

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

AUTOR:

TAMI PUELL MANUEL

LIMA-PERÚ

-1955-

PROYECTO DE GRADO
ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Lima, Mayo de 1955

Señor

Director de la Escuela Nacional de Ingenieros

Presente.

El que suscribe, Manuel Tami, Puell, exalumno de la Escuela de su digna dirección, pone a su consideración la presente Tesis, para optar el título de Ingeniero Civil.

Suplico a Ud. se sirva disponer la formación del Jurado y aprovecho esta oportunidad para reiterarle los sentimientos de mi más alta consideración y estima.

M. Tami P.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

INTRODUCCION

El Tema que abordo en la presente Tesis, es el hacer el diseño completo de la estructura del edificio, cuyos planos adjunto y que tiene 4 pisos y sótano.

Los elementos de cálculo con que voy a trabajar, a no ser que indique lo contrario son:

Concreto de mezcla 1:2:4 de $f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_c = 63 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_s = 1400 \text{ Kg/cm}^2$
 $f = 0.866$
 $R = 0.403$
 $K = 11$
 $p = 0.0091$
 $n = 15$

Los recubrimientos mínimos, de las armaduras, que usare durante el diseño serán :- en:

- a) Aligerados, losas y vigas dobles 2 cms
- b) Columnas y vigas 4 "
- c) Zapatas 7.5 "

Los empalmes mínimos a usarse durante la ejecución de la obra serán:

- a) Vigas y columnas a flexión compuesta:- 50 diámetros
- b) Columnas a carga axial 33 "

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

ESPECIFICACIONES PARA EL PROYECTO DE
GRADO DEL ALUMNO MANUEL TAMÍ P.
PROMOCION: 1954

Proyectar la estructura de concreto armado del edificio cuyos planos se adjuntan y que consta de: Sotano, 1^{er} piso y Tres pisos típicos.

Sobrecargas: 1^{er} piso: 400 Kg/m^2 ; pisos típicos: 200 Kg/m^2 y azotea: 100 Kg/m^2

Muros y Tabiques: Los muros perimétricos y o patio de luz serán de ladrillo hueco a cabeza; los tabiques interiores serán de ladrillo hueco de 0.10 en bruto

Alturas piso a piso: Sotano: 3.20 m, 1^o piso: 4.60 m
pisos típicos: 3.30 m.

Cimentación: La carga de seguridad del Terreno de cimentación será de: 4 Kg/cm^2

Se presentará como mínimo:

- 1^o- Planos generales a escala 1:50, planos de detalle a escala conveniente.
- 2^o- Cálculos justificativos completos
- 3^o- Presupuesto de ejecución de la estructura.

Lima, 14 de Junio de 1954.

JUAN SARMIENTO
Jefe de Dpto de I. Civil

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

INDICE POR CAPITULOS

	<i>Páginas</i>		
ALIGERADOS	1	o	66
VIGUETAS ESPECIALES	67	o	83
ESTUDIO DE LOS PORTICOS	84	o	88
PORTICO A	89	o	135
PORTICO B-1-3	136	o	149
PORTICO B-3-0	150	o	166
PORTICO C-1-3	167	o	179
PORTICO C-3-5	180	o	193
PORTICOS D y E	194	o	238
PORTICO F	229	o	252
PORTICO G	253	o	276
ESTUDIO DE LAS ESCALERAS	277	o	285
VIGAS DE ARRIOSTRAMIENTO	286	o	302
MURDOS DE CONTENCION.	303	o	308
RAMPA PARA AUTOMOVILES	309	o	317
CAJA DE ASCENSORES	318	o	326
CIMENTACION	327	o	360
PRESUPUESTO	361	o	363

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

ALIGERADOS AZOTEA

Para este nivel he considerado un aligerado de 25 cms de altura que es más o menos $\frac{1}{25}$ del promedio de las luces.

Como una idea de la altura del aligerado, nos la da también el esfuerzo cortante, chequearé la altura asumida a las solicitaciones de este esfuerzo, para ello hallo primero la carga por m^2 que soporta este forjado.

Peso propio	365	kg/m^2
Posteleros	100	"
Sobrecarga		<u>100</u>	"
		565	kg/m^2

$\frac{1.4}{22} \left(\frac{25}{2.1} \right)$

Considero ahora el Tramo más desfavorable, con el máximo esfuerzo cortante que se produce en él:

$$V_{max} = 0.575 w l' = 0.575 \cdot 565 \cdot 7.00 = 2270 \text{ Kgs}$$

Luego:

$$d = \frac{2.270}{10 \cdot 4.2 \cdot 0.866 \cdot 2.5} = 25$$

$$h = 25 + 3 = 28 \text{ cms}$$

Esta altura excede lo considerado, pero teniendo en cuenta que se trata del Tramo más desfavorable, que este es solamente uno y que se pueden ensanchar las vigas en la longitud necesaria, adoptaremos la altura asumida. Enseguida compruebo si este tipo de aligerado se comporta

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

como una sección en "T", en los sectores de momento positivo:

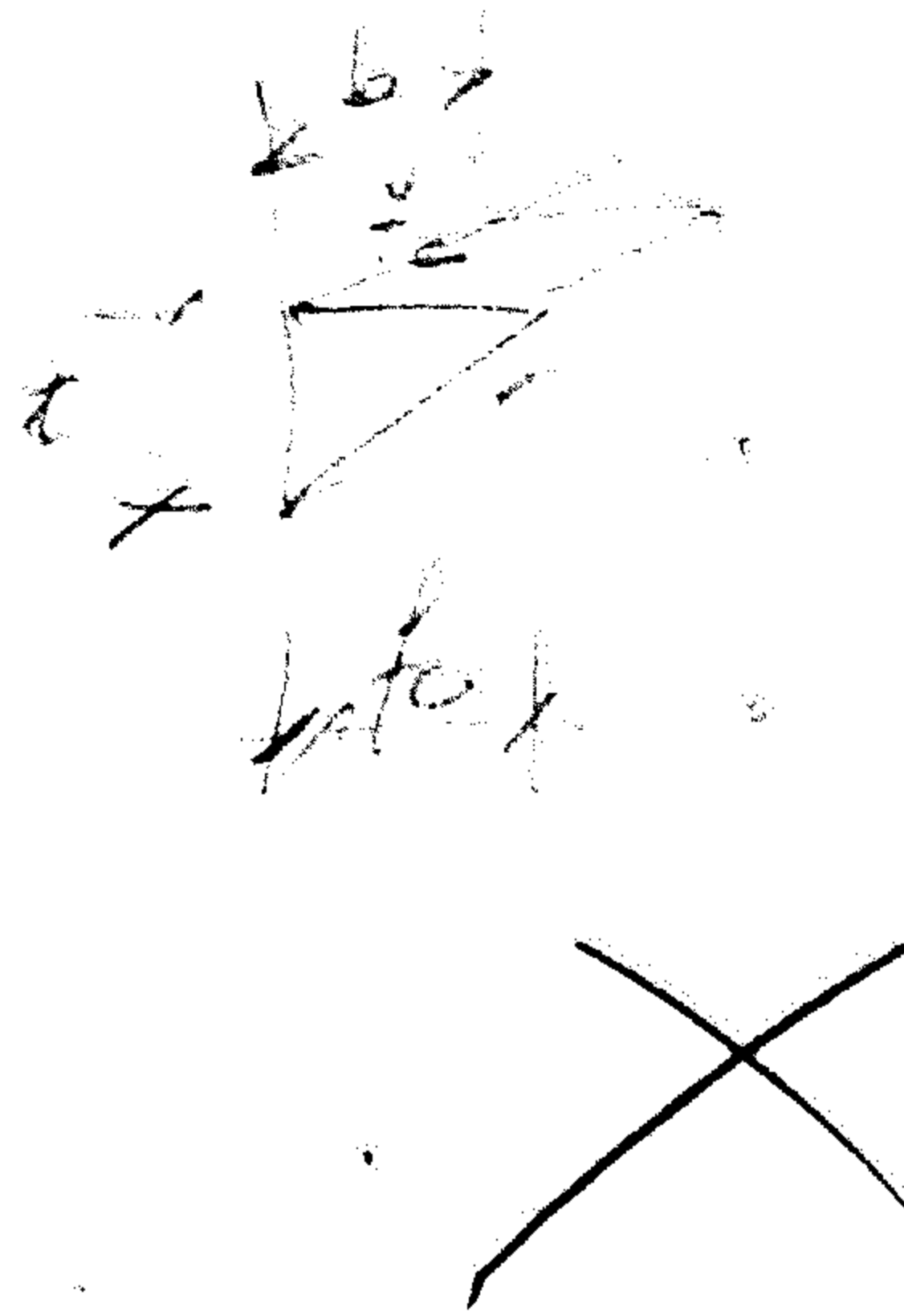
De una manera aproximado podemos admitir que $R=0.403$
luego: $kd = 0.403 \times 22 = 8.9 \text{ cms} > t = 5 \text{ cms}$; por consiguiente la fibra neutra, está por debajo del fondo del ala y la sección se comporta como una en "T".

Antes de comenzar el cálculo de las diferentes zonas en que he dividido este nivel voy a reunir las características del aligerado de 25, que servirán para ahorrar operaciones durante el proceso del cálculo.

a) Momento resistente máximo positivo:-

$$\begin{aligned} +M_{c10} &= 2.5 \times 0.5 \times b \cdot t \cdot (d - t/3) \\ &= 2.5 \times 0.5 \times 63 \times 40 \times 5 \cdot (22 - 2.5) \\ &= 3,000 \text{ Kgcm} \end{aligned}$$

$$\underline{+M_{c10} = 3,000 \text{ Kgcm}}$$



b) Momento resistente máximo, negativo:-

$$\begin{aligned} -M_{c10} &= 2.5 \times K \cdot b \cdot d^2 \\ &= 2.5 \times 11 \cdot 10 \cdot 22^2 = 133000 \text{ Kgcm} \\ &= 1330 \text{ Kgcm} \end{aligned}$$

$$\underline{-M_{c10} = 1330 \text{ Kgcm}}$$

c) Máximo esfuerzo cortante que resiste:

$$\begin{aligned} V_{c10} &= 2.5 \times 0.03 \times J \cdot b \cdot d \\ &= 2.5 \times 4.2 \times 0.866 \times 10 \cdot 22 \\ &= 2,000 \text{ Kgs} \end{aligned}$$

$$\underline{V_{c10} = 2,000 \text{ Kgs}}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

d) Area de acero positivo :

$$+ A_s = \frac{M}{2.5 \cdot f_s \cdot (d - \frac{f_c}{3})}$$
$$= \frac{M}{2.5 \cdot 1400 \cdot (22 - 2.5)}$$

$$+ A_s = \frac{M}{68,100}$$

e) Area de acero negativo :

$$- A_s = \frac{M}{2.5 \cdot f_s \cdot J \cdot d}$$
$$= \frac{M}{2.5 \cdot 1400 \cdot .866 \cdot 22}$$

$$- A_s = \frac{M}{66,800}$$

f) Adherencia :-

$$\Sigma_o = \frac{V}{2.5 \cdot M \cdot J \cdot d}$$

$$\Sigma_o = \frac{V}{2.5 \cdot 10.5 \cdot .866 \cdot 22}$$

$$\Sigma_o = \frac{V}{500}$$

Conocidas las características anteriores puedo entrar al proceso del cálculo.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

ZONA I

Calculo de los momentos:-

En general todas las zonas de la azotea pueden analizarse, para el cálculo de sus momentos, por coeficientes. Por ello todas las zonas las he analizado por este procedimiento, a excepción de la zona II que la he analizado por el método de Hardy-Cross.

Los coeficientes que usaré a continuación son los que se recomiendan en el "Reinforced Concrete Design Handbook" en su apéndice para la "Determinación de Momentos en Estructuras de Edificios".

Para la determinación de estos coeficientes, se dan en el referido apéndice dos tablas: 1A y 2A. La Tabla 1A contiene los coeficientes de los momentos de diseño de una estructura ideal, teniendo varias relaciones de carga viva a carga muerta y varias relaciones de rigidez de sus elementos y soportes.

La Tabla 2A da los coeficientes de corrección, que deben ser sumados a los coeficientes de la Tabla 1A, cuando las longitudes de los paños y la carga son diferentes de aquellos asumidos para entrar en la Tabla 1A.

Paso entonces a calcular los momentos, para lo cual sigo los siguientes pasos:

- 1.º Seleccione como paño standard el de 5.65 m. por ser el que más se repite.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

2.º Encuentro la relación de carga viva a carga muerta

$$\frac{W_{viva}}{W_{muerta}} = \frac{100}{465} = 0.215$$

3.º Estimo la relación de las rigideces de las vigas a las viquetas en 0.5, según recomendaciones dadas en el citado apéndice para este tipo de aligerados.

4.º Hallo los valores de "a" para todos los paños.

$$a = \frac{\text{long. del paño}}{\text{long. del paño standard}}$$

luego tengo:

Tramo	AB	0.975
"	BC	1
"	CD	1
"	DE	1
"	EF	1
"	FG	1.24

5.º Encuentro los valores de:

$$a \sqrt{\frac{W_{tal}}{W_{TL}}} \quad \text{donde}$$

W_{tal} = carga total por m. l. en un paño no standard

W_{TL} = carga total por m. l. en el paño standard.

Como en nuestro caso ambas son iguales, la expresión arriba indicada tendría para cada paño los mismos valores de "a".

Con los datos anteriores, paso a usar las tablas y recopilar los coeficientes en el gráfico de la página 57.

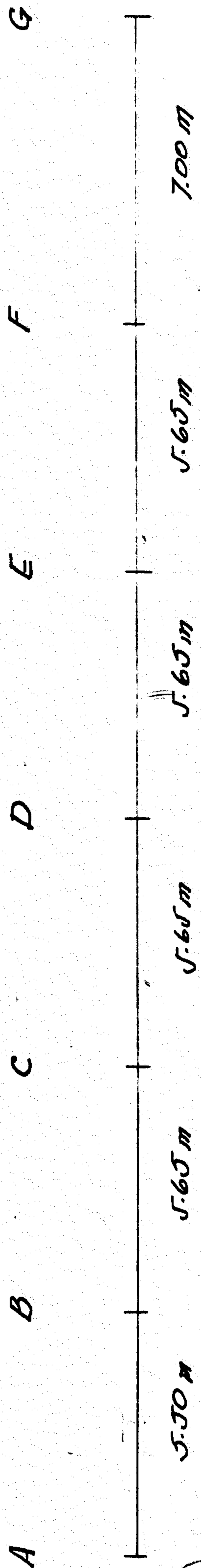
PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

ZONA I

Calculo de los momentos :-



Piso Standard: $I = 5.65$
 $w_u/w_m = 0.215$
 Relación de rigideces $\cdot 0.5$ ——— $\underline{0.5}$
 Valores de "a": Tramo AB - 0.975, Otros Tramos: 1
 $w_u \cdot L^2 = 18,000 \text{ Kg.}$

Reducción de Momentos

.072 0.0765

Tabla 1A	.031	.562	.102	.097	.042	.0815	.045	.0815	.0815	.042	.097	.102	.062	.031
Tabla 2A										.024		.039	.041	.020
C	.031	.062	.102	.097	.042	.0815	.045	.0815	.0815	.042	.121	.141	.103	.051
1 = C4 _u L ₂	560	1120	1840	1750	759	1470	1485	813	1540	1470	812	1485	2550	1860

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Áreas de acero :-

$$\text{Apoyo A :- } - A_s = \frac{560}{668} = 0.84 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 3/8''$$

$$\text{Apoyo B :- } - A_s = \frac{1840}{668} = 2.76 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8''$$

$$\text{Tramo A-B :- } + A_s = \frac{1120}{681} = 1.64 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8''$$

$$\text{Tramo B-C :- } + A_s = \frac{759}{681} = 1.11 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

$$\text{Apoyo C :- } - A_s = \frac{1485}{668} = 2.23 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 1/2''$$

$$\text{Tramo CD :- } + A_s = \frac{813}{681} = 1.19 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

$$\text{Apoyo D :- } - A_s = \frac{1540}{668} = 2.31 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 1/2''$$

$$\text{Tramo DE :- } + A_s = 1.19 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

$$\text{Apoyo E :- } - A_s = 2.23 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 1/2''$$

$$\text{Tramo EF :- } + A_s = 1.11 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

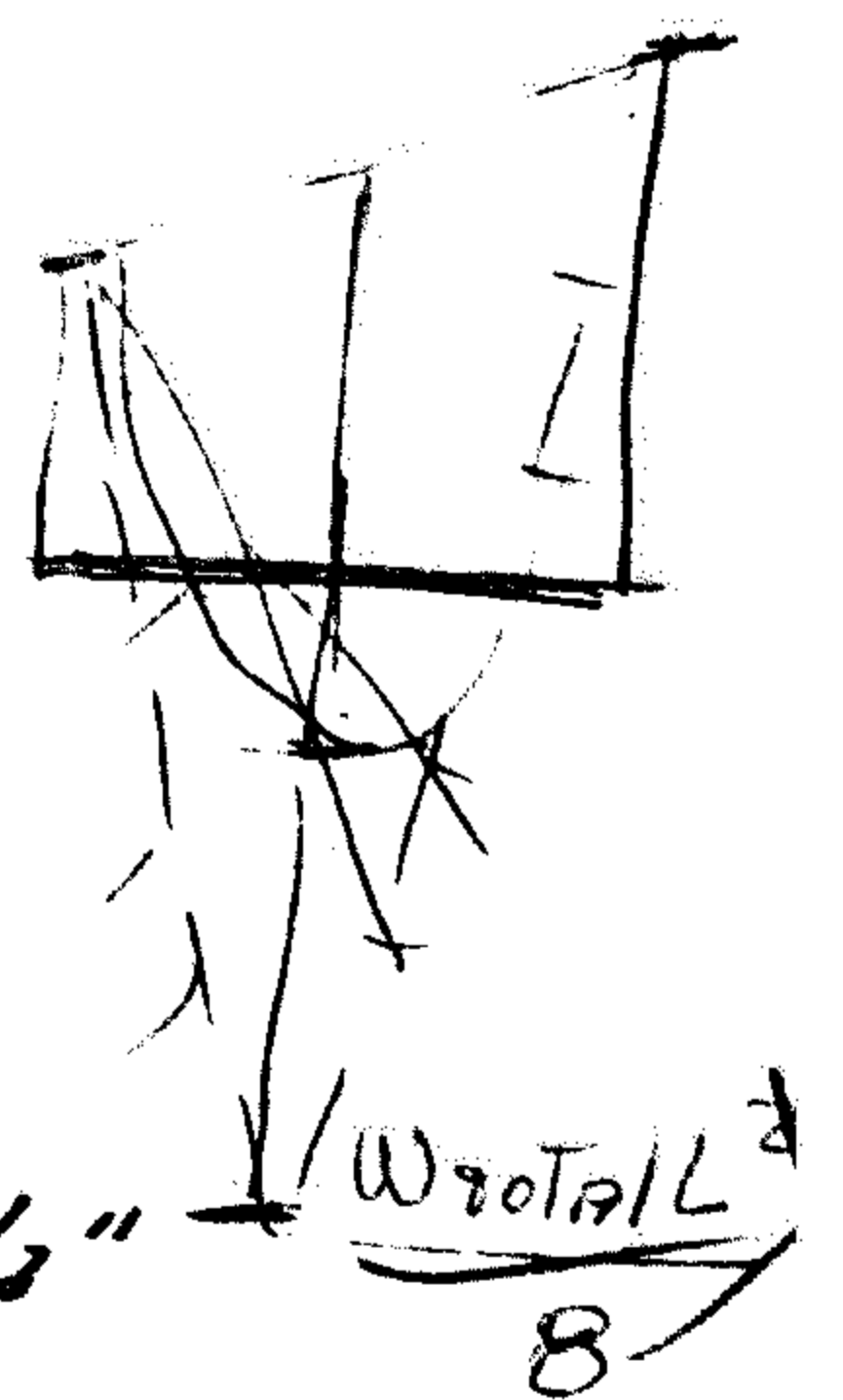
$$\text{Apoyo F :- } - A_s = \frac{2550}{668} = 3.8 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 1/2''$$

$$\text{Tramo FG :- } + A_s = \frac{1860}{681} = 2.72 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 5/8'' + 1 \phi 1/2''$$

$$\text{Apoyo G :- } - A_s = \frac{920}{668} = 1.35 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

Ensanches por momento :-

Chequearé si es necesario. El



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

maximo momento resistente es:

$$+ M_{c10} = 3,000 \text{ Kg m}$$

$$- M_{c10} = 1330 \text{ "}$$

Luego se observa que se necesitan ensanches en casi todos los apoyos.

Apoyo B:-

El ancho del ensanche debe ser:

$$b' = \frac{1840}{133} = 14 \text{ cms} \approx 20$$

La longitud del ensanche la obtengo de la parábola de Peabody de la siguiente manera: Hallo la

ordenada $x = \frac{1840 - 1330}{2210} = 0.23$ $x = \frac{l}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{M_0 - (M - M_c)}{M_0}} \right)$

El valor 2210 corresponde a $w_{12} \cdot L^2 / 8 = 2.8(1 - 0.88) \approx 24$

Con $x = 0.23$ entro a la parábola y encuentro la abscisa. $y = 0.065$. Luego la longitud del ensanche sea

$$l' = 0.065 \times 5.60 = 36 \text{ cms} \approx 40$$

5.60 es el promedio de las luces de los tramos adyacentes al apoyo que se trata.

Tanto el ancho, como la longitud obtenidas son las minimas y se deben ajustar en la practica a las posibilidades de partición de los ladrillos usados.

Apoyo C:-

$$b' = 11 \text{ cms} \quad l' = 11.2 \text{ cms}$$

no ensancho sino me retiro 10 cms a ambas lados

Apoyo D:- retiro de 10 cms a ambas lados

Apoyo E:- " " " " " "

Apoyo F:- $b' = 19 \text{ cms}$ $l' = 119 \text{ "}$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Chequeo de los ensanches por corte:— Esto es necesario hacerlo, pues puede ocurrir que se necesite un ensanche mayor para resistir el esfuerzo cortante:

$$V_{c10} = 2.000 \text{ Kgs.}$$

Para calcular los esfuerzos cortantes en los diferentes apoyos, lo hago siguiendo una regla dada por el Reinforced Concrete Design Handbook, que permite calcular el esfuerzo cortante a partir de los momentos máximos obtenidos mediante las Tablas 1A y 2A. La regla es la siguiente: El esfuerzo cortante en cualquier apoyo interior es igual a la suma de los valores numéricos, del máximo momento negativo en ese apoyo y del máximo momento positivo en el tramo considerado, dividida por la longitud del paño, más los $\frac{3}{8}$ de la carga total en el paño. Se considera $\frac{3}{8}$ para carga uniforme y $\frac{1}{3}$ para combinaciones de carga concentradas y repartidas

Apoyo A:-

$$V = 0.5 \cdot 565 \cdot 5.50 = 1555 \text{ Kgs} < 2.000 \text{ Kgs}$$

no necesita ensanche por corte

Apoyo B:-

$$V = \frac{1840 + 1120}{5.50} + \frac{3}{8} \cdot 565 \cdot 5.50 = 1700 < 2.000 \text{ Kgs}$$

no necesita ensanche por corte

Apoyo F:- Tramo exterior. De ahora en adelante chequeare solamente los apoyos más desfavorables, ya que si estos no necesitan ensanche, tampoco lo necesitaran los demás apoyos.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$V = \frac{2550 + 1860}{7.00} + \frac{3}{8} 565 \cdot 7.00 = 1965 \text{ Kgs} < 2.000 \text{ Kgs}$$

Luego ningún apoyo necesita ensanche por corte.

Puntos de Inflexion:-

Los hallo por medio de la parábola de Peabody. Para ello encuentro la relación del momento negativo al valor de $W/L^2/8$ y con esa relación como ordenada entro al gráfico y encuentro la abscisa que multiplicada por la longitud del paño, nos da la distancia a que se encuentra del apoyo el p. de .I., esto es para los negativos. Para los positivos en lugar de entrar con la relación mencionada, se entra con $1-r$, donde r es la relación, y se prosigue como en el caso anterior.

De esta manera obtuve:

Apoyo A:- $x = .40 \text{ m}$

Tiempo AB:- $.80 \text{ m}$

Apoyo B:- 1.70 m

Tiempo BC:- 1.15 m

Apoyo C:- 1.20 m

Tiempo CD:- 1.13 m

Apoyo D:- 1.25 m

Tiempo DE:- 1.13 m

Apoyo E:- 1.20 m

Tiempo EF:- 1.15 m

Apoyo F:- 2.16 m

Tiempo FG:- $.97 \text{ m}$

$$-x' = \frac{\sqrt{.65}}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{759}{2210}} \right) =$$

$$= \frac{1}{0.42} \times 2.82 = 1.18 \text{ m}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Chequeo de la adherencia:-

Sólo chequearé la adherencia en los puntos que tocaré a continuación ya que si es satisfecha en ellos, también será satisfecha en los demás puntos de la estructura, donde los esfuerzos cortantes son menores y la armadura sensiblemente la misma

Apoyo F:-

$$V = 1965 \text{ Kgs}$$

$$E_0 = \frac{1965}{500} = 3.93 \text{ cms}$$

perímetro mínimo en los apoyos:- $2\phi \frac{3}{8}'' = 6 \text{ cms}$. luego se satisface esta condición.

P.I del Tramo F.B:-

$$V = 1965 - 0.97 \times 565 = 1550 \text{ Kgs.}$$

$$E_0 = \frac{1550}{500} = 3.2 \text{ cms}$$

Perímetro mínimo en cualquier Tramo:- $1\phi \frac{1}{2}'' = 4 \text{ cms}$.

Además en todos ellos V es menor que en el Tramo FB y los p. de I están más lejos de los apoyos todo lo cual redundará en una menor superficie necesaria de adherencia.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tamí P.

Áreas de acero:-

$$\text{Apoyo B:- } +A_s = 0.84 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2 \phi 3/8''$$

$$\text{Tramo BC:- } +A_s = 1.64 \text{ cm}^2 \longrightarrow 1 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8''$$

$$\text{Apoyo C :- } A_s = 2.76 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8''$$

$$\text{Tramo CD :- } +A_s = 1.11 \text{ cm}^2 \longrightarrow 1 \phi 1/2''$$

$$\text{Apoyo D :- } -A_s = 2.23 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2 \phi 1/2''$$

$$\text{Tramo DE:- } +A_s = 1.19 \text{ cm}^2 \longrightarrow 1 \phi 1/2''$$

$$\text{Apoyo E :- } -A_s = 2.23 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2 \phi 1/2''$$

$$\text{Tramo EF:- } +A_s = 1.11 \text{ cm}^2 \longrightarrow 1 \phi 1/2''$$

$$\text{Apoyo F :- } -A_s = 3.8 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3 \phi 1/2''$$

$$\text{Tramo FG:- } +A_s = 2.73 \text{ cm}^2 \longrightarrow 1 \phi 5/8'' + 1 \phi 1/2''$$

$$\text{Apoyo G :- } -A_s = 1.25 \text{ cm}^2 \longrightarrow 1 \phi 1/2''$$

Ensanches por momento:-

Apoyo C:-

$$b' = 14 \text{ cms} \quad l' = 40 \text{ cms}$$

Apoyo D y E :-

retiro de 10 cms a ambos lados

Apoyo F:-

$$b' = 20 \text{ cms} \quad l' = 1.00 \text{ m}$$

Chequeo de los ensanches por esfuerzo cortante:-

El apoyo n

desfavorable es el apoyo F.

$$V_{\max} = \frac{2550 + 1860}{7.00} + \frac{3}{8} 565 \cdot 7.00 = 2110 \text{ kg}$$

la longitud

necesaria del ensanche sería $\frac{110}{565} = .20 \text{ m}$, menor que el ensan

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

que tengo por momento. Debo chequear los otros apoyos interiores, entre estos el más desfavorable es la cara de apoyo F, correspondiente al tramo EF.

$$V = \frac{2190 + 759}{5.65} + \frac{3}{8} 565 + 5.65 = 1760 \text{ Kgs} < 2.000 \text{ Kgs}$$

Luego los demás apoyos no necesitan ensanche por esfuerzo constante.

Puntos de inflexión:- Los he hallado como expliqué anteriormente con auxilio de la Parábola de Peabody

Apoyo B :- .40 m

Tramo BC :- .86 m

Apoyo C :- 1.70 m

Tramo CD :- 1.15 m

Apoyo D :- 1.20 m

Tramo DE :- 1.13 m

Apoyo E :- 1.20 m

Tramo EF :- 1.15 m

Apoyo F :- 2.16 m

Tramo FG :- .97 m

Apoyo G :- .54 m

Chequeo de la adherencia:- Se presenta exactamente el mismo caso que en la ZONA I; es decir:

Apoyos:- $E_0 = 4.2 \text{ cms}$

Per. min:- $2 \text{ o } 3/8'' = 6 \text{ cms}$

P. I :- $E_{\text{max}} = 3.2 \text{ cm}$

Per. min:- $1 \text{ o } 1/2'' = 4 \text{ cms}$

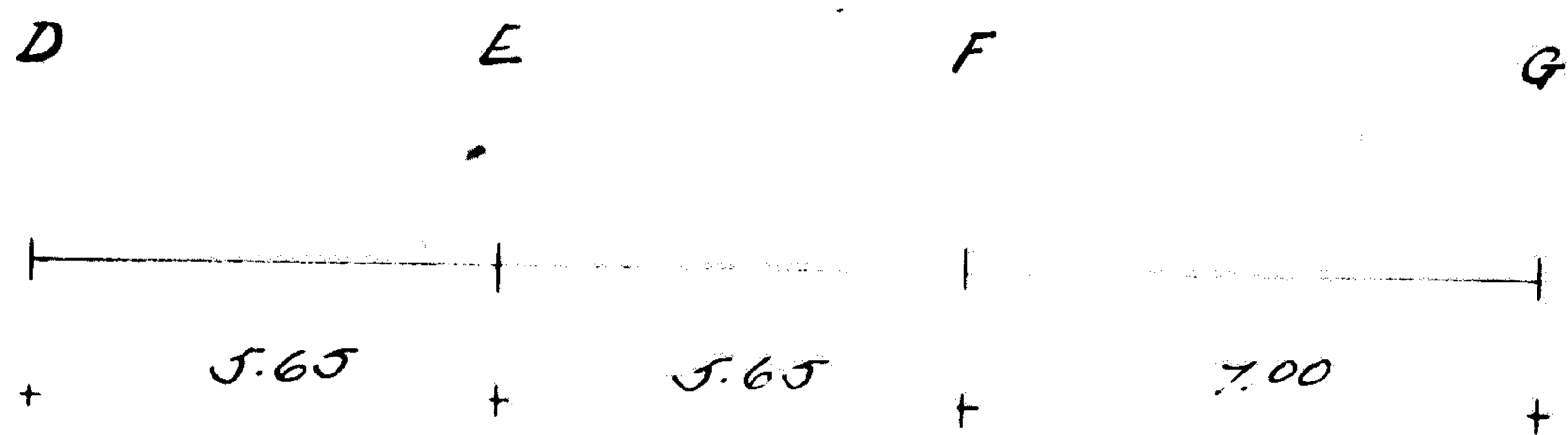
PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

ZONA IV

Calculo de los momentos:-



Paño Standard :- $l = 5.65 \text{ m}$

$w_u/w_m = 0.215$

Relacion de rigideces :- 0.5

Valores de "a" :- Tramo FG: 1.24 - Tramos: 1.00

$W_{TL} L^2 = 18,000 \text{ Kg.m}$

Tabla 1A	0313	063	0993	093	0382	093	0993	063	0313
Tabla 2A						024	0390	041	0200
C	0313	063	0993	093	0382	117	1383	104	0513
M:- $CW_{TL} L^2$	561	1140	1785	1670	689	2100	2490	1870	925

Areas de Acero:-

Apoyo D:-	0.845 cm^2	$2 \phi 3/8''$
Tramo DE:-	1.67 "	$1 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8''$
Apoyo E:-	2.70 "	$2 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8''$
Tramo EF:-	1.00 "	$1 \phi 1/2''$
Apoyo F:-	3.74 "	$3 \phi 1/2''$
Tramo FG:-	2.74 "	$1 \phi 5/8'' + 1 \phi 1/2''$
Apoyo G:-	1.39 "	$1 \phi 1/2''$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Ensanches por momentos :- Los encuentro mediante la parábola de Peabody.

$$\text{Apoyo E} :- b = 20 \quad l' = .40 \text{ m}$$

$$\text{Apoyo F} :- b = 20 \quad l' = 1.20 \text{ m}$$

Chequeo de los ensanches por esfuerzo cortante :- Como di, anteriormente sólo chequearé los puntos más desfavorables.

Apoyo F :-

$$V = \frac{2490 + 1890}{7.00} + \frac{3}{8} \cdot 565 \cdot 7.00 = 2100 \text{ Kgs}$$

$$b' = \frac{2100}{200} = 10.5 \quad l' = \frac{2100 - 2000}{565} = .20 \text{ m}$$

Vemos que las dimensiones por momento son mayores. Vista de que el apoyo F necesita ensanche, paso a chequear el apoyo interior más desfavorable, que es la cara del mismo apoyo F pero la que da al Tramo EF.

$$V = \frac{2100 + 689}{5.65} + \frac{3}{8} \cdot 565 \cdot 5.65 = 1690 \text{ Kgs} < 2000$$

Luego este apoyo no necesita ensanche por corte y por consiguiente los demás, cuyos esfuerzos cortantes son menor

Puntos de Inflexión :-

$$\text{Apoyo D} :- .40 \text{ m}$$

$$\text{Tramo DE} :- .84 \text{ m} \quad (\text{lado derecho})$$

$$\text{Apoyo E} :- 1.52 \text{ m}$$

$$\text{Tramo EF} :- 1.28 \text{ m}$$

$$\text{Apoyo F} :- 2.24 \text{ m}$$

$$\text{Tramo FG} :- .69 \text{ m} \quad (\text{lado izquierdo})$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Chequeo de la adherencia:- Procedo como en las zonas anteriores.

Apoyo F:-

$$E_0 = \frac{2100}{500} = 4.2 \text{ cms}$$

Perímetro mínimo:- $2 \phi 3/8" = 6 \text{ cms}$

P.I del Tramo FG:-

$$V = 2100 \cdot 0.69 = 565 = 1710 \text{ Kgs}$$

$$E_0 = \frac{1710}{500} = 3.4 \text{ cms}$$

Perímetro mínimo:- $1 \phi 1/2" = 4 \text{ cms}$

Luego todos los demas puntos de la vigueta satisfacen la condición de adherencia.

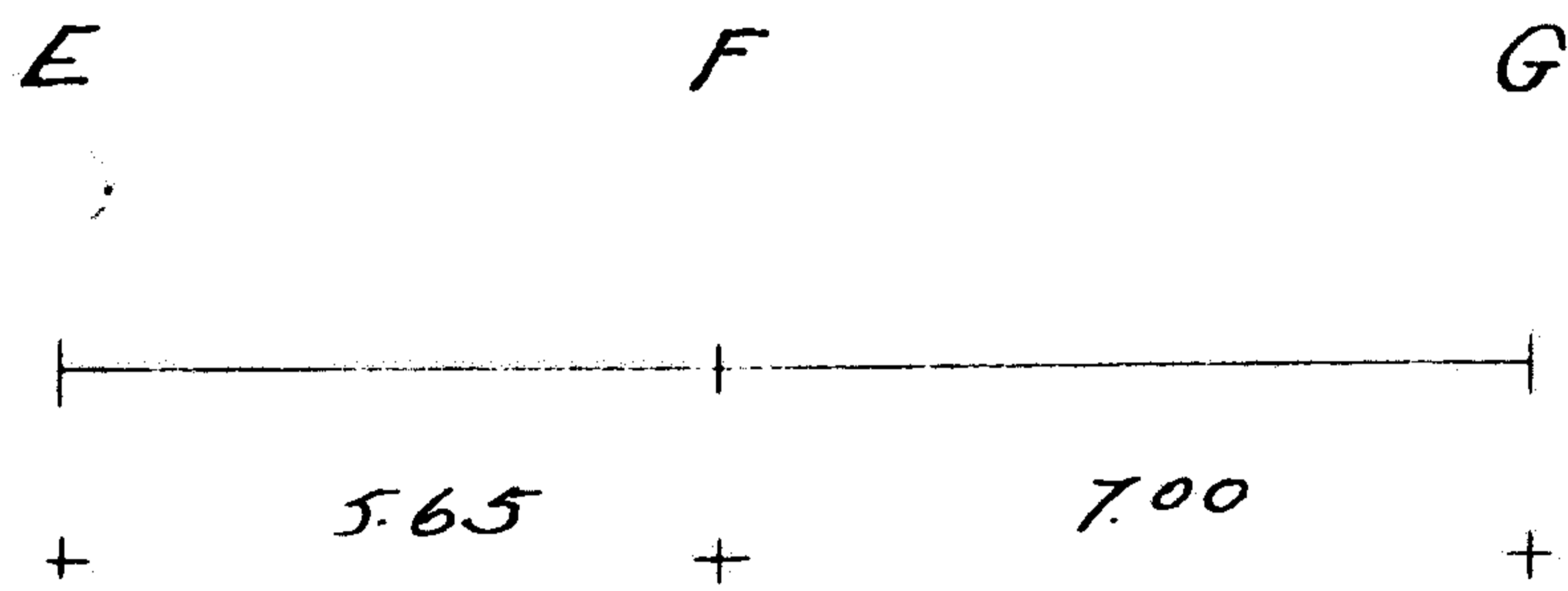
PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

ZONA II

Calculo de los momentos:-



Paño Standard :- $l = 5.65 \text{ m}$

$w_v/w_m = 0.215$

Relación de rigideces :- 0.5

Valores de "a" :- Tramo FG : 1.24 -- Tramo EF :- 1.00

$W_L L^2 = 18,000 \text{ Kg.m.}$

Tabla 1A	.0292	.0581	.111	.111	.0581	.0292
Tabla 2A			.024	.039	.0410	.0200
C	.0292	.0581	135	.150	.0991	.0492
$M = C W_L L^2$	525	1050	2440	2700	1785	850

Areas de Acero:-

Apoyo E :- 0.79 cm^2 $1 \phi 1/2''$
 Tramo EF :- 1.54 cm^2 $2 \phi 1/2''$
 Apoyo F :- 4.05 cm^2 $2 \phi 1/2'' + 1 \phi 5/8''$
 Tramo FG :- 2.61 cm^2 $1 \phi 1/2'' + 1 \phi 5/8''$
 Apoyo G :- 1.25 cm^2 $1 \phi 1/2''$

Ensanches por momentos :- $M_{e10} = 1330 \text{ Kg.m.}$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Vemos que solamente necesita ensanche el apoyo F.

$$\delta' = \frac{2700}{133} = 20.3 \text{ cms}$$

$$T' = 0.1445 \times 7.00 = 1.00 \text{ m}$$

Chequeo de los ensanches por esfuerzo cortante:-

Apoyo F:-

$$V_{\max} = \frac{2700 + 1785}{7.00} + \frac{3}{8} \times 565 \times 7.00 = 2120 \text{ Kgs} > 2000$$

luego: $\delta' = \frac{2120}{200} = 10.6 \text{ cms}$

$$x' = \frac{2120 - 2000}{565} = .21 \text{ m} < 1.00 \text{ m por momento}$$

Entre los otros apoyos el más desfavorable es apoyo G

$$V = 0.5 \times 565 \times 7.00 = 1980 \text{ Kgs} < V_{c10} = 2000 \text{ Kgs}$$

por ende los dados caras de los apoyos satisfacen esta condición.

Puntos de inflexión:-

Apoyo E :- .40m Tramo FG :- 1.00m

Tramo EF :- .94m (lado derecho) Apoyo G :- .49m

Apoyo F :- 1.85m

Chequeo de la adherencia:-

Apoyos: $\epsilon_{o \max} = 4.2 \text{ cms}$

Per. mínimo :- $1\phi\frac{1}{2} = 4 \text{ cms}$

P.I. $\epsilon_{o \max} = 3.07 \text{ cms}$

Per. mínimo :- $1\phi\frac{1}{2} = 4 \text{ cms}$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

ZONA V

Calculo de los momentos:- Esta zona la voy analizar por el método de Hardy-Cross

CARGAS PERMANENTES:-

C	D		E		F		G
0	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.55	-0.45	-1.00
+1400	-1400	+1400	-1400	+1400	-1400	+2090	-2090
0	0	0	0	0	-380	-310	+2090
0	0	0	0	-190	0	+1045	-155
0	0	0	+95	+95	-575	-470	+155
0	0	+48	0	-288	+47	+77	-235
0	-24	-24	+144	+144	-68	-56	+135
-12	0	+72	-12	-34	+72	+117	-28
0	-36	-36	+23	+23	-104	-85	+28
-18	0	+12	-18	-52	+11	+14	-43
0	-6	-6	+35	+35	-14	-11	+43
-3	0	+18	-3	-7	+18	+21	-6
0	-9	-9	+5	+5	-21	-18	+6
+1367	-1475	+1475	-1131	+1131	-2414	+2414	0

CARGAS MOVILES:- $Stc = 100 \text{ Kg/m}^2$

C	D		E		F		G
0	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.55	-0.45	-1.00
+300	-300	0	0	+300	-300	0	0
0	+150	+150	-150	-150	+165	+135	0
+75	0	-75	+75	+82	-75	0	-68
0	+38	+37	-79	-79	+41	+34	+68
+19	0	-39	+18	+21	-40	+34	+17
0	+19	+20	-19	-20	+3	+3	-17
+9	0	-10	+10	+2	-10	-8	+1
0	+5	+5	-6	-6	+10	+8	-1
+3	0	-3	+2	+5	-3	0	+4
0	+2	+2	-3	-3	+2	+1	-4
+406	-87	+87	-153	+153	-207	+207	0

+ 6.00 + 6.00 + 6.00 + 7.32 +

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

CARGAS MOVILES:- $s/c = 100 \text{ Kg/m}^2$

C	D		E		F		G
0	-5	-5	-5	-5	-55	-45	-100
0	0	+300	-300	0	0	+446	-446
0	-150	-150	+150	+150	-245	-201	+446
-75	0	+75	-75	-123	+75	+223	-100
0	-38	-38	+99	+99	-164	-134	+100
-19	0	+49	-19	-82	+50	+50	-67
0	-24	-24	+50	+50	-55	-45	+67
-12	0	+25	-12	-28	+25	+38	-23
0	-12	-12	+20	+20	-35	-28	+23
-6	0	+10	-6	-18	+10	+12	-14
0	-5	-5	+12	+12	-12	-10	+14
-2	0	+6	-3	-6	+6	+7	-5
0	-2	-3	+4	+4	-7	-6	+5
-114	-231	+231	-79	+79	-352	+352	0

CARGAS MOVILES:- $s/c = 100 \text{ Kg/m}^2$

C	D		E		F		G
0	-5	-5	-5	-5	-50	-45	-100
+300	-300	+300	-300	0	0	+446	-446
0	0	0	+150	+150	-245	-201	+446
0	0	+75	0	-123	+75	+223	-100
0	-38	-38	+62	+62	-164	-134	+100
-19	0	+31	-19	-82	+31	+50	-67
0	-15	-15	+50	+50	-45	-36	+67
-7	0	+25	-8	-23	+25	+34	-18
0	-12	-12	+15	+15	-32	-27	+18
-6	0	+7	-6	-16	+7	+9	-14
0	-3	-3	+11	+11	-9	-7	+14
+268	-369	+369	-45	+45	-357	+357	0

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

CARGAS MOVILES:- $s/c = 100 \text{ Kg/m}^2$

C	D		E		F		G
0	-5	-5	-5	-5	-55	-45	-100
0	0	+300	-300	+300	-300	0	0
0	-150	-150	0	0	+165	+135	0
-75	0	0	-75	+82	0	0	+63
0	0	0	-3	-3	0	0	-63
0	0	-1	0	0	-1	-31	0
0	0	0	0	0	+18	+14	0
0	0	0	0	+9	0	0	+7
0	0	0	-5	-5	0	0	-7
-75	-150	+150	-383	+383	-118	+118	0

CARGAS MOVILES:- $s/c = 100 \text{ Kg/m}^2$

C	D		E		F		G
0	-5	-5	-5	-5	-55	-45	-100
+300	-300	0	0	+300	-300	+446	-446
0	+150	+150	-150	-150	-80	-66	+446
+75	0	-75	+75	-40	-75	+223	-33
0	+38	+38	-18	-18	-81	-67	+33
+19	0	-9	+19	-40	-9	+16	-34
0	+4	+4	+11	+11	-4	-3	+34
+2	0	+6	+2	-2	+5	+17	-1
0	-3	-3	0	0	-12	-10	+1
-1	0	0	-1	-6	0	0	-5
0	0	0	+3	+3	0	0	+5
+395	-111	+111	-59	+59	-556	+556	0

PROYECTO DE GRADO

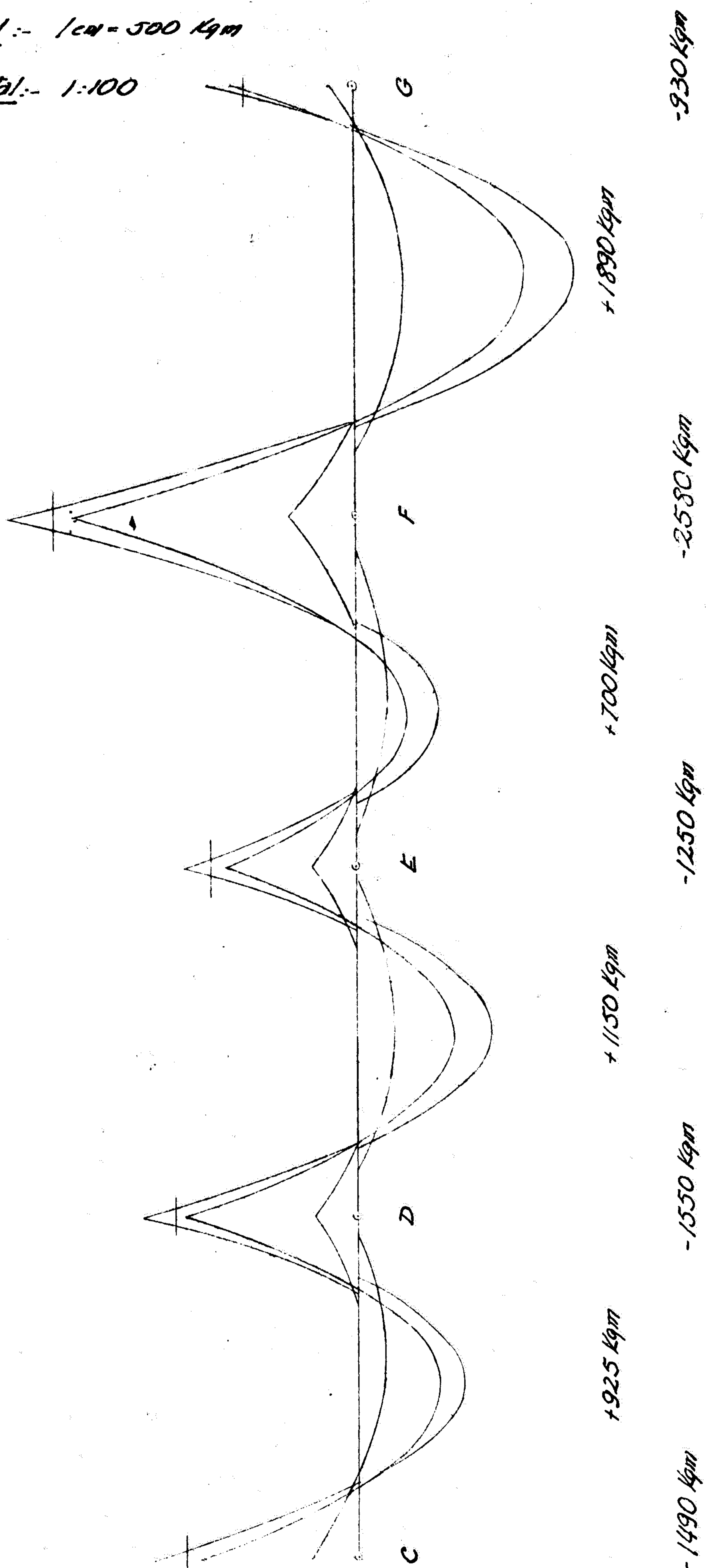
ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

DIAGRAMA DE MOMENTOS

Escala vertical :- 1cm = 500 Kg/m

Escala horizontal :- 1:100



Los momentos negativos están dados en la cara de los apoyos

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Áreas de Acero :- Teniendo ya las ^{en} evolventes de momentos en la página anterior puedo calcular las áreas de acero.

$$\text{Apoyo C :- } -A_s = \frac{1490}{668} = 2.24 \text{ cm}^2 \text{ — } 2 \phi 1/2''$$

$$\text{Tramo CD :- } +A_s = \frac{925}{681} = 1.36 \text{ cm}^2 \text{ — } 1 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8''$$

$$\text{Apoyo D :- } -A_s = \frac{1550}{668} = 2.32 \text{ cm}^2 \text{ — } 2 \phi 1/2''$$

$$\text{Tramo DE :- } +A_s = \frac{1150}{681} = 1.68 \text{ cm}^2 \text{ — } 1 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8''$$

$$\text{Apoyo E :- } -A_s = \frac{1250}{668} = 1.88 \text{ cm}^2 \text{ — } 1 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8''$$

$$\text{Tramo EF :- } -A_s = \frac{700}{681} = 1.03 \text{ cm}^2 \text{ — } 2 \phi 3/8''$$

$$\text{Apoyo F :- } -A_s = \frac{3580}{668} = 5.36 \text{ cm}^2 \text{ — } 2 \phi 5/8''$$

$$\text{Tramo FG :- } +A_s = \frac{1890}{681} = 2.76 \text{ cm}^2 \text{ — } 1 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8''$$

$$\text{Apoyo G :- } -A_s = \frac{930}{668} = 1.4 \text{ cm}^2 \text{ — } 1 \phi 5/8''$$

Ensanches por momentos :-

Apoyo C :- retiro de 10 cms

Apoyo D :- $b' = 11.6 \text{ cms}$ $7' = 14 \text{ cms}$

Apoyo F :- $b' = 19.5 \text{ cms}$ $7' = 59.5 \text{ cms}$

Chequeo de los ensanches por esfuerzo cortante :-

$$\text{Apoyo C :- } V = \frac{wL}{2} + \frac{M_c - M_D}{L} = \frac{565 \cdot 6}{2} + \frac{1490 - 1550}{6.00}$$

$$= \frac{3390}{2} + \frac{-60}{6.00} = 1695 - 10 = 1685$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$V = 1590 \text{ Kgs} < V_{c10}$$

Luego este apoyo no necesita ensanche por corte

Apoyo D:-

$$V = \frac{wL}{2} + \frac{M_c - M_B}{L} = 1600 + \frac{-1250 + 1550}{6.00} = 1650$$

Luego tampoco necesita ensanche por corte

Apoyo F:-

$$V = \frac{565 \times 7.32}{2} + \frac{2580 - 930}{7.32} = 2296 \text{ Kgs}$$

$$s' = \frac{2296}{200} = 11.48 \text{ cms}$$

$$7' = \frac{2296 - 2000}{565} = 52.5 \text{ cms}$$

Ambos valores menores que los obtenidos por mano

Chequeo de la adherencia:- por las razones expuestas anteriormente, sólo chequeo en los puntos más desfavorables

Apoyo F:-

$$s_0 = \frac{2296}{500} = 4.4 \text{ cms}$$

Perímetro mínimo en los apoyos:- $1 \phi 5/8" = 5 \text{ cms}$

P.I. del Tramo FG:-

$$V = 2296 - 565 \times 1.60 = 2296 - 910 = 1386 \text{ Kgs}$$

$$s_0 = \frac{1386}{500} = 2.7 \text{ cms}$$

Perímetro mínimo en los P.I.:- $1 \phi 3/8" = 3 \text{ cms}$

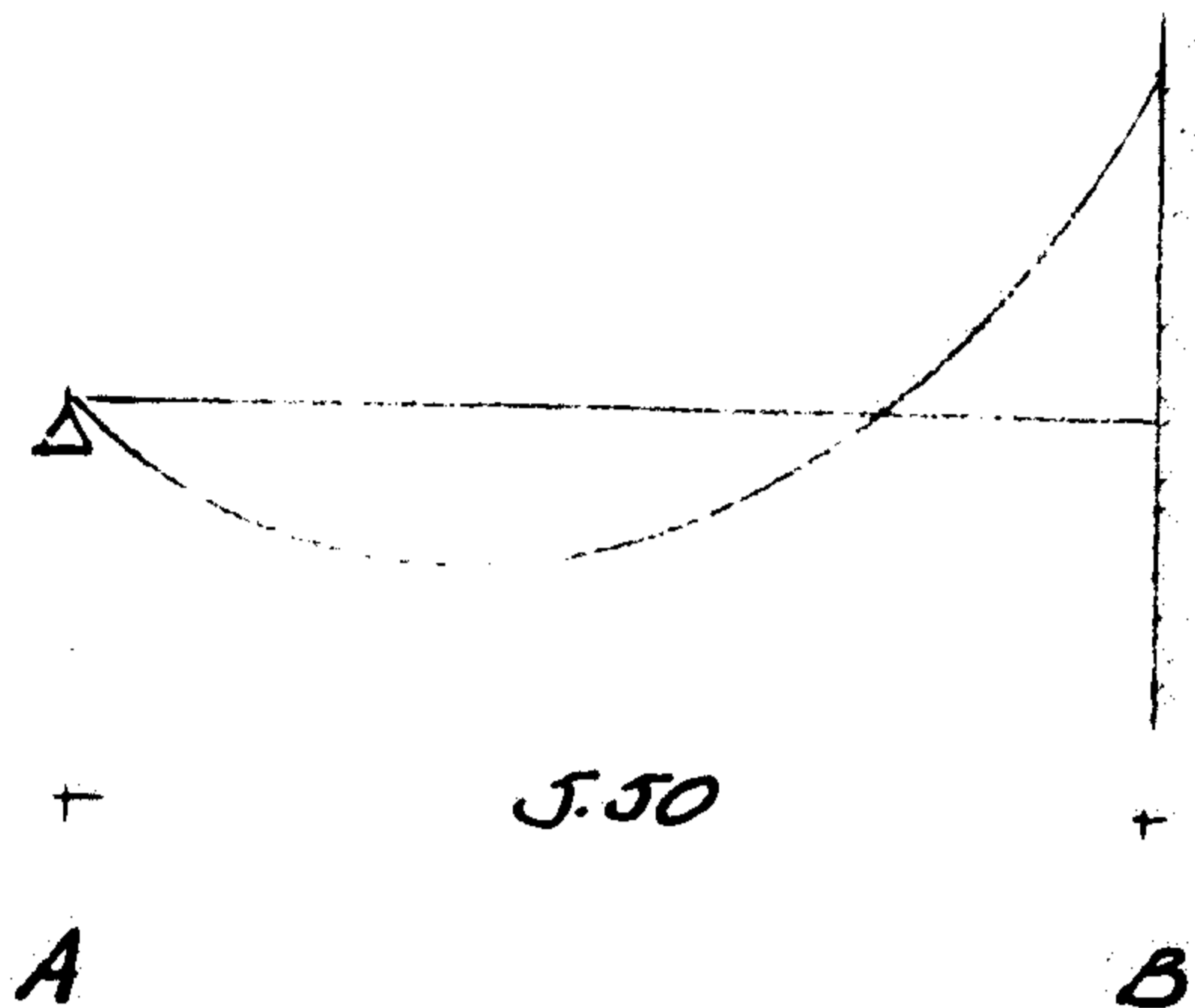
PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

ZONA VI

Calculo de los momentos..



$$+ M_{max} = \frac{9}{128} w l^2$$

$$- M_A = \frac{1}{24} w l^2$$

$$- M_B = \frac{1}{8} w l^2$$

Utilizando las formulas anteriores obtengo

$$- M_A = 710 \text{ Kg m}$$

$$- M_B = 2130 \text{ Kg m}$$

$$+ M_A = 1200 \text{ "}$$

Areas de acero:-

Apoyo A:- 1.06 cm^2 $1 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$

Tirante A-B:- 1.76 cm^2 $1 \text{ } \phi \text{ } 1/2'' + 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8''$

Apoyo B:- 3.2 cm^2 $2 \text{ } \phi \text{ } 1/2'' + 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8''$

Ensanches por momentos:- $M_{c10} = 1330 \text{ Kg m}$

Apoyo B:-

$$b' = \frac{2130}{1330} = 16 \text{ cms}$$

$$T' = 47 \text{ cms. (por parabola de Peabody.)}$$

Chequeo del ensanche por esfuerzo cortante:-

$$V_{max} = \frac{5}{8} w l = \frac{5}{8} 565 \cdot 5.50 = 1950 \text{ Kgs} < V_{c10}$$

Luego no necesita ensanche por corte.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Chequeo de la adherencia:-

$$\text{Apoyo B. } \epsilon_0 = \frac{1950}{500} = 2.3 \text{ cms} < 2\phi 1/2 + 1\phi 3/8" = 11\text{c.}$$

P de I.

$$V = 1950 - 565 \times 1.38 = 1170 \text{ Kg}$$

$$\epsilon_0 = \frac{1170}{500} = 2.3 \text{ cms} < 1\phi 1/2" = 4 \text{ cms}$$

Con esta zona terminamos lo referente a la azotea. y finalizar debo calcular el acero de temperatura que es común para toda la azotea.

