, por medio de "plumas", sujetándolas al cimiento por medio de las anclas y manteniéndolas a plomo, por medio de vientos, en los casos en que sea necesario. Se colocarán lo más rápidamente que sea posible, algunos puentes, que se fijarán a las columnas por medio de tornillos de montaje, con objeto de ligarlas y poder progresar en el montaje de

la estructura.

Estando suficientemente ligadas las columnas del primer tramo, por la viguería de los emparrillados inferiores, se colocan las plumas sobre las columnas cortadas y se procede a levantar el siguiente tramo, empalmándolas al tramo inferior. Se ligan las columnas de este segundo tramo, lo más rápidamente posible por medio de tornillos de montaje, a los puentes de los siguientes emparrillados y en esta forma se continúa sucesivamente, hasta concluir el montaje de toda la estructura.

Cuando el montaje está convenientemente avanzado, se procede a plomar las columnas y se ajusta la posición de las vigas, rematándose entonces con carácter definitivo las diferentes conexiones y recuperando los tornillos de montaje, que habían sido provisionalmente colocados.

La estructura de acero tiene la ventaja, de que aunque no esté terminado el montaje, se puede iniciar el colado de las losas de concreto para los pisos, apoyando los moldes sobre los patines inferiores de las vigas de acero, por medio de bastoneras y cuñas de madera. Se tiende a continuación al acero de refuerzo, se acerca y se levanta por medio de separadores, con objeto de que al colar, el concreto penetre por debajo, quedando el necesario recubrimiento del acero de refuerzo.

Si se utiliza el concreto que proporciona las plantas preesclafadas, se dispondrá de un material uniforme,

de buena calidad y se podrán efectuar los colados de las losas de piso, con una gran rapidez. Para poder garantizar una buena penetración del concreto y un adecuado acabado de los pisos, se deberán vibrar continuamente durante el colado.

#### Construcción de la cimentación.

Para la cimentación se hará la excavación necesaria, reemplazando el suelo por medio de hormigoneras armadas y se extenderá totalmente el material excavado, hasta la profundidad que correspondía al nivel inferior de la losa de piso para el subterráneo. A continuación se excavarán los espacios necesarios para las diferentes zapatas (se utilizará el suelo mismo como relleno, dado su buena calidad). No será necesario hacer ningún tipo de dibujo de las zapatas ni bajo el piso del subterráneo, bastando con solo hacer un adecuado dibujo, antes de hacer los colados de concreto.

Se armarán convenientemente las zapatas y sus dados y se colará el concreto vibrado y guisado usualmente, por tratarse de columnas comprimidas. El tiempo del agregado grueso se para el concreto, se excusará de 15'. Si los colados se hacen de concreto a base de cemento de fraguado normal, deberán pasar por lo menos quince días después del colado, para que se pueda iniciar el montaje de la estructura.