Acero de temperatura:-

$$\begin{aligned} A_s &= 0.0025 b t \\ &= 0.0025 \times 100 \times 5 \\ &= 1.25 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\underline{\underline{A_s = \phi 1/4" @ 25 \text{ cms}}}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

ALIGERADOS

PISO TIPICO

Tomando en cuenta las consideraciones que expuse en los aligerados de la azotea, asumo para estos pisos un aligerado de $h = 25$ cms.

Las características de este tipo de aligerado ya las he anotado anteriormente.

Para el cálculo de los momentos usare los coeficientes del R.C.D.H; lo mismo que para encontrar los máximos esfuerzos cortantes, tendré en cuenta las recomendaciones que se dan en ese libro. Esto para las zonas, excepto la zona II que se ha analizado por el método de Hardy-Cross.

Veamos la carga que soporta por m^2 .

Peso propio	365	Kg/m ²
Piso Terminado	100	"
Tabiques	100	"
s/e	<u>200</u>	"
	<u>765</u>	Kg/m ²

Los 100 Kg/m² considerado para los Tabiques perpendiculares están en exceso, pues a lo más entre un sólo Tabique en cada paño y no en todos a la vez. Para los Tabiques paralelos al sentido del aligerado, he considerado viguetas especiales.

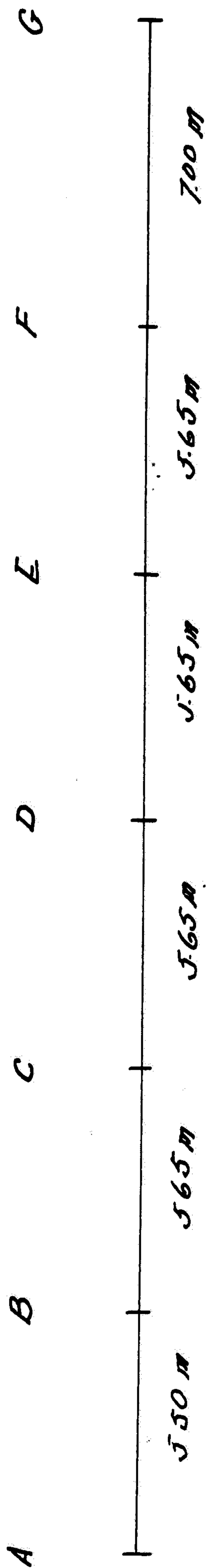
PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

ZONA I

Cálculo de los momentos:-



Paño standard:- $l = 5.65 m$

$w_v/w_m = \frac{200}{5.65} = 0.35$

Relación de rigideces :- 0.5

Valores de "a" :- Tramo AB - 0.975, Tramo FG = 1.24

$w_{fl} \times L^2 = 765 \times 5.65^2 = 24500 \text{ Kg/m}$

Tc	0.321	0.635	1.035	0.978	0.445	0.85	0.819	0.493	0.889	0.1589	0.493	0.889	0.85	0.445	0.978	1.035	0.635	0.321
Tc																		
C	0.321	0.635	1.035	0.978	0.445	0.85	0.819	0.493	0.889	0.1589	0.493	0.889	0.85	0.445	0.978	1.035	0.635	0.321
M:	782	1550	2530	2380	1100	2070	2090	1200	2170	2170	1200	2090	2070	1100	2980	3490	2550	7275

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Áreas de Acero:-

Apoyo A:-	1.18 cm ²	1 ∅ 1/2"
Tramo AB:-	2.26 cm ²	2 ∅ 1/2"
Apoyo B:-	3.78 cm ²	1 ∅ 1/2" + 1 ∅ 3/8" + 1 ∅ 5/8"
Tramo BC	1.60 cm ²	1 ∅ 1/2" + 1 ∅ 3/8"
Apoyo C:-	3.13 cm ²	2 ∅ 3/8" + 1 ∅ 5/8"
Tramo CD:-	1.75 cm ²	1 ∅ 1/2" + 1 ∅ 3/8"
Apoyo D:-	3.25 cm ²	2 ∅ 3/8" + 1 ∅ 5/8"
Tramo DE:-	1.75 cm ²	1 ∅ 1/2" + 1 ∅ 3/8"
Apoyo E:-	3.13 cm ²	2 ∅ 3/8" + 1 ∅ 5/8"
Tramo EF:-	1.60 cm ²	1 ∅ 1/2" + 1 ∅ 3/8"
Apoyo F:-	5.2 cm ²	2 ∅ 5/8" + 1 ∅ 1/2"
Tramo FG:-	3.75 cm ²	2 ∅ 5/8"
Apoyo G	1.92 cm ²	1 ∅ 5/8"

Ensanches por momentos:- $M_{c10} = 1330$. Daré los ensanches Teóricos calculados con auxilio de la Parábola de Peabody. Los ensanches prácticos se ajustarán a las posibilidades del ladrillo que se use.

Apoyo B:-	$b' = 20 \text{ cms}$	$l' = 65 \text{ cms}$
Apoyo C:-	$b' = 20 \text{ cms}$	$l' = 40 \text{ cms}$
Apoyo D:-	$b' = 20 \text{ cms}$	$l' = 44 \text{ cms}$
Apoyo E:-	$b' = 20 \text{ cms}$	$l' = 40 \text{ cms}$
Apoyo F:-	$b' = 30 \text{ cms}$	$l' = 91 \text{ cms}$

Chequeo de los ensanches por esfuerzo cortante:-

$$V_{c10} = 2,000 \text{ Kgs}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Apoyo B:-

$$V = \frac{2530 + 1550}{5.65} + \frac{3}{8} 765 \cdot 5.65 = 720 + 1620 = 2340 \text{ Kg}$$

$$b' = \frac{2340}{200} = 11.7 < 20 \text{ cms}$$

$$x' = \frac{2340 - 2000}{765} = 45 \text{ cms} < 60 \text{ cms}$$

Apoyo C y E

$$V = \frac{2090 + 1200}{5.65} + 1620 = 2200 \text{ Kgs}$$

$$b' = \frac{2200}{200} = 11 \text{ cms} < 20 \text{ cms}$$

$$x' = \frac{2200 - 2000}{765} = 26 \text{ cms} < 40 \text{ cms}$$

Apoyo D

$$V = \frac{2170 + 1200}{5.65} + 1620 = 2215$$

$$b' = \frac{2215}{200} = 11.07 \text{ cms} < 20 \text{ cms}$$

$$x' = \frac{2215 - 2000}{765} = 28 \text{ cms} < 40 \text{ cms}$$

Apoyo F:-

$$V = \frac{3190 + 2550}{7.00} + \frac{3}{8} 765 \cdot 7.00 = 2865 \text{ Kgs}$$

$$b' = \frac{2865}{200} = 14.4 \text{ cms} < 30 \text{ cms}$$

$$x' = \frac{2865 - 2000}{765} = 1.14 \text{ m} > 1.00 \text{ m}$$

luego en el apoyo F, la longitud del ensanche la da el esfuerzo cortante.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Puntos de inflexión:-

Apoyo A:- .42 m

Tramo AB:- .80 m (sólo el lado derecho)

Apoyo B:- 1.52 m

Tramo BC:- .74 m

Apoyo C:- 1.24 m

Tramo CD:- .68 m

Apoyo D:- 1.32 m

Tramo DE:- .68 m

Apoyo E:- 1.24 m

Tramo EF:- .74 m

Apoyo F:- 1.70 m

Tramo FG:- .95 m (sólo el lado izquierdo)

Apoyo G:- .54 m

Chequeo de la Adherencia:- Solamente verifico esta fuerza en los puntos mas desfavorables.

Apoyo F:-

$$\epsilon_0 = \frac{2865}{500} = 5.7 \text{ cms} < 2 \phi 5/8" + 1 \phi 1/2" = 14 \text{ cms}$$

P.I. del Tramo FG:-

$$V = 2865 - 765 \times .95 = 2135 \text{ Kgs}$$

$$\epsilon_0 = \frac{2135}{500} = 4.3 \text{ cms} < 1 \phi 5/8" = 5 \text{ cms}$$

y lo menor que tenemos en otros tramos es $1 \phi 1/2" = 4 \text{ cms}$, pero en ellos el esfuerzo cortante es menor, luego se puede dar por satisfecha esta condición

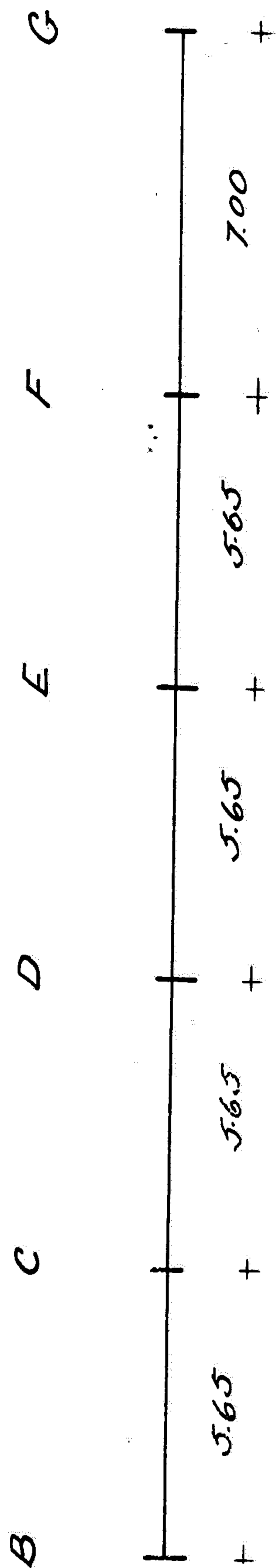
PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

ZONA III

Cálculo de los momentos.-



Piso Standard :- $7 = 5.65 \text{ m}$

$W_u / \text{m} = 0.35$

Relación de rigideces de viga a columna = 0.5

Valores de "a" :- Tramo FG: 1.24 - Otros Tramos: 1.00

$W_u \cdot L^2 = 765 \times 5.65^2 = 24,500 \text{ kgm}$

Tabla 1A	0.321	0.635	1.035	0.978	0.445	0.885	0.493	0.889	0.885	0.445	0.978	1.035	0.635	0.321
Tabla 2A											0.240	0.390	0.410	0.200
C	0.321	0.635	1.035	0.978	0.445	0.885	0.493	0.889	0.885	0.445	0.978	1.035	0.635	0.321
$M = C W_u L^2$	782	1530	2530	2380	1100	2090	1200	2090	2070	1100	2960	3490	2500	1275

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Áreas de Acero:-

Apoyo B:-	1.18 cm ²	1 ∅ 1/2"
Tiempo BC	2.26 cm ²	2 ∅ 1/2"
Apoyo C:-	3.78 cm ²	1 ∅ 1/2" + 1 ∅ 3/8" + 1 ∅ 5/8"
Tiempo CD:-	1.60 cm ²	1 ∅ 1/2" + 1 ∅ 3/8"
Apoyo D:-	3.13 cm ²	2 ∅ 3/8" + 1 ∅ 5/8"
Tiempo DE:-	1.75 cm ²	1 ∅ 1/2" + 1 ∅ 3/8"
Apoyo E:-	3.13 cm ²	2 ∅ 3/8" + 1 ∅ 5/8"
Tiempo EF:-	1.60 cm ²	1 ∅ 1/2" + 1 ∅ 3/8"
Apoyo F	5.20 cm ²	2 ∅ 5/8" + 1 ∅ 1/2"
Tiempo FG	3.75 cm ²	2 ∅ 5/8"
Apoyo G	1.92 cm ²	1 ∅ 5/8"

Ensanques por momentos:-

Apoyo C:-	b' = 20 cms	l' = 60 cms
Apoyo D:-	b' = 20 cms	l' = 40 cms
Apoyo E:-	b' = 20 cms	l' = 40 cms
Apoyo F:-	b' = 30 cms	l' = 1.00 m

Chequeo de los ensanques por esfuerzo cortante:- Vimos ; en la zona I (que es muy similar a esta zona), fue solamente en el apoyo F, era necesario aumentar la longitud del ensanche a $l' = 1.20 \text{ m}$.

Puntos de inflexión:-

Apoyo B:-	.42 m
Tiempo BC:-	.80 m (sólo en lado derecho del Tiempo)

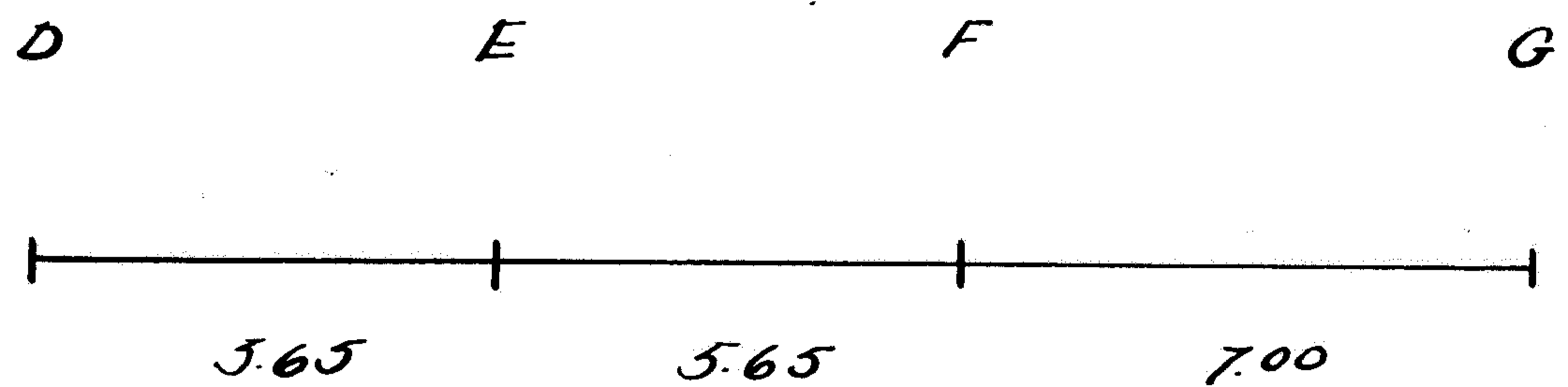
PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

ZONA IV

Calculo de los momentos:-



Paño Standard :- $l = 5.65 \text{ m}$

$w_v/w_m = 0.35$

Relacion de rigideces :- 0.5

Valores de "a" Tramo FG: 1.24 - Tramos: 1.00

$W_L L^2 = 24500 \text{ Kgm}$

Tabla 1A	.0321	.0645	.101	.0945	.0375	.0945	.1010	.0645	.0321
Tabla 2A						.0240	.0390	.0410	.0200
C	.0321	.0645	.101	.0945	.0375	.1185	.1400	.1055	.0521
M:- $CW_L L^2$	782	1580	2460	2310	920	2900	3440	2590	1275

Areas de Acero:-

Apoyo D:-	1.18 cm ²	1 ϕ 1/2"
Tramo DE:-	2.35 cm ²	2 ϕ 1/2"
Apoyo E:-	3.70 cm ²	1 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 5/8"
Tramo EF:-	1.35 cm ²	1 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8"
Apoyo F:-	5.15 cm ²	2 ϕ 5/8" + 1 ϕ 1/2"
Tramo FG:-	3.80 cm ²	2 ϕ 5/8"
Apoyo G:-	1.92 cm ²	1 ϕ 5/8"

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Ensamblajes por momentos:-

Apoyo E:-

$$b' = \frac{2460}{133} \approx 20 \text{ cms}$$

$$T' = 0.108 \times 5.65 \approx 60 \text{ cms}$$

Apoyo F:-

$$b' = \frac{3440}{133} \approx 30 \text{ cms}$$

$$T' = 0.134 \times 7.00 \approx 1.00 \text{ m.}$$

Chequeo de los ensambles por esfuerzo cortante:-

Apoyo E:-

$$V = \frac{2460 + 1580}{5.65} + \frac{3}{8} \cdot 765 \cdot 5.65 = 2335 \text{ kgs}$$

luego:

$$b' = \frac{2335}{200} = 11.6 \text{ cms} < 20 \text{ cms}$$

$$T' = \frac{2335 - 2000}{765} = 44 \text{ cms} < 60 \text{ cms}$$

Apoyo F:-

$$V = \frac{3440 + 2590}{7.00} + \frac{3}{8} \cdot 765 \cdot 5.65 = 2860 \text{ kgs}$$

$$b' = \frac{2860}{200} = 14.3 \text{ cms} < 30 \text{ cms}$$

$$T' = \frac{2860 - 2000}{765} = 1.12 \text{ m} > 1.00 \text{ m} \quad \text{luego será}$$

necesario alargar el ensamble a la dimensión encontrada por corte.-

Puntos de Inflexión:- por medio de la parábola de Peabody

Apoyo D:- 4.2 m

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Tramo DE:- .80m (solo el lado derecho)
Apoyo E 1.58m
Tramo EF:- 1.28m
Apoyo F:- 1.68m
Tramo FG:- .93m (solo el lado izquierdo)
Apoyo G:- .54m

Verificación de la adherencia:-

Apoyo F:-

$$V = 2860 \text{ Kgs}$$

$$E_0 = \frac{2860}{500} = 5.7 \text{ cms}$$

Perímetro mínimo en apoyos interiores:- $1\phi\frac{1}{2}'' + 1\phi\frac{3}{8}'' + 1\phi\frac{5}{8}''$
que equivalen a 1.8 cms.

P.I. del Tramo FG:-

$$V = 2860 - 765 \times .93 = 2150 \text{ Kgs}$$

$$E_0 = \frac{2150}{500} = 4.3 \text{ cms} < 5 \text{ cms} = 1\phi\frac{5}{8}''$$

Perímetro mínimo en cualquier tramo: $1\phi\frac{1}{2}'' = 4 \text{ cms}$, p
en ellas el esfuerzo cortante es menor, luego se puede
considerar satisfecha esta condición

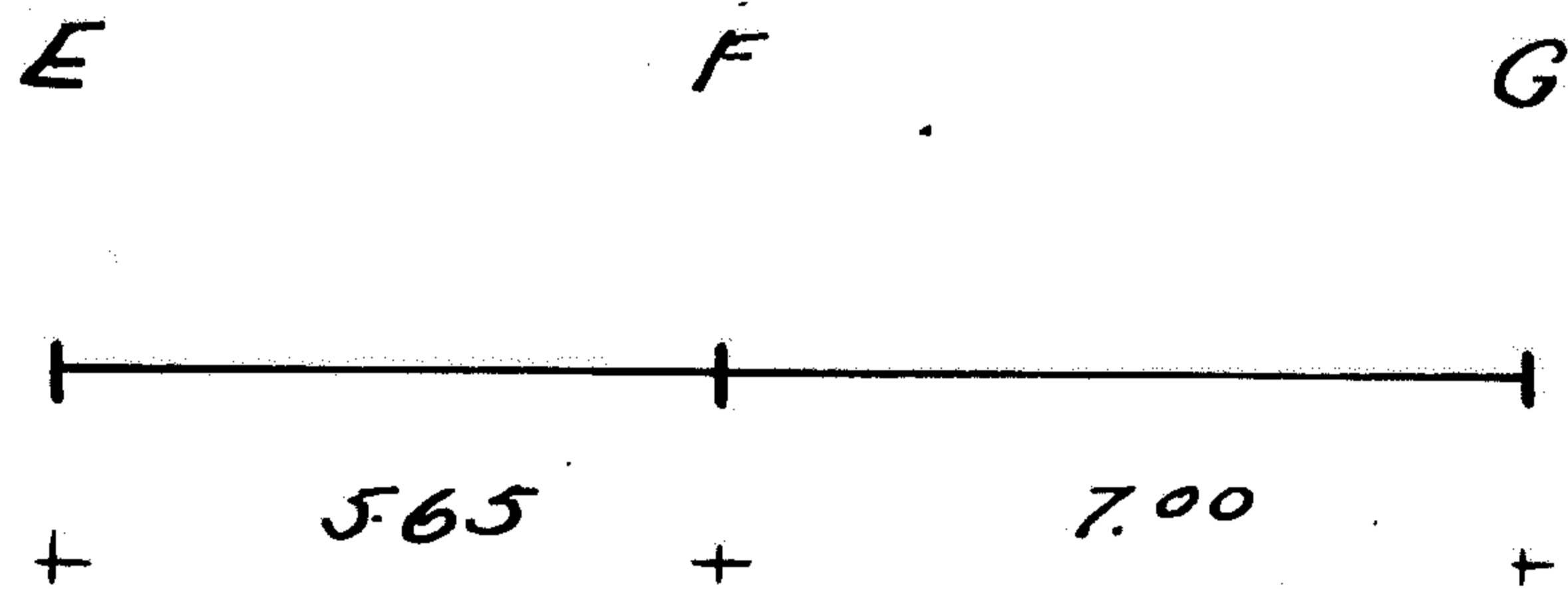
PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

ZONA II

Calculo de los momentos:-



Paño Standard :- $l = 5.65 \text{ m}$

$W_l/W_m = 0.35$

Relación de rigideces :- 0.5

Valores de "a" :- Tramo FG: 1.24 :- Tramo EF :- 1.00

$W_l L^2 = 24,500 \text{ Kg.m.}$

$$-U = \frac{765(\sqrt{5.65^3 + 7^3})}{8(5.65 + 7.00)} = 3920$$

12.65

Tabla 1A	.0301	.0595	.111	.111	.0595	.0301
Tabla 2A			.024	.039	.0410	.0200
C	.0301	.0595	.135	.150	.1005	.051
$M = C W_l L^2$	740	1460	3300	3680	2450	1230

180
 343
 523

Areas de Acero:-

Apoyo E :- $A_s = 1.11 \text{ cm}^2$ 1 ϕ 1/2"

Tramo EF :- $A_s = 2.15 \text{ cm}^2$ 2 ϕ 1/2"

Apoyo F :- $A_s = 5.5 \text{ cm}^2$ 3 ϕ 5/8"

Tramo FG :- $A_s = 36 \text{ cm}^2$ 2 ϕ 5/8"

Apoyo G :- $A_s = 1.85 \text{ cm}^2$ 1 ϕ 5/8"

Ensanches de viguetas por momentos:- $M_{c10} = 1330 \text{ Kg.m}$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Apoyo F:-

$$\delta' = \frac{3680}{133} \approx 30 \text{ cms}$$

$$l' = 0.149 \times 7.00 = 1.04 \text{ m.}$$

Chequeo de los ensanches por corte:-

Apoyo F:-

$$V = \frac{3680 + 2450}{7.00} + \frac{3}{8} 765 \times 7.00 = 2875 \text{ Kgs}$$

$$\delta' = \frac{2875}{200} = 14.4 \text{ cms} < 30 \text{ cms}$$

$$\therefore l' = \frac{2875 - 2000}{765} = 1.14 \text{ m.} \quad \text{Por lo tanto es necesario}$$

alargar el ensanche.

Puntos de inflexión:-

Apoyo E :- . 39 m

Tiempo EF :- . 91 m (sólo al lado derecho)

Apoyo F :- 1.87 m

Tiempo FG :- 1.00 m (sólo al lado izquierdo)

Apoyo G :- . 54 m

Verificación de la adherencia:-

$$\text{Apoyo F:- } \epsilon_0 = \frac{2875}{500} = 5.75 \text{ cms} < 30 \frac{5}{8}'' = 15 \text{ cms}$$

PI del Tiempo FG:-

$$V = 2875 - 765 \times 1.00 = 2110 \text{ Kgs}$$

$$\epsilon_0 = \frac{2110}{500} = 4.2 \text{ cm} < 10 \frac{5}{8}'' = 5 \text{ cms.}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

ZONA V

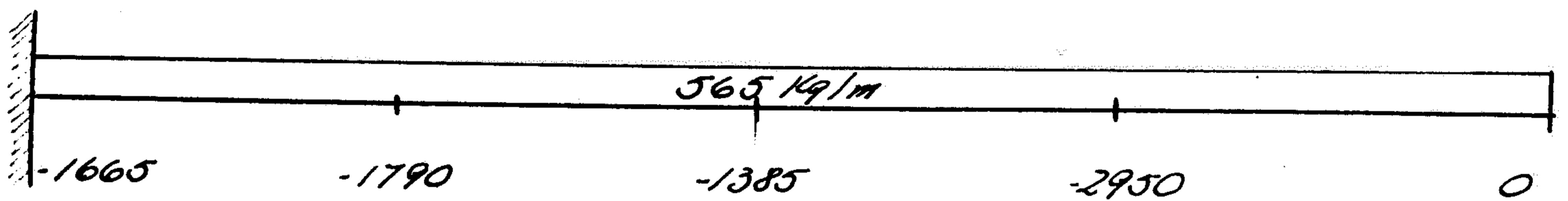
Cálculo de los momentos :- En esta zona voy a calcular los momentos por el método de Hardy-Cross. Vemos que esta zona es exactamente igual, geométicamente, a la zona II de la Azotea; la única diferencia está en las cargas. Ahora bien, en dos estructuras iguales los momentos son directamente proporcionales a las cargas; luego podemos hallar los momentos en este nivel por simple relación, es decir multiplicando los hallados para la azotea por los siguientes coeficientes :-

Para carga permanente :- $\alpha = \frac{565}{465} = 1.215$

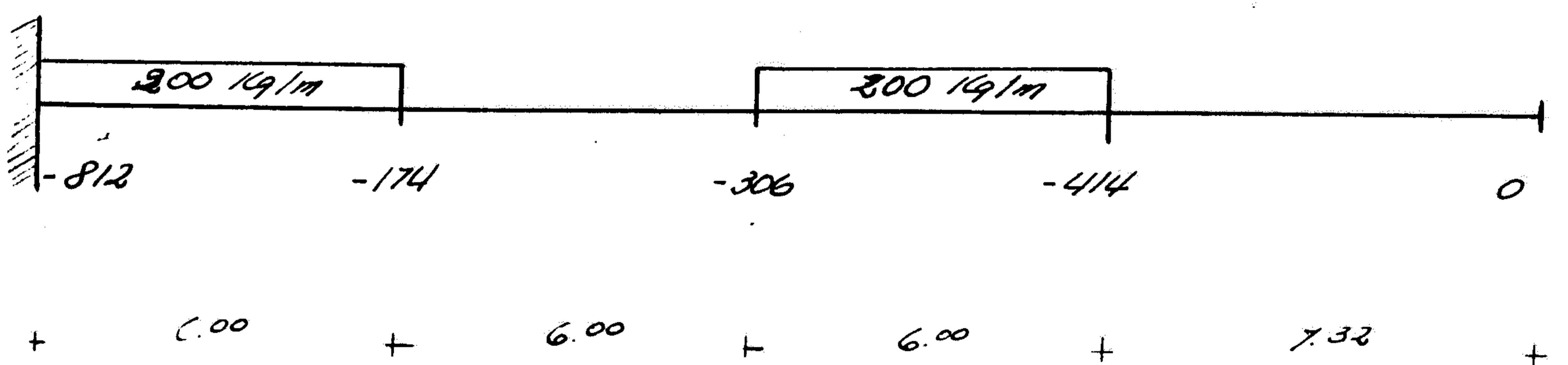
Para sobrecargas : $\beta = \frac{200}{100} = 2$

De esta manera encuentro:

CARGAS PERMANENTES :-



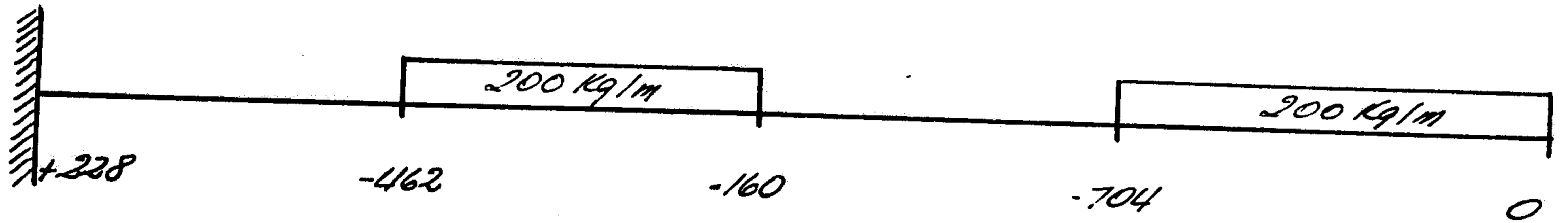
CARGAS MOVILES :-



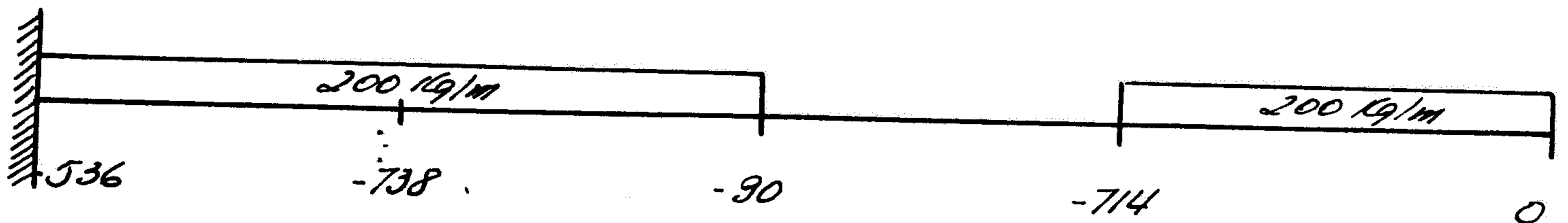
PROYECTO DE GRADO ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

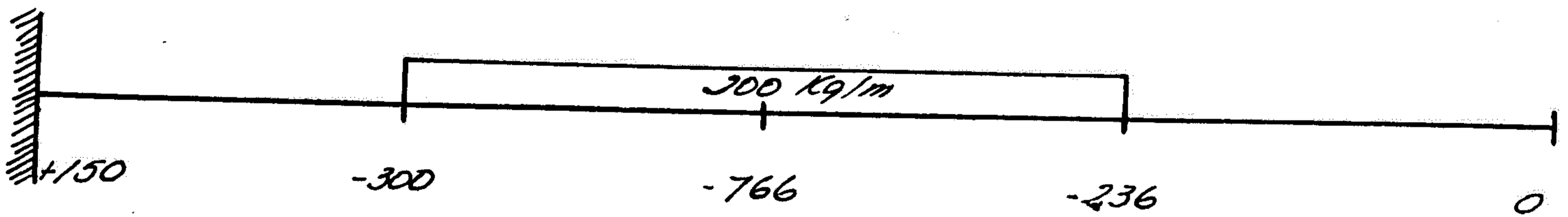
CARGAS MOVILES:-



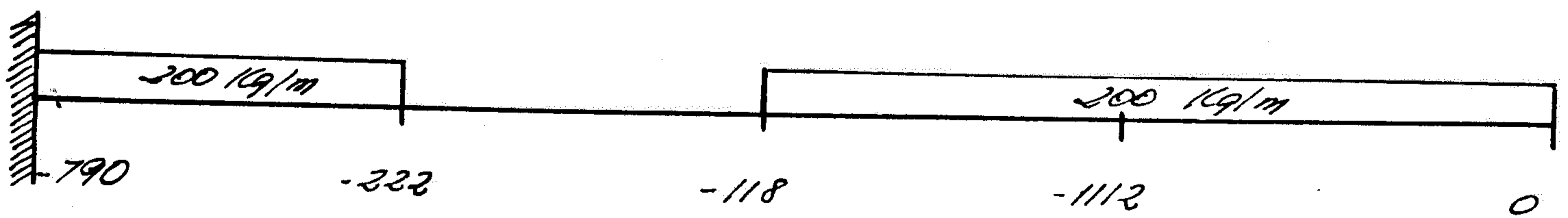
CARGAS MOVILES



CARGAS MOVILES



CARGAS MOVILES:-



C	D	E	F	G
+ 6.00	+ 6.00	+ 6.00	+ 7.32	+

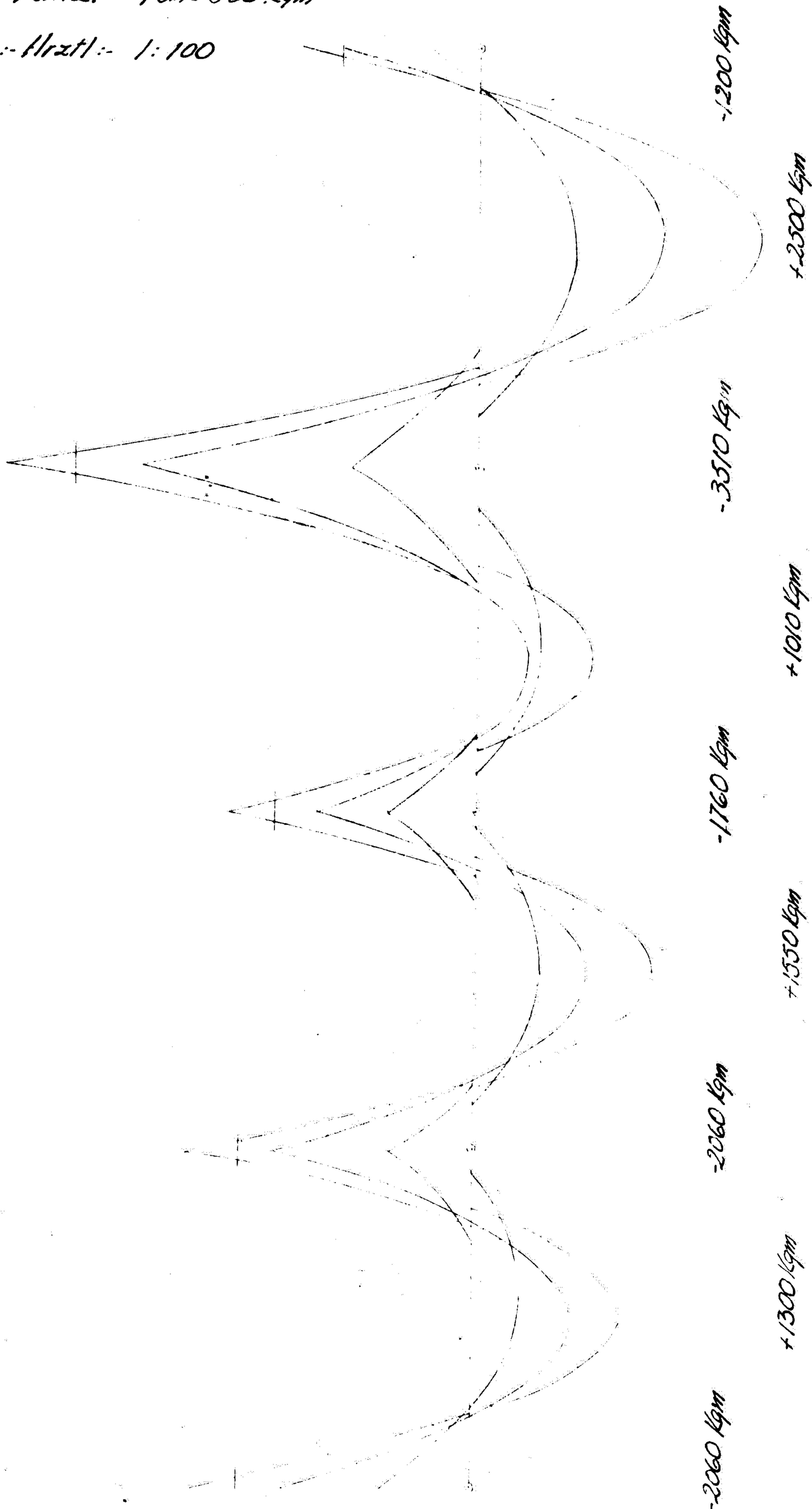
PROYECTO DE GRADO ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

DIAGRAMA DE MOMENTOS:-

Esc. Vertical:- 1cm = 500 kgm

Esc. Horizontal:- 1:100



Los momentos negativos están dados en la cara de los apoyos.-

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Áreas de Acero:- De la ^{en}evolvente de momentos del diagrama de la página anterior obtengo los momentos máximos, para el cálculo de las áreas de acero.

Apoyo C:- $-A_s = \frac{2060}{668} = 3.1 \text{ cm}^2$ $1 \phi \frac{1}{2}'' + 1 \phi \frac{5}{8}''$

Tramo CD:- $+A_s = \frac{1300}{681} = 1.9 \text{ cm}^2$ $1 \phi \frac{1}{2}'' + 1 \phi \frac{3}{8}''$

Apoyo D:- $-A_s = \frac{2060}{668} = 3.1 \text{ cm}^2$ $1 \phi \frac{1}{2}'' + 1 \phi \frac{5}{8}''$

Tramo DE:- $+A_s = \frac{1550}{681} = 2.27 \text{ cm}^2$ $2 \phi \frac{1}{2}''$

Apoyo E:- $-A_s = \frac{1760}{668} = 2.57 \text{ cm}^2$ $2 \phi \frac{1}{2}''$

Tramo EF:- $+A_s = \frac{1010}{681} = 1.48 \text{ cm}^2$ $1 \phi \frac{1}{2}'' + 1 \phi \frac{3}{8}''$

Apoyo F:- $-A_s = \frac{3510}{668} = 5.28 \text{ cm}^2$ $2 \phi \frac{5}{8}'' + 1 \phi \frac{1}{2}''$

Tramo FG:- $+A_s = \frac{2500}{681} = 3.65 \text{ cm}^2$ $2 \phi \frac{5}{8}''$

Apoyo G $-A_s = \frac{1200}{668} = 1.8 \text{ cm}^2$ $1 \phi \frac{5}{8}''$

Ensanches por momentos:-

Apoyos C y D:- $b' = 20 \text{ cms}$ $T' = 40 \text{ cms}$

Apoyo E:- $b' = 20 \text{ cms}$ en retiro

Apoyo F:- $b' = 30 \text{ cms}$ $T' = 1.00 \text{ m.}$

Verificación del esfuerzo cortante:- $V_{c10} = 2,000 \text{ Kgs}$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Apoyo C:-

$$V = \frac{wL}{2} = \frac{765 \cdot 5.65}{2} = 2160 \text{ Kgs}$$

$$b' = \frac{2160}{200} = 10.8 \text{ cms} < 20 \text{ cms}$$

$$j' = \frac{2160 - 2000}{765} = 21 \text{ cm} < 40 \text{ cms}$$

Apoyo D:-

$$V = 2160 + \frac{2060 - 1760}{5.65} = 2213 \text{ Kgs}$$

$$b' = \frac{2213}{200} = 11.06 < 20 \text{ cms}$$

$$j' = \frac{213}{765} = 28 \text{ cms} < 40 \text{ cms}$$

Apoyo E:-

$$V = 2107 \text{ Kgs}$$

$$b' = 10.5 \text{ cms} < 20 \text{ cms}$$

$$j' = 14 \text{ cms} < 20 \text{ cms}$$

Apoyo F:-

$$V = \frac{765 \cdot 7.00}{2} + \frac{3580 - 1200}{7.00} = 3,000 \text{ Kgs}$$

$$b' = 15 \text{ cms} < 30 \text{ cms}$$

$$j' = 1.20 \text{ m} > 1.00 \text{ m. luego hay que alargar la$$

gitud del ensanche.-

Verificación de la adherencia:- Como en zonas anteriores.

Apoyo F:- $\epsilon_0 = 6 \text{ cms}$.

$$\text{Perim:- } 2\phi 5/8" + 1\phi 1/2" = 14$$

PI:- Tramo FG:- $\epsilon_0 = 32 \text{ cms}$

$$\text{Perim:- } 1\phi 5/8" = 5 \text{ cms}$$

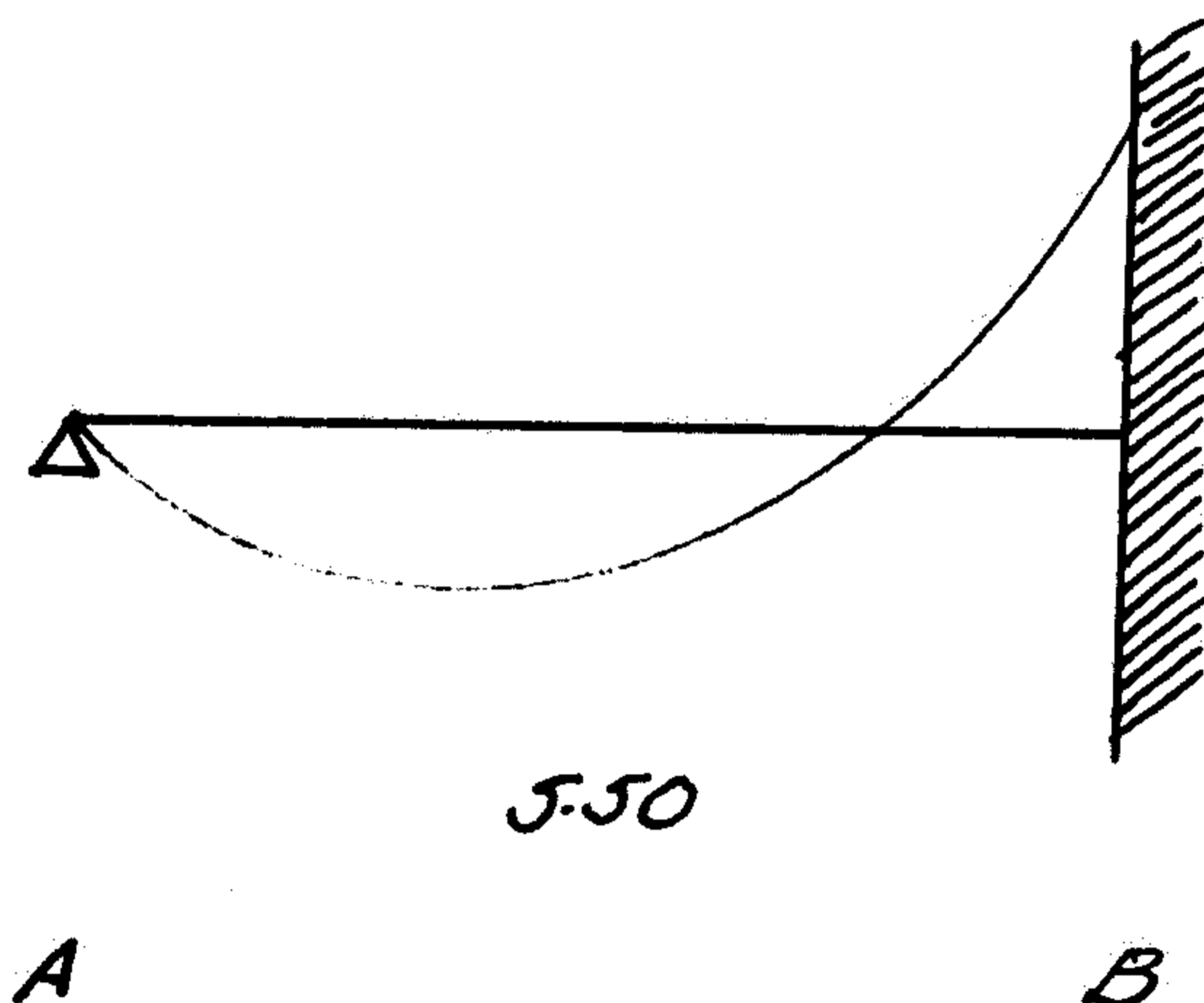
PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

ZONA VI

Calculo de los momentos:-



$$+M_{max} = \frac{9}{128} w l^2$$

$$-M_A = \frac{1}{24} w l^2$$

$$-M_B = \frac{1}{8} w l^2$$

Utilizando las fórmulas anteriores para $w = 765 \text{ Kg/m}$.

$$-M_A = 960 \text{ Kg/m}$$

$$-M_B = 2880 \text{ Kg/m}$$

$$+M_{max} = 1625 \text{ Kg/m}$$

Áreas de acero:-

Apoyo A :- 144 cm^2 $2 \phi 1/2''$

Tiempo AB :- 2.38 cm^2 $2 \phi 1/2''$

Apoyo B :- 431 cm^2 $2 \phi 1/2'' + 1 \phi 5/8''$

Ensayos por momentos:-

$$M_{c10} = 1330 \text{ Kg/m}$$

Apoyo B :-

$$b' = \frac{2880}{133} = 25 \text{ cms}$$

$$T' = 69 \text{ cm} \approx 80 \text{ cms.}$$

Verificación por esfuerzo cortante:-

$$V_{max} = \frac{5}{8} w l = \frac{5}{8} \cdot 765 \cdot 5.50 = 2640 \text{ Kg}$$

$$b' = \frac{2640}{200} = 13.2 \text{ cms} < 25$$

PROYECTO DE GRADO ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$l' = \frac{2640 - 2000}{765} = 80 \text{ cms} \quad \text{que es la misma dimen-}$$

sión obtenida por momento.

Verificación de la adherencia:-

Apoyo B:

$$\xi_0 = \frac{2640}{500} = 5.3 \text{ cms}$$

Perímetro mínimo en cualquier apoyo: $2\phi 1/2 = 8 \text{ cms}$

P.I.:

$$V = 2640 - 765 \times 1.38 = 1585 \text{ kgs}$$

$$\xi_0 = \frac{1585}{500} = 3.15 \text{ cms}$$

Perímetro mínimo = $1\phi 1/2 = 4 \text{ cms}$

Enseguida paso a tratar el acero de temperatura para el piso típico que es el mismo para toda el área.

Acero de temperatura:-

$$A_s = 0.003 b \cdot l = 0.002 \times 100 \times 5$$

$$A_s = 1.0 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \phi 1/4 @ 30 \text{ cms}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

ALIGERADOS

PRIMER PISO

Medida de aligerado

Para este piso consideraré un aligerado de 35 cms de peralte. Adopto este aligerado en lugar de la losa de 25 cms ya que es más económico y no hay restricciones arquitectónicas.

Veamos la carga que resiste por m^2 .

Peso propio ...	460 Kg/m^2
piso terminado:	100 "
Peso de Tabiques	100 "
S/c	<u>400 "</u>
	1060 Kg/m^2

Para comprobar si funciona bien debo chequear el esfuerzo cortante, pero ya hemos visto que esto se puede solucionar con ensanches. Lo mismo para los momentos negativos.

Para los momentos positivos, en el caso de que excedan el momento resistente se puede usar acero en compresión.

Antes de pasar a calcular las diferentes zonas en que he dividido el área total, voy a reunir las características principales, de este tipo de aligerado, que hay que tener presentes durante el proceso del cálculo, permitiendo visualizar mejor su comportamiento y ahorrando por otra parte la repetición inútil de operaciones.

a) Momento resistente positivo máximo:-

$$+M_{c10} = 2.5 \times \frac{1}{2} l_e 5T (d - t/2)$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$M_{c10} = 2.5 \times 0.5 \times 63 \times 40 \times 5 (32 - 2.5)$$
$$= 4640$$

$$\underline{\underline{+ M_{c10} = 4640 \text{ Kgm}}}$$

b) Momento resistente, negativo, máximo:-

$$- M_{c10} = 2.5 \times 11 \times 10 \times 32^2$$
$$= 2820$$

$$\underline{\underline{- M_{c10} = 2820 \text{ Kgm}}}$$

c) Máximo esfuerzo cortante que resiste:-

$$V_{c10} = 2.5 \times 0.0376 \times J \times 5 \times d.$$
$$= 2.5 \times 4.2 \times 0.866 \times 10 \times 32$$
$$= 2910 \text{ Kgs}$$

$$\underline{\underline{V_{c10} = 2910 \text{ Kgs}}}$$

d) Area de acero positivo:-

$$+ A_s = \frac{M}{2.5 \times 15 \times (d - \frac{1}{2})}$$
$$= \frac{M}{2.5 \times 1400 \times (32 - 2.5)}$$

$$\underline{\underline{+ A_s = \frac{M}{97000}}}$$

e) Area de acero negativo:-

$$- A_s = \frac{M}{2.5 \times 15 \times J \times d}$$

$$- A_s = \frac{M}{2.5 \times 1400 \times 0.866 \times 32}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$\underline{\underline{- A_s = \frac{M}{103500}}}$$

f) Adherencia:-

$$M = 10.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Sigma_0 = \frac{V}{2.5 \times M \times J \times d}$$

$$\Sigma_0 = \frac{V}{2.5 \times 10.5 \times .866 \times 32}$$

$$\underline{\underline{\Sigma_0 = \frac{V}{728}}}$$

Conocidas las características del aligerado, paso a calcular los esfuerzos que en él se producen. Como en los casos anteriores usare, para la determinación de esos esfuerzos, los métodos:

Hardy-Cross - para la zona II

El método del "Reinforced Concrete Design Handbook" para las demás zonas.

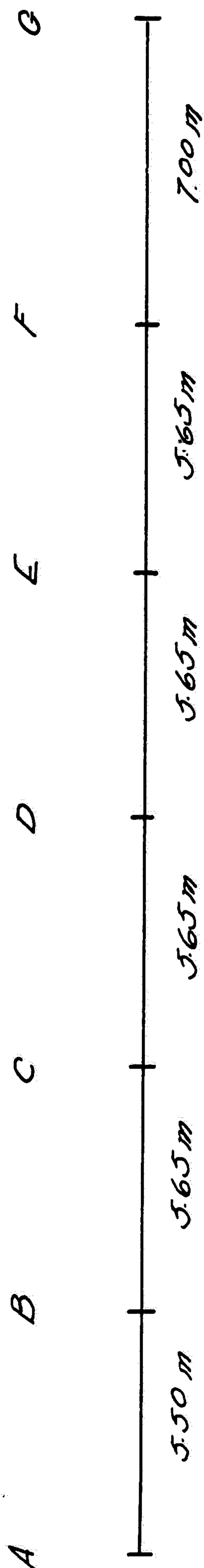
PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

ZONA I

Calculo de los momentos:-



Paño standard:- 7 = 5.65 m
 $w/w_m = \frac{400}{660} = 0.61$
 Relación de rigideces :- 0.5
 Valores de "d" :- Tramo AB - 0.975, Tramo FG = 1.24
 $w_H \times L^2 = 1060 \times 5.65^2 = 33900 \text{ Kg/m}$

7/A	0.335	0.665	1.045	1.00	0.570	0.879	0.90	0.90	0.93	0.93	0.93	0.93	0.90	0.89	0.570	1.00	1.045	0.665	0.335
7/B																0.24	0.390	0.400	0.200
C	0.335	0.665	1.045	1.00	0.570	0.879	0.90	0.90	0.93	0.93	0.93	0.93	0.90	0.89	0.570	1.24	1.435	1.075	0.535
1/2 L ²	1135	2270	3500	3490	1695	3020	3020	3020	3150	3150	3150	3150	3020	3020	1695	4200	4860	3650	1820

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Áreas de Acero:-

Apoyo A:-	- $A_s = 1.17 \text{ cm}^2$	1 ϕ 1/2"	
Tramo AB	+ $A_s = 2.18 \text{ cm}^2$	2 ϕ 1/2"	
Apoyo B:-	- $A_s = 3.65 \text{ cm}^2$	3 ϕ 1/2"	X
Tramo BC	+ $A_s = 1.64 \text{ cm}^2$	1 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8"	
Apoyo C	- $A_s = 3.20 \text{ cm}^2$	2 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8"	X
Tramo CD:-	+ $A_s = 1.78 \text{ cm}^2$	1 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8"	
Apoyo D:-	- $A_s = 3.25 \text{ cm}^2$	2 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8"	X
Tramo DE:-	+ $A_s = 1.78 \text{ cm}^2$	1 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8"	
Apoyo E:-	- $A_s = 3.20 \text{ cm}^2$	2 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8"	X
Tramo EF:-	+ $A_s = 1.64 \text{ cm}^2$	1 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8"	
Apoyo F:-	- $A_s = 4.50 \text{ cm}^2$	2 ϕ 1/2" + 1 ϕ 5/8"	X
Tramo FG:-	+ $A_s = 3.52 \text{ cm}^2$	3 ϕ 5/8"	
Apoyo G:-	- $A_s = 1.75 \text{ cm}^2$	1 ϕ 5/8"	

Ensanches por momentos:-

$$M_{c10} = 2820 \text{ KgM}$$

Apoyo B:-

$$b' = \frac{3550}{282} = 12.6 \approx 15$$

$$T' = 30 \text{ cms}$$

Apoyo C:- $b' = 15 \text{ cms}$ $T' = 8 \text{ cms}$:- me retiro 10 cms

Apoyo D:- $b' = 15 \text{ cms}$ $T' = 15 \text{ cms}$

Apoyo E:- igual a apoyo C.

Apoyo F:- $b' = \frac{4860}{282} \approx 25 \text{ cms}$

$$T' = 75 \text{ cms}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Verificación del esfuerzo cortante:- $V_{c10} = 2910 \text{ Kgs}$

Apoyo F:-

$$V = \frac{4860 + 3650}{7.00} + \frac{3}{8} 1060 \cdot 7.00 = 4000 \text{ Kgs}$$

$$b' = \frac{4000}{291} = 14 \text{ cms} < 25 \text{ cms}$$

$$l' = \frac{4000 - 2910}{1060} = 1.00 \text{ m} \quad \text{luego es necesario}$$

alargar este ensanche a la dimensión obtenida por corte. M

Apoyo B:-

$$V = \frac{3550 + 2550}{5.50} + \frac{3}{8} 1060 \cdot 5.50 = 3290 \text{ Kgs}$$

$$b' = \frac{3290}{291} = 11 \text{ cms} < 15 \text{ cms}$$

$$l' = \frac{3290 - 2910}{1060} = 36 \text{ cms} \approx 40 \text{ cms} \quad \text{luego de}$$

por esta longitud al ensanche pues es mayor que la que se necesita por momento.-

Apoyos C, D y E:-

$$V_{\text{max}} = \frac{3150 + 1845}{5.65} + \frac{3}{8} 1060 \cdot 5.65 = 3080 \text{ Kgs}$$

$$l' = \frac{3080 - 2910}{1060} = 15 \text{ cms}$$

me retiro 15 cms en estos apoyos.

Apoyo G:-

$$V = \frac{3650 + 1820}{7.00} + \frac{3}{8} 1060 \cdot 7.00 = 3560 \text{ Kgs}$$

$$b' = \frac{3560}{291} = 15 \text{ cms}$$

$$l' = \frac{3560 - 2910}{1060} = 50 \text{ cms}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Puntos de inflexión :-

Apoyo A	..	4.2 m
Tramo AB	..	5.8 m (sólo en el lado derecho)
Apoyo B	..	1.82 m
Tramo BC	..	1.06 m
Apoyo C	..	1.34 m
Tramo CD	..	1.00 m
Apoyo D	..	1.41 m
Tramo DE	..	1.00 m
Apoyo E	..	1.34 m
Tramo EF	..	1.06 m
Apoyo F	..	1.75 m
Tramo FG	..	9.0 m (sólo en el lado izquierdo)
Apoyo G	..	5.6 m

Verificación de la adherencia :-

Apoyo F :-

$$\varepsilon_0 = \frac{4000}{728} = 5.5 \text{ cms} < 2\phi 5/8" + 1\phi 1/2" = 14 \text{ cms}$$

Además perímetro mínimo en apoyos interiores es 12 cms.
En los apoyos exteriores el esfuerzo cortante es mucho menor.

P.I. del Tramo FG :-

$$V = 4000 - 1060 \cdot 9.0 = 3040 \text{ Kgs}$$

$$\varepsilon_0 = \frac{3040}{728} = 4.2 \text{ cms} < 5 \text{ cms} = 1\phi 5/8$$

Además el perímetro mínimo en cualquier tramo es
 $1\phi 1/2" = 4 \text{ cms}$

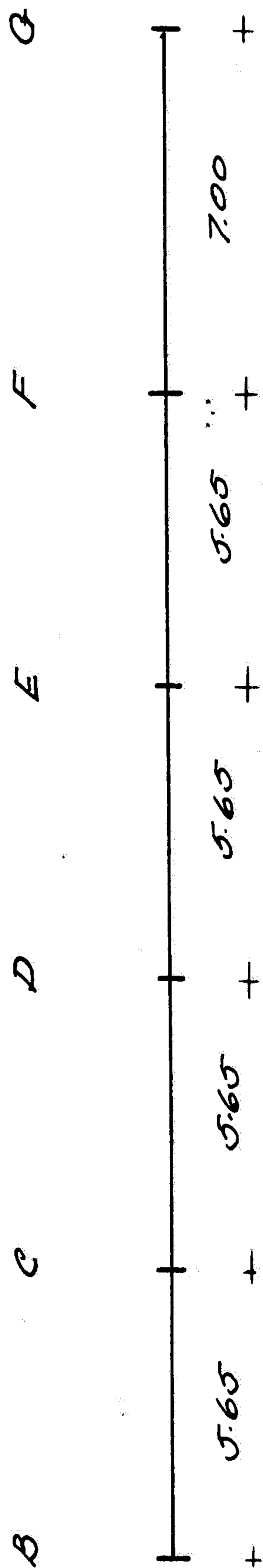
PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

ZONA II

Cálculo de los momentos.-



Piso Standard:- $l = 5.65 \text{ m}$

$w_u / w_m = 0.61$

Relación de rigideces de viga a viga = 0.5

Valores de "a" :- Tramo FG:- 1.24 .- Otros Tramos: 1.00

$W_{12} \cdot L^2 = 1060 \times 5.65^2 = 33,900 \text{ Kg/m}$

Tabla 1 A	.0335	.0665	.1045	.100	.010	.089	.090	.0145	.090	.089	.010	.100	.1045	.0665	.0335
Tabla 2 A												.024	.0390	.0410	.0200
C	.0335	.0665	.1045	.100	.010	.089	.090	.0145	.090	.089	.010	.124	.1435	.1075	.0535
$M = C W_{12} L^2$	1135	2210	3550	3490	1695	3020	3050	1845	3050	3020	1695	4200	4860	3650	1820

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Áreas de acero:-

Apoyo B	- 1.17 cm ²	1 ∅ 1/2"
Tramo BC	2.18 cm ²	2 ∅ 1/2"
Apoyo C	3.65 cm ²	3 ∅ 1/2"
Tramo CD	1.64 cm ²	1 ∅ 1/2" + 1 ∅ 3/8"
Apoyo D	3.2 cm ²	2 ∅ 1/2" + 1 ∅ 3/8"
Tramo DE	1.78 cm ²	1 ∅ 1/2" + 1 ∅ 3/8"
Apoyo E	3.2 cm ²	2 ∅ 1/2" + 1 ∅ 3/8"
Tramo EF	1.64 cm ²	1 ∅ 1/2" + 1 ∅ 3/8"
Apoyo F	4.5 cm ²	2 ∅ 1/2" + 1 ∅ 5/8"
Tramo FG	3.52 cm ²	2 ∅ 5/8"
Apoyo G:-	1.75 cm ²	1 ∅ 5/8"

Ensanques por momentos:- $M_{c,10} = 2820 \text{ Kgs}$

Apoyo C:-	$b' = 15 \text{ cms}$	$l' = 30 \text{ cms}$
Apoyo D:-	$b' = 15 \text{ cms}$	$l' = 10 \text{ cms}$
Apoyo E:-	$b' = 15 \text{ cms}$	$l' = 10 \text{ cms}$
Apoyo F:-	$b' = 25 \text{ cms}$	$l' = 75 \text{ cms}$

Verificación del esfuerzo cortante:- Igual a zona anterior.

Apoyo F:- $V = 4000 \text{ Kgs}$

$$b' = 14 \text{ cms} < 25 \text{ cms}$$

$$l' = 1.00 \text{ m} > 75 \text{ cms} \quad \text{hay que alargar el}$$

ensanche a 1.00 m.

Apoyo C:- $V = 3290 \text{ Kgs}$

$$b' = 11 < 15 \text{ cms}$$

$$l' = 50 \text{ cms} > 30 \text{ cms} \quad \text{hay que poner esta longitud}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Apoyos D y E:-

$$V = \frac{3050 + 1845}{5.65} + \frac{3}{8} 1060 \times 5.65 = 3065 \text{ Kg}$$

$$b' = \frac{3065}{291} \approx 10.5 \text{ cms}$$

$$r = \frac{3065 - 2910}{1060} = 15 \text{ cms} > 10 \text{ cm}$$

luego hago como en la zona I, me retiro 15 cms.

Apoyo G:-

$$b' = 15 \text{ cms} \quad r = 50 \text{ cms}$$

Puntos de Inflexión:-

Apoyo B:- .42 m

Tramo BC:- .58 m (sólo en el lado derecho)

Apoyo C:- 1.84 m

Tramo CD:- 1.06 m

Apoyo D:- 1.34 m

Tramo DE:- 1.00 m

Apoyo E:- 1.34 m

Tramo EF:- 1.06 m

Apoyo F:- 1.75 m

Tramo FG:- .90 m

Apoyo G:- .56 m

Verificación de la adherencia:- Se presenta exactamente el mismo caso que en la zona anterior y ya hemos visto que esta condición se satisface.

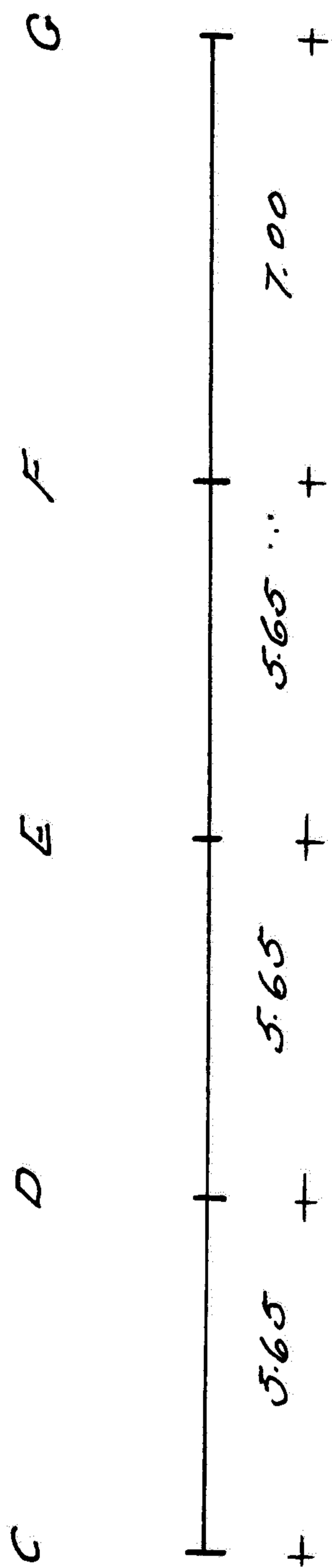
PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

ZONA III

Cálculo de los momentos.-



Pañó Standard :- $J = 5.65m$

$w_p/w_m = 0.61$

Relación de rigideces de vigas a 119veleta = 0.5

Valores de "d" :- Tramo FG :- 1.24 .. Otros Tramos :- 1.00

$W_{FL} \cdot L^2 = 1060 \times 5.65^2 = 33.900 \text{ Kg/m}$

Tabla 1A	.0335	.0665	.1045	.100	.089	.089	.050	.1045	.0665	.0335
Tabla 2A				.024				.0590	.0410	.0200
C	.0335	.0665	.1045	.100	.089	.089	.050	.1435	.1075	.0535
$M = C \cdot W_{FL} \cdot L^2$	1135	2250	3550	3490	3020	3020	1695	4860	3650	1820

PROYECTO DE GRADO

STRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Áreas de Acero:-

Apoyo C :-	1.17 cm ²	1 ∅ 1/2"
Tramo CD :-	3.18 cm ²	2 ∅ 1/2"
Apoyo D :-	3.65 cm ²	3 ∅ 1/2"
Tramo DE :-	1.64 cm ²	1 ∅ 1/2" + 1 ∅ 3/8"
Apoyo E :-	3.15 cm ²	2 ∅ 1/2" + 1 ∅ 3/8"
Tramo EF :-	1.64 cm ²	1 ∅ 1/2" + 1 ∅ 3/8"
Apoyo F :-	4.50 cm ²	2 ∅ 1/2" + 1 ∅ 5/8"
Tramo FG :-	3.52 cm ²	2 ∅ 5/8"
Apoyo G :-	1.75 cm ²	1 ∅ 5/8"

Ensanched por momentos:- $M_{c10} = 2820$ - Son exactamente iguales a los que se presentan en la zona I :-

Apoyo D:-

$$b' = 15 \text{ cms} \quad l' = 30 \text{ cms}$$

Apoyo E:-

$$b' = 15 \text{ cms} \quad l' = 8 \text{ cms}$$

Apoyo F:-

$$b' = 25 \text{ cms} \quad l' = 75 \text{ cms}$$

Verificación por esfuerzo cortante:- Es la misma que en las zonas anteriores:- y a saber:-

Apoyo F:- hay que alargar la longitud del ensanche a 1.00 m

Apoyo D:- hay que aumentar la longitud del ensanche a 45 ≈ 50 cms.

Apoyo E:- retirarse 15 cms

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Apoyo G :-

$$b' = 15 \text{ cms} \quad T' = 50 \text{ cms}$$

Puntos de inflexión:-

Apoyo C :- 4.2 m

Tramo CD :- 5.8 m (sólo en el lado derecho)

Apoyo D :- 1.82 m

Tramo DE :- 1.06 m

Apoyo E :- 1.30 m

Tramo EF :- 1.06 m

Apoyo F :- 1.75 m

Tramo FG :- 0.90 m (sólo lado izquierdo del Tramo)

Apoyo G :- 0.56 m

Verificación de la adherencia:- Como en casos anteriores sólo la chequeo en los lugares más desfavorables.

Apoyo F:-

$$E_0 = 5.5 \text{ cms}$$

$$\text{Perim.} = 2 \phi 1/2" + 1 \phi 5/8" = 13 \text{ cms}$$

P de I del Tramo FG:-

$$E_0 = 4.2 \text{ cms}$$

$$\text{Per.} = 1 \phi 5/8" = 5 \text{ cms}$$

Sólo chequeo los puntos estos, por que debido al poco juego que permiten los diámetros comerciales las áreas de acero en los diferentes puntos, se diferencian poco, (sobre todo en nuestro caso en que los tramos son iguales) y como en esos puntos la adherencia es menor por ser también menor el esfuerzo cortante, se puede considerar satisfecha esta condición, si satisface el tramo más desfavorable

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

ZONA V

Cálculo de los momentos:— En esta zona, como en sus similares de pisos anteriores, voy a calcular los momentos de continuidad por el método de Hardy-Cross.

Siendo esta zona geométicamente igual, a la zona II de la azotea, procederé como en el piso típico para encontrar los momentos por simple proporción.

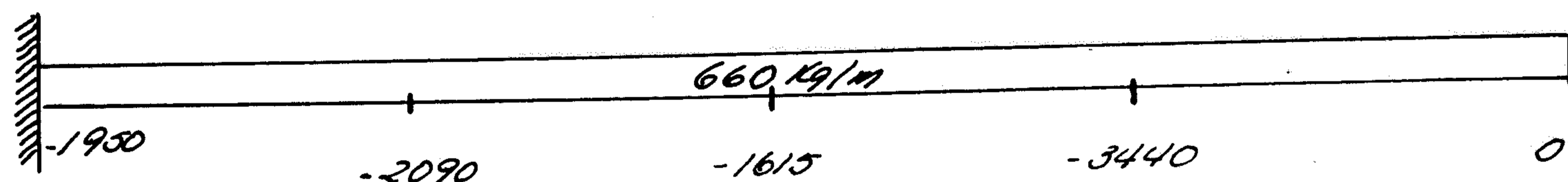
Los coeficientes por los cuales hay que multiplicar los momentos obtenidos en la Azotea para obtener los de este primer piso serán:

$$\text{Para carga permanente:— } \alpha = \frac{660}{465} = 1.42$$

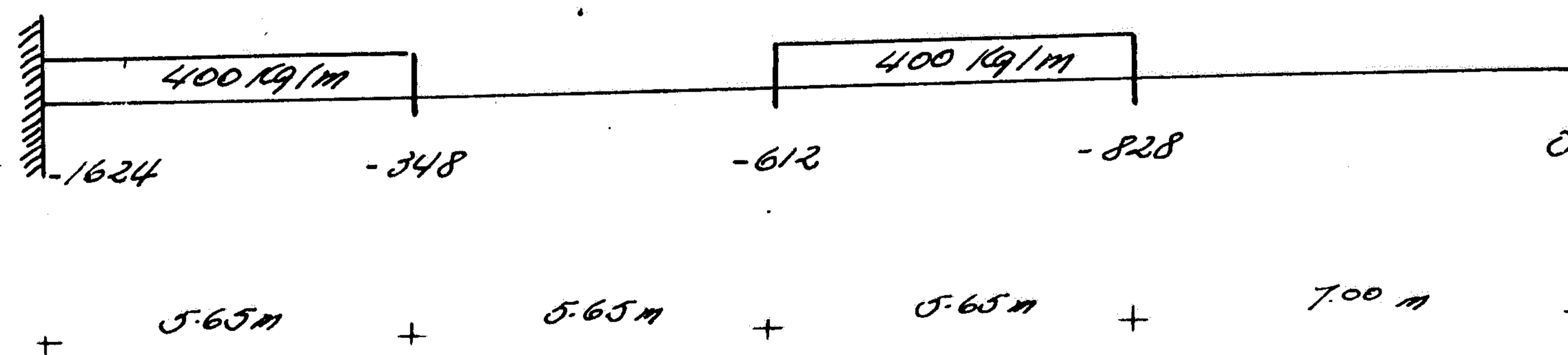
$$\text{Para cargas móviles:— } \beta = \frac{400}{100} = 4$$

Luego siguiendo el procedimiento explicado encuentro:

CARGAS PERMANENTES:



CARGAS MOVILES:

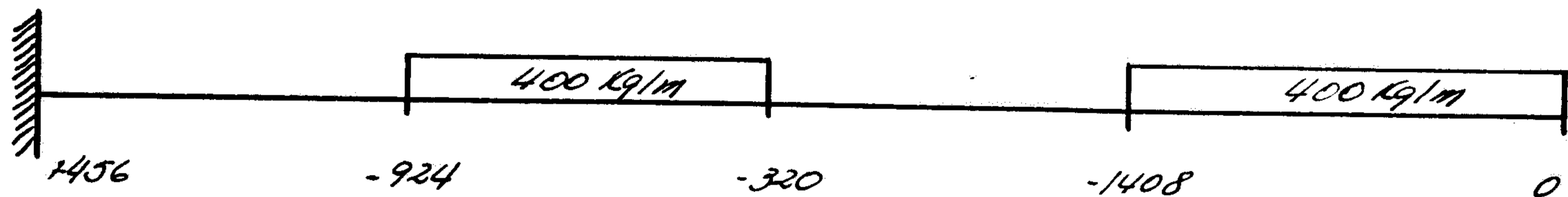


PROYECTO DE GRADO

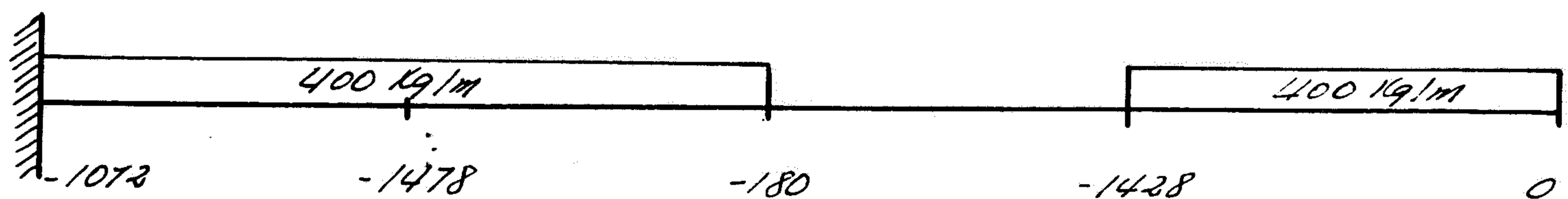
ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

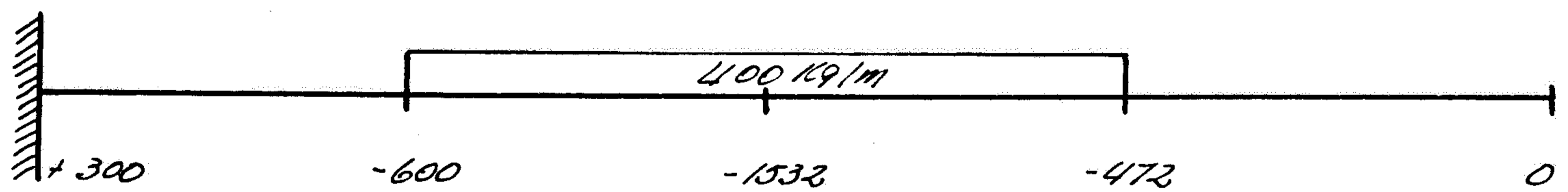
CARGAS MOVILES.-



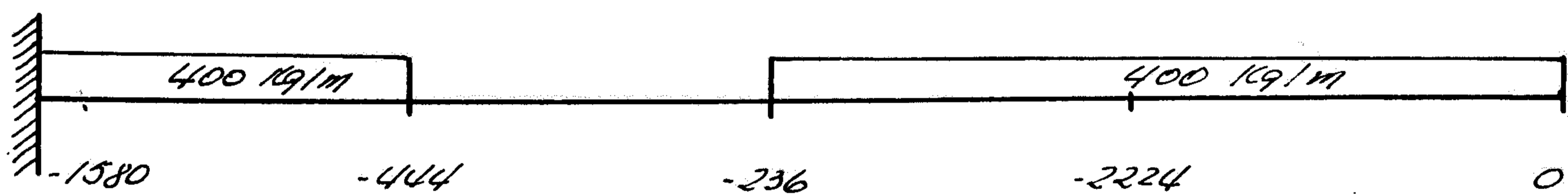
CARGAS MOVILES.-



CARGAS MOVILES



CARGAS MOVILES



PROYECTO DE GRADO

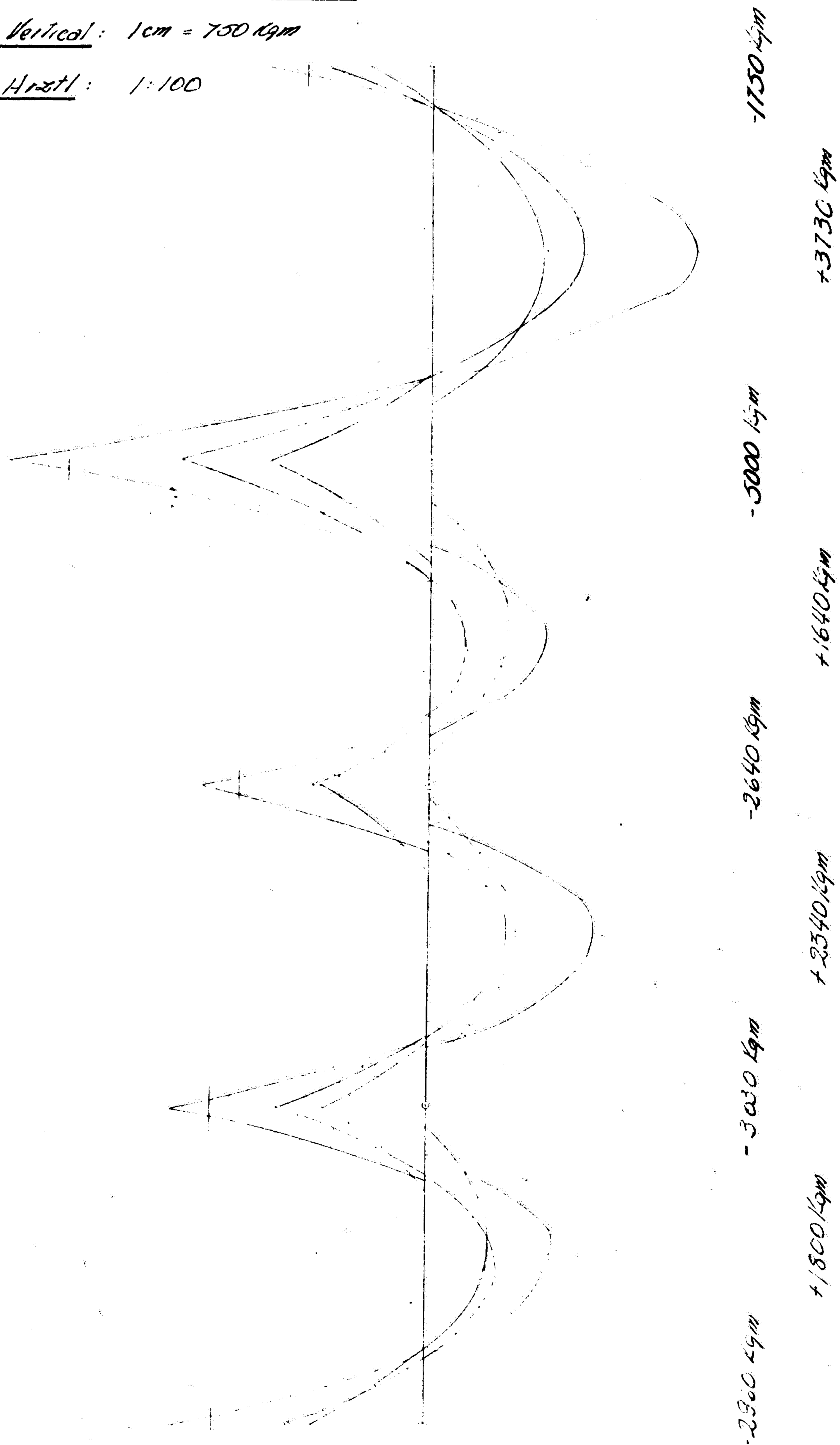
ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

DIAGRAMA DE MOMENTOS

Esc. Vertical: 1cm = 750 kgm

Esc. Horizl: 1:100



Los momentos negativos están dados en la cara de los apoyos

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Áreas de acero:- De la envolvente de momentos de la página anterior, obtengo los valores de aquellos, para calcular las áreas de acero:

$$\text{Apoyo C} :- - A_s = \frac{2960}{970} = 3.05 \text{ cm}^2 \quad 1 \phi \frac{1}{2}'' + 1 \phi \frac{5}{8}''$$

$$\text{Tramo CD} :- + A_s = \frac{1800}{1035} = 1.74 \text{ cm}^2 \quad 1 \phi \frac{1}{2}'' + 1 \phi \frac{3}{8}''$$

$$\text{Apoyo D} :- - A_s = \frac{3030}{970} = 3.12 \text{ cm}^2 \quad 1 \phi \frac{1}{2}'' + 1 \phi \frac{5}{8}''$$

$$\text{Tramo DE} :- + A_s = \frac{2340}{1035} = 2.25 \text{ cm}^2 \quad 2 \phi \frac{1}{2}''$$

$$\text{Apoyo E} :- - A_s = \frac{2640}{970} = 2.71 \text{ cm}^2 \quad 2 \phi \frac{1}{2}'' + 1 \phi \frac{3}{8}''$$

$$\text{Tramo EF} :- + A_s = \frac{1640}{1035} = 1.58 \text{ cm}^2 \quad 1 \phi \frac{1}{2}'' + 1 \phi \frac{3}{8}''$$

$$\text{Apoyo F} :- - A_s = \frac{5000}{970} = 5.15 \text{ cm}^2 \quad 2 \phi \frac{5}{8}'' + 1 \phi \frac{1}{2}''$$

$$\text{Tramo FG} :- + A_s = \frac{3730}{1035} = 3.60 \text{ cm}^2 \quad 2 \phi \frac{5}{8}''$$

$$\text{Apoyo G} :- - A_s = \frac{1750}{970} = 1.80 \text{ cm}^2 \quad 1 \phi \frac{5}{8}''$$

Ensanched por momentos :- $M_{c10} = 2820 \text{ KgM}$

Apoyo D:-

$$b' = \frac{3030}{282} = 10.8 \text{ cms}$$

$$7' = 7 \text{ cms}$$

Apoyo F

$$b' = \frac{5000}{282} = 30 \text{ cms}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$l' = 67 \text{ cms} \approx 75 \text{ cms}$$

Verificación por esfuerzo cortante:-

Apoyo C:-

$$V = \frac{w l'}{2} + \frac{-3030 + 2960}{5.65} = 2985 \text{ Kgs} \approx 2910 \text{ Kgs}$$

Apoyo D:-

$$V = 3069 \text{ Kgs}$$

$$l' = \frac{3069 - 2910}{1060} = 15 \text{ cms}$$

me retiro 15 cms.

Apoyo E:-

$$V = 2930 \approx 2910$$

Apoyo F:-

$$V = \frac{1060 \cdot 7}{2} + \frac{-1750 + 5000}{7.00} = 4165 \text{ Kgs}$$

$$b' = \frac{4165}{291} < 20 \text{ cms}$$

$$l' = \frac{4165 - 2910}{1060} \approx 1.20 \text{ m}$$

Verificación de la adherencia:-

Apoyo F:-

$$E_0 = \frac{4165}{728} = 5.7 \text{ cms}$$

$$\text{Perimetro:- } 2 \phi 5/8'' + 1 \phi 1/2'' = 14 \text{ cms}$$

PI del Tramo FG

$$E_0 = \frac{2470}{728} = 3.4 \text{ cms}$$

$$\text{Perimetro:- } 1 \phi 5/8'' = 5 \text{ cms}$$

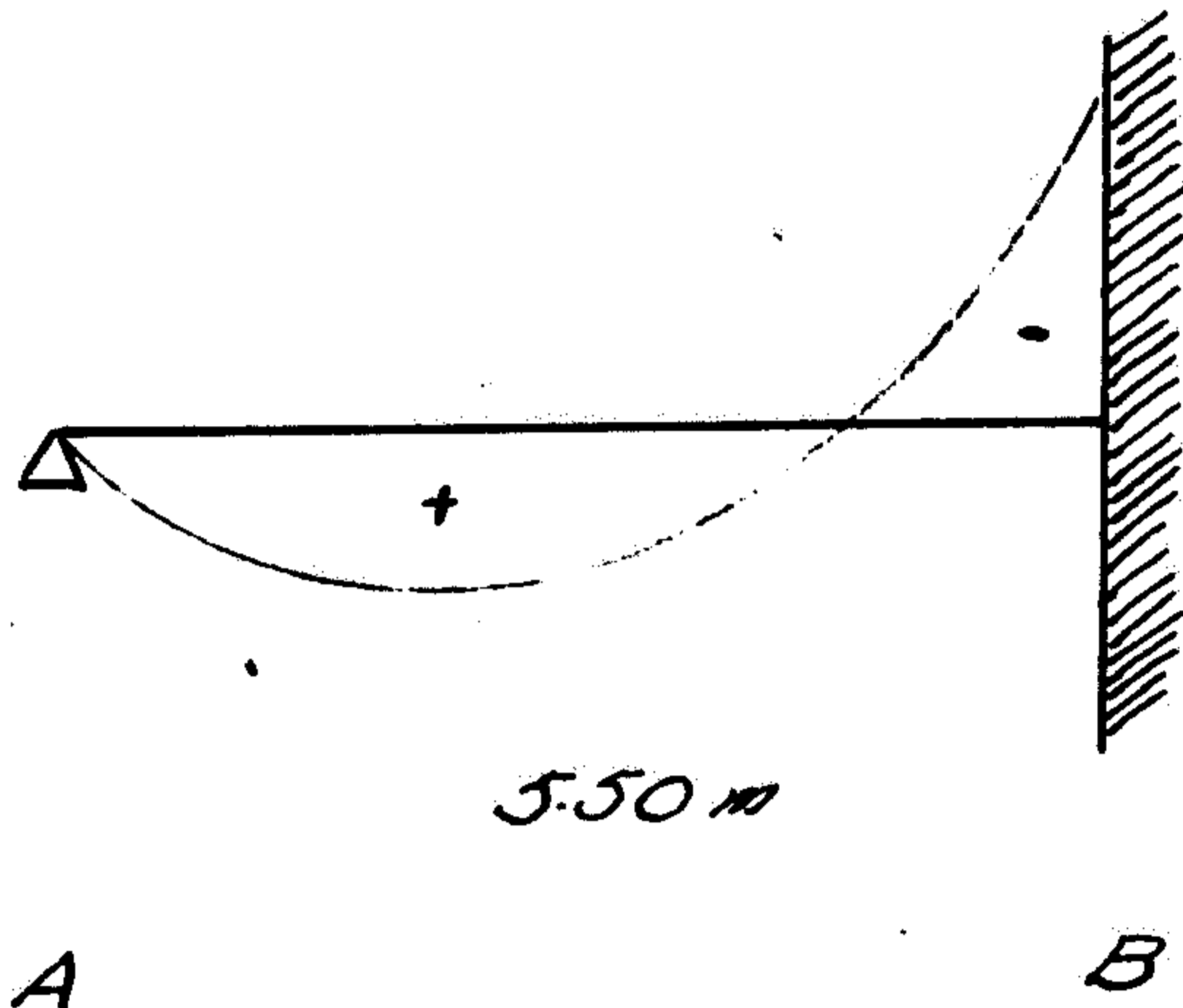
PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

ZONA VI

Cálculo de los momentos:-



$$+ M_{max} = \frac{9}{128} w l^2$$

$$- M_A = \frac{1}{24} w l^2$$

$$- M_B = \frac{1}{8} w l^2$$

Utilizando las fórmulas anteriores para $w = 1060 \text{ Kg/m}$ obtengo:

$$- M_A = 1330 \text{ Kg/m}$$

$$+ M = 2200 \text{ "}$$

$$- M_B = 4000 \text{ Kg/m}$$

Áreas de acero:-

Apoyo A:- 1.37 cm^2 $2 \phi 1/2''$

Tiempo AB:- 2.2 cm^2 $2 \phi 1/2''$

Apoyo B:- 4.15 cm^2 $2 \phi 1/2'' + 1 \phi 5/8''$

Ensayos por momentos:-

$$M_{c10} = 2820 \text{ Kg/m}$$

Apoyo B:-

$$b' = \frac{4000}{282} = 15 \text{ cms}$$

$$T = 37 \text{ cms} \approx 50 \text{ cms}$$

Verificación por esfuerzo cortante:-

$$V_{max} = \frac{5}{8} w l = \frac{5}{8} \times 1060 \times 5.50 \text{ m} = 3650.495$$

$$b' = \frac{3650}{291} = 12.6 \text{ cms} < 15 \text{ cms}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$7' = \frac{3650 - 2910}{1060} = 70 \text{ cms} \approx 75 \text{ cms} > 40 \text{ cms} \quad \text{que tengo por momento.}$$

Puntos de inflexión:-

$$\text{Apoyo A} :: .50 \text{ m}$$

$$\text{Tramo AB} :: 1.38 \text{ m}$$

$$\text{Apoyo B} :: 1.38 \text{ m}$$

Verificación de la adherencia:-

Apoyo B:-

$$\Sigma_0 = \frac{3650}{728} = 5 \text{ cms} < 15 \text{ cms}$$

PI:-

$$\Sigma_0 = \frac{2190}{728} = 3 \text{ cms} < 10 \frac{1}{2}'' = 4 \text{ cms}$$

Acero de Temperatura:- que es general para este piso

es igual a:

$$A_s = 0.002 \cdot b \cdot l =$$

$$= 0.002 \times 100 \times 5$$

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

$$\underline{\underline{A_s = \phi \frac{1}{4}'' @ 30 \text{ cms}}}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

VIGUETAS ESPECIALES

PISO TIPICO

Como ya expuse anteriormente, para el cálculo de los aligerados, he considerado viguetas especiales cuando el tabique corre paralelo al sentido del aligerado, y una carga repartida equivalente cuando es perpendicular al sentido de aquel.

Las viguetas que trataré, están indicadas en la 15^{ma}. planta de aligerados, correspondiente al piso típico.

VIGUETA N° I

Assumo una vigueta de 30 x 25 cms. Veamos las cargas que soporta:

$$\text{Peso propio} = 30 \times 25 \times 2400 \times 1.00 = 180 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso Tabique} = 200 \times 3.00 = 600 \text{ Kg/m}$$

$$780 \text{ Kg/m}$$

Consideraré los siguientes momentos máximos de diseño:

$$+ M_{\text{max}} = \frac{1}{10} w l^2$$

$$- M_{\text{max}} = \frac{1}{24} w l^2$$

Utilizando las fórmulas anteriores obtengo

$$+ M = 2800 \text{ Kg/m}$$

$$- M_{\text{max}} = 1170 \text{ Kg/m}$$

Area de Acero:- Veo primero cuál es el momento resistente de la vigueta:

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$M_{c10} = K b d^3 = 11 \times 30 \times 22^3 = 1600 \text{ Kg/m}$$

Luego se observa que es necesario usar acero en compresión, pues anchor más la viga es inconveniente y por otro lado no podemos tener más de 25 cms de peralte. Luego:

Acero positivo:-

$$M' = 2800 - 1600 = 1200 \text{ Kg/m.}$$

$$A_{s1} = \frac{1600}{1400 \cdot 866 \cdot 22} = 6 \text{ cm}^2$$

$$0.0091 \times 30 \times 22 = 6$$

$$A_{s2} = \frac{1200}{1400 \cdot 866 \cdot 19} = 4.95 \text{ cm}^2$$

$$\frac{M'_s}{f_s(d-d')}$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 10.95 \text{ cm}^2$$

$$6 \phi 5/8''$$

Ahora bien:

$$A'_s = \frac{M'}{f'_s(d-d')}$$

$$f'_s = 2 n f_c \frac{k d - d'}{R d} = 2 \times 15 \times 63 \frac{403 \cdot 22 - 3}{403 \cdot 22} = 1260 \text{ Kg}$$

Luego:-

$$A'_s = \frac{1200}{1260 \cdot 19} = 5 \text{ cm}^2$$

$$2 \phi 5/8'' + 1 \phi 1/2''$$

Acero negativo:-

$$-A_s = \frac{1170}{1400 \cdot 866 \cdot 22} = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$2 \phi 5/8'' + 1 \phi 1/2''$$

acero mínimo = $0.005 \cdot b \cdot d = 3.3 \text{ cm}^2$, luego se satisface esta condición.

Verificación de esfuerzo cortante:-

$$V_{max} = \frac{wL}{2} = \frac{780 \times 6}{2} = 2340 \text{ Kg}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

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

$$v = \frac{2340}{30 \times 866 \times 22} = 4.1 \text{ Kg/cm}^2 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2 \text{ que es lo que}$$

resiste el concreto. Luego la viga no necesita estribos, pero los coloco como si se tratara de una columna ya que la viga tiene acero en compresión

Luego: Estribos: 6 # 1/4 @ 25 cms

Verificación de la adherencia:-

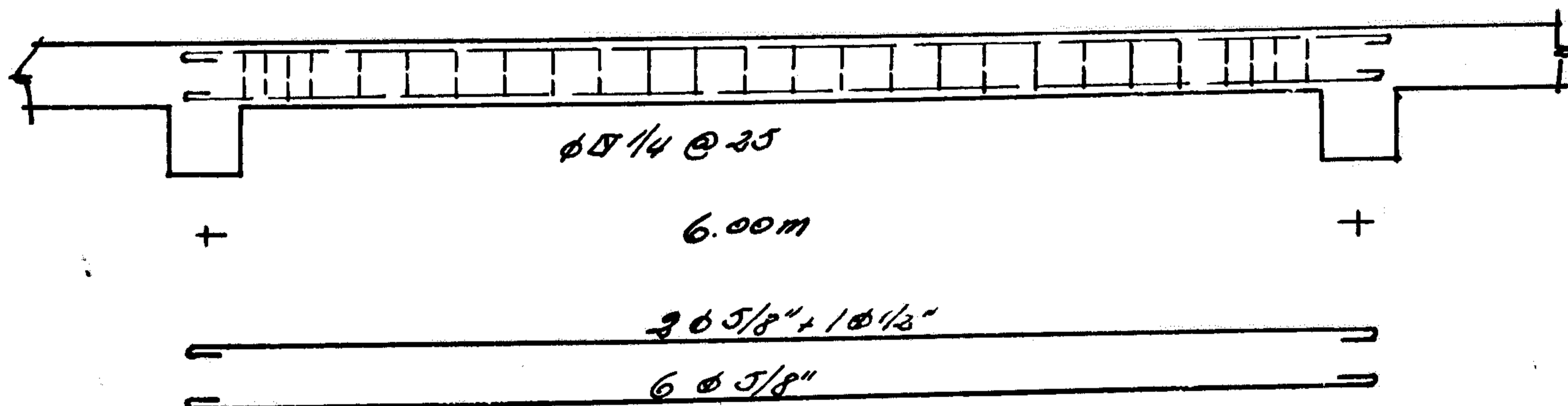
Apoyos:-

$$e_0 = \frac{V}{4 \cdot f \cdot d}$$

$$= \frac{2340}{105 \times 866 \times 22} = 12 \text{ cms} < 2 \phi 5/8" + 1 \phi 1/2" = 14$$

En el P.I ya no es necesario chequear pues tenemos más acero que en los apoyos.

Doblado:-



Escala: 1:50

PROYECTO DE GRADO

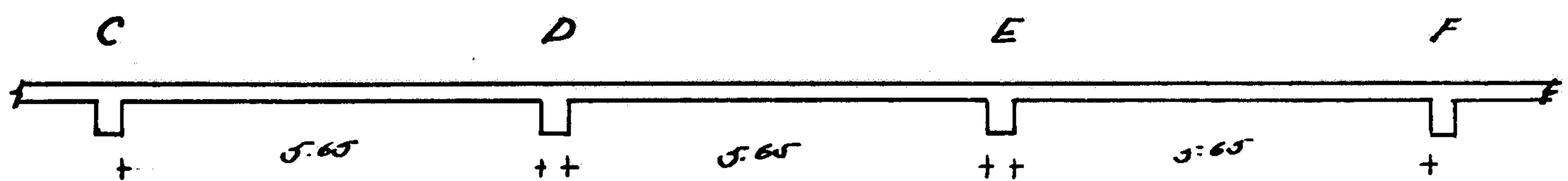
ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

VIGUETA N° II

Calculo de los momentos:- considero una vigueta de las mismas dimensiones que la vigueta I, ya que resiste la misma carga $w = 780 \text{ kg/m}$.

Para los momentos máximos, usare los coeficientes que muestro en el diagrama que viene a continuación.



$$\text{Apoyo C}:- \frac{1}{24} w l^2 = 1040 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Tramo CD}:- \frac{1}{14} w l^2 = 1780 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Apoyo D}:- \frac{1}{10} w l^2 = 2580 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Tramo DE} \frac{1}{16} w l^2 = 1560 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Apoyo E} \frac{1}{10} w l^2 = 2500 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Tramo EF} \frac{1}{14} w l^2 = 1780 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Apoyo F} \frac{1}{24} w l^2 = 1040 \text{ Kg/m.}$$

Areas de acero:- Debo tener en cuenta el momento resistente y el acero mínimo.

$$M_c = K b d^2 = 11 \times 30 \times 22^2 = 1600 \text{ Kg/m}$$

$$A_{s, \text{min}} = 0.005 \times b d = 0.05 \times 30 \times 22 = 3.3 \text{ cm}^2$$

paso luego a calcular las areas de acero.

Apoyos C y F:-

$$- A_s = \frac{1040}{1400 + 866 \times 22} = \frac{1040}{267} = 3.9 \text{ cm}^2$$

$$- A_s = 3.9 \text{ cm}^2 = 1 \phi 5/8'' + 1 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8''$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Tramo CD y EF:- este tramo necesita acero en compresión pues su momento es mayor que el resistente.

$$M' = 1780 - 1600 = 180 \text{ Kgm}$$

$$A_{s_1} = \frac{160000}{1400 \times 866 \times 32} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_2} = \frac{N'}{f_s (d-d')} = \frac{18000}{1400 \times 19} = 0.67 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A_s = A_{s_1} + A_{s_2} = 6.67 \text{ cm}^2 = 4 \phi 1/2'' + 1 \phi 5/8''}$$

ahora bien:-

$$A'_s = \frac{18000}{1260 \times 19} = 0.75 \text{ cm}^2 = 1 \phi 1/2''$$

$$\underline{A'_s = 1 \phi 1/2''}$$

Apoyos D y E:- también necesitan acero en compresión

$$N' = 2500 - 1600 = 900 \text{ Kgm.}$$

$$A_{s_1} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_2} = \frac{N'}{f_s (d-d')} = \frac{90000}{1400 \times 19} = 3.4 \text{ cm}^2$$

luego:

$$\underline{A_s = A_{s_1} + A_{s_2} = 9.4 \text{ cm}^2 = 5 \phi 5/8''}$$

además:-

$$A'_s = \frac{N'}{f_s (d-d')} = \frac{90000}{1260 \times 19} = 3.7 \text{ cm}^2 = 3 \phi 1/2''$$

$$\underline{A'_s = 3 \phi 1/2''}$$

Tramo DE:-

$$A_s = \frac{1560}{1400 \times 866 \times 32} = 5.85 \text{ cm}^2 = \underline{3 \phi 1/2'' + 1 \phi 5/8''}$$

PROYECTO DE GRADO

STRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Puntos de inflexión :-

Apoyos C y F :-	69 cms
Tramos CD y EF :-	53 cms
Apoyos D y E :-	1.58 cms
Tramos DE :-	83 cms

Verificación del esfuerzo cortante :-

$$V_{max} = 0.575 w l = 0.575 \times 780 \times 5.65 = 2540 \text{ Kgs}$$

$$v = \frac{V}{s d} = \frac{2540}{30 \times 866 \times 22} = 4.4 \text{ Kg/cm}^2 \approx 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

como voy a tener estribos por usar acero en compresión, es
basión debido al pequeño $v_s = 0.2 \text{ Kg/cm}^2$. Esto es en la cara
del primer apoyo interior, en los otras caras $v < 4.2 \text{ Kg/cm}^2$
luego no necesita estribos, aunque los coloco como medida con-
-structiva y por que lo necesitan el fierro en compresión de
apoyos D y E.