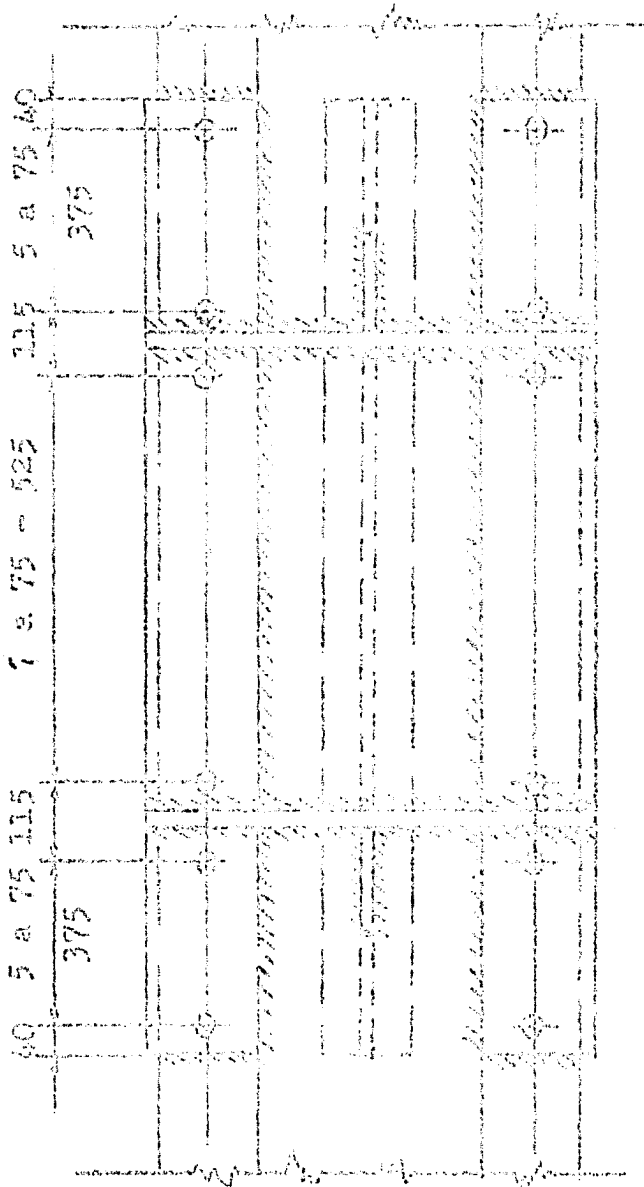
Las anclas deberán quedar alojadas en los dados de los cimientos y para garantizar su posición correcta, con

una tolerancia de sus e nichos tres milímetros, se deberán fijar firmemente por medio de formas de madera, antes de hacer los colados.

Los niveles de la rasante de los cimientos, en caso de quedar con variaciones, será corregida: rebajando los que resulten altos y aumentando los que resulten bajos, por medio de un mortero de cemento muy rico. Se pueden en este último caso, colocar las columnas a su nivel correcto por medio de cuñas de acero e injectar el mortero hasta llenar completamente el hueco, de tal manera que la columna quede efectivamente apoyada en toda la superficie de su base.

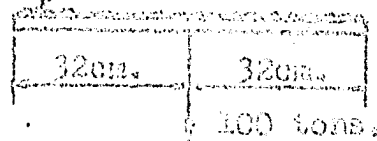
A continuación se hará el estudio de los refuerzos necesarios, para que las placas de las columnas estén en condiciones de resistir los esfuerzos que les producen, las placas de conexión de los puentes mas cargados en los pisos inferiores, al actuar el viento sobre la estructura, sumándose su efecto al de continuidad de los mencionados puentes.

En el dibujo de mas abajo se ha ampliado la zona



en donde se localizará la conexión de uno de los puentes mas cargados, el cual producirá en la placa de conexión, una tensión total de 100 toneladas. De acuerdo con la figura, se puede considerar a la placa de la columna y los refuerzos indicados, como una viga con las dimensiones y cargas que siguen:

$$W = \frac{100}{37} = 2.56 \text{ ton/cm.}$$



El momento flexionante valdrá:

$$M = \frac{1.56 \times 72^2}{2} = 798 \text{ ton.cm.}$$

$$M = 798,000 \text{ kg.cm.}$$

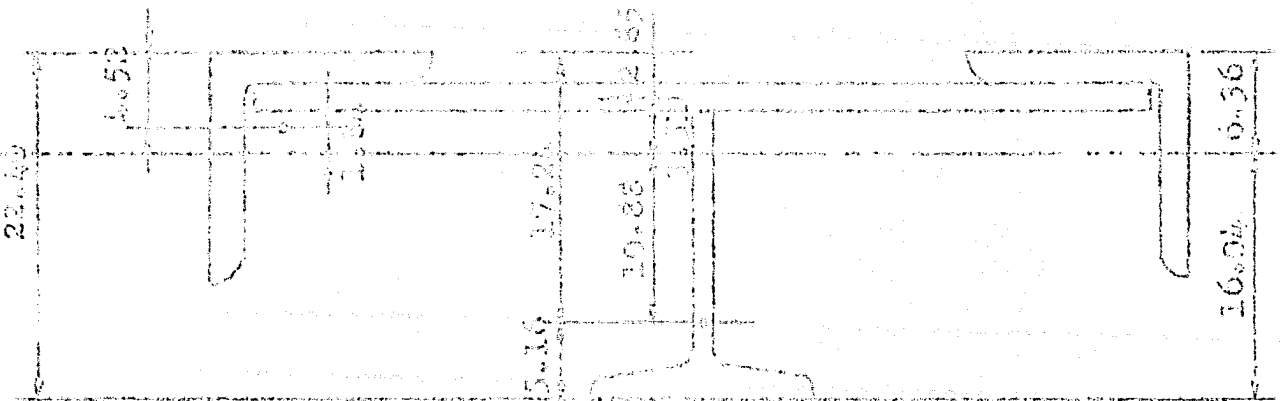
El módulo de sección necesario será:

$$S = \frac{798,000}{1,200} = 665 \text{ cm}^3 \text{ aprox.}$$

La viga que debe tener este módulo de sección, es la indicada en la figura que sigue y formada por la placa corrida de la columna (placa de 60 x 19 mm.) dos ángulos de 152 x 152 x 19 y 1/2 viga de 381 pesada.

Determinación de las propiedades mecánicas de la sección mencionada. Las propiedades mecánicas de la media viga de 381 pesada, están calculadas en la hoja número 100.

De acuerdo con la figura:



Profundidad del eje neutro.

	<u>Área x Brazo</u>	<u>Momentos</u>
Placa = 60.96 x 1.90	= 315.8 x 2.35	300.03
Ángulos = 37.67 x 2	= 308.9 x 4.52	432.23
1/2 viga = 35.80	= 34.9 x 17.24	263.72
	<u>289.6 cm<sup>2</sup></u>	<u>1,785.98 cm<sup>3</sup></u>

Entonces la profundidad del eje neutro será:

$$\bar{Y} = 1,785.98 / 280.6 = 6.36 \text{ cm.}$$

El momento de inercia de la sección total valdrá:

$$I_{xx} = 35.1 + 119.8 \times 3.52^2 + 2 \times 1171.7 + 108.9 \times 1.84^2 + 1766.0 + 55.9 \times 10.88^2$$

$$I_{xx} = 12,567.4 \text{ cm}^4$$

Y el módulo de sección total será:

$$S = 12,567.4 / 16.04 = 783.5 \text{ cm}^3 > 630 \text{ cm}^3 \text{ O.K.}$$

Diseño de las soldaduras para transmitir el esfuerzo cortante entre los diferentes elementos de la sección compuesta.

Soldadura entre la placa y la 1/2 viga:

$$Q = 55.96 \times 10.88 = 608.2 \text{ cm}^3$$

$$V = 50,000 \text{ kpa.}$$

$$v = 50,000 \times 608.2 / 12,567.4 = 2,420 \text{ kg./cm.}$$

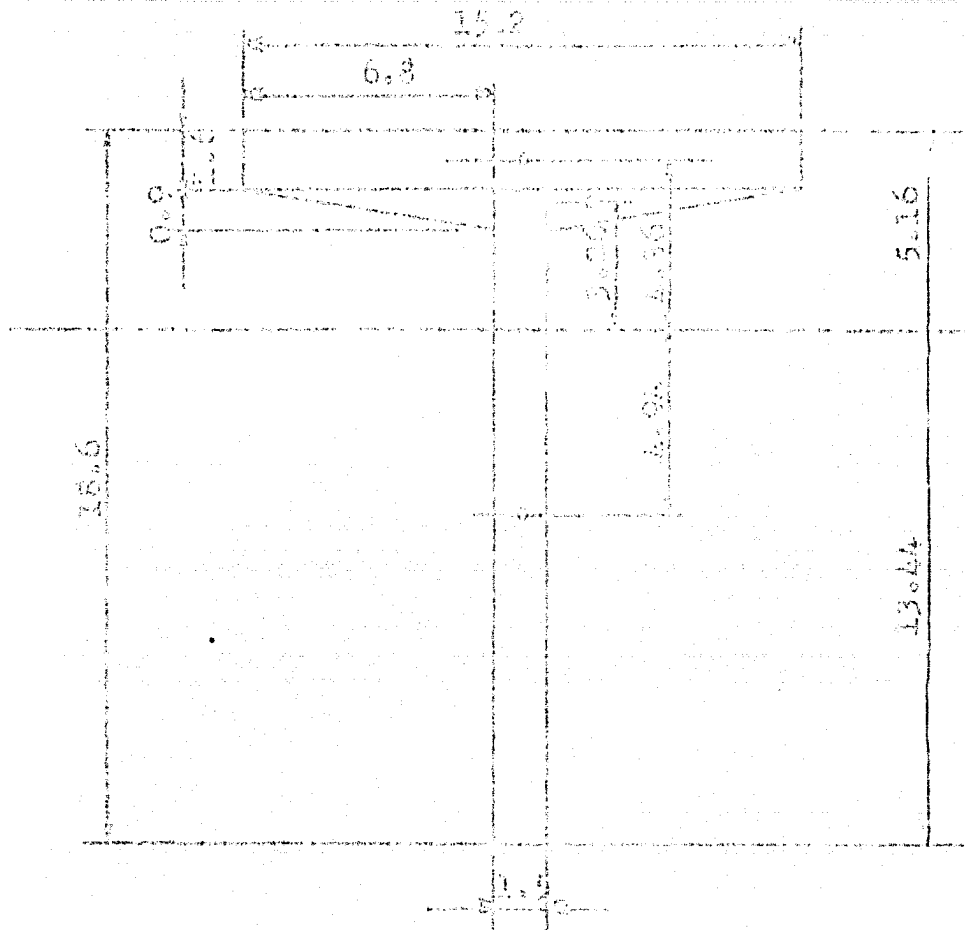
Para cada cordón serán entonces 1,210 kgs./cm., se necesitará por tanto soldadura de 16ar. para cada cordón y se podrán reducir estos hacia 8mm. en los extremos.

Soldadura entre la placa y los ángulos:

$$Q = 54.40 \times 1.84 = 100.2 \text{ cm}^3$$

$$v = 50,000 \times 100.2 / 12,567.4 = 400 \text{ kgs./cm.}$$

Se necesitará por lo tanto un cordón de soldadura de 6mm. a todo lo largo de cada uno de los ángulos.



Propiedades mecánicas de media viga de 301 tipo pesado  
descontando 9mm. del corte longitudinal.

Profundidad del eje neutro:

Áreas x Braços al Momento

$$17.0 \times 1.6 = 25.5 \times 10.1 = 257.5$$

$$15.2 \times 1.6 = 24.3 \times 0.8 = 19.4$$

$$6.8 \times 0.9 = 6.1 \times 3.26 = 11.0$$

$$\hline 39.9 \text{ cm}^2$$

$$\hline 288.5 \text{ cm}^3$$

$$\bar{y} = \frac{288.5}{39.9} = 7.23 \text{ cm.}$$

$$39.9$$

$$I_{xx} = 25.5 \left( \frac{17.0^2}{12} + 4.94^2 \right) + 24.3 \left( \frac{1.6^2}{12} + 4.36^2 \right) + 6.1 \times 3.26^2$$

$$I_{xx} = 1,768 \text{ cm}^4 ; \quad y \quad S = 1,768 / 7.23 = 131.5 \text{ cm}^3$$

Para terminar, aunque fuera del lugar adecuado, se hará la siguiente aclaración:

Las bases de acero fundido para las columnas, se calcularán para resistir los esfuerzos de flexión, provocados por la reacción vertical uniforme de los cimientos; despreciando los esfuerzos de flexión adicionales, que serían producidos por la deformación (rotación de las placas de apoyo) de las columnas, al estar sujeta la estructura a los efectos de las presiones horizontales del viento o del sismo.

No se consideraron los mencionados esfuerzos adicionales, por que no tendrán lugar si se toma la precaución de aflojar las tuercas de las anclas de las columnas, una vez terminado el montaje de la estructura y antes de colocar las losas y los muros del edificio.