Verificación de la adherencia :-

Solamente la chequeo en

lugares más desfavorables:

Apoyo D :-

$$V = 2540 \text{ Kgs}$$

$$E_0 = \frac{2540}{10.5 \times 866 \times 22} = 12.6 \text{ cms} < 5 \phi 5/8" = 25 \text{ cms}$$

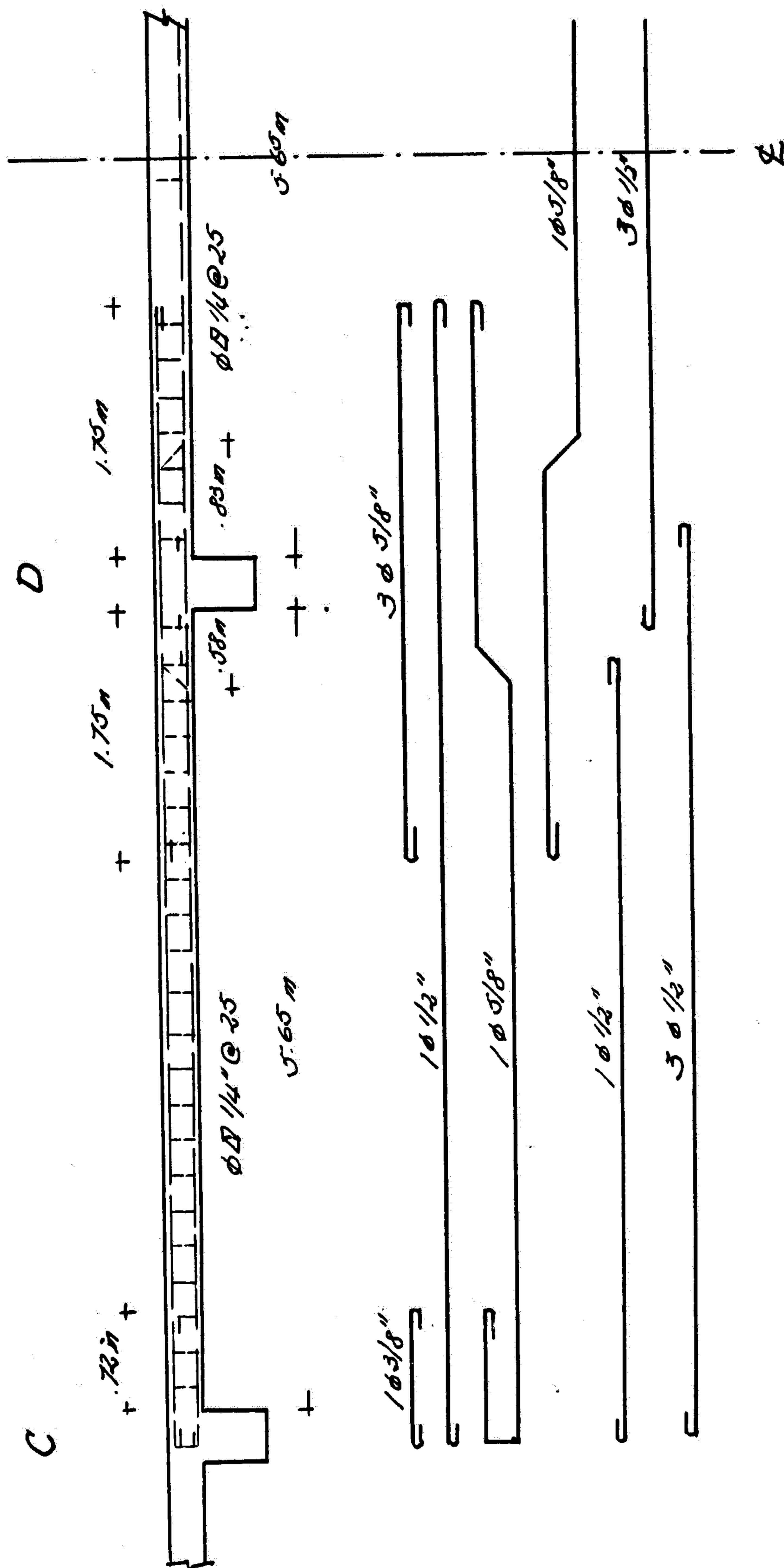
en los demás apoyos el perimetro mínimo es 12 cms p
el esfuerzo cortante es menor. En los puntos de m.
Tampoco es necesario chequear, pues lo menos que ten
es $3 \phi 1/2" = 12 \text{ cms}$.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Doblado:-



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

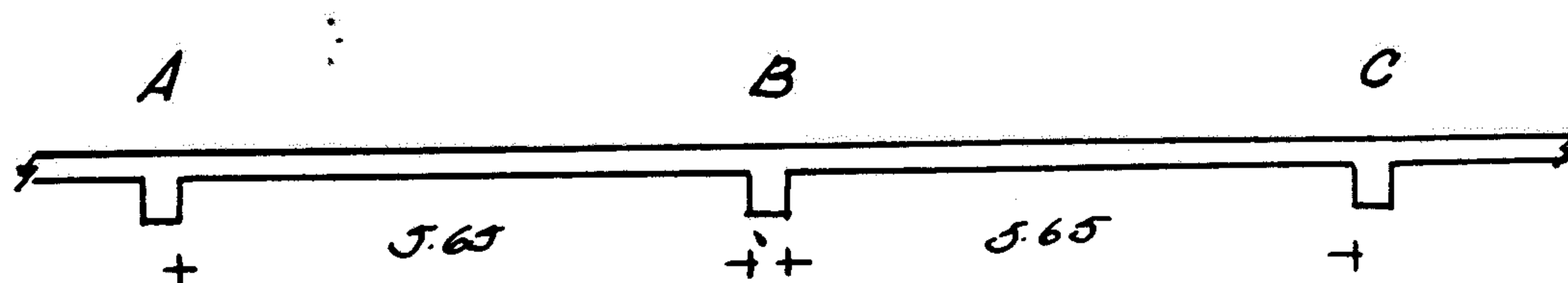
Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

VIGUETA N° III

Cálculo de los momentos:- considero una vigueta de las mismas dimensiones que las anteriores. Veamos las cargas que soporta.

aligerado	320 Kg/m.
peso propio	180 "
Tabiques	<u>450 "</u>
	950 Kg/m.

Para los momentos máximos usare' los coeficientes que muestro a continuación:



$$\begin{aligned}
 \text{Apoyo A:} & \quad \frac{1}{24} w l^2 = 1260 \text{ Kg/m} \\
 \text{Tramo AB:} & \quad \frac{1}{14} w l^2 = 2160 \text{ Kg/m} \\
 \text{Apoyo B:} & \quad \frac{1}{9} w l^2 = 3360 \text{ Kg/m} \\
 \text{Tramo BC:} & \quad \frac{1}{14} w l^2 = 2160 \text{ Kg/m} \\
 \text{Apoyo C:} & \quad \frac{1}{24} w l^2 = 1260 \text{ Kg/m}
 \end{aligned}$$

Áreas de Acero:- $M_c = 1600 \text{ Kg/m}$ $A_s \text{ min} = 3.3 \text{ cm}^2$

Apoyos A y C :-

$$- A_s = \frac{1260}{1400 + 866 + 22} = 4.9 \text{ cm}^2$$

$$- A_s = 2 \text{ o } 5/8" + 1 \text{ o } 1/2"$$

Tramos AB y BC :- observamos que estos tramos necesitan acero en compresión

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$M' = 2160 - 1600 = 560 \text{ Kg/m}$$

$$A_{s_1} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_2} = \frac{56000}{1400 \times 19} = 2.1 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A_s = A_{s_1} + A_{s_2} = 8.1 \text{ cm}^2 = 3 \phi 5/8" + 1 \phi 3/4"}$$

ahora bien: $f'_s = 1260 \text{ Kg/cm}^2$

$$A'_s = \frac{56000}{1260 \times 19} = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A'_s = 2 \phi 1/2"}$$

Apoyo B: También necesita acero en compresión:-

$$M' = 3360 - 1600 = 1760 \text{ Kg/m}$$

$$A_{s_1} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_2} = \frac{1760}{1400 \times 19} = 6.6 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A_s = A_{s_1} + A_{s_2} = 12.6 \text{ cm}^2 = 3 \phi 3/4" + 2 \phi 1/2"}$$

luego:-

$$A'_s = \frac{1760}{1260 \times 19} = 7.35 \text{ cm}^2 = 3 \phi 5/8" + 1 \phi 3/4"$$

$$\underline{A'_s = 3 \phi 5/8" + 1 \phi 3/4"}$$

Puntos de inflexión:-

Apoyo A :- 0.53 m

Tiempo AB :- 0.69 m (solo en el lado derecho)

Apoyo B :- 1.87 m

Tiempo BC :- 0.69 m (solo en el lado izquierdo)

Apoyo C :- 0.53 m

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Verificación del esfuerzo cortante:-

$$V_{max} = 0.575 \times 950 \times 5.65 = 3090 \text{ Kgs}$$

$$v = \frac{3090}{30 \times .866 \times 22} = 5.4 \text{ Kg/cm}^2 > 0.03 f'_c$$

luego uso estribos y anclaje especial:-

$$V_s = 3090 - 4.2 \times 30 \times .866 \times 22 = 700 \text{ Kgs}$$

asumo estribos de 1/4" y 2 ramas:

$$s = \frac{2 \times 0.31 \times 1400 \times .866 \times 22}{700} = 24 \text{ cms}$$

pero $s_{max} = \frac{d}{3} = \frac{22}{3} = 11 \text{ cms}$

veo ahora hacia donde necesito estos estribos.

$$x' = \frac{V_s}{w} = \frac{700}{950} = 75 \text{ cms}$$

A partir de los 75 cms pongo estribos a 25 cms pues

tengo acero en compresión-

Verificación de la adherencia:-

Apoyo B:-

$$V = 3090$$

$$E_0 = \frac{3090}{10.5 \times .866 \times 22} = 15.3 \text{ cms} < 30 \frac{3}{4} + 20 \frac{1}{2} = 26 \text{ cms}$$

Apoyos A y C:-

$$V = 0.5 \times 950 \times 5.65 = 2680$$

$$E_0 = \frac{2680}{10.5 \times .866 \times 22} = 13.4 \text{ cms} < 20 \frac{5}{8} + 10 \frac{3}{4} = 14 \text{ cms}$$

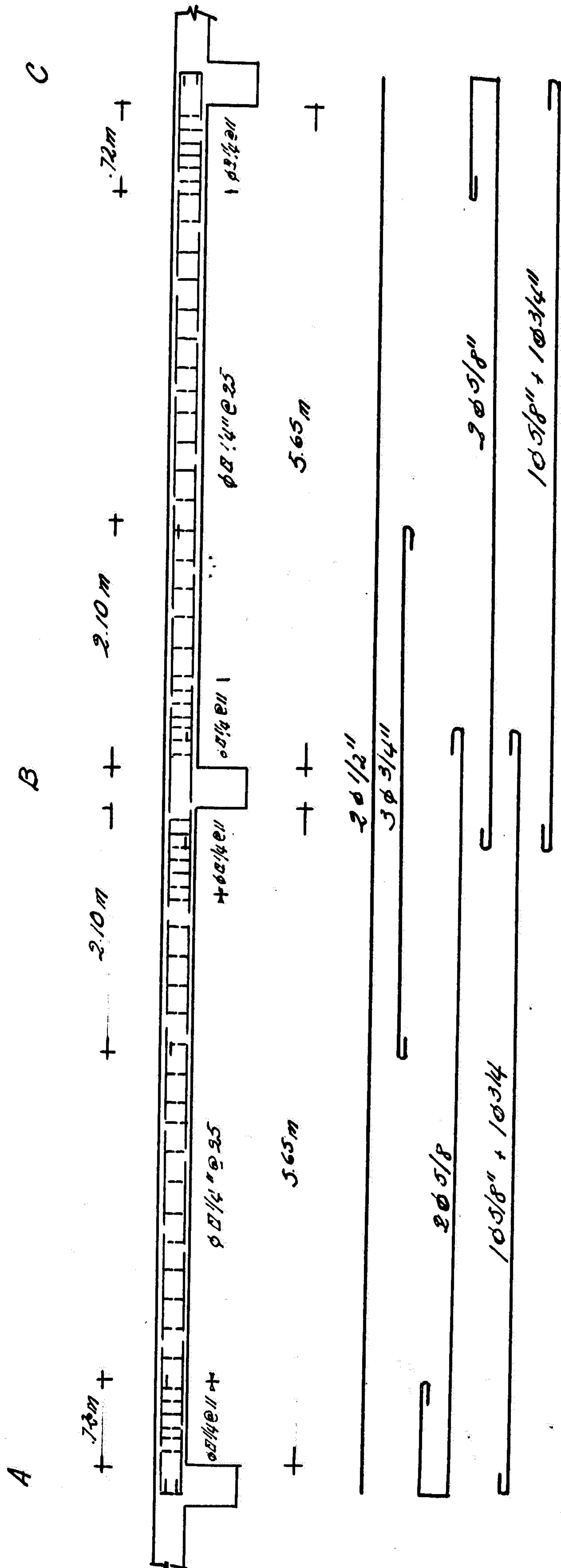
En los PI no es necesario chequear pues tengo $30 \frac{5}{8} + 10 \frac{3}{4}$ que son 16 cms.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Doblado:-



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

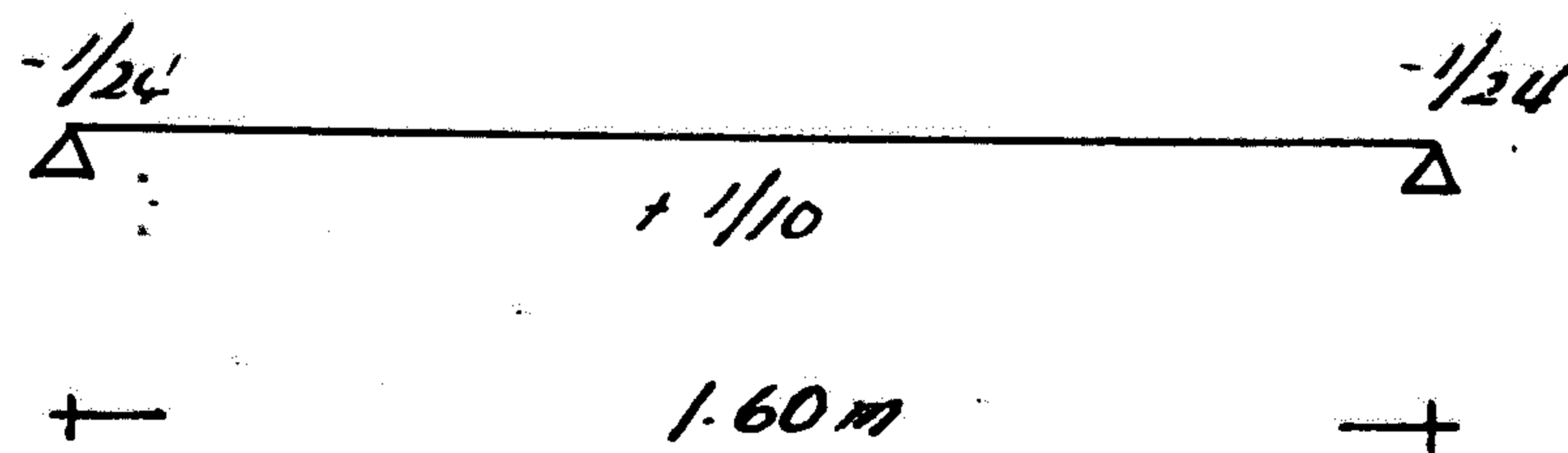
Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

VIGUETA N° IV

Calculo de los momentos :- asumo una vigueta de 20x25 cms
 Veo las cargas que soporta:

aligerado	1920 Kg/m
peso propio	120 "
Tabique	<u>600 "</u>
	3640 Kg/m

el calculo de los momentos los haré con los coeficientes que muestro:



Luego:

$$-M_{max} = \frac{1}{24} \times 2640 \times 1.6^2 = 270 \text{ Kg/m}$$

$$+M_{max} = \frac{1}{10} \times 2640 \times 1.6^2 = 650 \text{ Kg/m}$$

Áreas de Acero:- antes de pasar a calcular estas áreas debo encontrar el momento resistente y el acero mínimo:

$$M_c = 11 \times 20 \times 22^2 = 1060 \text{ Kg/m}$$

$$A_{s_{min}} = 0.005 \cdot b \cdot d = 0.05 \times 20 \times 22 = 2.2 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{luego}$$

Apoyos:-

$$-A_s = \frac{27000}{1400 \cdot 866 \cdot 22} = 1 \text{ cm}^2 < 2.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{luego} \quad -A_s = 2.2 \text{ cm}^2 = 2 \phi 1/2''$$

Centro del Tramo:-

$$+A_s = \frac{650}{1400 \cdot 866 \cdot 22} = 2.44 \text{ cm}^2 = 2 \phi 1/2''$$

$$+A_s = 2 \phi 1/2''$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Puntos de inflexión:-

Negativo:- 16 cms

Positivo:- 10 cms

Verificación de la adherencia:-

Apoyos:-

$$V = 0.5 \times 2640 \times 1.6 = 2100 \text{ Kgs}$$

$$\xi_0 = \frac{2100}{10.5 \times 866 \times 22} = 10.5 \text{ cms}$$

Perímetro = $20\frac{1}{2}'' = 8 \text{ cms}$, luego debo agregar $10\frac{3}{8}$ para satisfacer esta condición.

P. de Inflexión:-

$$V = 2100 - 0.10 \times 2640 = 1836 \text{ Kgs}$$

$$\xi_0 = \frac{1836}{10.5 \times 866 \times 22} = 9.2 \text{ cms}$$

Solo tengo $20\frac{1}{2}'' = 8 \text{ cms}$, luego considero $20\frac{1}{2}'' + 10\frac{3}{8}$ para satisfacer la condición:-

Verificación del esfuerzo cortante:-

$$V_{\max} = 2.010 \text{ Kgs}$$

$$v = \frac{2100}{20 \times 866 \times 22} = 5.5 \text{ Kg/cm}^2 > 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego debo usar estribos. Considero anclaje especial

$$V_s = 2100 - 4.2 \times 20 \times 866 \times 22$$

$V_s = 500 \text{ Kgs}$.. considero estribos de $\frac{1}{4}''$ y 2 ramas

$$s = \frac{2 \times 0.31 \times 1400 \times 866 \times 22}{500} = 33 \text{ cms}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$\text{pero } S_{\text{max}} = \frac{d}{2} = 11 \text{ cms}$$

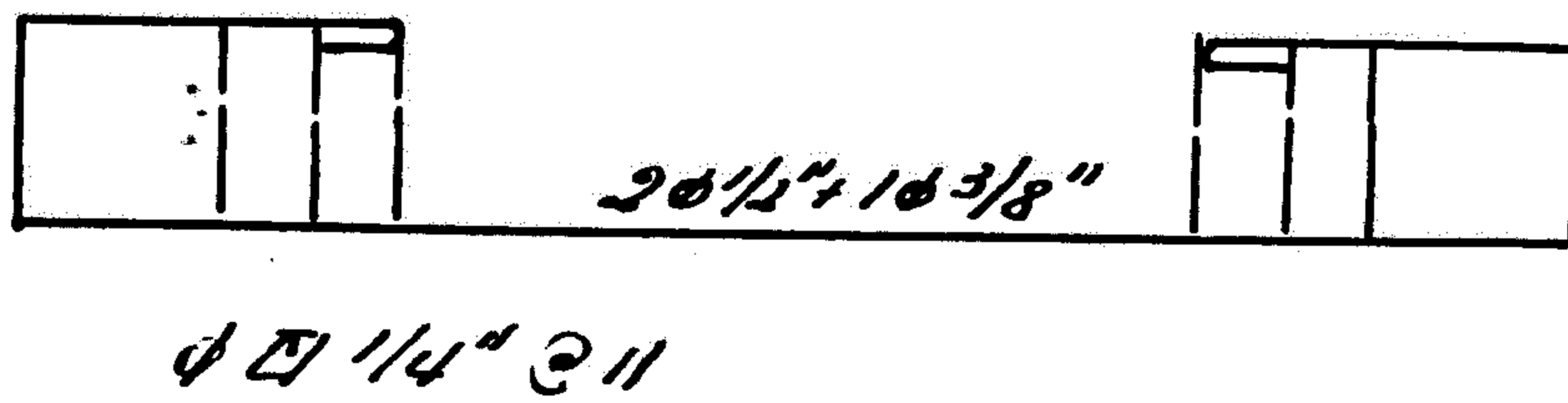
luego esta debe ser la separación.

hacemos la longitud en que se necesitan.

$$x' = \frac{500}{2640} = 20 \text{ cms}$$

Colocamos 3 ϕ 1/4" @ 11

Doblado:-



Esc: 1:20

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

VIGUETAS ESPECIALES

PRIMER PISO

VIGUETA N° I

Para este nivel asumo una vigueta de 30x35 cms.
Examino las cargas que actúan sobre esta vigueta:

peso propio	250 Kg/m
Tábrica	<u>850 Kg/m</u>
	1100 Kg/m

Calculo de los momentos:— como se trata de una vigueta de un solo tramo:

$$+ M_{max} = \frac{1}{10} w l^2 = \frac{1}{10} \times 1100 \times 5.65^2 = 3500 \text{ Kg/m}$$

$$- M_{max} = \frac{1}{24} w l^2 = \frac{1}{24} \times 1100 \times 5.65^2 = 1470 \text{ Kg/m}$$

Áreas de acero:— antes de pasar a calcular las áreas de acero debo ver cuáles son el momento resistente y el acero mínimo.

$$M_c = K b d^2 = 11 \times 30 \times 32^2 = 3400 \text{ Kg/m}$$

$$A_{smin} = 0.005 b d = 0.005 \times 30 \times 32 = 4.8 \text{ cm}^2$$

Luego:

Apoyos:

$$- A_s = \frac{1470}{1400 \times 866 \times 32} = 3.8 \text{ cm}^2 < 4.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Luego: } - A_s = 4.8 \text{ cm}^2 = 4 \phi 1/2''$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

acero positivo:- necesita acero en compresión.

$$M' = 3500 - 3400 = 100 \text{ Kg m}$$

$$A_{s1} = \frac{340000}{1400 \times 866 \times 32} = 8.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{10000}{1400 \times 866 \times 32} = 0.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 9 \text{ cm}^2 = 4 \phi 1/2'' + 2 \phi 5/8''$$

ahora bien;

$$A'_s = \frac{10000}{1400 \times 29} = 0.3 \text{ cm}^2 \quad \text{ya que } f'_s = 1460 > 1400$$

$$\text{Luego } A'_s = 0.3 \text{ cm}^2 = 1 \phi 3/8''$$

Puntos de inflexión:-

positivo:- 31 cms

negativo:- 53 cms

Verificación de adherencia:-

Apoyos:-

$$V_{\text{max}} = 0.5 \times 1100 \times 5.65$$

$$V_{\text{max}} = 3100 \text{ Kgs}$$

$$\xi_0 = \frac{3100}{10.5 \times 866 \times 32} = 10.7 < 16 \text{ cms} = 4 \phi 1/2''$$

Punto de inflexión:-

$$V = 3100 - .31 \times 1100 = 2760 \text{ Kgs}$$

$$\xi_0 = \frac{2760}{10.5 \times 866 \times 32} = 9.5 \text{ cms} < 14 \text{ cms} = 2 \phi 5/8'' + 1 \phi$$

Verificación del esfuerzo Cortante:-

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

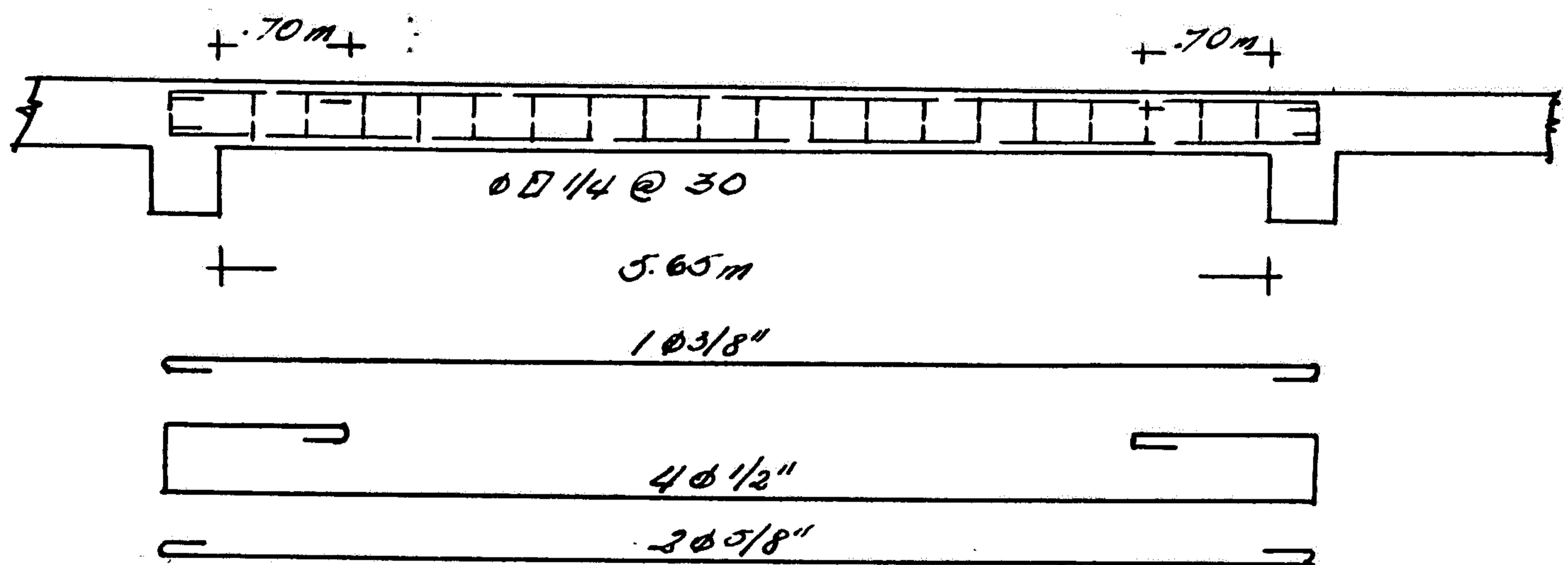
$$V_{max} = 3100 \text{ Kgs}$$

$$v = \frac{3100}{30 \times 866 \times 32} = 3.7 \text{ kg/cm}^2 < 4.2 \text{ kg/cm}^2$$

luego no necesito estribos para resistir el corte pero como tengo acero en compresión, pondré estribos como si se tratara de una columna.

$$\phi \square 1/4" @ 25$$

Doblado:-



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

ESTUDIO DE LOS PORTICOS

Generalidades :- al organizar la estructura he considerado los pórticos como transversales al lado mas largo del edificio. De esta manera obtengo 7 pórticos, a los cuales he designado con las primeras letras del alfabeto.

El estudio de estos pórticos, lo he hecho siguiendo dos métodos diferentes

a) Método de Hardy-Cross, para los pórticos "A", "B" y "C".

b) Método recomendado en el apéndice del "Reinforced Concrete Design Handbook," para "D", "E", "F" y "G"

El primero de estos métodos, es aplicable a cualquier estructura y su aplicación es bastante conocida.

El segundo método, que satisface las condiciones del código A.C.I., tiene algunas limitaciones, pero nuestro caso cae dentro de los límites, entre los cuales es aplicable este método.

Determinación de las dimensiones de vigas y columnas de los pórticos:- Como es sabido, para poder realizar el estudio de los pórticos, por cualquiera de los dos métodos, es necesario conocer las dimensiones de los elementos que lo componen, las cuales se obtienen por ciertos criterios establecidos por la experiencia, o por un tanteo preliminar.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

a-) Dimensiones de las vigas:- para encontrar las dimensiones de estos elementos he considerado el criterio siguiente:

$$h = \frac{1}{10} L$$

$$b = \frac{1}{20} L$$

Como no todas las cruías tienen igual luz y siendo recomendable que toda la viga en el pórtico tenga una misma dimensión (económica y arquitectónica), he considerado como un promedio de luces $L = 7.00 \text{ m}$.

Luego:

$$h = \frac{1}{10} \times 7.00 = 0.70 \text{ m}$$

$$b = \frac{1}{20} \times 7.00 = 0.35 \text{ m}$$

Es decir que he considerado estas dimensiones para todos los pisos de los siguientes pórticos: "B", "C", "D", "E" y "F". Como los pórticos "A" y "G" reciben menores cargas que los demás, he considerado vigas de:

$$h = 0.60 \text{ m}$$

$$b = 0.35 \text{ m}$$

b) Dimensiones de las columnas:- para encontrar las secciones de las columnas, he sacado, de la observación del matriado de cargas, que se podían dividir en dos grupos:

- 1) Columnas perimetrales, con menores cargas que las interiores pero con mayores momentos
- 2) Columnas interiores

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Después de un tanteo preliminar en que calcule por coeficientes el pórtico F , encontré que a las columnas interiores había que castigar su carga axial en un porcentaje a proximo de 20% para encontrar su sección y que a las columnas exteriores había que castigarlas con un 40% o 50

Luego considere cargas promedio para cada piso tanto para las columnas perimetrales, como para las interiores y después de castigarlas con los porcentajes arriba indicados, calcule la sección para una cuantía de 0.02.

De esta manera obtuve las siguientes dimensiones para las columnas.

a) Perimetrales:

sotano	60 x 75 cms
primer piso	50 x 55 "
segundo piso	50 x 55 "
tercer piso	40 x 45 "
cuarto piso	35 x 30 "

b) Interiores:

sotano	70 x 70 cms
primer piso	55 x 55 "
segundo piso	55 x 55 "
tercer piso	45 x 45 "
cuarto piso	35 x 35 "

Conocidas entonces las dimensiones de vigas y columnas de los pórticos ya se puede proceder a su análisis ya que es posible conocer sus rigideces, que son los datos fundamentales para hacer posible su resolución por

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Cualquiera de los dos métodos que mencioné anteriormente
Por ello el siguiente paso que daré es el cálculo de
las rigideces de vigas y columnas.

Rigideces de vigas:- las rigideces no importan para el
análisis en su valor absoluto, sino en su valor relativo
luego los valores que obtenga, serán sin considerar "E"
que es el mismo en vigas y columnas.-

Para las rigideces de las vigas voy a despreciar la
armadura.

$$K_v = \frac{EI}{l}$$

Aplicando esta fórmula para las dimensiones de vigas
que tengo y las diferentes luces que salvan, obtengo el si-
guiente cuadro:

LONGITUD SECCION	4.20	5.00	6.00	8.00
35 x 70	286	207	200	150
35 x 60			126	95

Rigideces de las columnas:- en las columnas, para hallar
la rigidez considero el efecto de la armadura, aumentándome
en un 10% la rigidez calculada solamente para la
sección de concreto. Tampoco aquí debo considerar "E"
como lo hice en las vigas.

$$K_c' = \frac{I}{l}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$K_c = \frac{I}{l} \times 1.1 = 1.1K_c'$$

Aplicando esta formulas obtengo el cuadro que muestro a continuación y en el cual se dan los valores de K_c :

	PERIMETRALES		INTERIORES	
	Sección	Rigidez	sección	Rigidez
SOTANO	60 x 75	875	70 x 70	825
1 ^{er} PISO	50 x 55	199	55 x 55	219
2 ^o PISO	50 x 55	276	55 x 55	305
3 ^{er} PISO	40 x 45	110	45 x 45	137
4 ^o PISO	35 x 30	32	35 x 35	50

Con estas datos y los anteriormente consignados pasar a calcular los pórticos.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

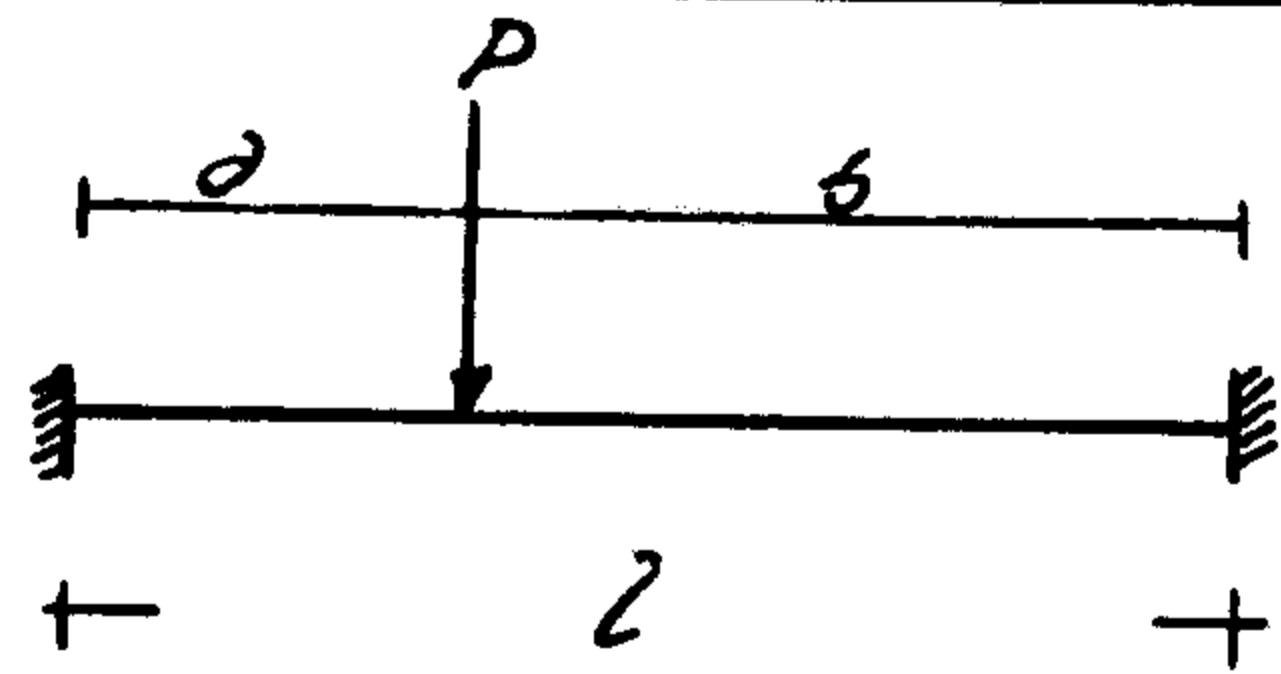
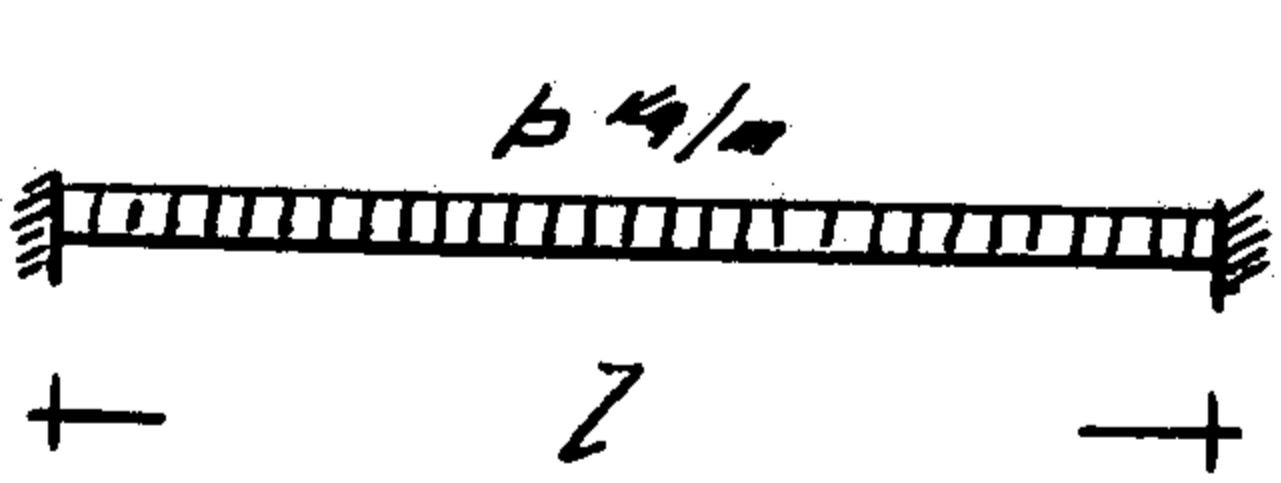
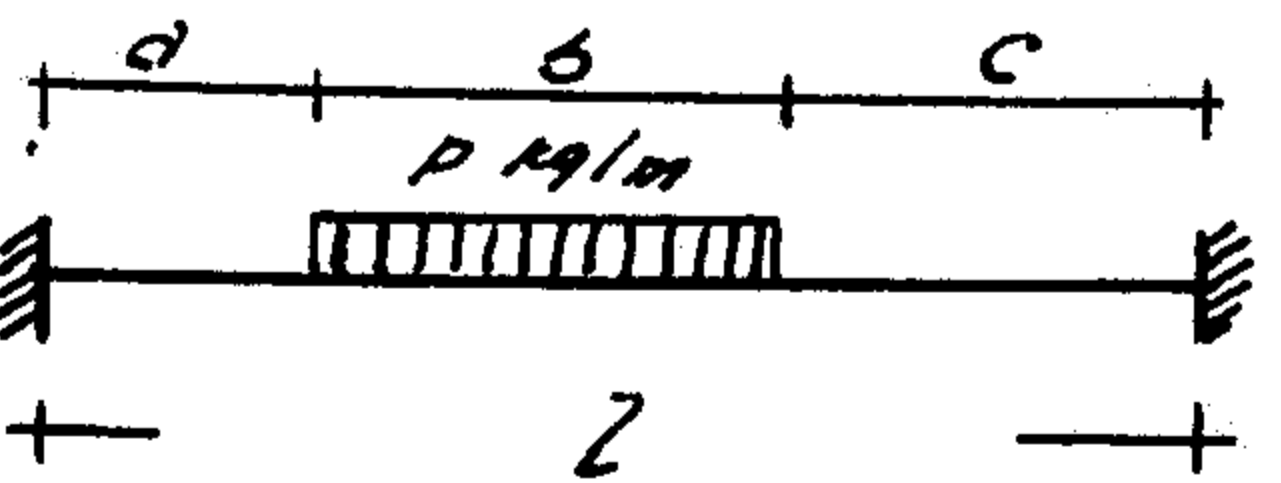
Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

PORTICO "A"

En este portico tenemos que todas las columnas son perimetrales y las vigas son de 35 x 60 cms, luego utilizando las Tablas de rigideces podemos calcular los coeficientes de distribución del portico, que se muestran en el diagrama de la página siguiente.

Luego del metrado de cargas socio el resumen que tambien muestro en forma de "Diagrama de Cargas" en la página 91.

Conociendo el diagrama de cargas, puedo calcular los momentos de empotramiento perfecto, utilizando las fórmulas que muestro a continuación y que resuelven todos los casos que se me presentan.

Momento en el empotram. izquierdo	Hipotesis de Carga	Momento en el empotram. derecho
$+\frac{Pab^2}{l^2}$		$-\frac{Pa^2b}{l^2}$
$+\frac{1}{12} pl^2$		$-\frac{1}{12} pl^2$
$+\frac{p}{2} \left[\frac{(b+c)^3 - c^3}{3} - \frac{(b+c)^4 - c^4}{4l} \right]$		$-\frac{p}{2} \left[\frac{(a+b)^3 - a^3}{3} - \frac{(a+b)^4 - a^4}{4l} \right]$

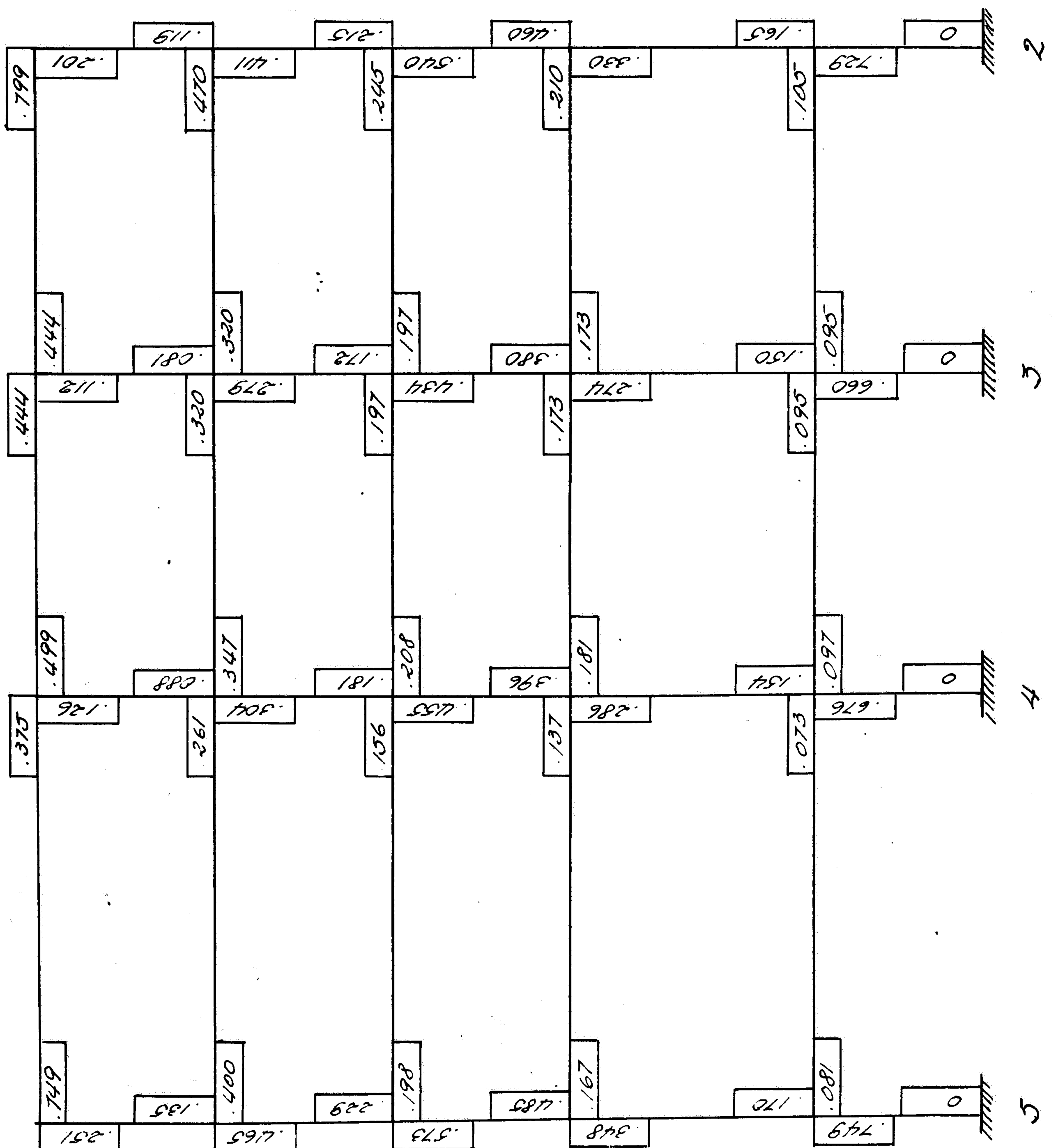
Con los momentos de empotramiento, desarrollamos el Cross y hallamos los momentos de continuidad q nos permiten encontrar los de diseño.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

COEFICIENTES DE DISTRIBUCION



PROYECTO DE GRADO

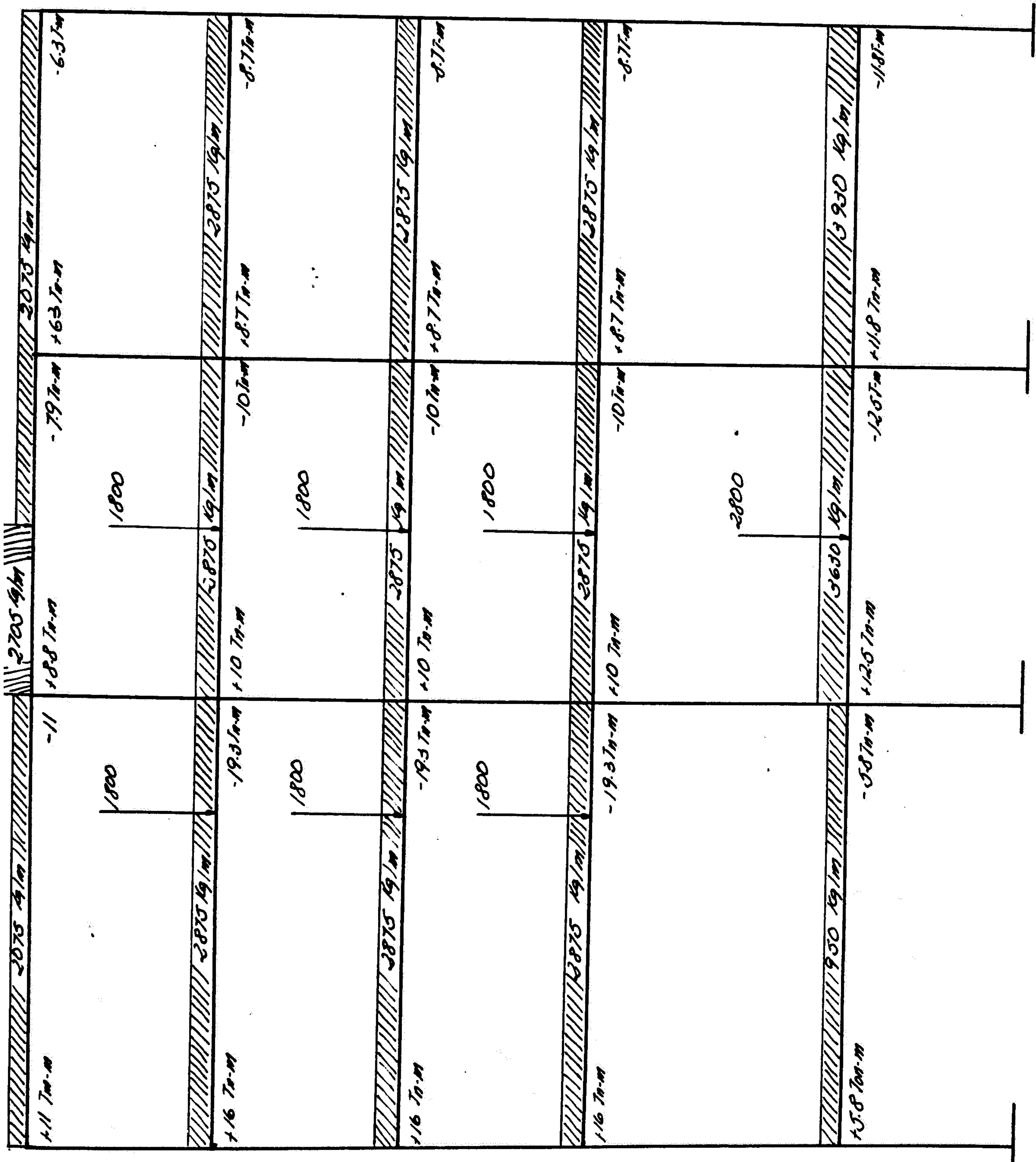
ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Carpenter

D

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

DIAGRAMA DE CARGAS y MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

El diagrama de cargas y los momentos de empotramiento del diagrama de la página anterior son para las cargas permanentes; para las cargas móviles, los momentos de empotramiento se encuentran fácilmente aplicando la segunda de las formulas que di en la página 89.

Con estos datos ya solamente nos queda, resolver los Hardy-Cross para las cargas permanentes y distintas posiciones de sobrecarga y encontrar los momentos de continuidad.

Todos los Cross se encuentran resueltos en las láminas que presenté acompañando la presente memoria, así como también la envolvente de momentos.

Una vez con la envolvente de momentos, puedo extraer de ella los momentos máximos para el diseño de las vigas y columnas del pórtico.

CALCULO DE LAS VIGAS

Antes de examinar individualmente cada viga, voy a encontrar y resumir las características principales de la viga de 35x60

a) Máximo momento resistente:-

$$M_c = K b d^2 = 11 \times 35 \times 54^2$$

$$M_c = 11,200 \text{ Kg m} \quad \text{y} \quad A_{sc} = 17.1 \text{ cm}^2$$

b) Area de acero mínimo y el momento que le corresponde:-

$$A_{smin} = 0.005 b d = 0.05 \times 35 \times 54 \\ = 9.45 \text{ cm}^2$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$\underline{A_{s_{min}} = 9.45 \text{ cm}^2} \quad \text{y} \quad \underline{M_{min} = 6,150 \text{ Kgm}}$$

c) Area de Acero :-

$$A_s = \frac{M}{1400 \times J \times d} = \frac{M}{1400 \times .866 \times 54}$$

$$\underline{A_s = \frac{M}{655}} \quad \text{donde } M \text{ está en Kgm.}$$

d) Areas de Acero cuando hay acero en compresión :-

$$A_{s_1} = \frac{M_c}{f_s J d} = \frac{11200}{1400 \times .866 \times .54}$$

$$\underline{A_{s_1} = 17.1 \text{ cm}^2}$$

Ahora bien:- $M' = M - M_c$

$$A_{s_2} = \frac{M'}{f_s (d-d')} = \frac{M'}{1400 (54-6)} = \frac{M'}{671}$$

$$\underline{A_{s_2} = \frac{M'}{671}} \quad \text{donde } M' \text{ está en Kgm}$$

además:

$$A'_s = \frac{M'}{f'_s (d-d')}$$

$$f'_s = 2nfc \frac{bd-d'}{bd} \leq 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_s = 2 \times 15 \times 63 \times \frac{218-6}{218} = 1370 \text{ Kg/cm}^2 < 1400 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{100\%}$$

$$A'_s = \frac{M'}{1370 (54-6)} = \frac{M'}{656}$$

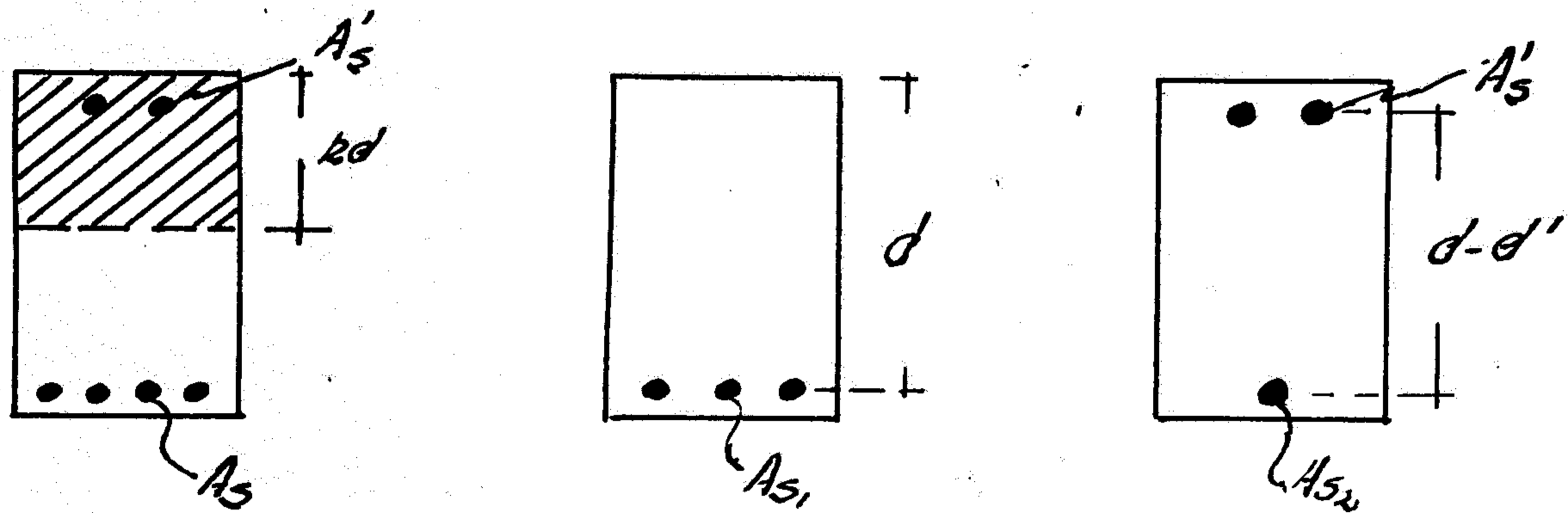
$$\underline{A'_s = \frac{M'}{656}} \quad \text{donde } M' \text{ está en Kgm}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

La nomenclatura para las áreas de acero se hace según las figuras siguientes:



e) Esfuerzo Cortante:-

$$v = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{V}{10.5 \cdot 866 \cdot 54}$$

$$v = \frac{V}{1620}$$

$$v_c = v_c \cdot 1620 = 0.03 f'_c \cdot 1620 = 4.2 \cdot 1620$$

$$v_c = 6,800 \text{ Kgs}$$

$$s_{max} = \frac{d}{2} = 27 \text{ cms} \quad \text{si } v \leq 8.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$s_{max} = \frac{d}{4} = 14 \text{ cms} \quad \text{si } v > 8.4 \text{ Kg/cm}^2$$

f) Adherencia:-

$$\Sigma_0 = \frac{V}{M \cdot d \cdot 3} = \frac{V}{10.5 \cdot 866 \cdot 54}$$

$$\Sigma_0 = \frac{V}{490}$$

g) Area de acero cuando está en dos capas:-

$$A_s = \frac{M}{1400 \cdot 866 \cdot 51.7}$$

$$f_{sR} = 16000 \text{ kg/cm}^2$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$A_s = \frac{M}{627}$$

h) Acero en dos capas con acero en compresión:-

$$A_{s1} = \frac{11200}{627} = 17.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{M'}{1400 (51.7-6)}$$

$$A_{s2} = \frac{M'}{641} \quad M' \text{ en Kg.m}$$

$$A'_s = \frac{M'}{1370 (51.7-6)}$$

$$A'_s = \frac{M'}{636} \quad M' \text{ en Kg.m.}$$

El cálculo de estribos cuando estos son necesarios lo hago valiéndome de unas tablas similares a las que aparecen en las páginas 74 y 75 del libro "Simplified Design of Reinforced Concrete" de Harry Parker, y que dan la longitud en que se necesitan los estribos y su separación:-

Paso entonces a calcular las vigas del pórtico A. De la envolvente de momentos obtengo el cuadro que muestro en la página siguiente y que reúne los momentos máximos; que sirven para el diseño.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$+ A_s = \frac{10750}{655} = 16.4 \text{ cm}^2 \quad \underline{3\phi 3/4" + 2\phi 7/8"}$$

- A_{s1} :- necesito acero en compresión pues $M > M_e$ -

$$M' = 12,200 - 11,200 = 1000 \text{ KgM}$$

$$A_{s1} = 17.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{1000}{671} = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 18.6 \text{ cm}^2 \quad \underline{4\phi 3/4" + 2\phi 7/8"}$$

$$A'_s = \frac{1000}{656} = 1.52 \text{ cm}^2 \quad \underline{1\phi 5/8"}$$

Nota:- para ver si el número y diámetro de fierros que utilizo en el ancho de viga que tengo uso unas Tablas similares a las que aparecen en el libro "Simplified Design of Reinforced Concrete" de Harry Parker, en la página 86.

Esfuerzo Cortante:- Lo determino siempre mediante la fórmula

$$V = V_i + \frac{M_B - M_A}{l}$$

donde V_i es la reacción en la viga simplemente apoyada y M_B y M_A los momentos de continuidad y l la luz de la viga. El signo (-) se usa para el lado izquierdo de la viga y el signo (+) para el lado derecho. Los valores de M_B y M_A son solamente valores numéricos de los momentos.

En el diseño siempre trabajaré con el esfuerzo cortante máximo en el Tramo.

$$V_{\text{max}} = 9295 \text{ Kgs}$$

$$v = \frac{9295 \text{ Kgs}}{1620} = 5.74 \text{ Kg/cm}^2$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

uso estribos y anclaje especial:-

$$v' = v - v_e = 5.74 - 4.20 = 1.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \frac{L v'}{2v} = \frac{8 \times 1.54}{2 \times 5.74} = 1.08 \text{ m} \quad (\text{longitud que requiere estribos})$$

$$v'b = 35 \times 1.54 = 54 \text{ kg/cm.}$$

Con los valores de "a" y "v'b" entro al abaco para estribos. Usando estribos de $\frac{3}{8}$ " y teniendo en cuenta que

$$S_{\text{max}} = \frac{d}{2} = \frac{54}{2} = 27 \text{ cms} \quad \text{obtengo:}$$

Estribos de $\frac{3}{8}$ ":- 4 @ 27 cms

Puntos de inflexión:- Los obtengo de la envolvente de momentos

Negativos:-

$$\text{apoyo 5:- } .55 \text{ m}$$

$$\text{apoyo 4:- } 1.65 \text{ m}$$

Positivos:-

$$\text{lado izquierdo:- } .55 \text{ m}$$

$$\text{" derecho:- } 1.58 \text{ m}$$

Verificación de la adherencia:-

apoyos:-

$$\Sigma_0 = \frac{9395}{490} = 19 \text{ cms}$$

$$\text{perímetro mínimo:- } 2 \phi \frac{5}{8}'' + 2 \phi \frac{3}{4}'' = 32 \text{ cms}$$

P.I.:-

$$V = 7305 - .55 + 2075 = 6165 \text{ kg}$$

$$\Sigma_0 = \frac{6165}{490} = 12.6 \text{ cms}$$

$$\text{Perímetro mínimo:- } 2 \phi \frac{3}{4}'' + 2 \phi \frac{7}{8}'' = 26 \text{ cms}$$

P.R.O.Y.E.C.T.O D.E. G.R.A.D.O

E.S.T.R.U.C.T.U.R.A D.E. C.O.N.C.R.E.T.O A.R.M.A.D.O

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

el doblado lo muestro en la lámina de vigas correspondiente a este portico:-

VIGA 402

- $M_4 = 11800 \text{ kgm}$
- + $M = 3700 \text{ "}$
- $M_3 = 7600 \text{ "}$

Áreas de Acero:-

apoyo 4:-

$$A_s = 4 \phi 3/4" + 2 \phi 7/8"$$

$$A_s' = 1 \phi 5/8"$$

acero positivo:-

$$+A_s = A_{s \text{ min}} = 9.45 \text{ cm}^2 = 2 \phi 5/8" + 2 \phi 3/4"$$

apoyo 3:-

$$-A_s = \frac{7800}{655} = 11.9 \text{ cm}^2 = 4 \phi 3/4"$$

Esfuerzo cortante:-

$$V_{\text{max}} = 8815 \text{ kg}$$

$$v = \frac{8815}{1620} = 5.44 \text{ kg/cm}^2$$

uso estribos y anclaje especial

$$v' = 5.44 - 4.20 = 1.24 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = \frac{1.24 \times 6.00}{10.88} = .69 \text{ m}$$

$$v'b = 1.24 \times 35 = 43.5$$

con estos valores entro al abaco y obtengo:-

Estribos de 3/8" 3 @ 27 cms

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Puntos de inflexión:- de la envolvente de momentos.

positivos:-

lado izquierdo :- 1.80 m

" derecho :- 1.51 m

negativos:-

apoyo 4 :- 1.93 m

apoyo 3 :- 1.65 m

Verificación de la adherencia:-

apoyos:-

$$\Sigma_{o\text{ mol}} = \frac{8815}{490} = 18 \text{ cms}$$

Perímetro mínimo :- 4 ϕ 3/4" = 24 cms

P. de inflexión:-

$$V = 8815 - 2705 \times 1.80 = 3255 \text{ Kgs}$$

$$\Sigma_o = \frac{3255}{490} = 6.65 \text{ cms}$$

perímetro mínimo = 2 ϕ 5/8" = 10 cms.

VIGA 403

$$-M_3 = 7800 \text{ kgm}$$

$$+M = 5800 \text{ "}$$

$$-M_2 = 1600 \text{ "}$$

Áreas de Acero:-

apoyo 3 :- 4 ϕ 3/4"

acero positivo :- $A_{s\text{min}} = 2\phi 5/8" + 2\phi 3/4"$

apoyo 2 :- $A_{s\text{min}} = 2\phi 5/8" + 2\phi 3/4"$

PROYECTO DE GRADO ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{max} = 7255 \text{ Kgs}$$

$$v = \frac{7255}{1620} = 4.46 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{uso estribos y anclaje especial}$$

$$v' = 4.46 - 4.20 = 0.26 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = \frac{0.26 \times 6}{8.92} = 17 \text{ cms}$$

COMO VEMOS CASI NO NECESITA ESTRIBOS

PERO LOS EPOCO COMO PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Estribos 3/8" :- 3 @ 27 cms

Puntos de inflexión:-

positivos:-

L. Izquierdo:- 1.30 m

L. Derecho:- .42 m

negativos:-

apoyo 3:- 1.37 m

apoyo 2:- .42 m

Verificación de Adherencia:-

apoyos:-

$$E_0 = \frac{7255}{490} = 14.85 \text{ cms}$$

perimetro minimo := $2\phi 5/8" + 2\phi 3/4" = 22 \text{ cms}$

Puntos de inflexión:-

$$V = 7255 - 1.37 \times 2075 = 4325$$

$$E_0 = \frac{4325}{490} = 9.3 \text{ cms}$$

perimetro minimo = $2\phi 5/8" = 10 \text{ cms}$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

VIGA 301

$$-M_3 = 12,000 \text{ Kg/m}$$

$$+M = 10,000 \text{ "}$$

$$-M_4 = 20,600 \text{ "}$$

Áreas de Acero:-

apoyo 5:- $M > M_e$, luego necesita acero en compresión:-

$$M' = 12,000 - 11,200 = 800 \text{ Kg/m}$$

$$A_{s1} = 17.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{800}{671} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 18.3 \text{ cm}^2 = 5 \phi 7/8''$$

$$A's = \frac{800}{656} = 1.22 \text{ cm}^2 = 1 \phi 1/2''$$

acero positivo:-

$$+A_s = \frac{10000}{655} = 15.3 \text{ cm}^2 = 4 \phi 7/8''$$

apoyo 4:- Necesito acero en compresión:-

$$M' = 20,600 - 11,200 = 9400 \text{ Kg/m}$$

$$A_{s1} = 17.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{9400}{671} = 14 \text{ cms}$$

$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 31 \text{ cm}^2$, el acero que tendría que utilizar no entra en el ancho de viga que tengo, luego debo utilizar 2 cables:-

$$A_{s1} = 17.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{9400}{641} = 14.7 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 32.5 \text{ cm}^2 = 5 \phi 7/8'' + 5 \phi 3/4''$$

$$A's = \frac{9400}{626} = 15 \text{ cm}^2 = 4 \phi 7/8''$$

PROYECTO DE GRADO ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Esfuerzo cortante:-

$$V_{max} = 13015 \text{ Kgs}$$

$$v = \frac{13015}{16 \cdot 20} = 8 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{USO ESTIBOS Y ANDAJE ESPECIAL}$$

$$v' = 8.0 - 4.2 = 3.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = \frac{3.8 \times 8.00}{16} = 1.90 \text{ m}$$

$$v' b = 35 \times 3.8 = 133 \text{ Kg/cm}$$

con estos datos y teniendo en cuenta: $S_{max} = 27 \text{ cms}$ obtengo:

Estribos 3/8" :- 1 @ 15, 2 @ 20 y 5 @ 25

Puntos de inflexión:-

positivos:-

$$L. izquierdo :- 1.32 \text{ m}$$

$$L. derecho :- 1.85 \text{ m}$$

negativos:-

$$\text{apoyo 5} :- 1.35 \text{ m}$$

$$\text{apoyo 4} :- 1.95 \text{ m}$$

Verificación de la adherencia:-

apoyos:-

$$\Sigma_0 = \frac{13015}{490} = 26.6 \text{ cms}$$

perímetro mínimo :- $5 \phi 7/8" = 35 \text{ cms}$

Puntos de Inflexión:-

$$V = 7415 \text{ Kgs}$$

$$\Sigma_0 = \frac{7415}{490} = 15.1 \text{ cms}$$

perímetro : $2 \phi 7/8" = 14 \text{ cms}$; luego hay que doblar $1 \phi 7/8$, doce

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

diámetro mas allá del punto de inflexión:-

VIGA 302

$$-M_4 = 14200 \text{ Kg/m}$$

$$+M = 6,000 \text{ Kg/m}$$

$$-M_3 = 9,600 \text{ Kg/m}$$

Áreas de Acero:-

apoyo 4:-

$$-A_s = 5 \phi 7/8" + 5 \phi 3/4"$$

$$A_s = 4 \phi 7/8"$$

acero positivo:-

$$+A_s = A_{s \text{ min}} = 2 \phi 7/8" + 1 \phi 5/8"$$

apoyo 3:-

$$-A_s = \frac{9600}{655} = 14.65 \text{ cm}^2 = 3 \phi 7/8" + 1 \phi 3/4"$$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{\text{max}} = 10,285 \text{ Kgs}$$

$$v = \frac{10285}{1620} = 6.34 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{uso estribos y andale especiales}$$

$$v' = 6.34 - 4.20 = 2.14 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = \frac{2.14 \times 6.00}{2 \times 6.34} = 1.02 \text{ m}$$

$$v'b = 35 \times 2.14 = 75$$

entro con estos datos al abaco de estribos de 3/8", teniendo en cuenta que $S_{\text{max}} = 27 \text{ cms}$ y obtengo:-

Estribos 3/8":- 4 @ 27

PROYECTO DE GRADO ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Puntos de inflexión:-

positivos:-

Lado izquierdo :- 1.60m

" derecho :- 1.18m

negativos:-

apoyo 4 :- 1.71m

apoyo 5 :- 1.27m

en vista de que el apoyo 4 tiene acero en compresión hay que prolongar los estribos hasta 1.71m.

Verificación de adherencia:-

Apoyos:-

$$\Sigma_0 = \frac{10285}{490} = 21 \text{ cms}$$

perímetro mínimo :- $3\phi 7/8" + 1\phi 3/4" = 27 \text{ cms}$

Puntos de inflexión:-

$$V = 5375 \text{ Kg}$$

$$\Sigma_0 = \frac{5375}{490} = 11 \text{ cms}$$

perímetro mínimo :- $2\phi 7/8" + 1\phi 3/4" = 17 \text{ cms}$

VIGA 303

$$- M_3 = 10,500 \text{ Kg m}$$

$$+ M = 7,000 \text{ "}$$

$$- M_2 = 5,000 \text{ "}$$

Acero de Acero:-

Apoyo 3:-

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$- A_s = \frac{10500}{655} = 16 \text{ cm}^2 = 3 \phi 7/8" + 2 \phi 3/4"$$

acero positivo:-

$$+ A_s = \frac{7000}{655} = 10.7 \text{ cm}^2 = 4 \phi 5/8" + 1 \phi 3/4"$$

apoyo 2:-

$$- A_s = A_{s \text{ min}} = 2 \phi 5/8" + 2 \phi 3/4"$$

Esfuerzo cortante:-

$$V_{\text{max}} = 9540 \text{ Kg}$$

$$v = \frac{9540}{1620} = 5.3 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{USO estribos y anclaje especial.}$$

$$v' = 5.3 - 4.2 = 1.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = \frac{6.00 \times 1.1}{2 \times 5.3} = .62 \text{ m} \quad v' = 39$$

con estos datos y teniendo en cuenta que $S_{\text{max}} = 27 \text{ cms}$ obtengo:

Estribos de 3/8" :- 3 @ 27

Puntos de inflexión:-

positivos:-

lado izquierdo 1.30 m

" derecho:- .75 m

negativos:-

apoyo 3:- 1.40 m

apoyo 4:- .75 m

verificación de la adherencia:-

apoyos:-

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$\xi_0 = \frac{9540}{490} = 19.5 \text{ cms}$$

perímetro mínimo:- $2\phi 5/8" + 2\phi 3/4" = 22 \text{ cms}$

Puntos de inflexión:-

$$V = 5800 \text{ Kgs}$$

$$\xi_0 = \frac{5800}{490} = 11.9 \text{ cms}$$

perímetro mínimo:- $4\phi 5/8" = 20 \text{ cms}$.

De la observación del diagrama de momentos que presenté en la página 96, veo que puedo considerar un sólo diseño para las vigas del 1º y 2º piso, haciendo éste diseño con las solicitaciones más desfavorables que se presentan en cada caso.

VIGAS 201 y 101

$$-M_5 = 13800 \text{ Kgm}$$

$$+M = 9600 \text{ "}$$

$$-M_4 = 19200 \text{ "}$$

Áreas de Acero:-

apoyo 5:- $M > M_c$ luego necesita acero en compresión.-

$$M' = 13800 - 11200 = 2600 \text{ Kgm}$$

$$A_{s1} = 17.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{2600}{671} = 3.9 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 21 \text{ cm}^2 = 4\phi 7/8" + 2\phi 3/4"$$

$$A'_s = \frac{2600}{656} = 3.97 \text{ cm}^2 = 1\phi 7/8" + 1\phi 3/4"$$

acero positivo:-

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$+A_s = \frac{9600}{655} = 14.7 \text{ cm}^2 = 4 \phi 3/4'' + 1 \phi 7/8''$$

Apoyo 4:- $M > M_e$ necesito acero en compresión y en 2 capas

$$M' = 19200 - 11200 = 8000 \text{ Kg/m}$$

$$A_s = 17.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{8000}{641} = 12.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 30.3 \text{ cm}^2 = 5 \phi 7/8'' + 4 \phi 3/4''$$

$$A'_s = \frac{8000}{626} = 12.8 \text{ cm}^2 = 3 \phi 3/4'' + 1 \phi 7/8''$$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{\text{max}} = 13,300$$

$$v = \frac{13300}{1620} = 8.3 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{USO estribos y anclaje especial.}$$

$$v' = 8.3 - 4.2 = 4.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = \frac{4.1 \times 8.00}{2 \times 8.3} = 1.95 \text{ m}$$

$$v'b = 4.1 \times 35 = 140 \text{ Kg/cm}$$

con estas datos y viendo que $S_{\text{max}} = 27 \text{ cms}$ obtengo:-

Estribos de 3/8" - 2 @ 15; 2 @ 20 y 5 @ 25

Puntos de inflexión:-

positivos:-

L. Izquierdo:- 1.58 m

L. Derecho:- 1.80 m

negativos:-

apoyo 5:- 1.65 m

apoyo 4:- 2.00 m

hay que llevar los estribos hasta estos puntos pues tengo

PROYECTO DE GRADO

STRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

pto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

acero en compresión:-

Verificación de la adherencia:-

apoyos:-

$$\Sigma_0 = \frac{13300}{490} = 27.2 \text{ cms}$$

perimetro minimo :- $2 \phi 3/4'' + 4 \phi 7/8'' = 40 \text{ cms}$

Puntos de inflexion:-

$$V = 8110 \text{ Kgs}$$

$$\Sigma_0 = \frac{8110}{490} = 16.6 \text{ cms}$$

perimetro minimo :- $2 \phi 3/4'' + 1 \phi 7/8'' = 19 \text{ cms}$

VIGAS 202 y 102

$$-M_4 = 10.900 \text{ KgM}$$

$$+M = 6.500 \text{ KgM}$$

$$-M_3 = 9.000 \text{ ''}$$

Areas de Acero:-

apoyo 4:-

$$A_s = 5 \phi 7/8'' + 4 \phi 3/4''$$

$$A'_s = 3 \phi 3/4'' + 1 \phi 7/8''$$

positivo:-

$$+A_s = \frac{6500}{655} = 9.9 \text{ cm}^2 = 3 \phi 3/4'' + 1 \phi 5/8''$$

apoyo 3:-

$$-A_s = \frac{9200}{655} = 14 \text{ cm}^2 = 5 \phi 3/4''$$

esfuerzo cortante:-

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$V_{\max} = 9940 \text{ Kgs}$$

$$v = \frac{9940}{1620} = 6.14 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{uso estribos y anclaje especial}$$

$$v' = 6.14 - 4.20 = 1.94 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = \frac{1.94 \times 6.00}{2 \times 6.14} = .95 \text{ m} \quad v' b = 1.94 \times 35 = 68 \text{ Kg/cm}$$

Con estos datos y sabiendo que $S_{\max} = 27 \text{ cms}$, obtengo
Estribos de $3/8''$:- 3 @ 27 cms

Puntos de inflexión:-

positivos:-

. lado izquierdo :- 1.37 m

.. derecho :- 1.27 m

negativos:-

. apoyo 4 :- 1.50 m

apoyo 3 :- 1.30 m

en el apoyo 4 es necesario traer estribos hasta 1.50 m + 12 ϕ
del apoyo pues tengo acero en compresión y por esfuerzo
cortante sólo necesito hasta .95 m.

Verificación de la adherencia:-

apoyos:-

$$E_0 = \frac{9940}{490} = 20.2 \text{ cms}$$

perímetro mínimo :- 5 ϕ $3/4'' = 30 \text{ cms}$

Puntos de inflexión:-

$$V = 6000 \text{ Kgs}$$

$$E_0 = \frac{6000}{490} = 12.2 \text{ cms}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

perímetro mínimo :- $2\phi 3/4 + 1\phi 5/8 = 17 \text{ cms}$

VIGAS 203 y 103

$$-M_3 = 9200 \text{ Kg/m}$$

$$+M = 5800 \text{ ''}$$

$$-M_2 = 5400 \text{ ''}$$

Áreas de acero:-

$$\text{apoyo 3 :- } 5 \phi 3/4''$$

$$\text{acero positivo :- } A_{s \text{ min}} = 2\phi 5/8'' + 2\phi 3/4''$$

$$\text{apoyo 2 :- } A_{s \text{ min}} = 2\phi 5/8'' + 2 \phi 3/4''$$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{\text{max}} = 9309 \text{ Kgs}$$

$$\tau = \frac{9309}{1620} = 5.7 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{uso estribos y andaje especial.}$$

$$v' = 5.7 - 4.2 = 1.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e = \frac{600 \times 1.5}{2 \times 5.7} = .80 \text{ m}$$

$$v'b = 1.5 \times 35 = 52.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Con estos dos últimos datos y sabiendo que $S_{\text{max}} = 27 \text{ cms}$

obtengo:- Estribos de 3/8' :- 3 @ 27 cms.

Puntos de inflexión:-

positivos:-

$$\text{lado izquierdo :- } 1.30 \text{ m}$$

$$\text{'' derecho :- } 1.40 \text{ m}$$

negativos:-

$$\text{apoyo 3 :- } 1.40 \text{ m}$$

$$\text{apoyo 2 :- } 1.15 \text{ m}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Verificación de la adherencia:-

apoyos:-

$$\Sigma_0 = \frac{9309}{490} = 19 \text{ cms}$$

perímetro mínimo:- $2\phi 5/8" + 2\phi 3/4" = 32 \text{ cms}$

Puntos de inflexión:-

$$V = 5569 \text{ kgs}$$

$$\Sigma_1 = \frac{5569}{490} = 11.3 \text{ cms}$$

perímetro: mínimo:- $2\phi 5/8" + 1\phi 3/4" = 16 \text{ cms}$

VIGA 501

$$-M_5 = 2500 \text{ kgm}$$

$$+M = 9700 \text{ "}$$

$$-M_4 = 4400 \text{ "}$$

Áreas de Acero:-

apoyo 5:- $A_{s \text{ min}} = 9.45 \text{ cm}^2$

$$A_s = 2\phi 5/8" + 2\phi 3/4"$$

acero positivo:-

$$+A_s = \frac{9700}{655} = 14.8 \text{ cm}^2 = 4\phi 3/4" + 1\phi 7/8"$$

apoyo 4:- $M > M_e$ necesita acero en compresión, pues el momento en la otra cara del apoyo es 11,800 kgm.

$$M' = 11800 - 4200 = 600 \text{ kgm}$$

$$A_{s1} = 17.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{600}{671} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 18 \text{ cm}^2 = 4\phi 3/4" + 2\phi 7/8"$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$A'_s = \frac{600}{656} = 0.91 \text{ cm}^2 = 1 \phi 1/2''$$

Esfuerzo Cortante :-

$$V_{\text{max}} = 8040 \text{ Kgs}$$

$$v = \frac{8040}{1620} = 5 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{USO ESTIBOS Y ANCLAJE ESPECIAL.}$$

$$U' = 5.0 - 4.2 = 0.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = \frac{0.8 \times 8.00}{2 \times 5.0} = .64 \text{ m} \quad v' = 28$$

Estibos de 3/8" :- 3 @ 27 cms

Puntos de inflexión :-

positivos :-

lado izquierdo :- 1.50 m

" derecho :- 1.57 m

negativos :-

apoyo 5 :- 1.50 m

apoyo 4 :- 1.57 m

en el apoyo 4 debo llevar los estibos hasta 1.57 m pues tengo acero en compresión en ese apoyo.

Verificación de la adherencia :-

apoyos :-

$$E_0 = \frac{8040}{490} = 16 \text{ cms}$$

perímetro mínimo :- $2 \phi 5/8'' + 2 \phi 3/8'' = 2.2 \text{ cms}$

Puntos de inflexión :-

$$V = 5040 \text{ Kgs}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$\varepsilon_0 = \frac{5040}{490} = 10.3 \text{ cms}$$

perímetro mínimo: - $2\phi 3/4" = 1.2 \text{ cms}$

VIGA 502

$$-M_4 = 11,800 \text{ kgm}$$

$$+M = 10,300 \text{ "}$$

$$-M_3 = 12,100 \text{ "}$$

Áreas de acero:-

apoyo 4:-

$$A_s = 4\phi 3/4" + 2\phi 7/8"$$

$$A'_s = 1\phi 1/2"$$

acero positivo:-

$$+A_s = \frac{10300}{655} = 15.7 \text{ cm}^2 = 3\phi 3/4" + 2\phi 7/8"$$

apoyo 3:- $M > M_e$ - necesita acero en compresión:-

$$M' = 12100 - 11200 = 900 \text{ kgm}$$

$$A_s = 17.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{900}{671} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 18.4 \text{ cm}^2 = 4\phi 3/4" + 2\phi 7/8"$$

$$A'_s = \frac{900}{656} = 1.37 \text{ cm}^2 = 1\phi 3/4"$$

Esfuerzo cortante:-

$$V_{\text{max}} = 12,340 \text{ kg}$$

$$v = \frac{12340}{1620} = 7.6 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{uso estribos y anclaje especial.}$$

$$v' = 7.6 - 4.2 = 3.4 \text{ kg/cm}^2$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$a = \frac{6.00 \times 3.4}{2 \times 7.6} = 1.35 \text{ m}$$

$$u'v = 3.4 \times 35 = 119 \text{ Kg/cm}^2$$

con estos 2 últimos datos y teniendo en cuenta que $S_{má} = 27$ cms, entro al abaco y obtengo:-

Estribos de $3/8"$, 1@20, 4@25.

Puntos de inflexión:-

positivos:-

lado izquierdo :- 1.18 m

" derecho :- 1.23 m

negativos:-

apoyo 4 :- 1.23 m

apoyo 3 :- 1.27 m

Verificación de la adherencia:-

apoyos:-

$$\sigma_0 = \frac{12340}{490} = 25.2 \text{ cms}$$

perímetro mínimo:- $4 \phi 3/4" + 2 \phi 7/8" = 38 \text{ cms}$

Puntos de inflexión:-

$$V = 7730 \text{ Kgs}$$

$$\sigma = \frac{7730}{490} = 15.8 \text{ cms}$$

perímetro mínimo = $2 \phi 3/4" + 1 \phi 7/8" = 19 \text{ cms.}$

VIGA 503

$$-M_4 = 11800 \text{ Kg m}$$

$$+M = 8.000 \text{ "}$$

PROYECTO DE GRADO

STRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$- M_2 = 8.600 \text{ kgm}$$

Áreas de acero:-

apoyo 3:-

$$A_s = 4 \phi 3/4'' + 2 \phi 7/8''$$

$$- A'_s = 1 \phi 3/4''$$

acero positivo:-

$$+ A_s = \frac{8000}{655} = 12.2 \text{ cm}^2 = 3 \phi 3/4'' + 1 \phi 7/8''$$

apoyo 2:-

$$- A_s = \frac{8600}{655} = 13.1 \text{ cm}^2 \quad 2 \phi 3/4'' + 2 \phi 7/8''$$

Esfuerzo cortante:-

$$V_{\text{max}} = 12,325 \text{ kg}$$

$$v = \frac{12325}{1620} = 7.6 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{uso estribos y andale especial.}$$

$$v' = 7.6 - 4.2 = 3.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \frac{3.4 \times 6.00}{2 \times 7.6} = 1.34 \text{ m} \quad v' = 1.19 \text{ kg/cm}$$

con estas datos entro al abaco y obtengo:

Estribos de 3/8", 1@20 y 4@25

Puntos de inflexión:-

positivos:-

$$\text{lado izquierdo:- } 1.28 \text{ m}$$

$$\text{" derecho:- } 1.16 \text{ m}$$

negativos:-

$$\text{apoyo 3 - } 1.32 \text{ m}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

apoyo 2: 1.16 m.

Verificación de adherencia:-

apoyos:-

$$\Sigma_0 = \frac{12.325}{490} = 25.2 \text{ cms}$$

perímetro mínimo :- $2 \phi 3/4" + 2 \phi 7/8" = 26 \text{ cms}$

Puntos de inflexión:-

$$V_{\text{max}} = 7125 \text{ kg}$$

$$\Sigma_0 = \frac{7125}{490} = 14.5 \text{ cms}$$

perímetro mínimo :- $3 \phi 3/4" = 18 \text{ cms.}$

CALCULO DE LAS COLUMNAS

Antes de pasar a calcular cada columna individualmente voy a describir el método que he utilizado para su diseño. Observando mis columnas vi que la gran mayoría estaban en el caso I de diseño, según los límites del A.C.I.

En este caso es posible simplificar el diseño, partiendo de la fórmula de verificación para obtener la carga equivalente axial que sirve para obtener la cuantía. De esta manera y no es necesario verificar las cargas de trabajo.

Sabemos que:

$$f_c = \frac{N [1 + D \frac{e}{r^2}]}{A_g [1 + (n-1) p_g]}$$

donde f_c es el esfuerzo unitario máximo debido a la presión ^{flexión}

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Este t_c obtenido debe compararse con " t_p ", que es la carga de trabajo admisible según A.C.I., no debiendo nunca ser mayor que ella.

La máxima economía se logra cuando $t_c = t_p$, y es de donde parto para hallar la carga equivalente.

$$t_p = t_c \frac{1 + D \frac{e}{f}}{1 + CD \frac{e}{f}}$$

Luego igualando las expresiones t_c y t_p tenemos:

$$\frac{N [1 + D \frac{e}{f}]}{A_g [1 + (n-1) p_g]} = t_c \frac{1 + D \frac{e}{f}}{1 + CD \frac{e}{f}}$$

de aquí resulta

$$N (1 + CD \frac{e}{f}) = t_c A_g [1 + (n-1) p_g] = t_c A_t = P_{admissible}$$

Con esta $P_{admissible}$ se calcula como si fuera carga axial.

Pasos a seguir en el cálculo:-

Normalmente los datos que tengo son el momento, la carga axial, las dimensiones de la columna, la altura piso a piso y la calidad de la mezcla; luego para calcular la columna debo seguir los siguientes pasos:-

a) asumir una cuantía

b) con esta cuantía calcular los valores de "C" y "D"

$$C = \frac{t_c}{f_s} = \frac{0.8 [0.225 f_c' + f_s p_g]}{0.45 f_c' [1 + (n-1) p_g]}$$

$$D = \frac{f^2}{2 R^2}$$

para la sección rectangular que es mi caso

$$\text{donde: } R^2 = \frac{f^2 + 12(n-1) p_g e^2}{12 [1 + (n-1) p_g]}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

c) Calcular e/t :-

$$\frac{e}{t} = \frac{N}{M \cdot t} < t$$

d) Chequear si se trata o no de columna larga, en cuyo

caso $N' = \frac{N}{1.3 - 0.03 \frac{h}{l}}$

e) Calcular la $P_{admisible} = N (1 + CD \frac{e}{t})$

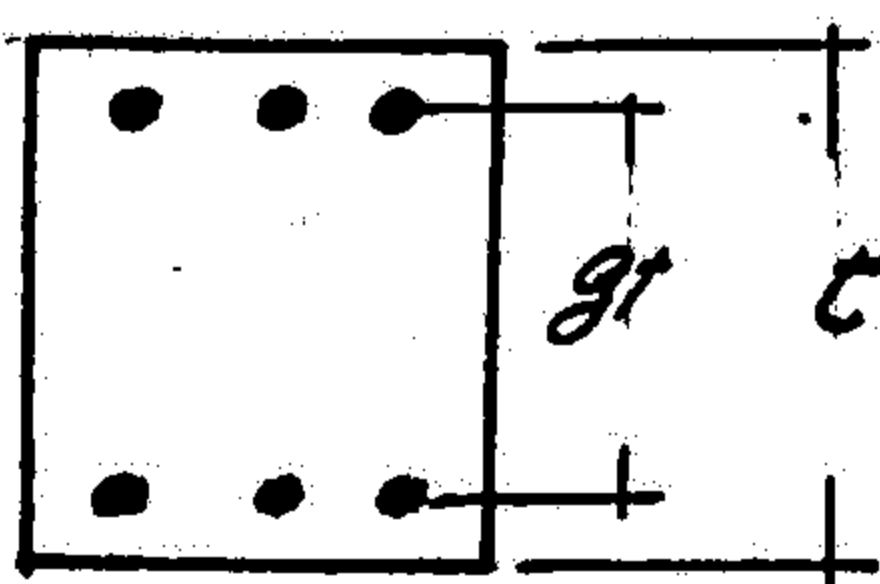
f) Encontrar la cantidad correspondiente a esa carga equivalente

$$P_g = \frac{P}{0.8 A_g} - 0.225 f_c = P_g$$

g) Comparar la P_g calculada con la asumida; si no concuerdan se repite el ciclo, considerando esta vez el P_g hallado. Con dos o tres tanteos se hallara la verdadera cantidad y a partir de ella el área de acero necesaria, la cual se dispondrá en las 2 caras \perp a la flexión y en forma simétrica.-

La verificación de las cargas de Trabajo no cabe aquí como ya dije anteriormente pues hemos partido precisamente de la fórmula de verificación.-

Para simplificar aun más el cálculo, he confeccionado la Tabla que muestro a continuación en que doy los valores de C para diferentes cantidades; así como también los valores de D para las dos variables que depende: P_g y " g " donde " g " es la relación que muestro:



$$g = \frac{gt}{t}$$

Los valores de " C " los he calculado y lo de " D " obtenido del Libro Verde (Tabla 33)

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Dojo los valores de "D" para los valores de "g" que se presentan en mis columnas.

Pg	f _c	C	(n-1)P	$\frac{f_c}{f'_c}$	D	D	D	D	D
					g=0.8	g=0.75	g=0.7	g=0.65	0.6
0.010	32.0	0.51	0.14	0.229	5.42	5.520	5.600	5.82	5.92
0.011	32.5	0.518	0.154	0.232	5.416	5.492	5.600	5.793	5.90
0.012	33.0	0.525	0.168	0.236	5.328	5.464	5.600	5.764	5.90
0.013	33.6	0.534	0.182	0.240	5.272	5.436	5.600	5.736	5.90
0.014	34.3	0.542	0.196	0.245	5.32	5.408	5.600	5.708	5.90
0.015	34.7	0.551	0.210	0.248	5.18	5.380	5.580	5.700	5.90
0.016	35.1	0.560	0.224	0.251	5.155	5.355	5.550	5.700	5.90
0.017	35.8	0.569	0.238	0.255	5.124	5.324	5.524	5.700	5.90
0.018	36.3	0.576	0.252	0.259	5.080	5.296	5.496	5.696	5.90
0.019	36.7	0.582	0.266	0.262	5.036	5.268	5.468	5.668	5.90
0.020	37.3	0.590	0.280	0.266	4.98	5.240	5.440	5.640	5.90
0.021	37.6	0.599	0.294	0.269	4.924	5.210	5.410	5.610	5.90
0.022	38.1	0.605	0.308	0.272	4.884	5.184	5.384	5.600	5.90
0.023	38.5	0.610	0.322	0.275	4.856	5.156	5.356	5.600	5.90
0.024	39.0	0.620	0.336	0.279	4.828	5.128	5.328	5.600	5.90
0.025	39.4	0.625	0.350	0.282	4.80	5.100	5.300	5.600	5.90
0.026	39.7	0.631	0.364	0.284	4.772	5.072	5.300	5.600	5.90
0.027	40.3	0.640	0.378	0.288	4.744	5.044	5.300	5.600	5.90
0.028	40.6	0.645	0.392	0.290	4.720	5.016	5.300	5.600	5.90
0.029	41.0	0.652	0.406	0.293	4.70	4.988	5.288	5.588	5.90
0.030	41.4	0.656	0.420	0.296	4.70	4.960	5.260	5.560	5.90
0.031	41.8	0.664	0.434	0.299	4.70	4.932	5.232	5.532	5.90
0.032	42.1	0.669	0.448	0.301	4.70	4.904	5.204	5.504	5.90
0.033	42.5	0.673	0.462	0.304	4.676	4.900	5.200	5.500	5.876
0.034	42.9	0.681	0.476	0.306	4.668	4.900	5.200	5.500	5.848
0.035	43.2	0.685	0.490	0.309	4.620	4.900	5.200	5.500	5.820
0.036	43.5	0.690	0.504	0.311	4.592	4.892	5.192	5.500	5.80
0.037	43.9	0.697	0.518	0.314	4.564	4.864	5.164	5.500	5.80
0.038	44.2	0.702	0.532	0.316	4.536	4.836	5.136	5.500	5.80
0.039	44.5	0.706	0.546	0.318	4.508	4.808	5.108	5.500	5.80
0.040	44.9	0.711	0.560	0.320	4.500	4.800	5.100	5.480	5.80

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Enseguida daré un cuadro de los valores de "g" para los diferentes valores de "t" que tengo en las columnas de los pórticos:-

t	g
75 cms	0.80
70 cms	0.80
55 cms	0.75
45 "	0.75
35 "	0.65
30 "	0.60

También daré un cuadro con los valores de $0.8A_g$ para las diferentes secciones de las columnas

PISO	Valores de $0.8A_g$	
	PERIMETRALES	C. INTERIORES
SOTANO	$60 \times 75 \times 0.8 = 3600$	$70 \times 70 \times 0.8 = 3920$
1er PISO	$50 \times 55 \times 0.8 = 2200$	$55 \times 55 \times 0.8 = 2420$
2º PISO	$50 \times 55 \times 0.8 = 2200$	$55 \times 55 \times 0.8 = 2420$
3º PISO	$40 \times 45 \times 0.8 = 1440$	$45 \times 45 \times 0.8 = 1620$
4º PISO	$30 \times 35 \times 0.8 = 840$	$35 \times 35 \times 0.8 = 980$

Para el cálculo de los estribos usaré las recomendaciones del A.C.I., es decir la menor separación entre

16 ϕ de la armadura longitudinal

48 ϕ de la armadura Transversal

ϕ (dimensión menor)

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Para saber si las barras tenían el espaciamiento libre necesario confeccioné una Tabla similar a las usadas en vigas en que se apunta el ancho necesario para un número determinado de barras de cada diámetro.

Con todos los datos anteriores puedo pasar a examinar cada columna individualmente.

Para ello doy en la página siguiente un cuadro, que es un resumen del metrado de cargas y de los momentos extraídos de la envolvente de momentos.

En ese cuadro doy los valores de carga axial y momentos tanto en la cabeza como en el pie de la columna para poder considerar en el diseño la combinación más desfavorable.

Puede presentarse el caso de que $p_g < 0.01$; entonces procedo de la siguiente manera: "Calculo la sección $A_{g\text{estructural}}$ de la columna para una cuantía de 0.01 y llamo a ésta sección $A_{g\text{estructural}}$; si la sección así calculada resulta mayor que la mitad de la sección real de la columna, se le coloca el 0.01 de la sección $A_{g\text{estructural}}$.

Ahora bien, si la sección $A_{g\text{est.}}$ es menor o igual a la mitad de A_g , se le coloca una cuantía igual a $0.005 A_g$.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

CUADRO DE COLUMNAS PORTICÓ A

COLUMNA		A-5	A-4	A-3	A-2
PISO					
4 ^o PISO	C	N= 11200 M= 3260	N= 17810 M= 2000	N= 15,510 M= 0	N= 10790 M= 1600
	P	N= 12050 M= 3000	N= 18660 M= 2200	N= 16360 M= 300	N= 11640 M= 2800
3 ^{er} PISO	C	N= 34,480 M= 9700	N= 65,350 M= 5900	N= 42,420 M= 1400	N= 24370 M= 4400
	P	N= 35880 M= 6600	N= 66750 M= 4200	N= 43820 M= 800	N= 25770 M= 3900
2 ^o PISO	C	N= 58170 M= 10700	N= 112,890 M= 6500	N= 69330 M= 800	N= 40230 M= 4000
	P	N= 60420 M= 11400	N= 115140 M= 6900	N= 71,580 M= 600	N= 42480 M= 5300
1 ^{er} PISO	C	N= 81,860 M= 6000	N= 160,430 M= 3000	N= 96240 M= 900	N= 56090 M= 3800
	P	N= 84860 M= 3400	N= 163430 M= 450	N= 99240 M= 800	N= 59090 M= 3600
SOTANO	C	N= 99550 M= 2300	N= 214,890 M= 5600	N= 135,730 M= 2200	N= 76,890 M= 10,300
	P	N= 103,050 M= 1300	N= 215,390 M= 2100	N= 139,230 M= 1360	N= 80,390 M= 5070

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

COLUMNA A-5

SOTANO:-

$$M = 2300 \text{ Kg.m}$$

$$N = 99500 \text{ Kgs}$$

$$A_g = 60 \times 75$$

asumo una excentricidad $P_g = 0.01$

para $g = 0.8$ y $P_g = 0.01$ obtengo de la tabla de la pag 120

$$C = 0.51 \quad \text{y} \quad D = 5.42$$

Hallo la excentricidad:-

$$e = \frac{230000}{99500} = 2.31 \text{ cms} < t$$

$$\frac{e}{t} = \frac{2.31}{75} = 0.031$$

$$D \frac{e}{t} = 5.42 \times 0.031 = 0.168$$

$$P_e = N (1 + CD \frac{e}{t}) = 99500 (1 + 0.51 \times 0.168) = 108200$$

$$P_g = \frac{\frac{108200}{0.8 A_g} - 0.225 t_c}{t_s} = \frac{\frac{108200}{3600} - 31.5}{1400} < 0.01$$

Luego paso a calcular A_g estructural

$$A_{g \text{ est}} = \frac{108200}{0.8 (0.225 t_c + t_s P_g)} = \frac{108200}{0.8 (31.5 + 14)} = \frac{108200}{36.4}$$

$$= 2980 > \frac{1}{2} A_g$$

Luego: $A_s = 0.01 \times 2980 = 29.8 \text{ cm}^2 = 8 \phi 7/8" + 2 \phi 1"$

Estribos de $3/8" @ 35 \text{ cms}$

Entonces:

$8 \phi 7/8" + 2 \phi 1"$ $\text{Est. } 3/8" @ 35 \text{ cms}$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

PRIMER PISO :-

$$M = 6.000 \text{ Kg/m}$$

$$N = 81600 \text{ Kgs}$$

$$A_g = 50 \times 55 \text{ cms} \quad g = 0.75$$

calculo la excentricidad para ver en que caso me encuentro..

$$e = \frac{600000}{81860} = 7.34 \text{ cms} < c \quad (\text{caso I})$$

Luego procedo a encontrar la carga equivalente.. Asumo una cuantía de $P_g = 0.01$.

Para $P_g = 0.01$ y $g = 0.75$, de la Tabla de la pag 120 obtengo:

$$C = 0.51 \quad D = 5.52.$$

$$D \frac{e}{7} = 5.52 \times \frac{7.34}{55} = 0.736$$

$$\text{Luego: } P_e = N(1 + CD \frac{e}{7}) = 81860(1 + 0.51 \times 0.736) = 112,900 \text{ Kgs}$$

$$P_g = \frac{\frac{112,900}{0.849} - 31.5}{1400} = \frac{\frac{112,900}{2200} - 31.5}{1400} = 0.0141$$

asumo entonces $P_g = 0.014$, para esta cuantía y $g = 0.75$ obtengo de tabla de la página 120:

$$C = 0.542 \quad D = 5.408$$

$$D \frac{e}{7} = 0.72$$

Luego:

$$P_e = 81860(1 + 0.542 \times 0.72) = 81860(1 + 0.391) = 114,000 \text{ Kgs}$$

$$P_g = \frac{\frac{114,000}{2200} - 31.5}{1400} = 0.0145$$

vuelvo a asumir una cuantía; esta vez $P_g = 0.015$. Para esta cuantía y $g = 0.75$ saco de la Tabla de la página 120:

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$C = 0.551 \quad D = 5.38$$

$$D \frac{e}{7} = 0.715$$

Luego:

$$P_e = 81860 (1 + 0.715 \times 0.551) = 114100$$

$$P_g = \frac{\frac{11400}{2200} - 3/5}{1400} = 0.0146$$

Debido a la poca variación que ha experimentado la cuantía, se
considerar que

$$A_s = 0.0146 \times 2750 = 40.1 \text{ cm}^2$$

Entonces

$8 \text{ } \phi \text{ } 7/8" + 2 \text{ } \phi \text{ } 1"$ $\square \text{ } 3/8" @ 35$

SEGUNDO PISO

$$M = 11400$$

$$N = 58170$$

$$A_g = 50 \times 55 = 2750 \text{ cm}^2 \quad g = 0.75$$

Calculo la excentricidad:

$$e = \frac{1140000}{58170} = 19.6 \text{ cms} < c \quad (\text{caso I})$$

Como: una cuantía de $P_g = 0.013$. Para esta cuantía y $g = 0.75$, obtengo
de la tabla de la página 120

$$C = 0.534 \quad D = 5.436$$

$$D \frac{e}{7} = 5.436 \times 0.556 = 1.93$$

Por:

$$P_e = N(1 + C D \frac{e}{7}) = 58170 (1 + 1.93 \times 0.534) = 116500 \text{ Kgs}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$P_g = \frac{\frac{116500}{2200} - 31.5}{1400} = 0.0153$$

Entonces asumo $P_g = 0.016$. Para esta cantidad y $g = 0.75$ tengo:

$$C = 0.56 \quad D = 5.355$$

$$D_e = 5.355 \times 0.56 = 1.91$$

Luego:

$$P_e = N(1 + C D_e) = 58170 (1 + 1.91 \times 0.56) = 118900$$

$$P_g = \frac{\frac{118900}{2200} - 31.5}{1400} = 0.0159$$

$$A_s = 0.016 \times 2750 = 44 \text{ cm}^2$$

Entonces la armadura será:

$6 \phi 1" + 4 \phi 7/8"$ $\square 3/8" @ 35$
--

TERCER PISO :-

$$M = 9700 \text{ Kg m}$$

$$N = 34,480 \text{ Kgs}$$

$$A_g = 40 \times 45$$

$$g = 0.75$$

calculo la excentricidad:-

$$e = \frac{970000}{34480} = 28.2 \text{ cms} < t \quad (\text{caso I})$$

asumo $P_g = 0.03$. Para esta cantidad y $g = 0.75$ obtengo de la tabla de la página 120:

$$C = 0.656 \quad D = 4.96$$

$$D_e = 4.96 \times \frac{28.2}{45} = 3.1$$

PROYECTO DE GRADO

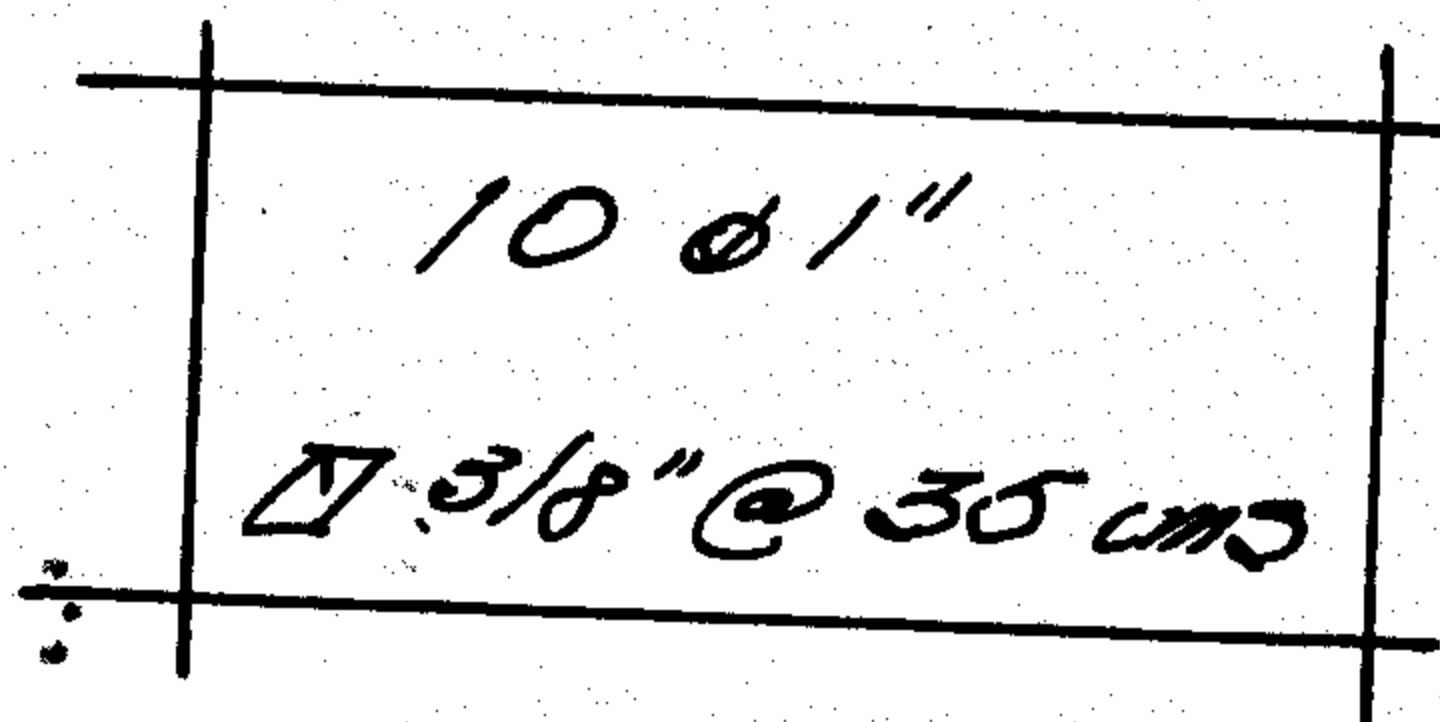
ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$P_e = N(1 + CD \frac{e}{r}) = 34480(1 + 0.656 \times 3.1) = 104500$$

$$P_g = \frac{\frac{104500}{1400} - 31.5}{1400} = 0.0292$$

Luego $A_s = 0.0292 \times 1800 = 51 \text{ cm}^2$



CUARTO PISO:-

$$N = 11200$$

$$M = 3260$$

$$A_g = 35 \times 30 \quad g = 0.6$$

Calculo la excentricidad.

$$e = \frac{326000}{11200} = 29.1 \text{ cms} < r \text{ (caso I)}$$

Se trata de una columna larga pues $h = 3.30 \text{ m}$; luego

$$N' = \frac{11200}{1.3 - 0.03 \frac{3.3}{3}} = \frac{11200}{0.97} = 11550$$

Como entonces una cantidad de $P_g = 0.02$. Para esta cantidad y $g = 0.6$, obtengo de la tabla de la página 120:

$$\therefore C = 0.59 \quad D = 5.9$$

$$D \frac{e}{r} = 5.9 \times \frac{29.1}{30} = 5.72$$

$$P_e = N(1 + CD \frac{e}{r}) = 11550(1 + 5.72 \times 0.59) = 50,000 \text{ Kgs}$$

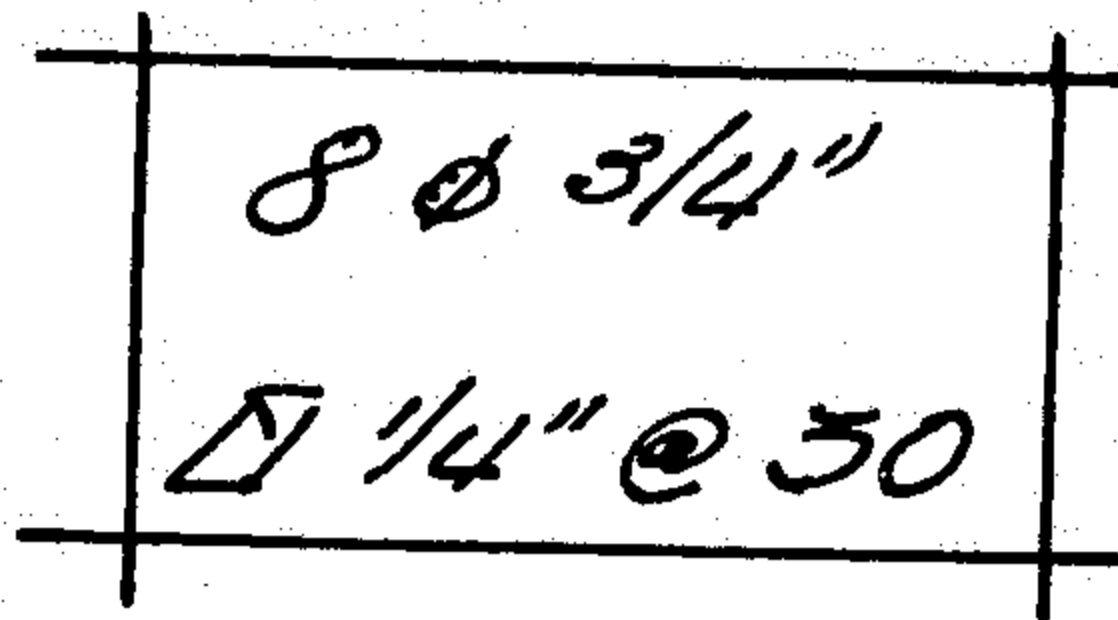
$$P_g = \frac{\frac{50,000}{840} - 31.5}{1400} = 0.0199$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Luego $A_s = 0.02 \times 1050 = 21 \text{ cm}^2$

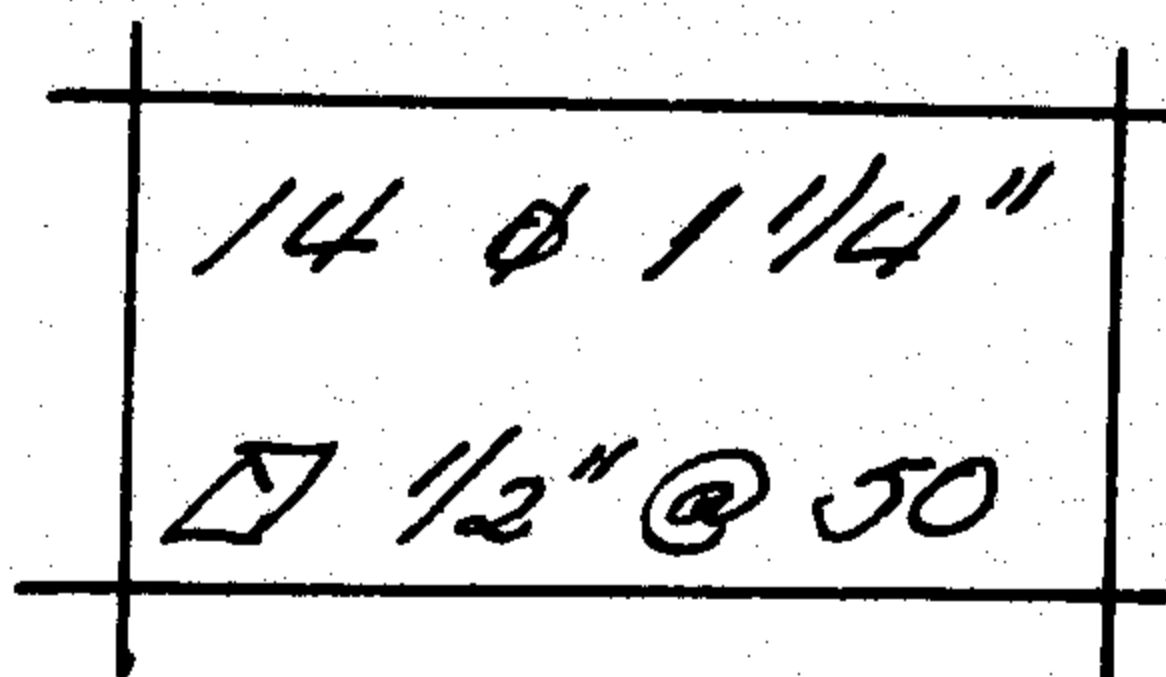


En lo sucesivo no repetiré los tanteos hechos, pues sería largo y tedioso y me limitaré a colocar los resultados obtenidos. Sólo haré el cálculo completo cuando se presente un caso especial.

COLUMNA A-4

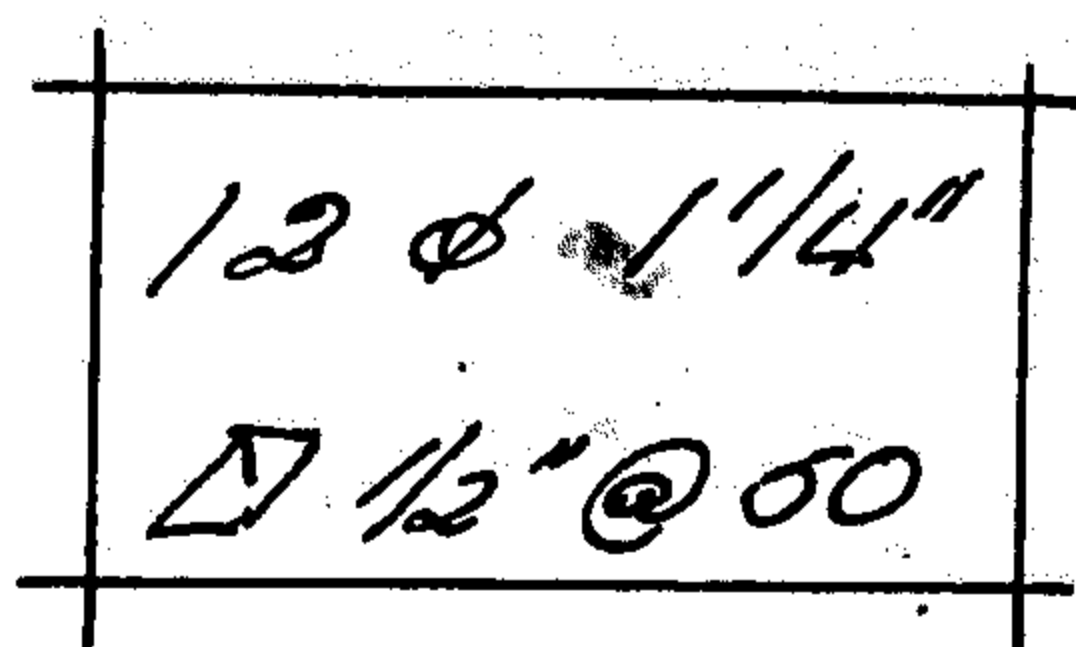
SOTANO:-

$N = 211,890 \text{ Kgs}$	$e = 2.66 \text{ cms} < \Gamma$
$M = 5600 \text{ Kg.m}$	$P_g = 0.024$
$A_g = 60 \times 75$	$A_s = 108.1 \text{ cm}^2$



PRIMER PISO:-

$N = 160,430 \text{ Kgs}$	$e = 1.87 \text{ cms} < \Gamma \quad (\text{caso I})$
$M = 3,000 \text{ Kg.m}$	$P_g = 0.0356$
$A_g = 50 \times 55 \text{ cms}$	$A_s = 95 \text{ cm}^2$



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

SEGUNDO DISEÑO :-

$$N = 115,140 \text{ Kgs}$$

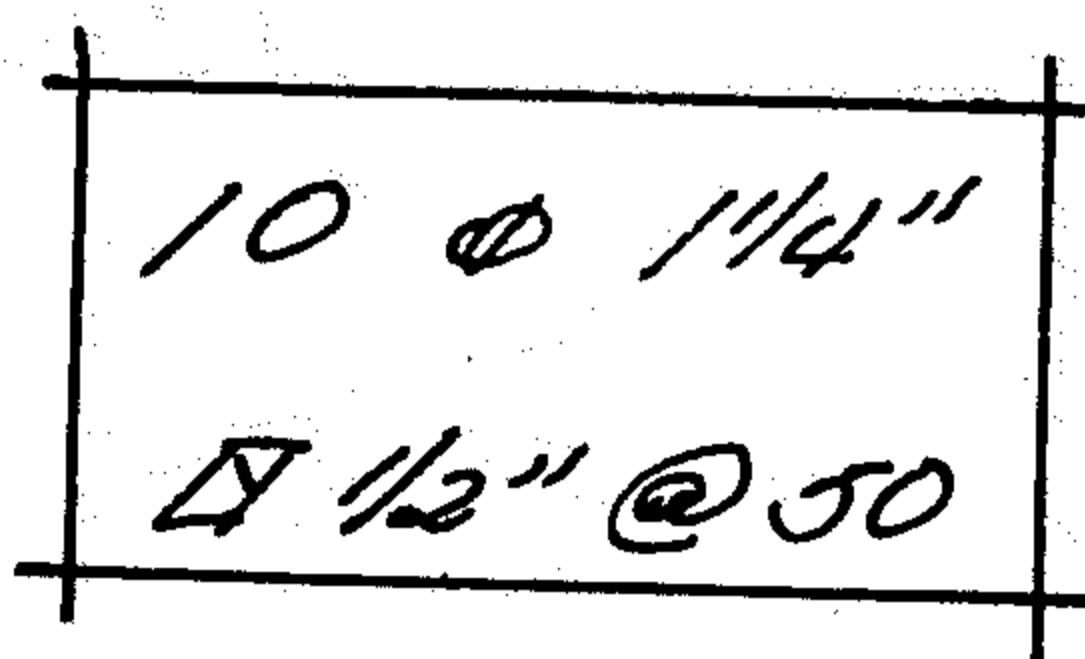
$$e = 5.99 \text{ cms} < t$$

$$M = 6900 \text{ KgM}$$

$$P_g = 0.0281$$

$$A_g = 50 \times 55$$

$$A_s = 77.4 \text{ cm}^2$$



TERCER DISEÑO :-

$$N = 65350 \text{ Kgs}$$

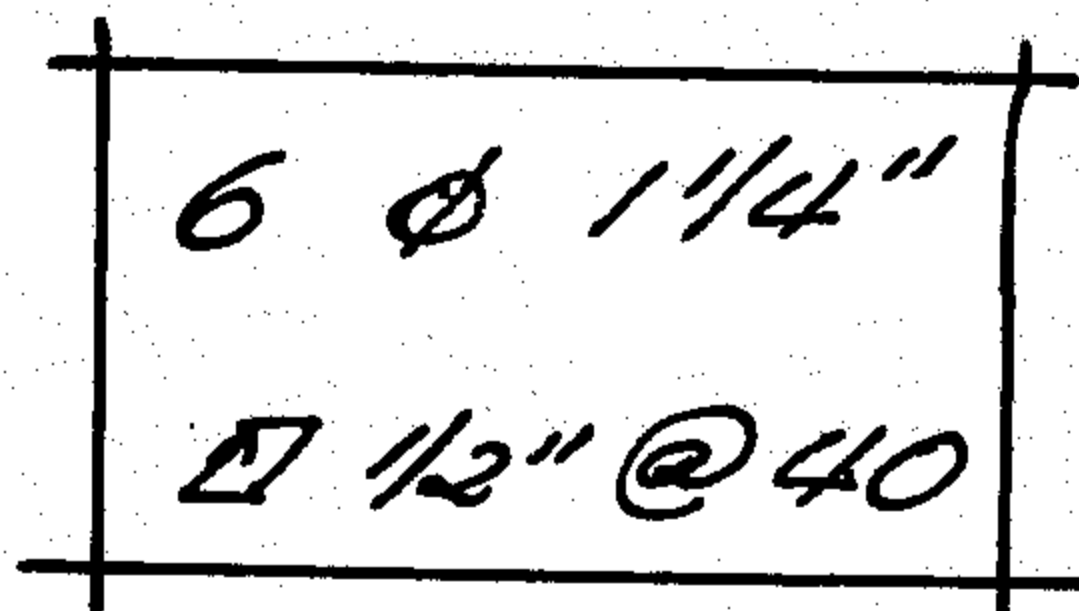
$$e = 9.08 \text{ cms} < t \quad \text{CASO I}$$

$$M = 5900 \text{ KgM}$$

$$P_g = 0.0314$$

$$A_g = 40 \times 45 \text{ cms}$$

$$A_s = 56.5 \text{ cm}^2$$



CUARTO DISEÑO

$$M = 2200 \text{ KgM}$$

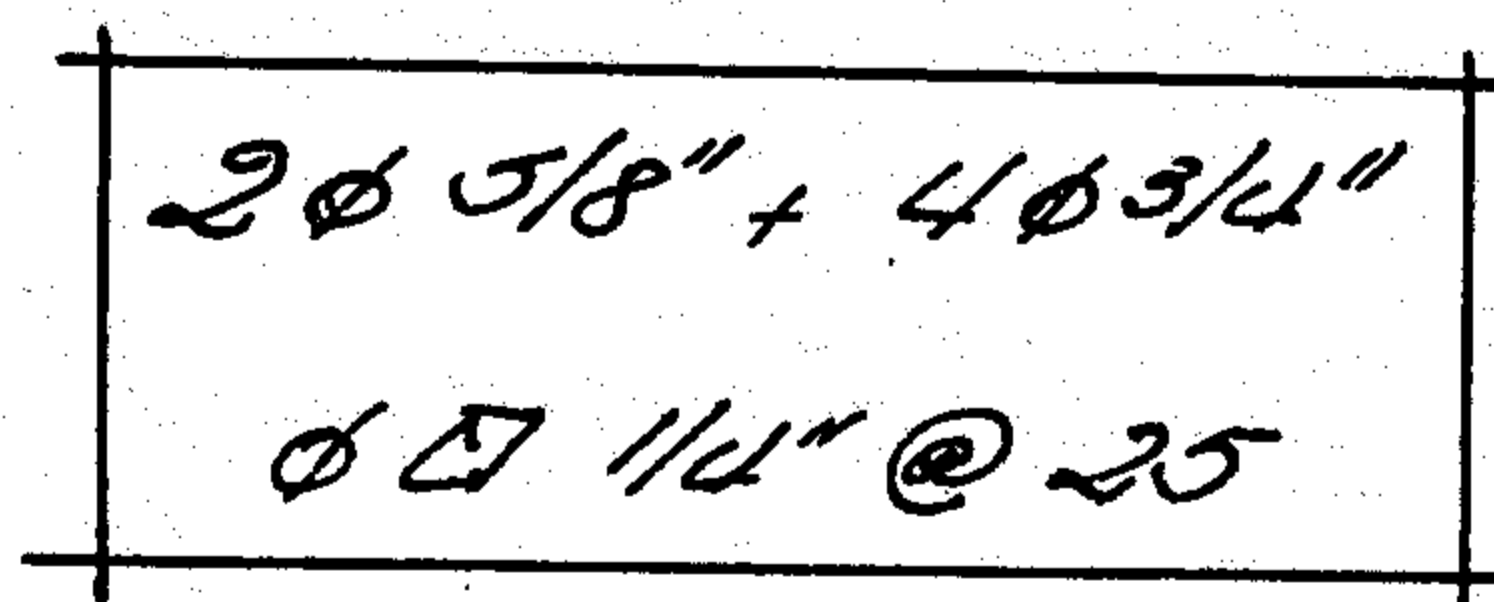
$$e = 11.8 \text{ cms} < t \quad \text{CASO I}$$

$$N = 18,660 \text{ Kgs}$$

$$P_g = 0.0131$$

$$A_g = 35 \times 30 \text{ cms}$$

$$A_s = 13.7 \text{ cm}^2$$



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

COLUMNA A-3

SOTANO:-

$$M = 2200 \text{ KgM}$$

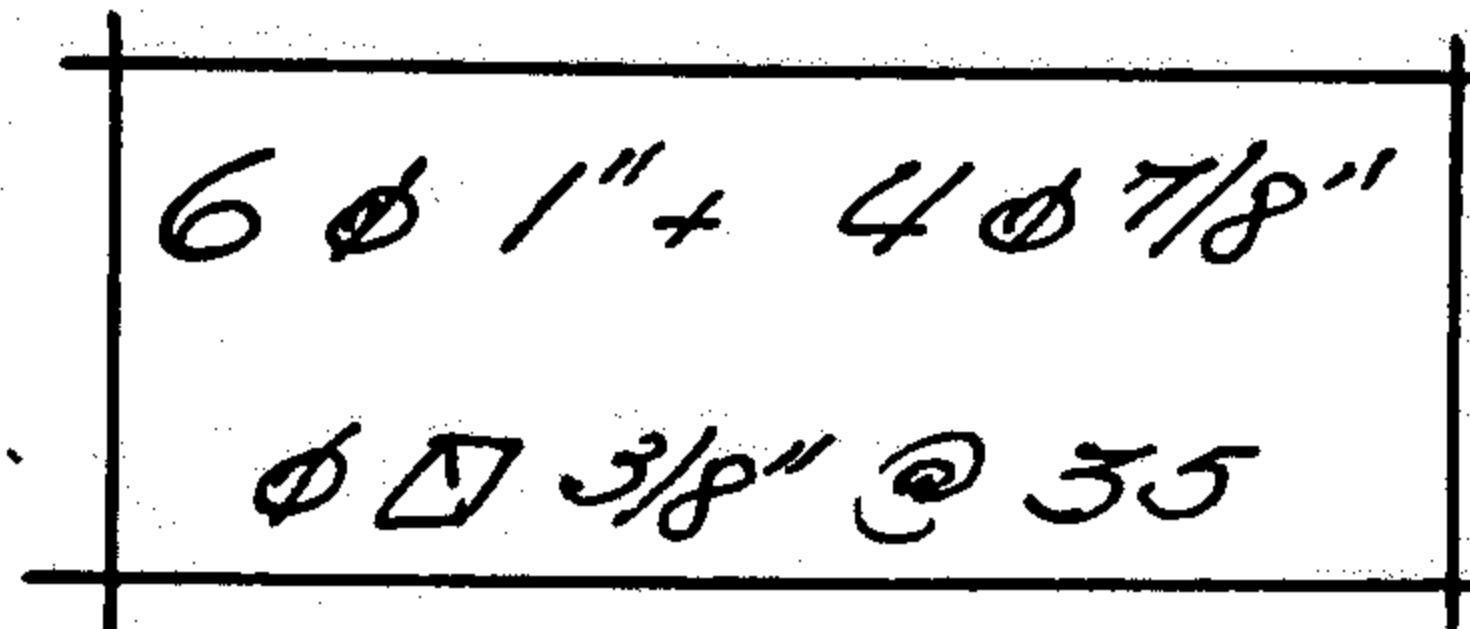
$$N = 135,730 \text{ Kgs}$$

$$A_g = 60 \times 75 \text{ cms}$$

$$e = 1.62 \text{ cms} < t \quad \text{caso I}$$

$$p_g < 0.01$$

$$A_s = 0.01 \times A_{g \text{ est.}} = 39.4 \text{ cm}^2$$



PRIMER piso

$$M = 800 \text{ KgM}$$

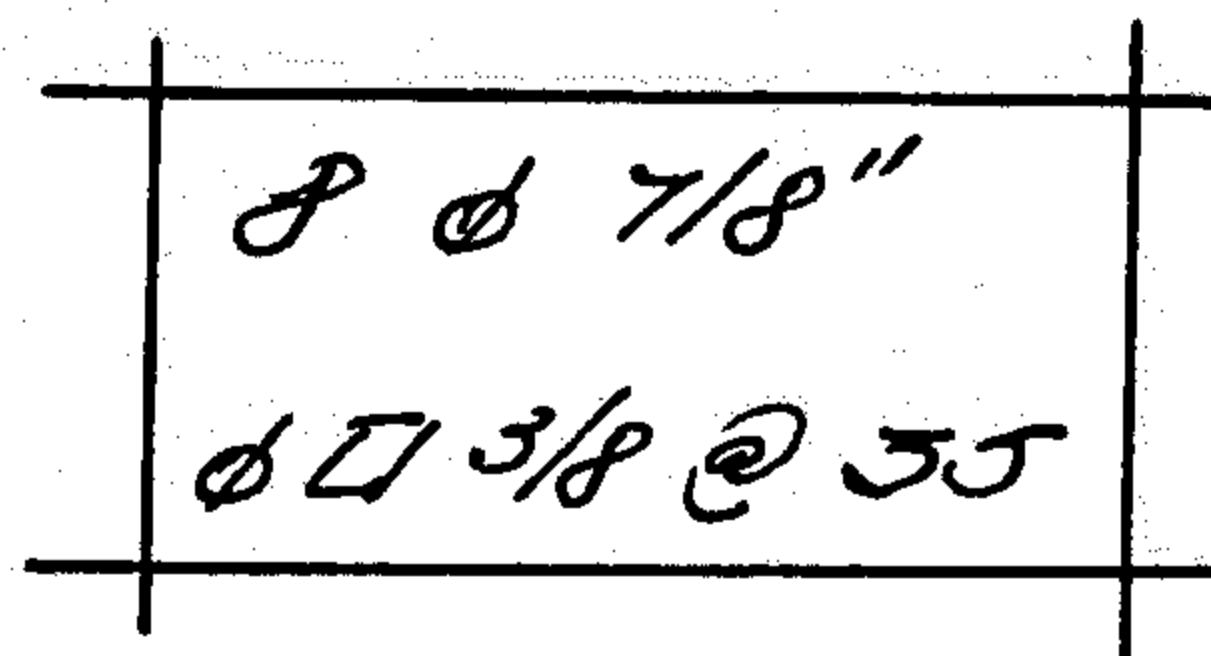
$$N = 99,240 \text{ Kgs}$$

$$A_g = 50 \times 55 \text{ cms}$$

$$e = 0.86 \text{ cms} < t \quad \text{caso I}$$

$$p_g = 0.0112$$

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



SEGUNDO piso

$$M = 600 \text{ KgM}$$

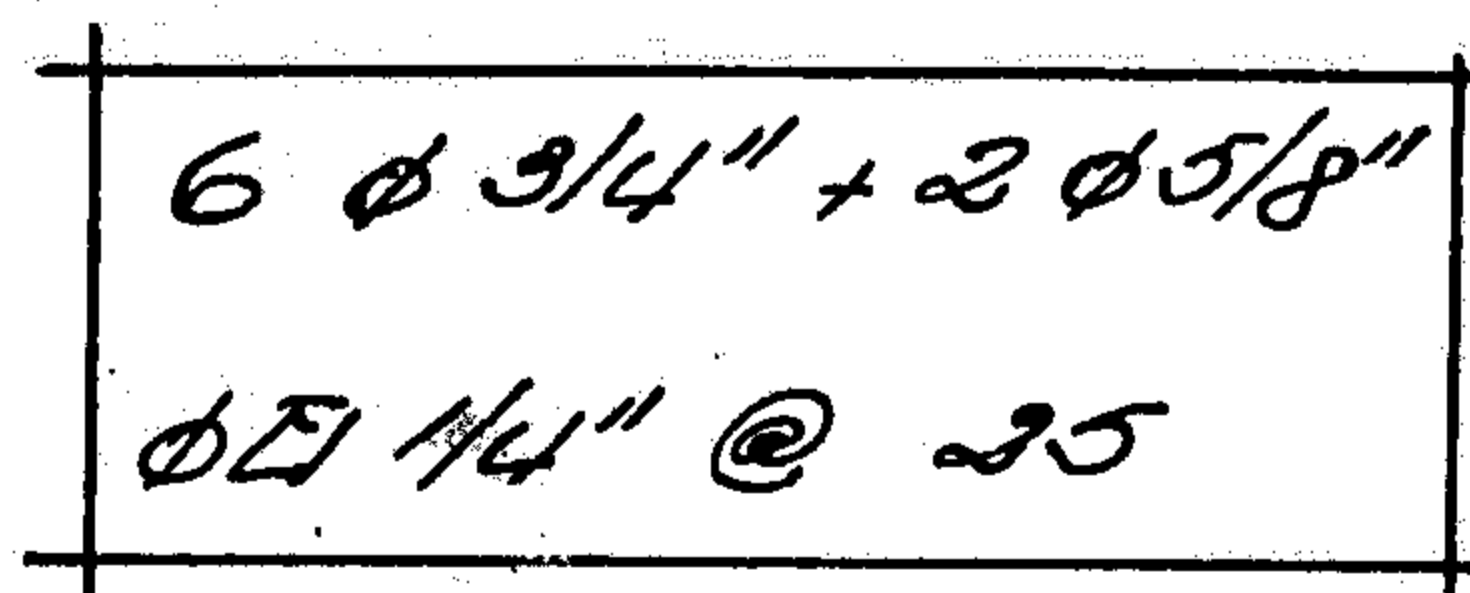
$$N = 71,580 \text{ Kgs}$$

$$A_g = 50 \times 55 \text{ cms}$$

$$e = 0.82 \text{ cms} < t \quad \text{caso I}$$

$$p_g < 0.01$$

$$A_s = 0.01 A_{g \text{ estruct.}} = 20.6 \text{ cm}^2$$



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

TERCER PISO :-

$$M = 1400 \text{ KgM}$$

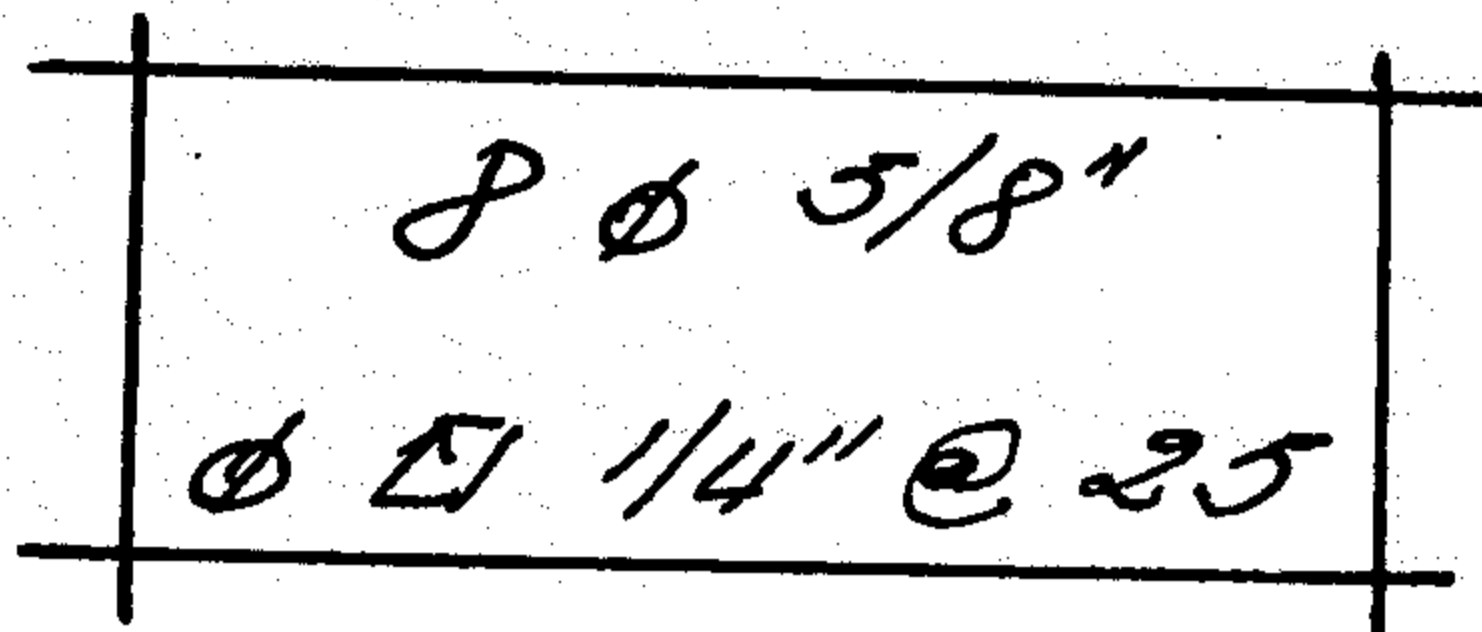
$$N = 42,420 \text{ Kgs}$$

$$A_g = 40 \times 45 \text{ cms}$$

$$e = 3.3 \text{ cms} < c \quad \text{CASO I}$$

$$p_g < 0.01$$

$$A_s = 0.01 A_{g\text{estructural}} = 14.1 \text{ cm}^2$$



CUARTO PISO :-

$$M = 300 \text{ KgM}$$

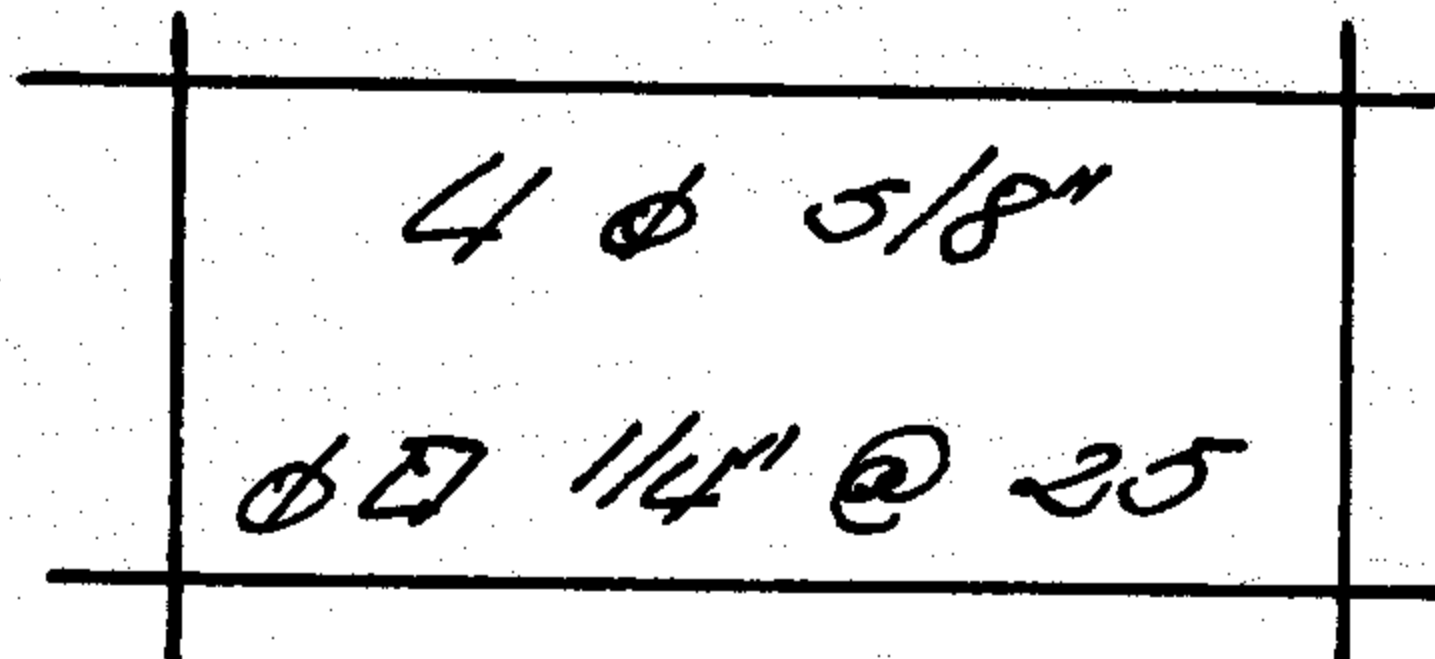
$$N = 16,360 \text{ Kgs}$$

$$A_g = 35 \times 30 \text{ cms}$$

$$e = 1.83 \text{ cms} < c$$

$$p_g < 0.01$$

$$A_s = 0.01 A_{g\text{est}} = 5.33 \text{ cm}^2$$



COLUMNA A-2

SOTANO :-

$$M = 10,300 \text{ KgM}$$

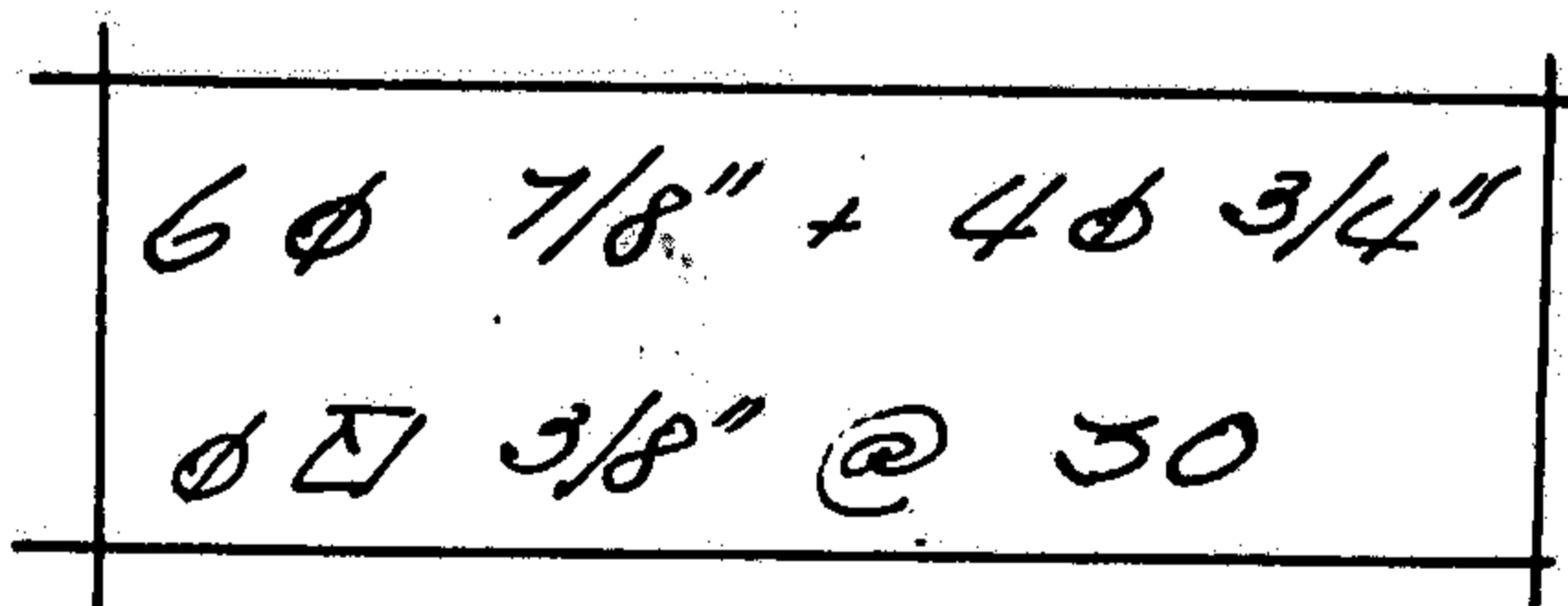
$$N = 76,890 \text{ Kgs}$$

$$A_g = 60 \times 75 \text{ cms}$$

$$e = 13.4 \text{ cms} < t \quad \text{CASO I}$$

$$p_g < 0.01$$

$$A_s = 0.01 A_{g\text{estruct}} = 32 \text{ cm}^2$$



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

PRIMER PISO:-

$$M = 3600 \text{ KgM}$$

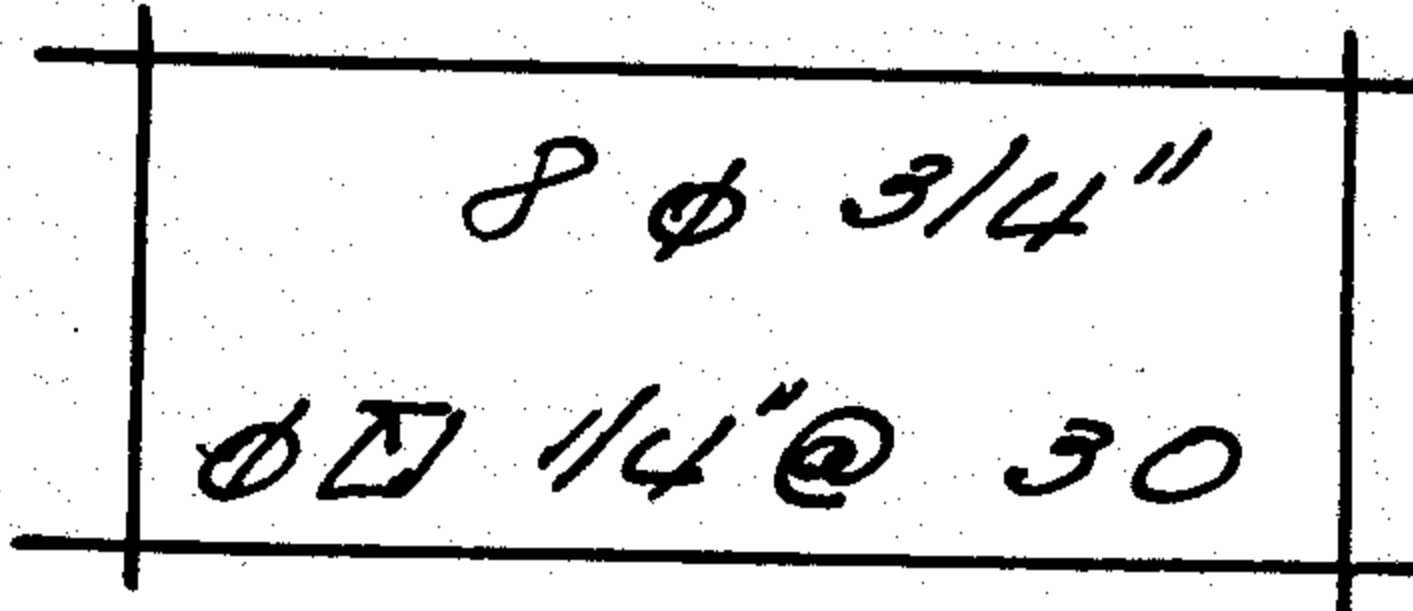
$$N = 59090 \text{ Kgs}$$

$$A_g = 50 \times 55 \text{ cms}$$

$$e = 6.1 \text{ cms} < t \quad \text{caso I}$$

$$p_g < 0.01$$

$$A_s = 0.01 A_{g\text{est}} = 21.2 \text{ cm}^2$$



SEGUNDO PISO:-

$$M = 5300 \text{ KgM}$$

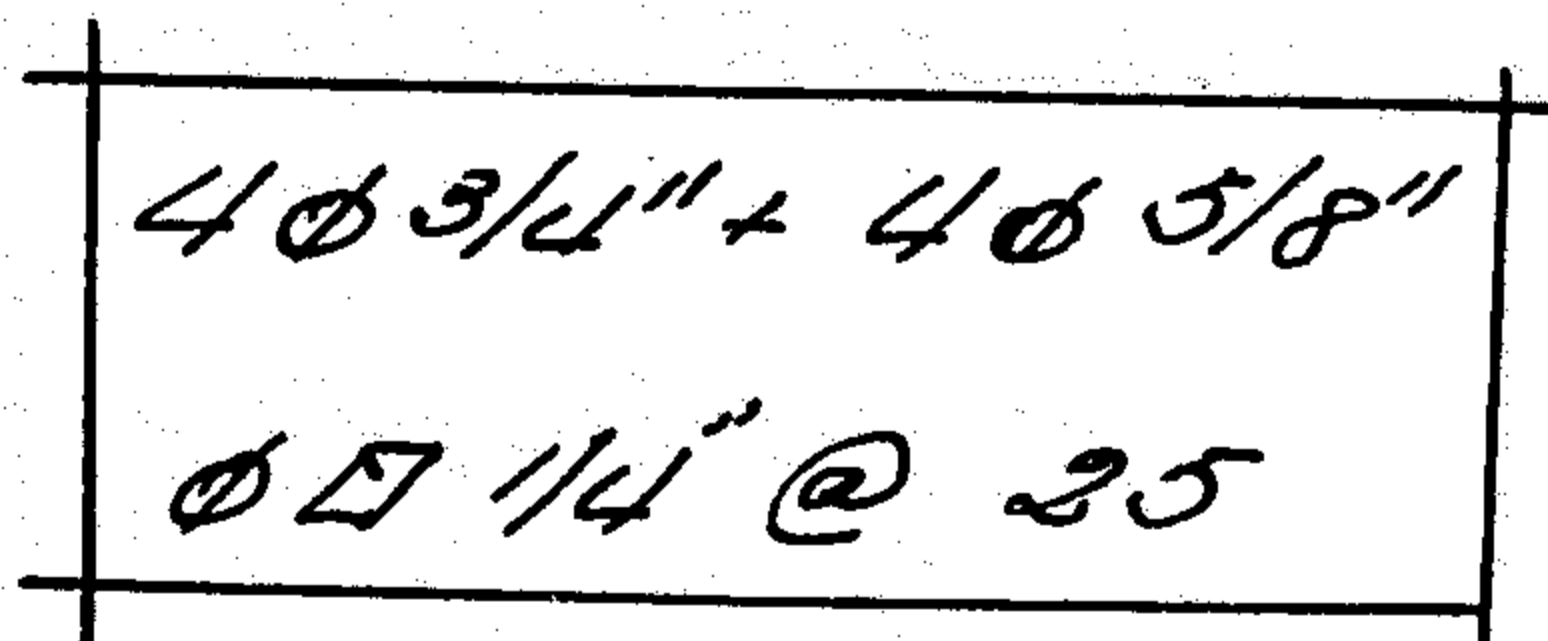
$$N = 42,480 \text{ Kgs}$$

$$A_g = 50 \times 55 \text{ cms}$$

$$e = 12.5 \text{ cms} < t \quad \text{caso I}$$

$$p_g < 0.01$$

$$A_s = 0.01 A_{g\text{est}} = 19.1 \text{ cm}^2$$



TERCER PISO:-

$$M = 4400 \text{ KgM}$$

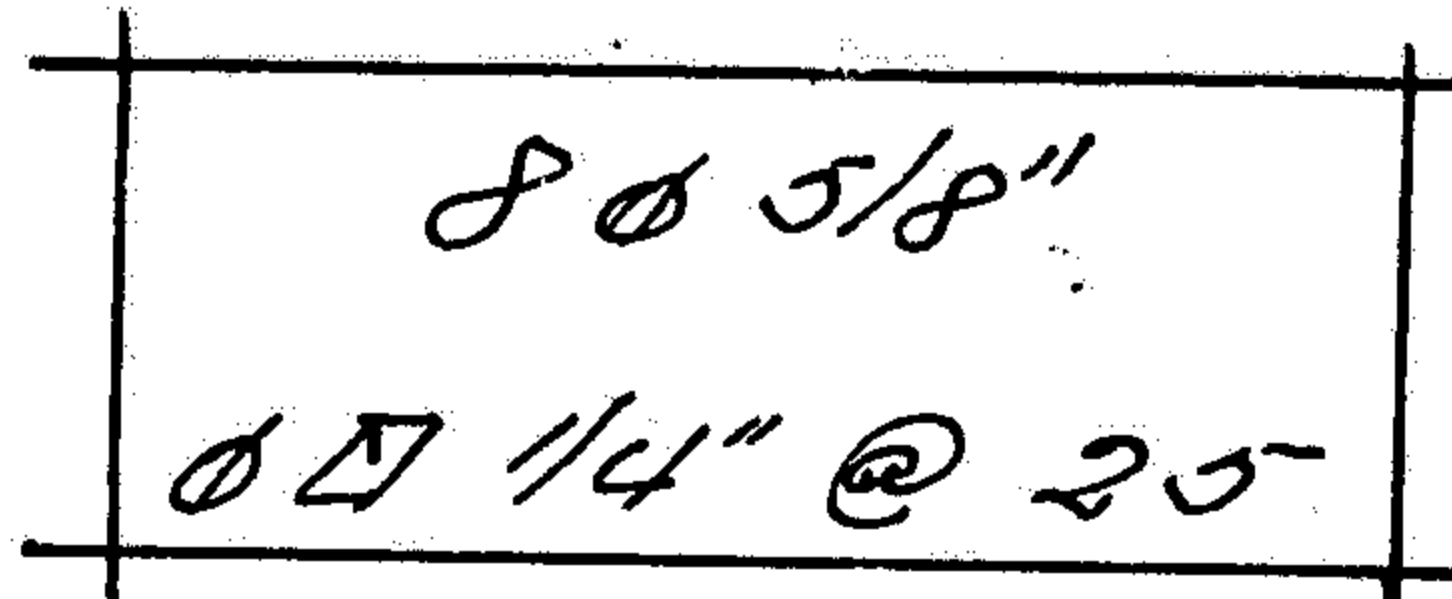
$$N = 24370 \text{ Kgs}$$

$$A_g = 40 \times 45 \text{ cms}$$

$$e = 18.5 \text{ cms} < t \quad \text{caso I}$$

$$p_g < 0.01$$

$$A_s = 0.01 A_{g\text{estruct}} = 14.7 \text{ cm}^2$$



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

CUARTO PISO:-

$$M = 2800 \text{ Kg/m}$$

$$N = 11640 \text{ Kgs}$$

$$A_g = 35 \times 30 \text{ cms}$$

$$e = 24 \text{ cms} < T \text{ caso I}$$

$$p_g = 0.0122$$

$$A_s = 0.0122 \times 1050 = 12.8 \text{ cm}^2$$

$4 \phi 5/8" + 2 \phi 3/4"$
$\phi \square 14" @ 25$

Con esto termino el pórtico A. Los planos de vigas y columnas los acompaño en el folder de planos.-

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

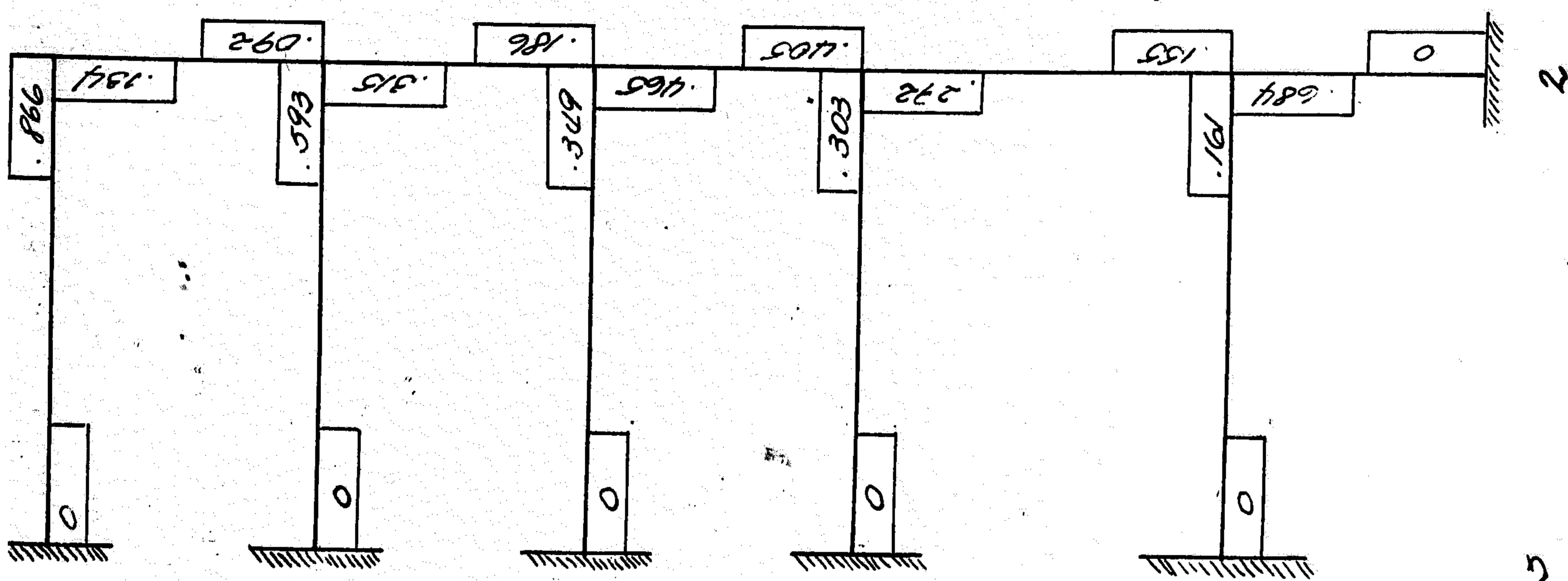
PORTICO B-1-3

Este pórtico, que está empotrado en la caja de Ascensores también lo voy a analizar por el método de Hardy-Cross. Las vigas en este pórtico son de 35×70 cms y las columnas son de las que he llamado perimetrales.

Utilizando las tablas de rigideces encuentro los coeficientes de distribución que doy a continuación.

Enseguida muestro también un diagrama de cargas permanentes con sus momentos de empotramiento perfecto. Las cargas móviles son sencillas de visualizar y muestro sus diagramas en el folder de planos que acompañan esta memoria.

COEFICIENTES DE DISTRIBUCION

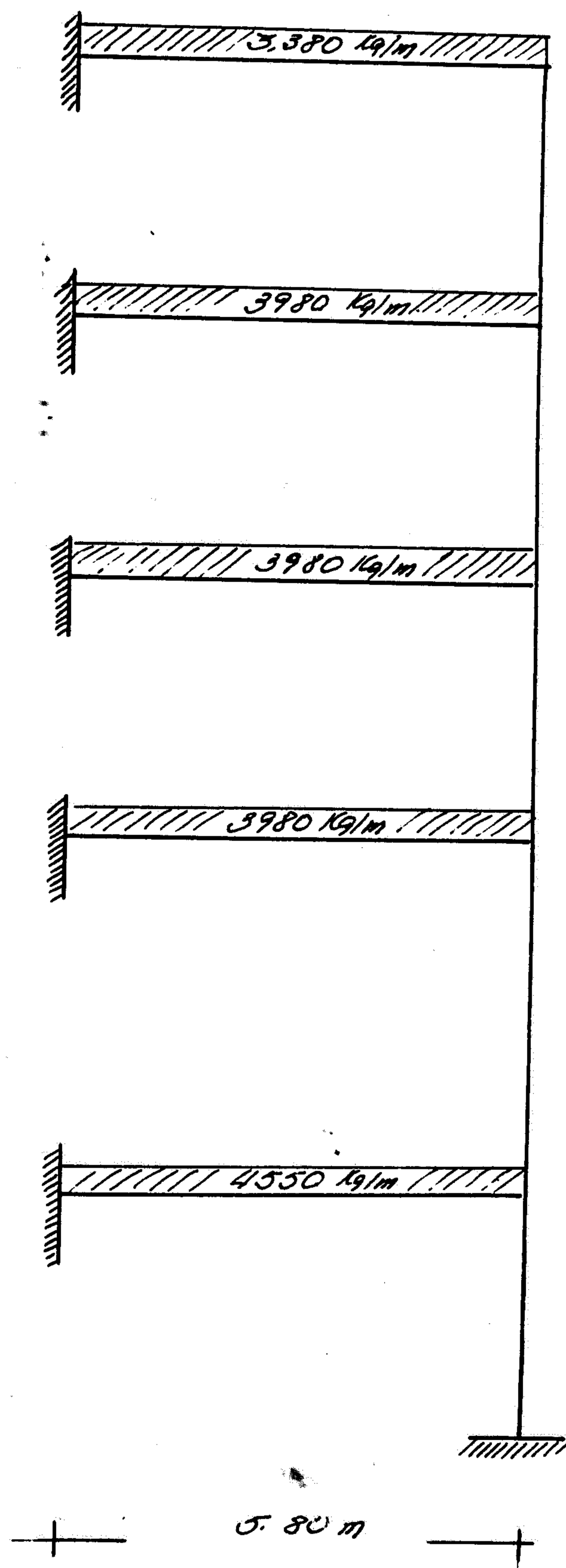


PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

DIAGRAMA DE CARGAS Y MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO



ademas las sobrecargas son como sigue:

Azotea :- 600 kg/m².

PROYECTO DE GRADO

STRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

pto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

PISO TÍPICO :- 1200 Kg/m.l.

Primer piso :- 2400 Kg/m.l.

Con los datos anteriores he resuelto los Cross para las cargas permanentes y la única posición de sobrecarga; la solución se encuentra en el folder de planos que acompaño a esta memoria; así como la envolvente de momentos.

De la envolvente de momentos extraigo los momentos que me servirán para el diseño de los elementos del pórtico.

CÁLCULO DE LAS VIGAS

Antes de examinar individualmente cada viga, voy a encontrar y resumir las características principales de la viga de 35 x 70 cms :

a) Máximo momento resistente:-

$$M_c = K b d^2 = 11 \times 35 \times 64^2$$

$$\underline{M_c = 15,800 \text{ Kg.m}}$$

$$\underline{A_{s_c} = 20.4 \text{ cm}^2}$$

b) Area de acero mínimo y el momento que le corresponde:-

$$A_{s_{min}} = 0.005 b d = 0.005 \times 35 \times 64$$
$$= 11.2 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A_{s_{min}} = 11.2 \text{ cm}^2}$$

$$\underline{M_{min} = 8700 \text{ Kg.m.}}$$

c) Area de acero:-

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot d \cdot d} = \frac{M}{1400 \times 866 \times 64}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$\underline{A_s = \frac{M}{775}} \quad \text{donde } M \text{ está en } \text{kgm.}$$

a) Areas de acero cuando hay acero en compresión:-

$$A_{s1} = \frac{M_c}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{1580000}{1400 \cdot 0.866 \cdot 64}$$

$$\underline{A_{s1} = 20.4 \text{ cm}^2}$$

ahora bien:- $M' = M - M_c$

$$A_{s2} = \frac{M'}{f_s(d-d')} = \frac{M'}{1400(64-6)} = \frac{M'}{810}$$

$$\underline{A_{s2} = \frac{M'}{810}} \quad \text{donde } M' \text{ está en } \text{kgm.}$$

además

$$A'_s = \frac{M'}{f'_s(d-d')}$$

$$f'_s = 2n f_c \frac{bd-d'}{bd} \leq 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_s = 2 \times 15 \times 63 \times \frac{258-6}{258} = 1450 \text{ kg/cm}^2 > 1400 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{luego:}$$

$$A'_s = \frac{M'}{1400(64-6)} = \frac{M'}{810}$$

$$\underline{A'_s = \frac{M'}{810}} \quad \text{donde } M' \text{ está en } \text{kgm.}$$

La nomenclatura para las áreas de acero se hace de acuerdo a las figuras de la página 94.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

e) Esfuerzo cortante:-

$$v = \frac{V}{b \cdot d \cdot d} = \frac{V}{35 \times .866 \times 64}$$

$$v = \frac{V}{1940}$$

$$V_c = v \times 1940 = 0.03 f_c \times 1940 = 8150 \text{ Kgs}$$

$$\underline{V_c = 8150 \text{ Kgs}}$$

$$\underline{s_{\text{max}} = \frac{d}{2} = 32 \text{ cms}}$$

si $v \leq 8.4 \text{ Kg/cm}^2$

$$\underline{s_{\text{max}} = \frac{d}{4} = 16 \text{ cms}}$$

si $v > 8.4 \text{ Kg/cm}^2$

f) Adherencia:-

$$\Sigma_0 = \frac{V}{d \cdot d \cdot d} = \frac{V}{10.5 \times .866 \times 64}$$

$$\underline{\Sigma_0 = \frac{V}{582}}$$

g) Área de acero cuando está en 2 capas:-

$$A_s = \frac{M}{1400 \times .866 \times 61.7}$$

$$\underline{A_s = \frac{M}{749}} \quad \text{donde } M \text{ está en } \text{Kg.m.}$$

h) Acero en dos capas con acero en compresión:-

$$A_{s1} = \frac{15800}{749} = 21.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{M'}{1400(61.7-6)}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$A_{s2} = \frac{M'}{780}$$

$$A_{s5} = \frac{M'}{780}$$

M' en Kgm.-

Con estos datos y los que he reunido para las vigas de 35x60 ya puedo examinar con comodidad la totalidad de las vigas de los pórticos.

El cálculo de estribos y la separación que debe haber entre los fierros los chequeo de acuerdo a lo dicho en el cálculo de las vigas del pórtico A.-

De la envolvente de momentos del pórtico B-2-3 obtengo el siguiente cuadro de momentos..

VIGA	MOMENTOS		
V-406	-14100	+8400	-600
V-306	-16650	+9800	-4900
V-206	-16500	+7400	-7700
V-106	-14800	+7900	-7800
V-306	-19300	+10400	-11,900

De este cuadro saeo los momentos para el diseño..

VIGA 406

$-M_3 = 14100 \text{ Kgm}$

$+M = 8400 \text{ ''}$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$-M_2 = 600 \text{ Kg.m.} -$$

Áreas de Acero:-

Apoyo 3:-

$$A_s = \frac{14100}{775} = 18.2 \text{ cm}^2 = 4 \phi 7/8'' + 1 \phi 3/4''$$

Acero positivo:-

$$A_s = A_{s \text{ min}} = 4 \phi 3/4''$$

apoyo 2:-

$$-A_s = A_{s \text{ min}} = 4 \phi 3/4''$$

Esfuerzo cortante:-

$$V_{\text{mic}} = \frac{5.80 \times 3980}{2} + \frac{14100 - 600}{5.80} = 13830$$

$$v = \frac{13830}{1940} = 7.15 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{uso estribos y anclaje especial}$$

$$v' = 7.15 - 4.20 = 2.95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = \frac{2.95 \times 5.80}{2 \times 7.15} = 1.20 \text{ m} \quad v' d = 35 \times 2.95 = 104 \text{ Kg/cm}$$

con estos datos y teniendo en cuenta que $S_{\text{max}} = 32 \text{ cms}$, obteniéndose

Estribos de 3/8" :- 1 @ 20, 1 @ 25, 3 @ 30

Puntos de inflexión:- de la evolución de momentos

positivos:-

lado izquierdo:- 1.33 m

" derecho:- 2.25 m

negativos:-

apoyo 3:- 1.36 m

apoyo 2:- 2.25 m

PROYECTO DE GRADO ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Verificación de la adherencia:-

apoyos:-

$$\Sigma_0 = \frac{13830}{582} = 23.7 \text{ cms}$$

Perímetro mínimo :- $4 \phi 3/4" = 24 \text{ cms}$.

Puntos de inflexión:-

$$V = 13830 - 5980 \times 1.33 = 8530 \text{ Kgs}$$

$$\Sigma_0 = \frac{8530}{582} = 14.6 \text{ cms}$$

perímetro: $3 \phi 3/4" = 18 \text{ cms}$.

VIGA 306

$$-M_3 = 16.650 \text{ Kgm}$$

$$+M = 9.800 \text{ ''}$$

$$-M_2 = 4900 \text{ ''}$$

Áreas de Acero:-

apoyo 3:- $M > M_c$; luego necesita acero en compresión

$$M' = 16.650 - 15800 = 850 \text{ Kgm}$$

$$A_{s_1} = 20.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_2} = \frac{850}{810} = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s_1} + A_{s_2} = 21.45 \text{ cm}^2 = 4 \phi 7/8" + 2 \phi 3/4"$$

$$\therefore A'_s = \frac{850}{810} = 1.05 \text{ cm}^2 = 1 \phi 1/2"$$

acero positivo:-

$$+A_s = \frac{9800}{775} = 12.6 \text{ cm}^2 = 3 \phi 3/4" + 1 \phi 7/8"$$

apoyo 2:- $A_s = A_{s \text{ min}} = 4 \phi 3/4"$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{max} = \frac{5180 \times 5.80}{2} + \frac{16650 - 4900}{5.80} = 16,850 \text{ Kgs}$$

$$\sigma = \frac{16850}{1940} = 8.7 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{uso estribos y anclaje especial}$$

$$\sigma' = 8.7 - 4.2 = 4.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = \frac{4.5 \times 5.8}{2 \times 8.7} = 1.50 \text{ m}$$

$$n's = 4.5 \times 35 = 158$$

Con estos dos últimos datos y teniendo en cuenta que $S_{max} = 16$ obtengo:-

Estribos de 3/8" :- 10 @ 15

Puntos de inflexión:-

positivos:-

lado izquierdo: 1.21 m

lado derecho: 0.55 m

negativos:-

apoyo 3 :- 1.27 m

apoyo 2 :- 0.59 m

Verificación de la adherencia:-

apoyo 3:-

$$E_0 = \frac{16850}{582} = 29 \text{ cms} < 4 \phi 7/8" + 2 \phi 3/4" = 40 \text{ cms}$$

apoyo 2:-

$$V = 13150 \text{ Kgs}$$

$$E_0 = \frac{13150}{582} = 22 \text{ cms} < 4 \phi 3/4" = 24 \text{ cms}$$

PROYECTO DE GRADO

STRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

o. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Puntos de inflexión:-

$$V = 16850 - 1.21 \times 1580 = 10590 \text{ Kgs}$$

$$E_0 = \frac{10590}{582} = 18 \text{ cms}$$

perímetro:- $3 \phi \ 3/4" = 18 \text{ cms.}$

De la observación del cuadro de momentos, se ve que pueden considerarse las vigas 206 y 106 en un solo diseño, considerando para éste las sollicitaciones más desfavorables en cada caso. También en lo sucesivo omitiré las operaciones en la presentación del cálculo de las vigas, excepto cuando se presenten casos especiales:-

VIGAS 206 y 106:-

$$-M_3 = 16500 \text{ Kg/m}$$

$$+M = 7900 \text{ "}$$

$$-M_2 = 7800 \text{ "}$$

Áreas de Acero:-

apoyo 3:- $M > M_c$. necesita acero en compresión.

$$A_s = 4 \phi 7/8" + 2 \phi 3/4"$$

$$A_s' = 1 \phi 3/4"$$

positivo:- $4 \phi 3/4"$

apoyo 2:- $A_s = 4 \phi 3/4"$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{\text{max}} = 16,020 \text{ Kgs}$$

$$v = 8.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v' = 4.3 \text{ Kg/cm}^2$$

uso estribos y anclaje especial

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$Q = 1.47 \text{ m}$$

$$U'6 = 150 \text{ Kg/m}$$

Con estos dos datos y sabiendo que $S_{máx} = 16 \text{ cms}$

Estribos $3/8''$:- 9 @ 15

Puntos de Inflexión:-

POSITIVOS:-

1. Izquierdo :- 1.21 m

2. Derecho :- .91 m

NEGATIVOS:-

apoyo 3 :- 1.41 m

apoyo 2 :- 1.00 m.

Verificación de Adherencia:-

apoyos 3:- $V = 16520 \text{ Kgs}$

$$E_0 = 28.4 \text{ cms} < 4\phi 7/8 + 2\phi 3/4 = 40 \text{ cms}$$

apoyo 2:- $V = 13480 \text{ Kgs}$

$$E_0 = 23.2 \text{ cms} < 4\phi 3/4 = 24 \text{ cms}$$

Puntos de inflexión:-

$$V = 10,260 \text{ Kgs}$$

$$E_0 = 17.6 \text{ cms}$$

$$\text{perímetro mínimo} = 3\phi 3/4 = 18 \text{ cms.}$$

VIGA 306

$$- M_3 = 19,300 \text{ Kg/m}$$

$$+ M = 10,400 \text{ ''}$$

$$- M_2 = 11,900 \text{ ''}$$

Acero de Acero:-

apoyo 3:- $M > M_c$ necesita acero en compresión

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$A_s = 4\phi 7/8" + 2\phi 1"$$

$$A_s' = 2\phi 3/4"$$

canto positivo:- $A_s = 13.4 \text{ cm}^2 = 2\phi 3/4" + 2\phi 7/8"$

apoyo 2:- $6\phi 3/4"$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{\text{max}} = 20,200 + 1280 = 21480 \text{ kgs}$$

$$v = 11.1 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{uso estribos y andale especial}$$

$$v' = 6.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$e = 1.80 \text{ m} \quad v'b = 240$$

De aqui saco:

Estribos $3/8"$ - $6 @ 10, 8 @ 15$

Puntos de Inflexión:-

positivos:-

$$L.I. - 1.18 \text{ m}$$

$$L.D. - 1.00 \text{ m}$$

negativos:-

$$A_3 - 1.21 \text{ m}$$

$$A_2 - 1.00 \text{ m}$$

Verificación de adherencia:-

apoyo 3:- $E_0 = 37 \text{ cms} < 4\phi 7/8" + 2\phi 1" = 44 \text{ cms}$

apoyo 2:- $E_0 = 32.5 \text{ cms} < 6\phi 3/4" = 36 \text{ cms}$

P. de Inflexión:- $E_0 = 22.3 \text{ cms} < 2\phi 3/4" + 2\phi 7/8" = 26 \text{ cms}$

A continuación daré en la página siguiente un cuadro que resume las solicitaciones que aparecen en la cabeza y pie de este pórtico y B-3-5 y 9, ha sido resumido del m. de cargas y evol. de momentos.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

SOLICITACIONES EN LAS COLUMNAS DE LOS PORTICOS B-2-3 y B-3-5

COLUMNA		B-5	B-4	B-2
PISO				
4 ^o	C	N = 19150 M = 3600	N = 37220 M = 3200	N = 15120 M = 1800
	P	N = 20,000 M = 3500	N = 38220 M = 2900	N = 15970 M = 2200
3 ^o	C	M = 46,000 M = 10200	N = 16240 M = 6200	N = 37140 M = 4900
	P	N = 47,400 M = 8400	N = 77840 M = 4900	N = 38540 M = 3400
2 ^o	C	N = 78,050 M = 13900	N = 115260 M = 8400	N = 59160 M = 7300
	P	N = 80,300 M = 13700	N = 117,660 M = 8450	N = 61410 M = 6900
1 ^{er}	C	N = 107,500 M = 6550	N = 154280 M = 4800	N = 81180 M = 4900
	P	N = 110,500 M = 6,000	N = 157,630 M = 3400	N = 84180 M = 3750
S O T A N O	C	N = 135,540 M = 11,100	N = 192,930 M = 5,000	N = 115600 M = 13000
	P	N = 139,040 M = 5,560	N = 196730 M = 2490	N = 119100 M = 6500

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

COLUMNA B-2

SOTANO:-

$$M = 11560 \text{ Kgms}$$

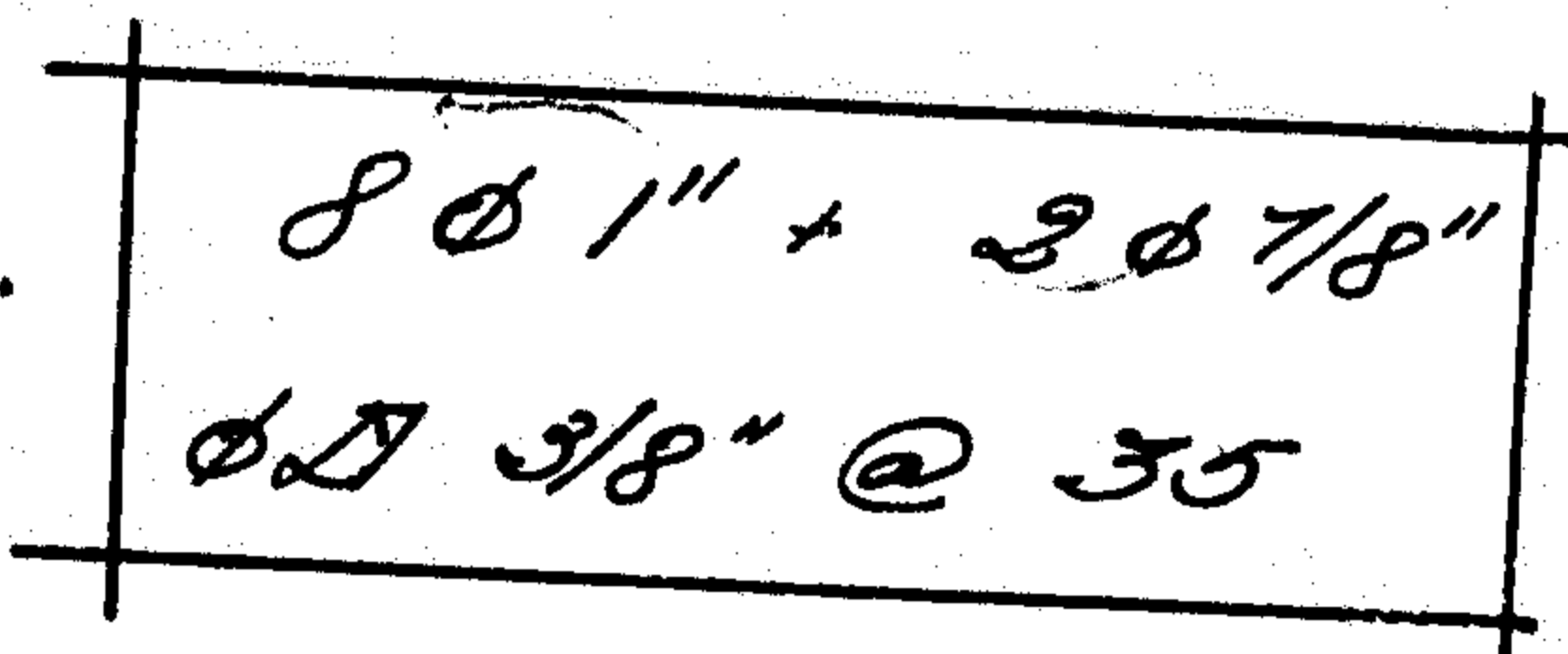
$$N = 13000 \text{ Kgms}$$

$$A_g = 60 \times 75 \text{ cms}$$

$$e = 10.25 \text{ cms} < T \text{ caso I}$$

$$P_g = 0.01$$

$$A_s = 0.01 \times 4500 = 45 \text{ cm}^2$$



PRIMER PISO:-

$$M = 4900 \text{ Kgms}$$

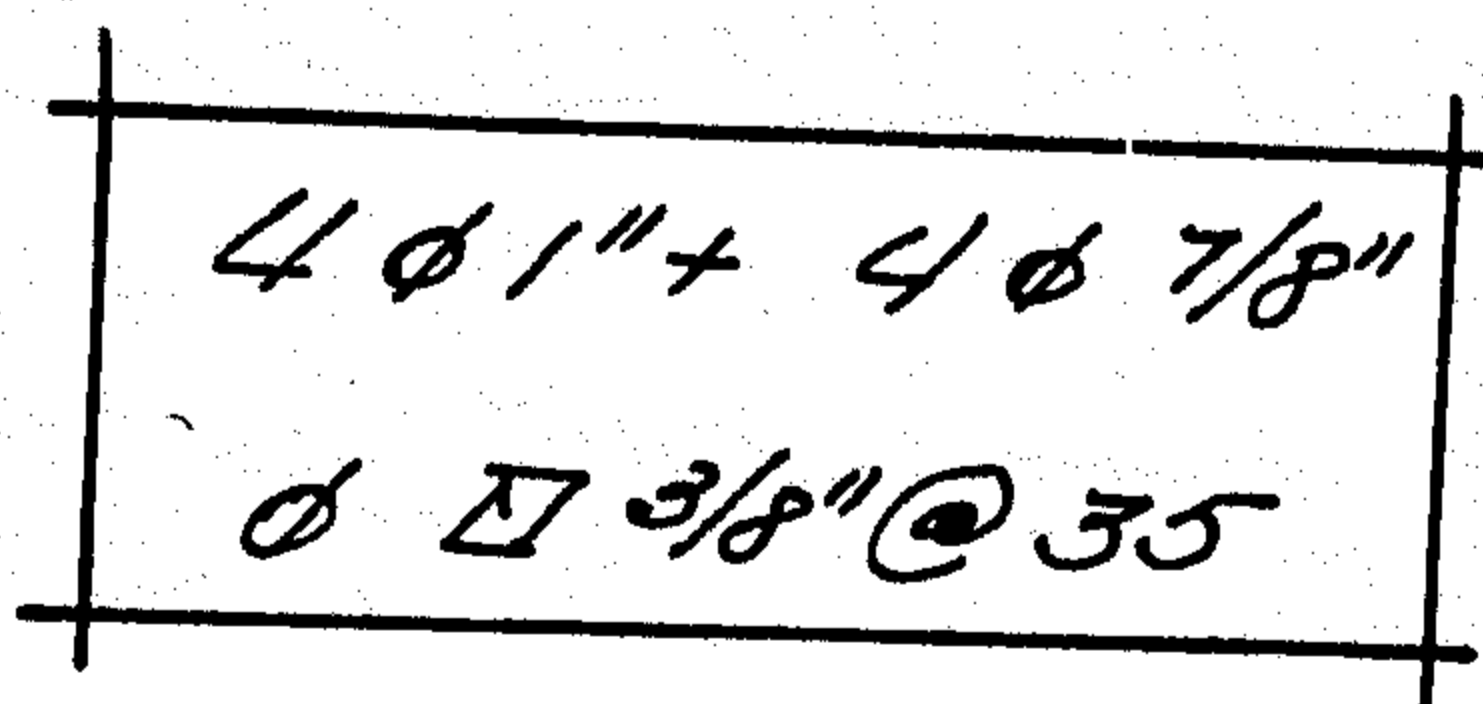
$$N = 81,180 \text{ Kgms}$$

$$A_g = 50 \times 55 \text{ cms}$$

$$e = 6.04 \text{ cms} < T \text{ caso I}$$

$$P_g = 0.01225$$

$$A_s = 33.7 \text{ cm}^2$$



SEGUNDO PISO

$$M = 7300 \text{ Kgms}$$

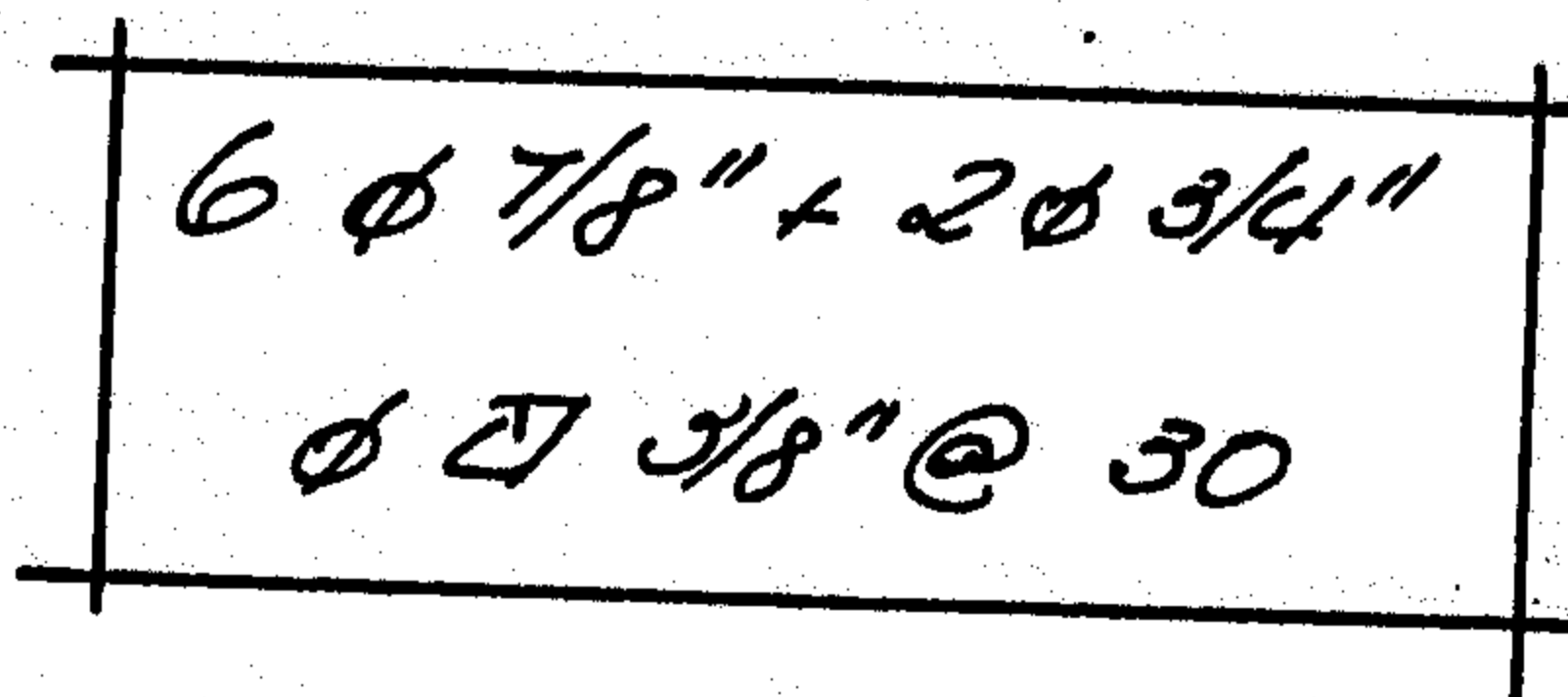
$$N = 59,160 \text{ Kgms}$$

$$A_g = 50 \times 55 \text{ cms}$$

$$e = 12.32 \text{ cms} < T \text{ caso I}$$

$$P_g < 0.01$$

$$A_s = 0.01 \times A_{g02} = 27.2 \text{ cm}^2$$



PROYECTO DE GRADO

STRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

to. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

TERCER PISO:-

$$M = 4900 \text{ KgM}$$

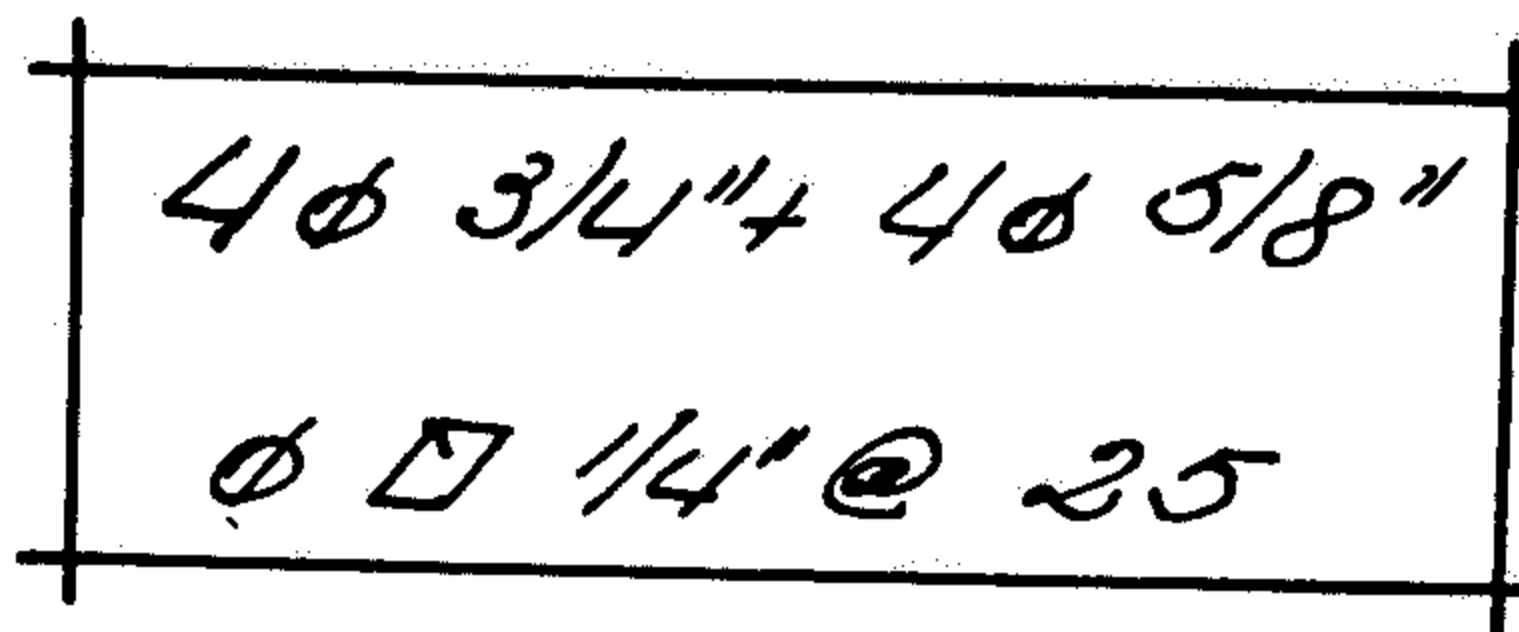
$$e = 13.2 \text{ cms} < T \quad \text{CASO I}$$

$$N = 37,140 \text{ KgS}$$

$$p_g = 0.0114$$

$$A_g = 40 \times 45 \text{ cms}$$

$$A_s = 18 \text{ cm}^2$$



CUARTO PISO:-

$$M = 2200 \text{ KgM}$$

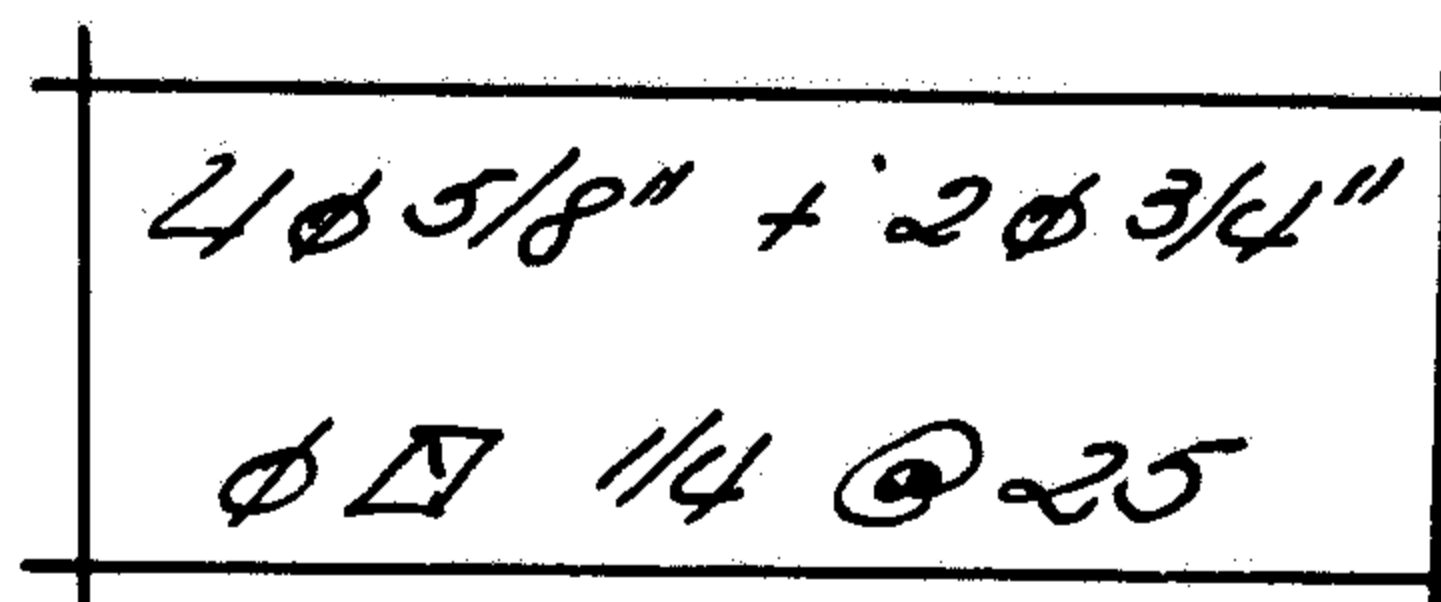
$$e = 13.8 \text{ cms} < T \quad \text{CASO I}$$

$$N = 15970 \text{ KgS}$$

$$p_g < 0.01$$

$$A_g = 35 \times 30 \text{ cms}$$

$$A_s = 0.01 \times A_{g \text{ estruct}} = 10.45 \text{ cm}^2$$



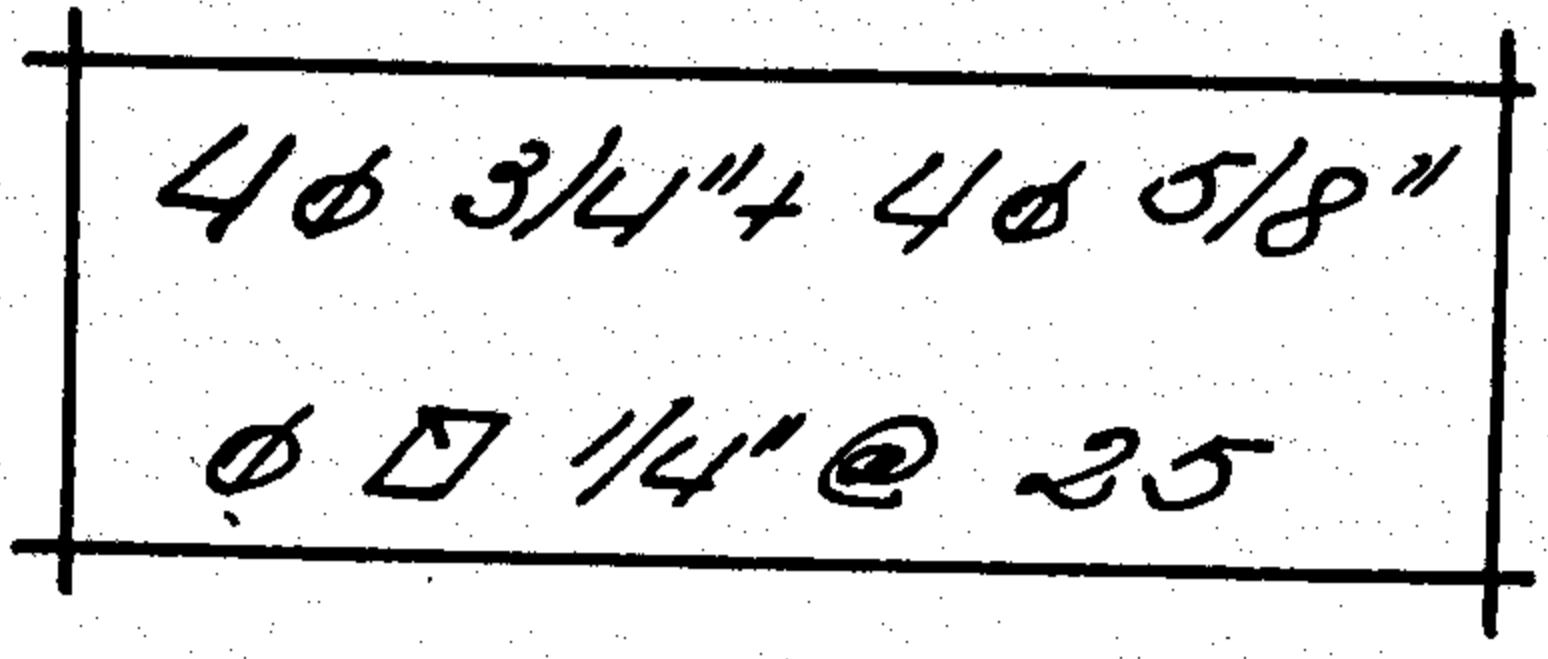
PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

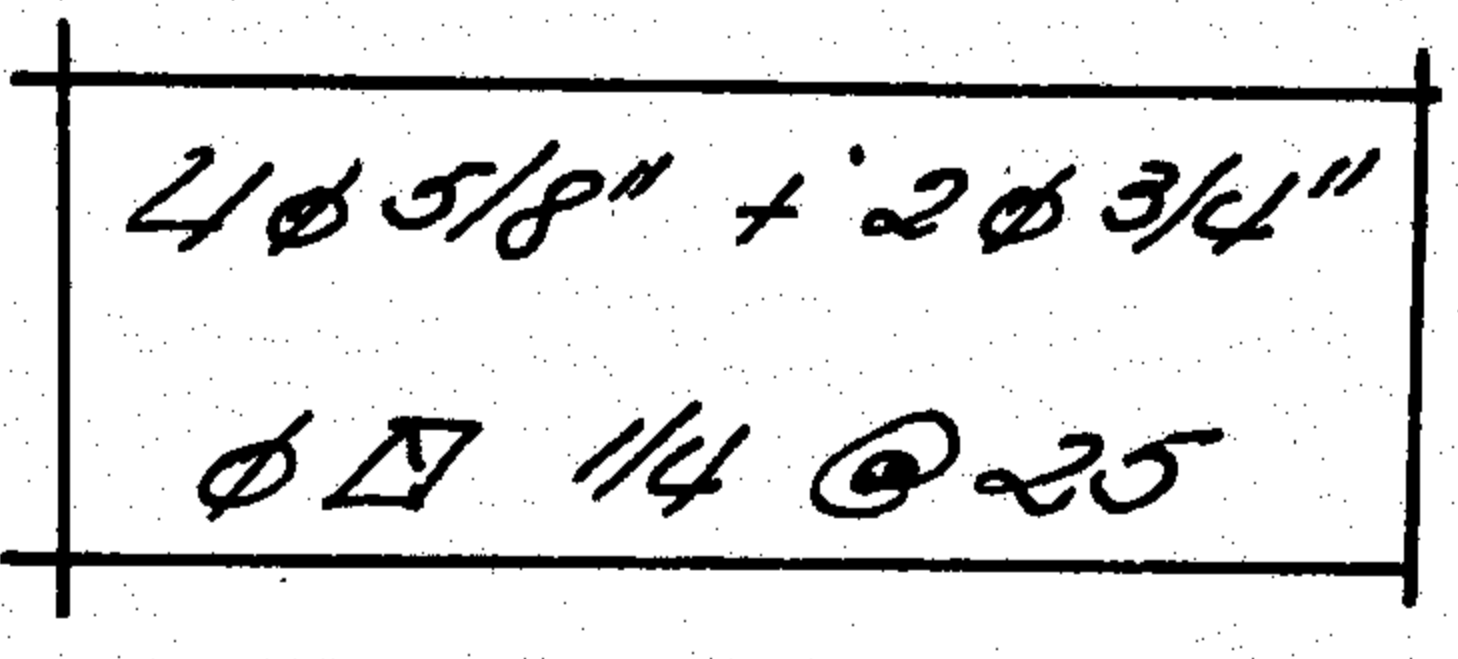
TERCER PISO:-

$M = 4900 \text{ Kg/m}$	$e = 13.2 \text{ cms} < T \quad \text{CASO I}$
$N = 37,140 \text{ Kg}$	$p_g = 0.0114$
$A_g = 40 \times 45 \text{ cms}$	$A_s = 18 \text{ cm}^2$



CUARTO PISO:-

$M = 2200 \text{ Kg/m}$	$e = 13.8 \text{ cms} < T \quad \text{CASO I}$
$N = 15970 \text{ Kg}$	$p_g < 0.01$
$A_g = 35 \times 30 \text{ cms}$	$A_s = 0.01 \times A_g \text{ es } 10.45 \text{ cm}^2$



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

PORTICO B-3-5

Este pórtico también está empotrado en la caja de Ascensores y al igual que los anteriores voy a analizarlo por el método de Hardy-Cross.

Las vigas de este pórtico son de 35×70 cms y tiene columnas perimetrales e interiores

Utilizando las Tablas de rigideces que di el principio del estudio de los pórticos, encuentro los coeficientes de distribución que muestro en la página siguiente.

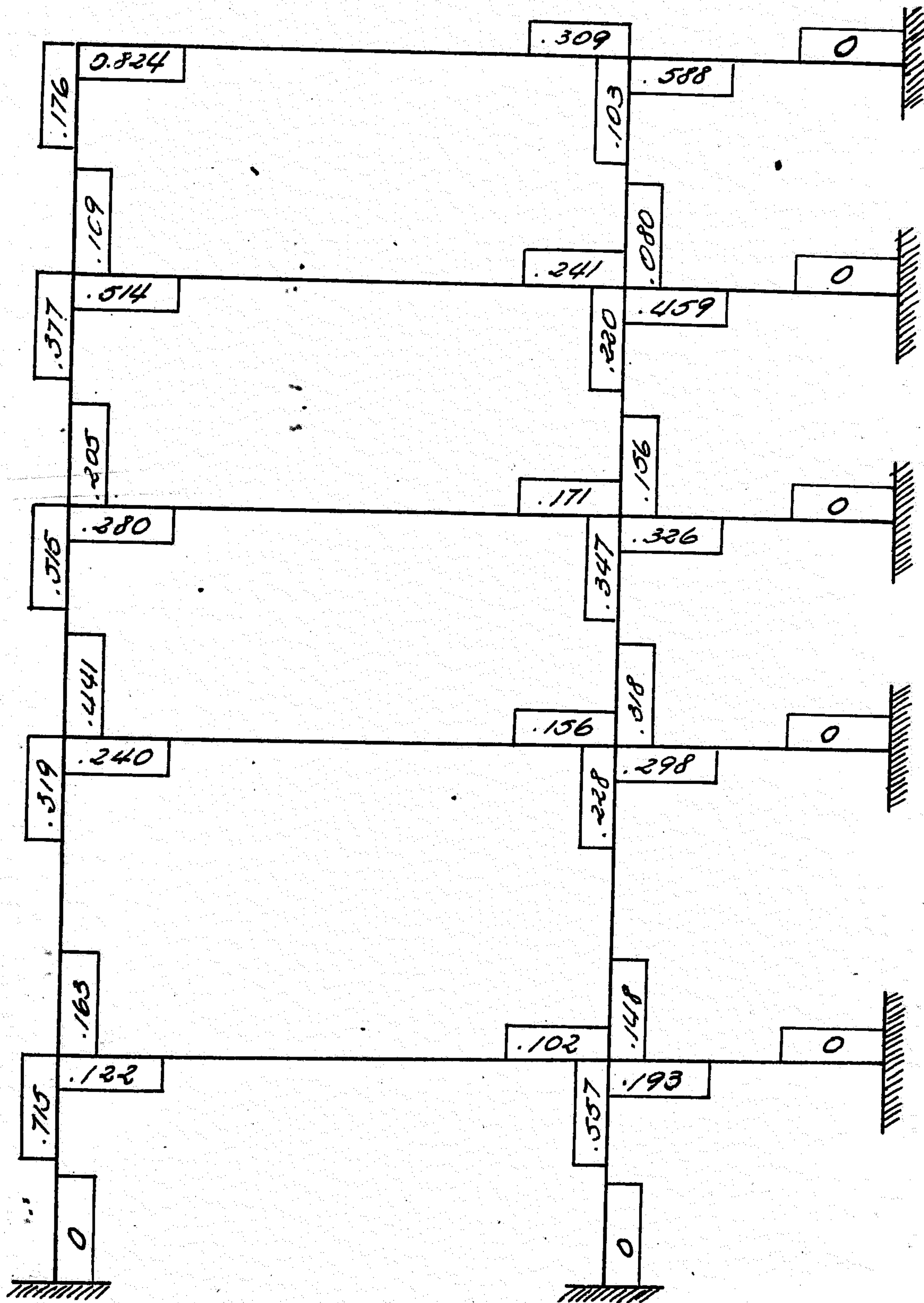
A continuación brindo también un diagrama de cargas permanentes con sus momentos de empotramiento perfecto. Las cargas móviles son como sigue:

	1ª crujía	2ª crujía
Azotes.	600 Kg./m. l.	600 Kg./m. l.
Piso típico:-	1200 "	1200 "
Primer piso	1200 "	2400 "

PROYECTO DE GRADO ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

COEFICIENTES DE DISTRIBUCION

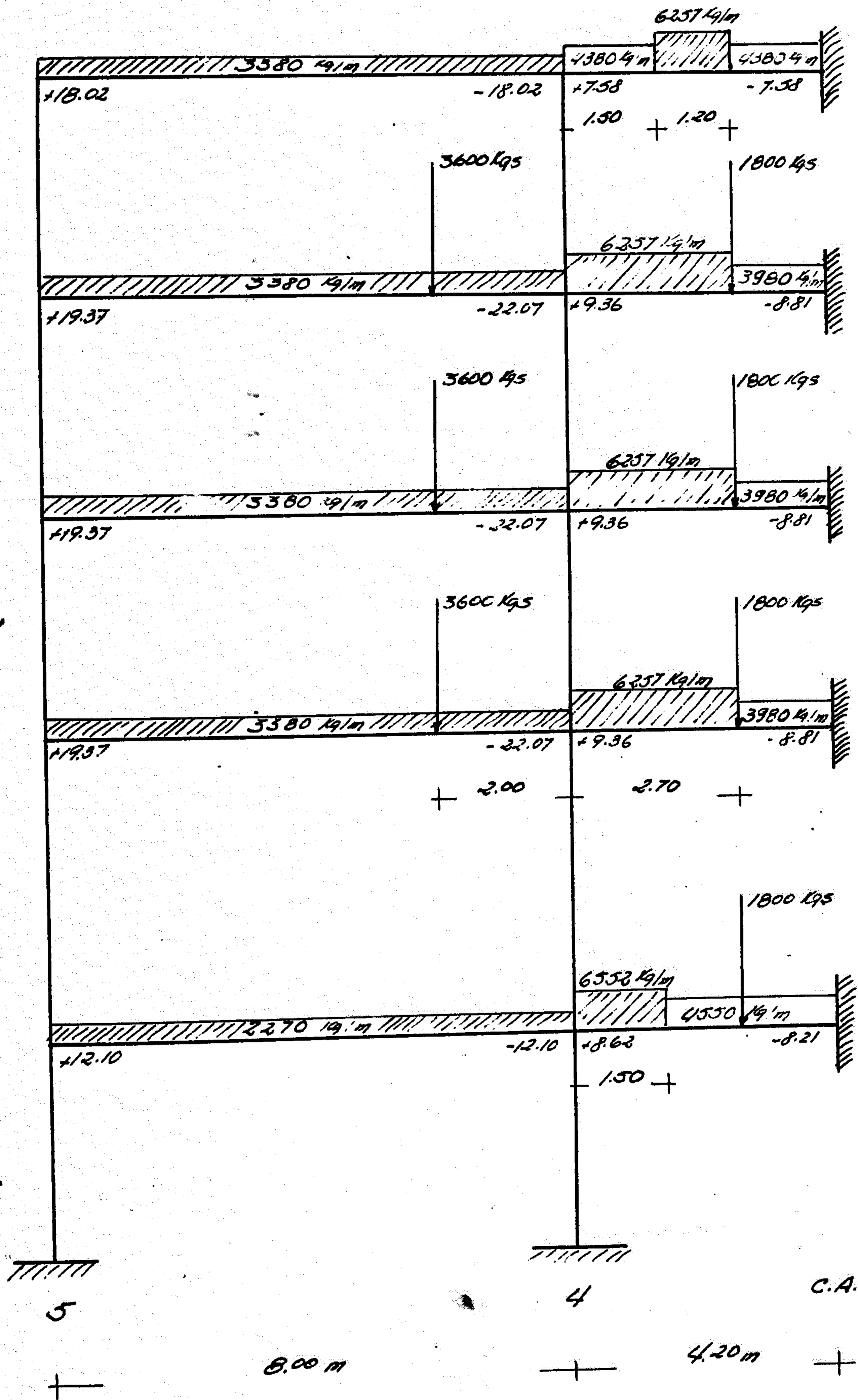


PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

DIAGRAMA DE CARGAS PERMANENTES Y MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Con los datos anteriores resuelvo los cross para cargas permanentes y distintas posiciones de sobrecarga y luego hallo la envolvente de momentos máximas.-

CALCULO DE LAS VIGAS

Las vigas de este pórtico son de 35x70 y las características de esta viga ya las he anotado al tratar el pórtico anterior.

De la envolvente de momentos obtengo el cuadro que dare a continuación:-

V-404			V-405		
-3400	+19700	-20,000	-18,000	+3300	-2600
V-304			V-305		
-13600	+16,400	-25900	-18150	+4300	-5000
V-204			V-205		
-17,150	+13900	-23,000	-12600	+4000	-7700
V-104			V-105		
-15,500	+13850	-22,300	-12500	+4300	-6,700
V-504			V-505		
-12,000	+10450	-15200	-9400	+5500	-9500

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

VIGA 404

$$-M_5 = 3400 \text{ Kg/m}$$

$$+M = 19700 \text{ Kg/m}$$

$$-M_4 = 20,000 \text{ Kg/m}$$

Áreas de Acero:-

$$\text{apoyo 5:- } A_{smin} = 4 \phi 3/4''$$

acero positivo:- $M > M_e$ - necesita acero en compresión:-

$$A_s = 5 \phi 1''$$

$$A'_s = 2 \phi 3/4''$$

apoyo 4:- $M > M_e$ - necesita acero en compresión:-

$$A_s = 4 \phi 1'' + 2 \phi 3/4''$$

$$A'_s = 2 \phi 3/4''$$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{max} = 17,980 \text{ Kgs}$$

$$v = 9.25 \text{ Kg/cm}^2$$

uso estribos y anclaje especial

$$v' = 5.05 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = 2.18 \text{ m}$$

$$v'b = 177 \text{ Kg/cm}$$

con estos dos últimos datos y sabiendo que $S_{max} = 16 \text{ cms}$, entro al abaco para estribos de $3/8''$ y obtengo:-

Estribos de $3/8''$:- 2 @ 10; 13 @ 15

Puntos de inflexión:-

positivos:-

$$L. Izquierdo:- 3.6 \text{ m}$$

$$L. Derecho:- 1.21 \text{ m}$$

negativos:-

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

apoyo 5.. 40m

apoyo 4:- 1.21m.

Verificación de la adherencia:-

apoyo 4:- $\epsilon_0 = 30.8 \text{ cms} < 4\phi 1" + 2\phi 3/4" = 44 \text{ cms}$

apoyo 5:- $\epsilon_0 = 23.7 \text{ cms} < 4\phi 3/4" = 24 \text{ cms}$

Puntos de inflexión:- $\epsilon_0 = 22.6 \text{ cms}$

perímetro mínimo:- $3\phi 1" = 24 \text{ cms}$

VIGA 405

- $M_4 = 18,000 \text{ Kg/m}$

+ $M = 3,300 \text{ ''}$

- $M_3 = 2,600 \text{ ''}$

Áreas de Acero:-

apoyo 4:- $A_s = 4\phi 1" + 2\phi 3/4"$

$A'_s = 2\phi 3/4"$

acero positivo:- $A_s = 4\phi 3/4"$

apoyo 3:- $A_s = 4\phi 3/4"$

Esfuerzo Cortante:-

$V_{max} = 15,430 \text{ Kgs}$

$\sigma = 7.9 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma' = 3.7 \text{ Kg/cm}^2$

$a = .98 \text{ m}$

$\sigma'' = 130 \text{ Kg/cm}$

de aquí:

Estribos $3/8"$ - 1 @ 20, 1 @ 25, 2 @ 30

Puntos de inflexión:-

positivos:-

L. Izq:- 1.56 m.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

L. Derecho: - .45 m

negativos:-

apoyo 4: - 1.65 m

apoyo 5: - .70 m

Luego debo llevar los estribos hasta 1.65 m en el apoyo 4, pues

Tengo acero en compresión:-

Verificación de adherencia:-

apoyos:- $\Sigma_0 = 24 \text{ cms}$

per. min:- $4 \phi 3/4" = 24 \text{ cms}$

Puntos de inflexión:- $\Sigma_0 = 12.4 \text{ cms}$

per. min:- $2 \phi 3/4" = 12 \text{ cms}$ (satisface)

VIGA 304

- $M_5 = 13600 \text{ Kg/m}$

+ $M = 16400 \text{ ''}$

- $M_4 = 25900 \text{ ''}$

Áreas de Acero:-

apoyo 5:- $3 \phi 7/8" + 2 \phi 3/4"$

acero positivo:- $M > M_c$ - necesita acero en compresión

$A_s = 4 \phi 7/8" + 2 \phi 3/4"$

$A'_s = 1 \phi 1/2"$

apoyo 4:- $M > M_c$ - necesita acero en compresión y 2 capas.-

$A_s = 12 \phi 3/4"$

$A'_s = 2 \phi 7/8" + 2 \phi 3/4"$

Esfuerzo Constante:-

$V_{\text{máx}} = 18675 \text{ Kg}$

$v = 9.6 \text{ Kg/cm}^2$

$v' = 5.4 \text{ Kg/cm}^2$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$d = 2.25 \text{ m} \qquad n' = 190 \qquad \text{de aquí saca:-}$$

Estribos 3/8" :- 3 @ 10, 12 @ 15 y el resto como columna.-

Puntos de inflexión:-

positivos:-

$$L.I. :- .97 \text{ m}$$

$$L.D. :- 1.68 \text{ m}$$

negativos:-

$$A_{p.5} :- .98 \text{ m}$$

$$A_{p.4} :- 1.73 \text{ m}$$

Verificación de adherencia:-

$$\text{apoyos:- } \epsilon_0 = 33 \text{ cms} - \text{Perim. mínimo:- } 3\phi 7/8" + 2\phi 3/4" = 33 \text{ cms}$$

$$P. de inflexión:- \epsilon_0 = 19 \text{ cms} - \text{perim. mínimo:- } 2\phi 7/8" + 1\phi 3/4" = 20 \text{ cms}$$

VIGA 305

$$-M_4 = 18150 \text{ Kg m}$$

$$+M = 4300 \text{ ''}$$

$$-M_3 = 51000 \text{ ''}$$

Áreas de Acero:-

$$\text{apoyo 4:- } A_s = 12\phi 3/4"$$

$$A'_s = 2\phi 7/8" + 2\phi 3/4"$$

$$\text{acero positivo:- } 4\phi 3/4"$$

$$\text{apoyo 3:- } \text{ '' } 4\phi 3/4"$$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{\text{máx}} = 16,290 \text{ Kgs}$$

$$v = 8.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v' = 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 1.05 \text{ m}$$

$$v'' = 147 \text{ Kg/cm}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

De aquí obtengo:-

Estribos de $3/8"$:- 1@15, 1@20, 1@25, 2@30

Puntos de inflexión:-

positivos:-

L.I. = 1.24 m

L.D. = .65 m

negativos:-

Ap.4 = 1.45 m

Ap.3 = .70 m

Verificación de Adherencia:-

apoyo 4:- $E_0 = 28 \text{ cms} < 6 \phi 7/8" + 4 \phi 3/4" = 66 \text{ cms}$

apoyo 3:- $E_0 = 14.5 \text{ cms} < 4 \phi 3/4" = 24 \text{ cms}$

P. de I.:- $E_0 = 12.2 \text{ cms}$, $\text{per. min} = 12 \text{ cms} = 2 \phi 3/4"$

De la observación del cuadro de momentos veo que puedo considerar un solo diseño para las vigas del segundo y primer piso considerando en cada caso las mayores sollicitaciones.

VIGA 204 y 104

- $M_3 = 17150 \text{ Kg/m}$

+ $M = 13900 \text{ ''}$

- $M_4 = 23.000 \text{ ''}$

Áreas de Acero:-

apoyo 5:- $M > M_c$ - necesito acero en compresión.-

$A_s = 6 \phi 7/8"$

$A'_s = 1 \phi 3/4"$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

acero positivo:- $4\phi 3/4'' + 2\phi 7/8''$

apoyo 4:- $M > M_c$ necesita acero en compresión y dos capas

$$A_s = 8\phi 7/8''$$

$$A'_s = 2\phi 3/4'' + 1\phi 7/8''$$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{max} = 21750 \text{ Kg}$$

$$\sigma = 11.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma' = 6.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = 2.49 \text{ m}$$

$$\sigma_b = 242 \text{ Kg/cm. luego:}$$

Estribos $3/8''$:- $8@10, 11@15$

Puntos de inflexión:- positivos

$$L.I.:- 1.36 \text{ m}$$

$$L.D.:- 1.47 \text{ m}$$

negativos:-

$$\text{apoyo 5}:- 1.43 \text{ m}$$

$$" 4:- 1.55 \text{ m}$$

Verificación de la adherencia:-

apoyos:- $\epsilon_0 = 37.4 \text{ cms}$

Perímetro mínimo:- $6\phi 7/8'' = 42 \text{ cms}$

Puntos de inflexión:- $\epsilon_0 = 25.8 \text{ cms}$

Perim. mínimo = $2\phi 3/4'' + 2\phi 7/8'' = 26 \text{ cms}$

VIGA 205 y 105

$$-M_1 = 12,600 \text{ Kg m}$$

$$+M = 4,300 \text{ ''}$$

$$-M_3 = 7,700 \text{ ''}$$

Áreas de Acero:-

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

apoyo 4:-

$$A_s = 8 \phi 7/8''$$

$$A'_s = 2 \phi 3/4'' + 2 \phi 7/8''$$

acero positivo:- $A_s = 4 \phi 3/4''$

apoyo 3:- $A_s = 4 \phi 3/4''$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{max} = 14,540 \text{ Kgs}$$

$$\sigma = 7.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma' = 3.36 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = .93 \text{ m}$$

$$v' = 115$$

de aqui obtengo:-

Estribos de 3/8" :- 1 @ 20, 1 @ 25, 2 @ 30

Puntos de inflexión:-

POSITIVOS:-

$$L.I. = 1.12 \text{ m}$$

$$L.D. = .74 \text{ m}$$

negativos:-

$$Ap. 4 :- 1.24 \text{ m}$$

$$Ap. 3 :- .85 \text{ m}$$

Verificación de Adherencia:-

Apoyos:- $\epsilon_0 = 25 \text{ cms}$

$$\text{por. minimo} = 4 \phi 3/4'' = 24 \text{ cms}$$

P. de inflexión:- $\epsilon_0 = 13 \text{ cms}$

$$\text{por. min} = 2 \phi 3/4'' = 12 \text{ cms} \quad (\text{satisface})$$

VIGA 504

$$-M_s = 12,000 \text{ Kg.m}$$

$$+M = 10,450 \text{ ''}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$-M_4 = 15200 \text{ Kg m}$$

Áreas de Acero :-

$$\text{Apoyo 5 :- } 4 \phi 7/8''$$

$$\text{acero positivo :- } A_s = 1 \phi 3/8'' + 3 \phi 7/8''$$

$$\text{Apoyo 4 :- } 5 \phi 7/8''$$

Esfuerzo Cortante :-

$$V_{\text{max}} = 14,300 \text{ Kgs}$$

$$\sigma = 7.35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma' = 3.15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = 1.71 \text{ m}$$

$$u'b = 110$$

$$\text{Estribos } 3/8'' :- 1 @ 20, 1 @ 25, 4 @ 30$$

Puntos de inflexión :-

POSITIVOS :-

$$LI = 1.37 \text{ m}$$

$$LD = 1.52 \text{ m}$$

NEGATIVOS :-

$$\text{Ap. 5 :- } 1.37 \text{ m}$$

$$\text{Ap. 4 :- } 1.52 \text{ m}$$

Verificación de Adherencia :-

$$\text{Apoyos :- } \epsilon_0 = 24.5 \text{ cms} \quad \text{per. min} = 4 \phi 7/8'' = 28 \text{ cms}$$

$$\text{P. de inflexión :- } \epsilon_0 = 15.5 \text{ cms} \quad \text{per. min} = 3 \phi 7/8'' + 1 \phi 3/4'' = 20 \text{ cms}$$

VIGA 505

$$-M_4 = 9400 \text{ Kg m}$$

$$+M = 5500 \text{ ''}$$

$$-M_3 = 9500 \text{ ''}$$

Áreas de Acero :-

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

apoyo 4:- $5 \phi 7/8''$

acero positivo:- $4 \phi 3/4''$

apoyo 3:- $4 \phi 3/4'' + 1 \phi 5/8''$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{max} = 17535 \text{ Kgs}$$

$$v = 9.05 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v' = 4.85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = 1.13 \text{ m}$$

$$v'' = 170 \text{ Kg/cm}$$

Estribos $3/8''$:- $7 @ 15$

Puntos de inflexión:-

POSITIVOS:-

$$L.I. = .94 \text{ m}$$

$$L.D. = .80 \text{ m}$$

negativos:-

$$Ap. 4:- 1.11 \text{ m}$$

$$Ap. 3:- .85 \text{ m}$$

Verificación de Adherencia:-

$$\text{apoyo 4:- } E_0 = 30 \text{ cms} < 5 \phi 7/8'' = 35 \text{ cms}$$

$$\text{apoyo 3:- } E_0 = 27.5 \text{ cms} < 4 \phi 3/4'' + 1 \phi 5/8'' = 29 \text{ cms}$$

$$\text{P. de inflexión:- } E_0 = 18 \text{ cms} \quad \text{Per.} = 5 \phi 3/4'' = 18 \text{ cms}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

CALCULO DE LAS COLUMNAS

Del cuadro de la página 147 obtengo, los momentos y carga axial en la cabeza y pie de las columnas del presente pórtico. A partir de estos datos y siguiendo el mismo procedimiento que en los pórticos anteriores he calculado las columnas de este pórtico.

COLUMNA B-5

SOTANO :-

$$M = 11,100 \text{ KgM}$$

$$e = 8.19 \text{ cms} < C \quad \text{CASO I}$$

$$N = 135,540 \text{ Kgs}$$

$$P_g = 0.0127$$

$$A_g = 60 \times 75 \text{ cms}$$

$$A_s = 57.2 \text{ cm}^2$$

$$\begin{array}{l} 10 \phi 1" + 2 \phi 7/8" \\ \phi \square 3/8" @ 35 \end{array}$$

PRIMER PISO :-

$$M = 6550 \text{ KgM}$$

$$e = 6.09 \text{ cms} < C$$

$$N = 107,500 \text{ Kgs}$$

$$P_g = 0.0246$$

$$A_g = 50 \times 55 \text{ cms}$$

$$A_s = 67.5 \text{ cm}^2$$

$$\begin{array}{l} 4 \phi 1 1/4" + 8 \phi 1" \\ \phi \square 1/2" @ 40 \end{array}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

SEGUNDO PISO:-

$$M = 13,700 \text{ KgM}$$

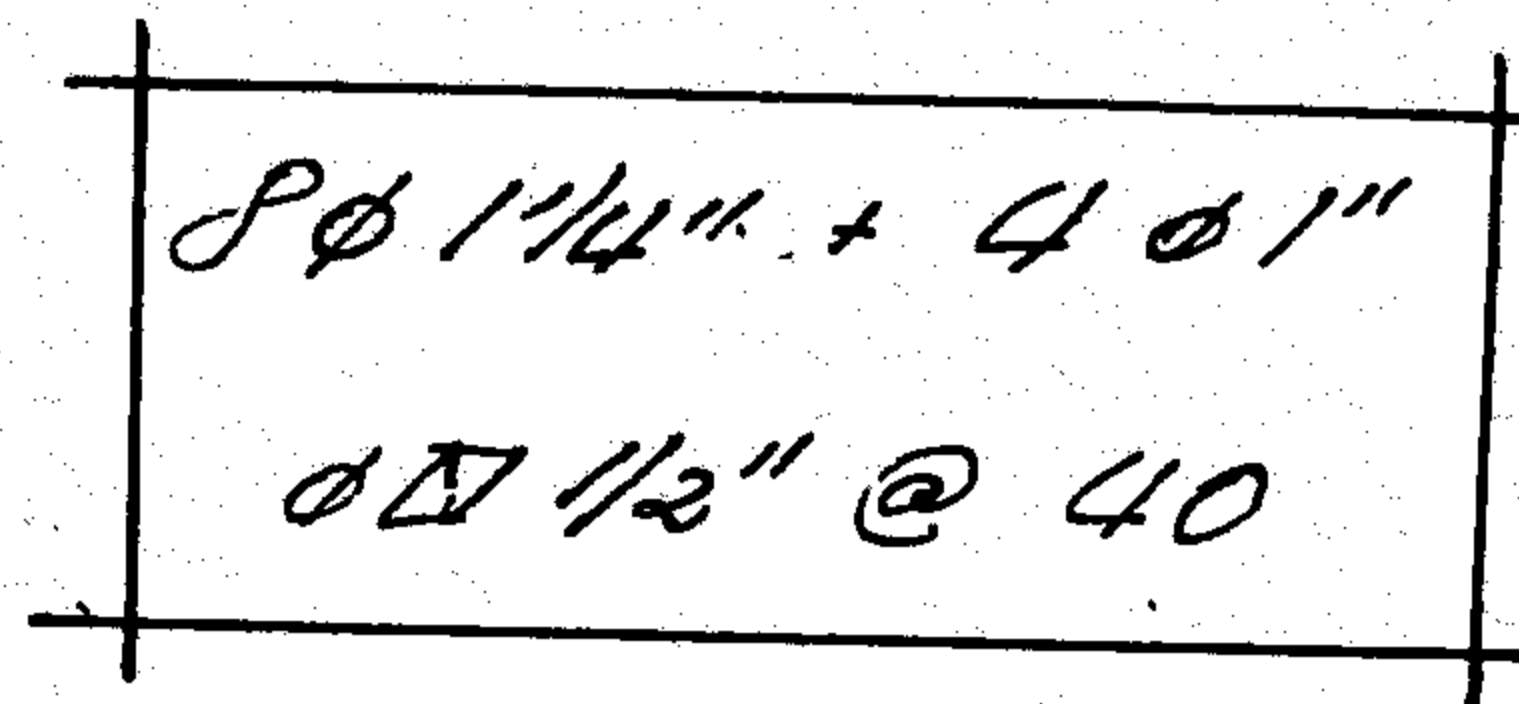
$$N = 80,300 \text{ Kgs}$$

$$A_g = 50 \times 55 \text{ cms}$$

$$e = 17.1 \text{ cms} < e \quad \text{CASO I}$$

$$P_g = 0.03$$

$$A_s = 82.5 \text{ cm}^2$$



TERCER PISO :

$$M = 10200 \text{ KgM}$$

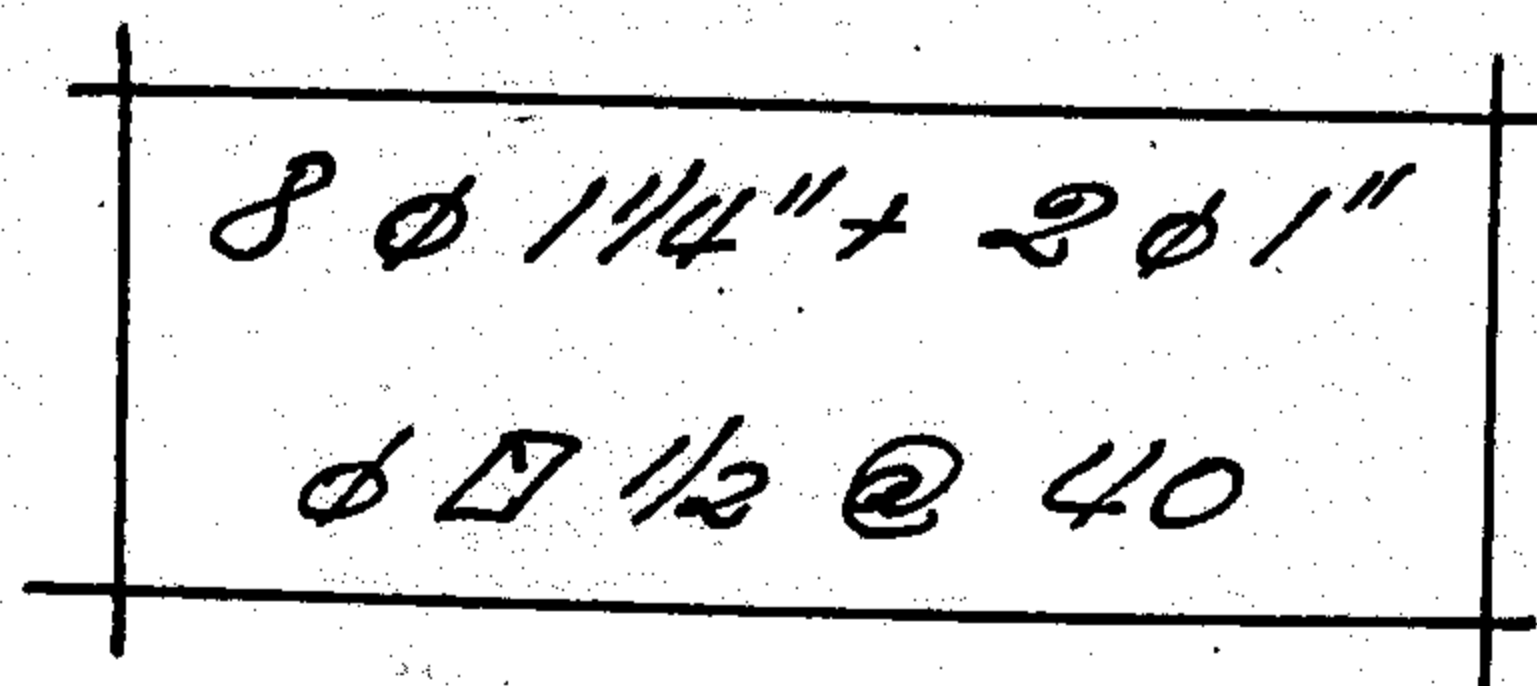
$$N = 46,000 \text{ Kgs}$$

$$A_g = 40 \times 45 \text{ cms}$$

$$e = 22.2 \text{ cms} < e$$

$$P_g = 0.039$$

$$A_s = 70 \text{ cm}^2$$



CUARTO PISO

$$M = 3600 \text{ KgM}$$

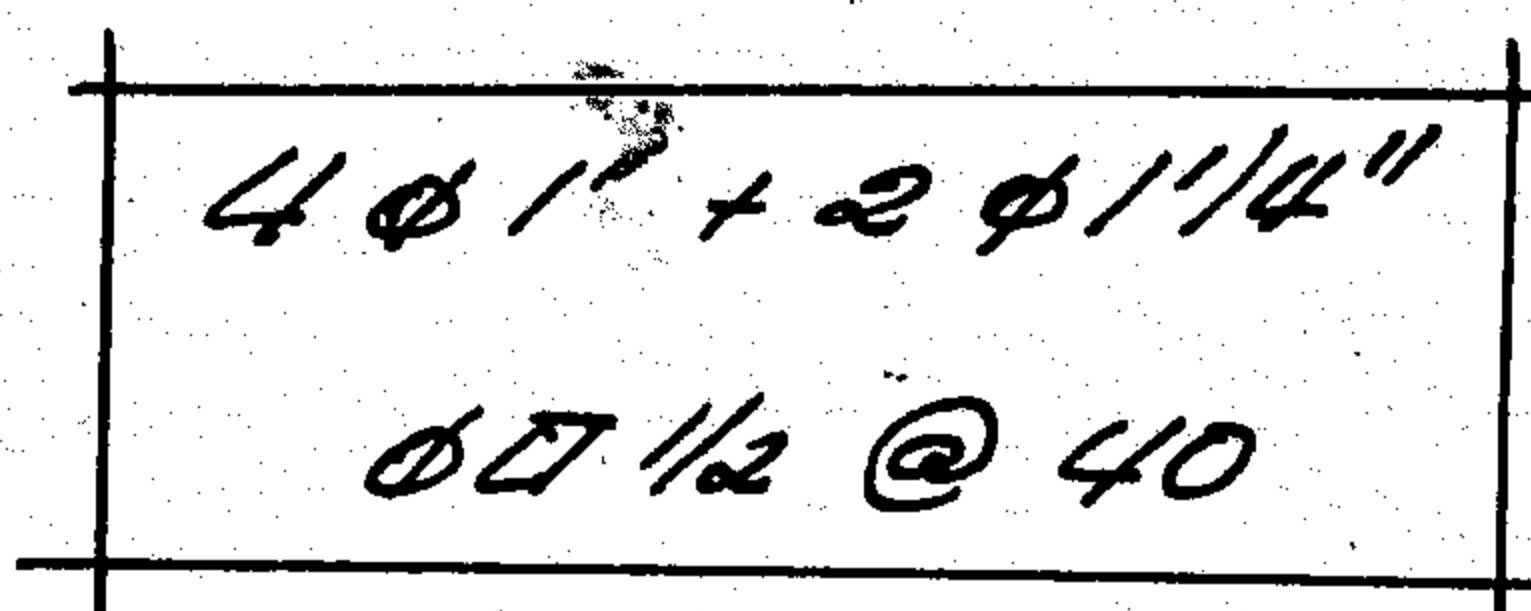
$$N = 19150 \text{ Kgs}$$

$$A_g = 35 \times 30 \text{ cms}$$

$$e = 18.8 \text{ cms} < e \quad \text{CASO I}$$

$$P_g = 0.0341$$

$$A_s = 55.8 \text{ cm}^2$$



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

COLUMNA B-4

SOTANO:-

$$M = 5000 \text{ Kg m}$$

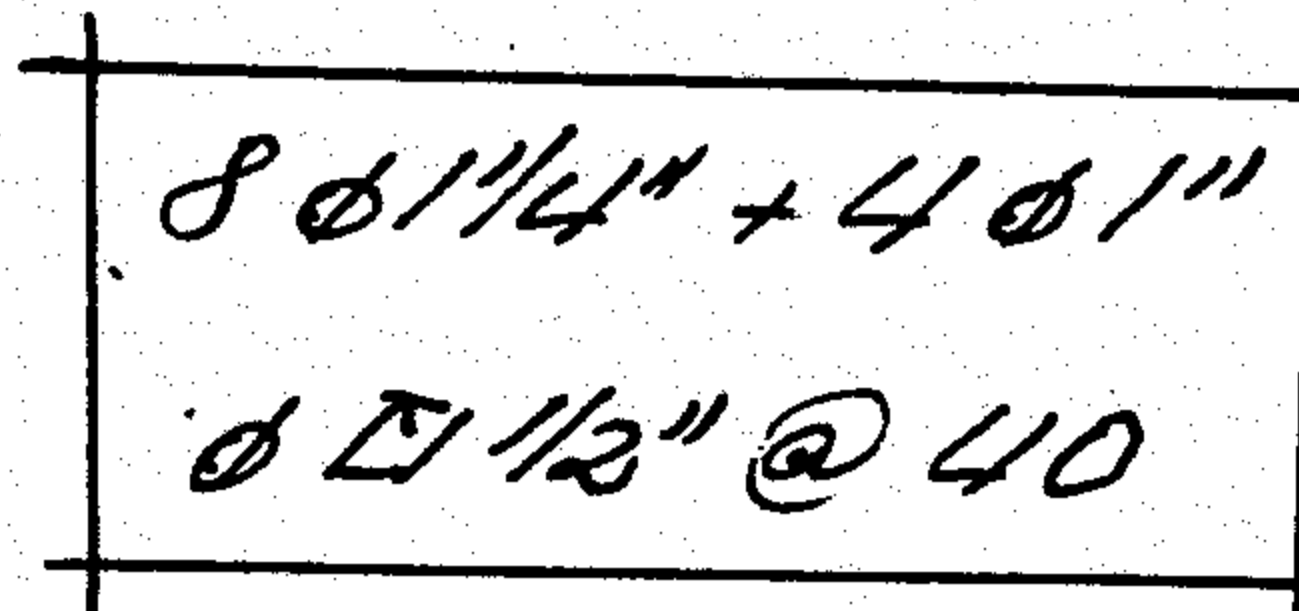
$$e = 2.59 \text{ cms} < t \quad \text{CASO I}$$

$$N = 192,930 \text{ Kgs}$$

$$P_g = 0.0164$$

$$A_g = 70 \times 70$$

$$A_s = 80.5 \text{ cm}^2$$



PRIMER PISO:-

$$M = 4800 \text{ Kg m}$$

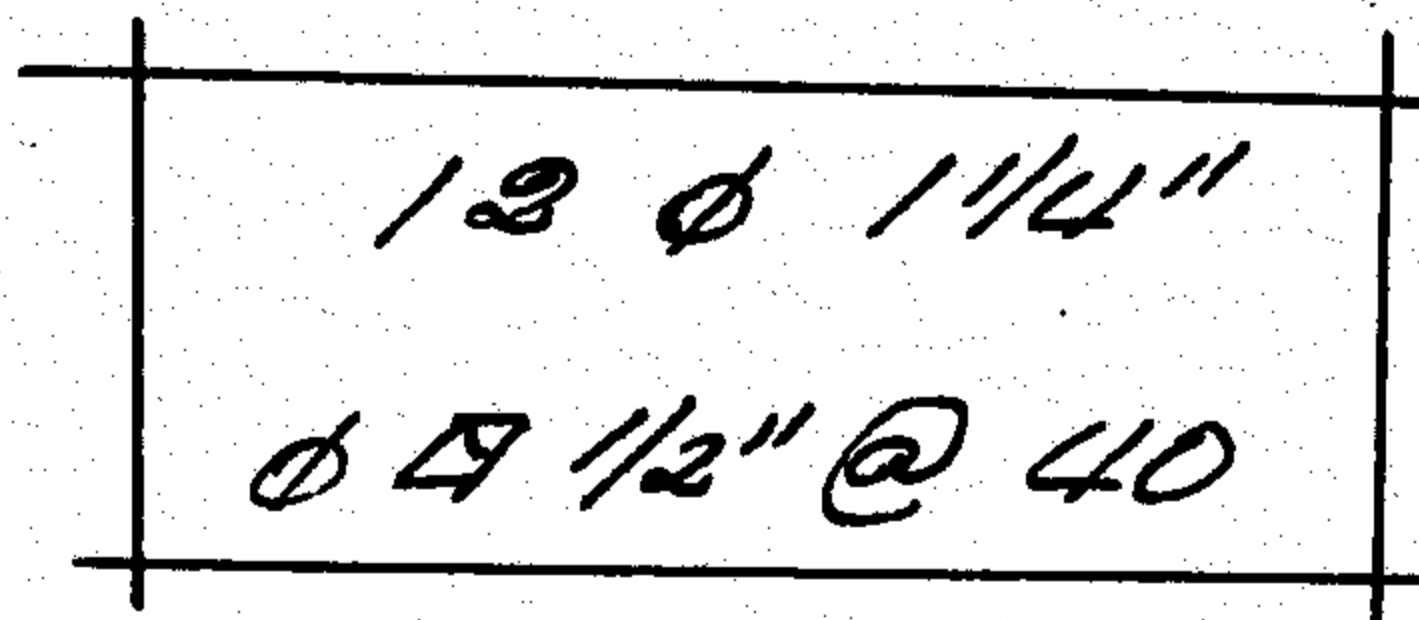
$$e = 3.1 \text{ cms} < t \quad \text{CASO I}$$

$$N = 154,280 \text{ Kgs}$$

$$P_g = 0.03145$$

$$A_g = 55 \times 55 \text{ cms}$$

$$A_s = 94.5 \text{ cm}^2$$



SEGUNDO PISO:-

$$M = 8450 \text{ Kgs}$$

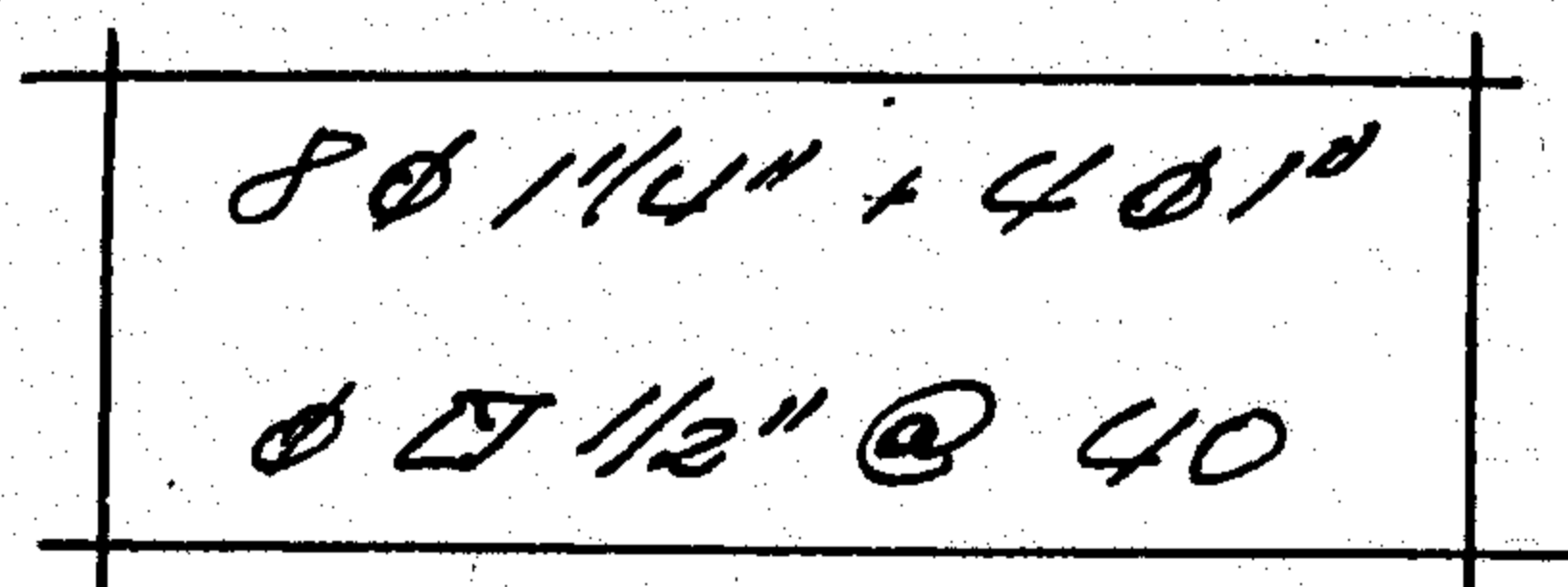
$$e = 7.18 \text{ cms} < t \quad \text{CASO I}$$

$$N = 117,660$$

$$P_g = 0.0268$$

$$A_g = 55 \times 55 \text{ cms}$$

$$A_s = 81 \text{ cm}^2$$



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

TERCER PISO:-

$$M = 6200 \text{ Kg/m}$$

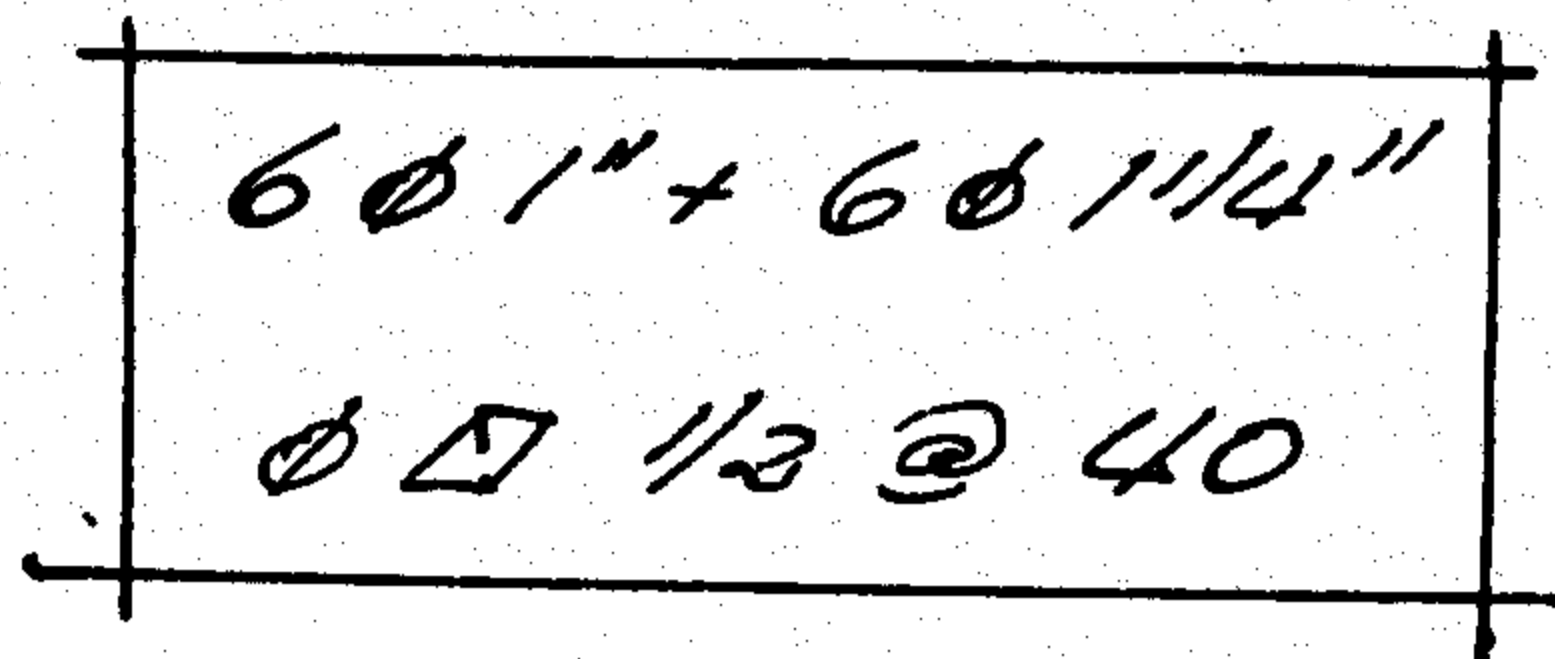
$$e = 8.15 \text{ cms} < e \quad \text{CASO I}$$

$$N = 76,420 \text{ Kgs}$$

$$P_g = 0.031$$

$$A_g = 45 \times 45 \text{ cms}$$

$$A_s = 62.8 \text{ cm}^2$$



CUARTO PISO

$$M = 3200 \text{ Kg/m}$$

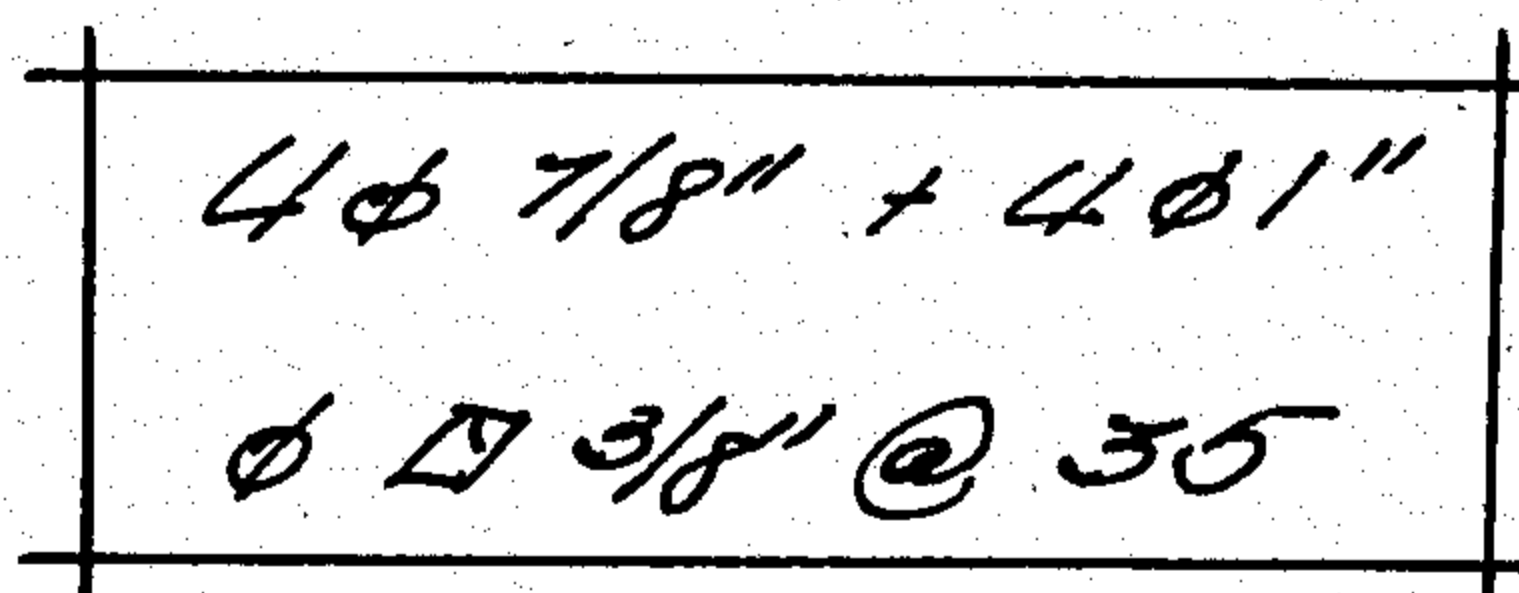
$$e = 8.6 \text{ cms} < e \quad \text{CASO I}$$

$$N = 37,220 \text{ Kgs}$$

$$P_g = 0.029$$

$$A_g = 35 \times 35 \text{ cms}$$

$$A_s = 35.5 \text{ cm}^2$$



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

PORTICO C-1-3

Este pórtico como los anteriores está empotrado en la caja de ascensores y también voy a analizarlo por el método de Hardy Cross.-

Las vigas de este pórtico son de 35×70 cms. Las columnas del eje 2 son de las llamadas perimetrales y la del eje 1 son de 35×35 ya que sólo llegan hasta el segundo piso.-

Utilizando las Tablas de rigideces que di al iniciar el estudio de los pórticos, encuentro los coeficientes de distribución tal como los muestro en la página siguiente.

En la página subsiguiente, doy un diagrama de cargas permanentes y los momentos de empotramiento perfecto correspondientes. Las cargas móviles son como muestro en el cuadro que doy a continuación y los momentos de empotramiento perfecto se encuentran fácilmente aplicando la segunda fórmula de la pág 89.

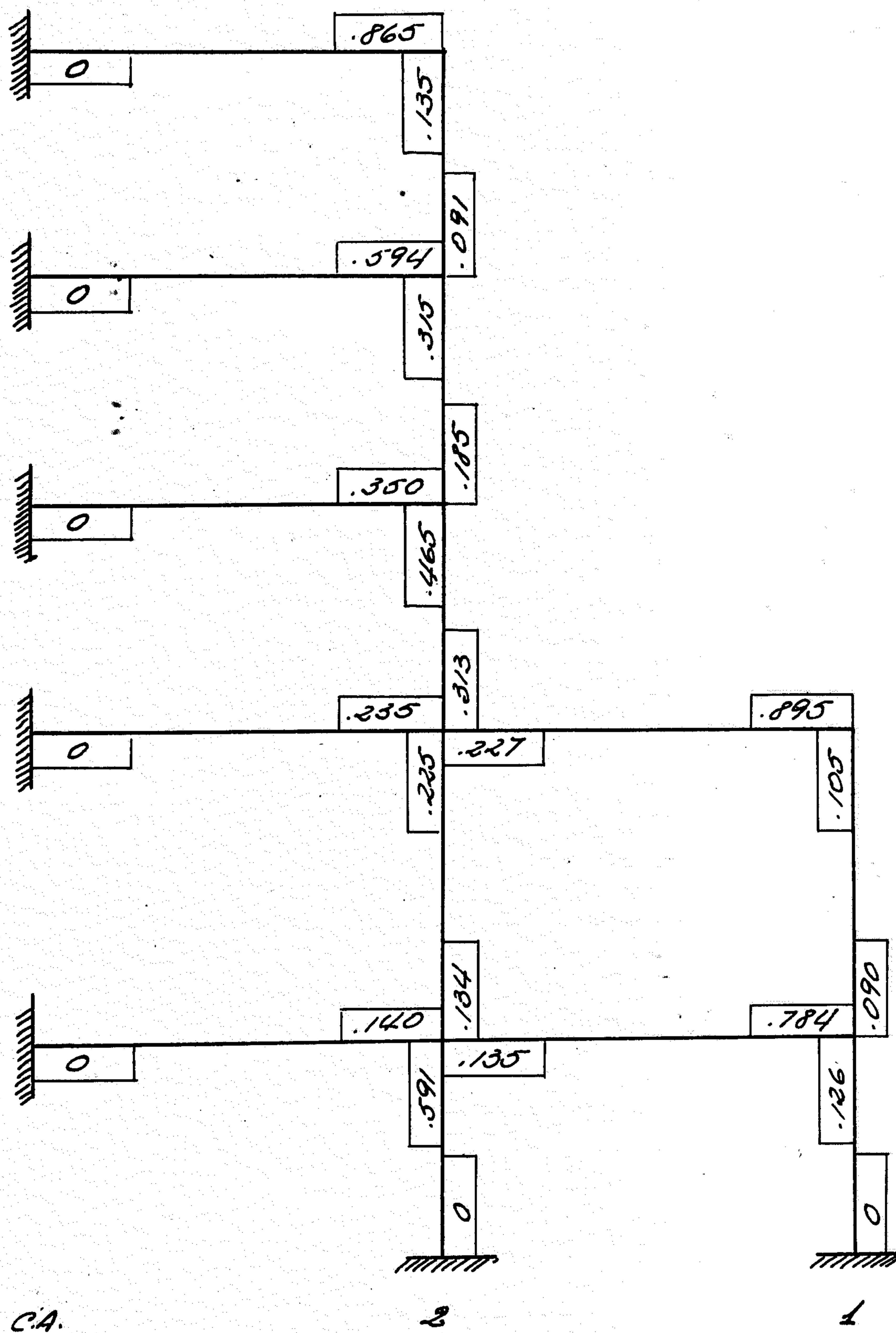
	1ª cruzía	2ª cruzía
Azotea	600 kg/m	—
Piso típico	1200 "	600 kg/m
Primer piso	2400 "	2400 "

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

COEFICIENTES DE DISTRIBUCION

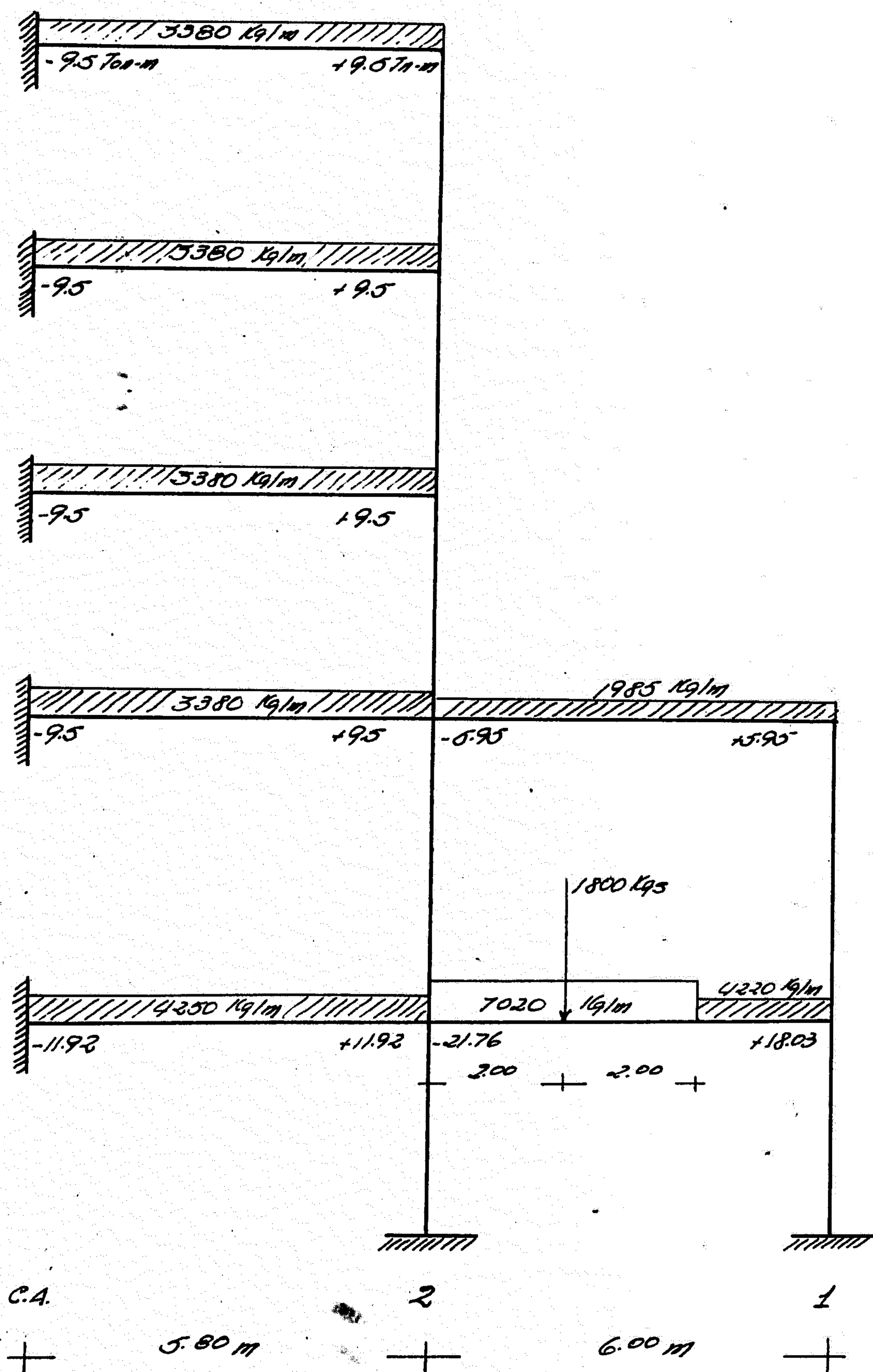


PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

DIAGRAMA DE CARGAS PERMANENTES Y MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Con los datos anteriores resolví los pórticos para cargas permanentes y distintas posiciones de sobrecarga y luego hallé la envolvente de momentos máximos.

CALCULO DE LAS VIGAS

Las vigas en este pórtico son de 35 x 70 cms. Sus características y constantes de cálculo las he anotado ya al estudiar el pórtico B-1-3.

De la envolvente de momentos obtengo el cuadro que doy a continuación y que me servirá para el diseño de las vigas.

V-509			V-510		
-16100	+9350	-15,700	-28,000	+21600	-2400
V-109			V-110		
-11850	+6,350	-9,900	-8600	+6000	-1000
V-209					
-14,300	+7350	-6,700			
V-309					
-14800	+8200	-4,200			
V-409					
-14,100	+8750	-500			

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

V-409, V-309 y V-209

$$-M_3 = 14800 \text{ Kg/m}$$

$$+M = 8750 \text{ "}$$

$$-M_2 = 6700 \text{ "}$$

Áreas de Acero:-

$$\text{apoyo 3 :- } 5 \phi 7/8''$$

$$\text{acero positivo :- } 4 \phi 3/4''$$

$$\text{apoyo 2 :- } 4 \phi 3/4''$$

Esfuerzo Cortante :-

$$V_{\text{max}} = 20,300 \text{ Kg}$$

$$v = 10.5 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$a = 1.74 \text{ m}$$

$$v'v = 220 \text{ Kg/cm}$$

de aquí obtengo:

$$\text{Estribos de } 3/8'' \text{ :- } 4 @ 10, 8 @ 15.$$

Puntos de inflexión :-

positivos:-

$$L. Izquierdo :- 1.21 \text{ m}$$

$$L. Derecho :- 1.21 \text{ m}$$

negativos:-

$$\text{Apoyo 3 } 1.33 \text{ m}$$

$$\text{Apoyo 2 :- } 1.81 \text{ m}$$

Verificación de la adherencia:-

$$\text{apoyo 3 :- } \epsilon_0 = 34.5 \text{ cms} < 5 \phi 7/8'' = 35 \text{ cms}$$

$$\text{apoyo 2 :- } \epsilon_0 = 24.2 \text{ cms} \quad \text{perímetro :- } 4 \phi 3/4'' = 24 \text{ cms.}$$

$$\text{P. Inflexión :- } \epsilon_0 = 23 \text{ cms} \quad \text{perímetro :- } 4 \phi 3/4'' = 24 \text{ cms}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

VIGA 109

$$-M_3 = 11850 \text{ Kg/m}$$

$$+M = 6300 \text{ ''}$$

$$-M_2 = 9900 \text{ ''}$$

Áreas de acero:-

$$\text{apoyo 3:- } 4\phi 3/4'' + 2\phi 5/8''$$

$$\text{acero positivo:- } 4\phi 3/4''$$

$$\text{apoyo 2:- } 5\phi 5/8'' + 1\phi 3/4''$$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{\text{max}} = 18,640 \text{ Kgs}$$

$$v = 9.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v' = 5.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 1.63 \text{ m}$$

$$v' d = 189 \text{ Kg/cm}$$

de aquí obtengo

$$\text{Estribas de } 3/8'' \text{:- } 2 @ 10, 8 @ 15$$

Puntos de inflexión:-

positivos:-

$$\text{Lado izq.:- } 1.14 \text{ m}$$

$$\text{Lado der. } 1.07 \text{ m}$$

negativos:-

$$\text{apoyo 3 } - 1.14 \text{ m}$$

$$\text{apoyo 2 } - 1.20 \text{ m}$$

Verificación de la adherencia:-

$$\text{apoyos:- } E_0 = 32 \text{ cms}$$

$$\text{Per. min:- } 5\phi 5/8'' + 1\phi 3/4'' = 31 \text{ cms y}$$

en este lado el esfuerzo cortante es menor.

$$\text{Puntos de inflexión:- } E_0 = 23 \text{ cms. } \text{perímetro mínimo:- } 4\phi 3/4'' = 24 \text{ cms}$$

PROYECTO DE GRADO

STRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

pto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

VIGA 110

$$-M_2 = 8600 \text{ Kg/m}$$

$$+M = 6,000 \text{ ''}$$

$$-M_1 = 1000 \text{ ''}$$

Áreas de Acero:-

$$\text{apoyo 2:- } 1 \phi 3/4'' + 4 \phi 5/8''$$

$$\text{acero positivo:- } 4 \phi 3/4''$$

$$\text{apoyo 1:- } 4 \phi 3/4''$$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{\text{max}} = 11570 \text{ Kg}$$

$$v = 5.95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v' = 1.75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Q = .90 \text{ m}$$

$$v'b = 61$$

$$\text{Estribas de } 3/8'' \text{:- } 3 @ 30 \text{ cms}$$

Puntos de inflexión:-

POSITIVOS:-

$$L.I. = 1.32 \text{ m}$$

$$L.D. = .33 \text{ m}$$

NEGATIVOS:-

$$\text{apoyo 2} = 1.34 \text{ m}$$

$$\text{'' 1} = .33 \text{ m}$$

Verificación de la adherencia:-

$$\text{apoyos:- } E_0 = 19.9 \text{ cms}$$

$$\text{perímetro mínimo:- } 4 \phi 3/4'' = 24 \text{ cms}$$

$$\text{Puntos de inflexión:- } E_0 = 14 \text{ cms}$$

$$\text{perímetro mínimo} = 3 \phi 3/4'' = 18 \text{ cms}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

VIGA 509

$$- M_3 = 16,100 \text{ Kg/m}$$

$$+ M = 9,350 \text{ "}$$

$$- M_2 = 15,750 \text{ "}$$

Áreas de Acero:-

apoyo 3:- $M > M_c$ necesita acero en compresión.

$$A_s = 4 \phi 7/8" + 2 \phi 3/4"$$

$$A'_s = 1 \phi 3/8"$$

acero positivo:- $3 \phi 3/4" + 1 \phi 7/8"$

apoyo 2:- $M > M_c$ - acero en compresión y 2 capas. - Ver el diseño de la próxima viga.

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{max} = 19340 \text{ Kgs}$$

$$v = 9.95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v' = 5.75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$s = 1.67 \text{ m}$$

$$v's = 200 \text{ Kg/cm}$$

Estribos de 3/8":- $3 @ 10, 8 @ 15 \text{ cms}$

Puntos de inflexión:-

positivos:-

$$\text{lado izquierdo:- } 1.04 \text{ m}$$

$$\text{" derecho:- } 1.21 \text{ m}$$

negativos:-

$$\text{apoyo 3:- } 1.08 \text{ m}$$

$$\text{" 2:- } 1.32 \text{ m}$$

Verificación de Adherencia:-

$$\text{apoyos:- } E_0 = 33.2 \text{ cms}$$

$$\text{per. mín:- } 4 \phi 7/8" + 2 \phi 3/4" = 40 \text{ cms}$$

$$\text{P. de I:- } E_0 = 21.3 \text{ "}$$

$$\text{per. mín:- } 4 \phi 3/4" = 24 \text{ cms}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

VIGA 510

$$-M_3 = 28,000 \text{ Kg/m}$$

$$+M = 21,600 \text{ "}$$

$$-M_2 = 2,400 \text{ "}$$

Áreas de Acero:-

apoyo 3:- necesita acero en compresión y dos capas

$$A_s = 6 \phi 3/4" + 5 \phi 7/8"$$

$$A'_s = 4 \phi 7/8"$$

acero positivo:- También necesita acero en compresión y dos capas.

$$A_s = 8 \phi 7/8"$$

$$A'_s = 3 \phi 3/4"$$

apoyo 4:- $3 \phi 3/4" + 3 \phi 7/8"$

Esfuerzo cortante:-

$$V_{max} = 32,810 \text{ Kgs}$$

$$v = 16.9 \text{ Kg/cm}^2 > 0.08 f'_c = 11.4 \text{ Kg/cm}^2$$

luego debo usar estribos y barras dobladas para tomar el corte. De la curva de momentos veo que puedo comenzar a doblar la mitad del acero positivo a partir de 1.00 m del apoyo, como son 4 barras, las separo 20 cms ($S_{max} = 32 \text{ cms}$) luego:

$$V_s = \frac{1.41 \times 3.87 \times 1400 \times 866 \times 64}{20} = 21,100 \text{ Kgs}$$

$$V_s = 21,100$$

Luego lo que deben tomar el concreto y los estribos será:

$$V' = 32,810 - 21,100 = 10,300 \text{ Kgs}$$

$$v = 5.3 \text{ Kg/cm}^2 \quad v' = 1.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e = .66 \text{ cms} \quad v'b = 38.5$$

Estribos de 5/8":- 5 @ 15

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Puntos de inflexión:-

POSITIVO:-

Lado izquierdo = 1.21 m

" Derecho = .33 m

NEGATIVOS:-

apoyo 2 = 1.24 m

apoyo 1 = .33 m

Verificación de adherencia:-

apoyo 2:- $E_0 = 56.5 \text{ cms} < 6 \phi 3/4" + 5 \phi 7/8" = 71 \text{ cms}$

apoyo 1:- $E_0 = 34 \text{ cms} < 3 \phi 7/8" + 3 \phi 3/4" = 39 \text{ cms}$

P. de I :- $E_0 = 35.7 \text{ cms}$ perim:- $5 \phi 7/8" = 35 \text{ cms.}$

CALCULO DE LAS COLUMNAS

En la próxima página doy un cuadro en que reúno las solicitaciones que se presentan en la cabeza y pie de las columnas de este pórtico y del C-3-5.

Este cuadro ha sido obtenido del método de cargas y de la envolvente de momentos.

El diseño de las columnas en este pórtico se ha hecho siguiendo el mismo procedimiento que se ha usado en los anteriores.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

COLUMNA		C-5	C-4	C-2	C-1
PISO					
4 ^o P I S O	C	N = 19150 M = 3600	N = 27220 M = 3200	N = 15120 M = 1900	
	P	M = 20,000 M = 3500	N = 28220 M = 2800	N = 15970 M = 2000	
3 ^{er} P I S O	C	N = 48700 M = 9400	N = 66290 M = 6500	N = 38040 M = 4400	
	P	N = 50100 M = 8500	N = 67890 M = 5300	N = 39440 M = 3700	
2 ^o P I S O	C	N = 78250 M = 13500	N = 105,360 M = 8500	N = 60960 M = 5300	
	P	N = 80500 M = 10250	N = 107,760 M = 8,000	N = 63210 M = 2100	
1 ^{er} P I S O	C	N = 107,800 M = 9400	N = 144,430 M = 6500	N = 83,880 M = 4750	N = 21700 M = 2300
	P	N = 110800 M = 9800	N = 147780 M = 7550	N = 86880 M = 4100	N = 22,860 M = 3000
S O T A N O	C	N = 146,150 M = 30600	N = 188,050 M = 21700	N = 138680 M = 14900	N = 25700 M = 3250
	P	N = 149650 M = 15360	N = 191850 M = 10780	N = 142180 M = 7990	M = 26510 M = 1660

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

COLUMNA C-2

SOTANO:-

$$M = 14,900 \text{ KgM}$$

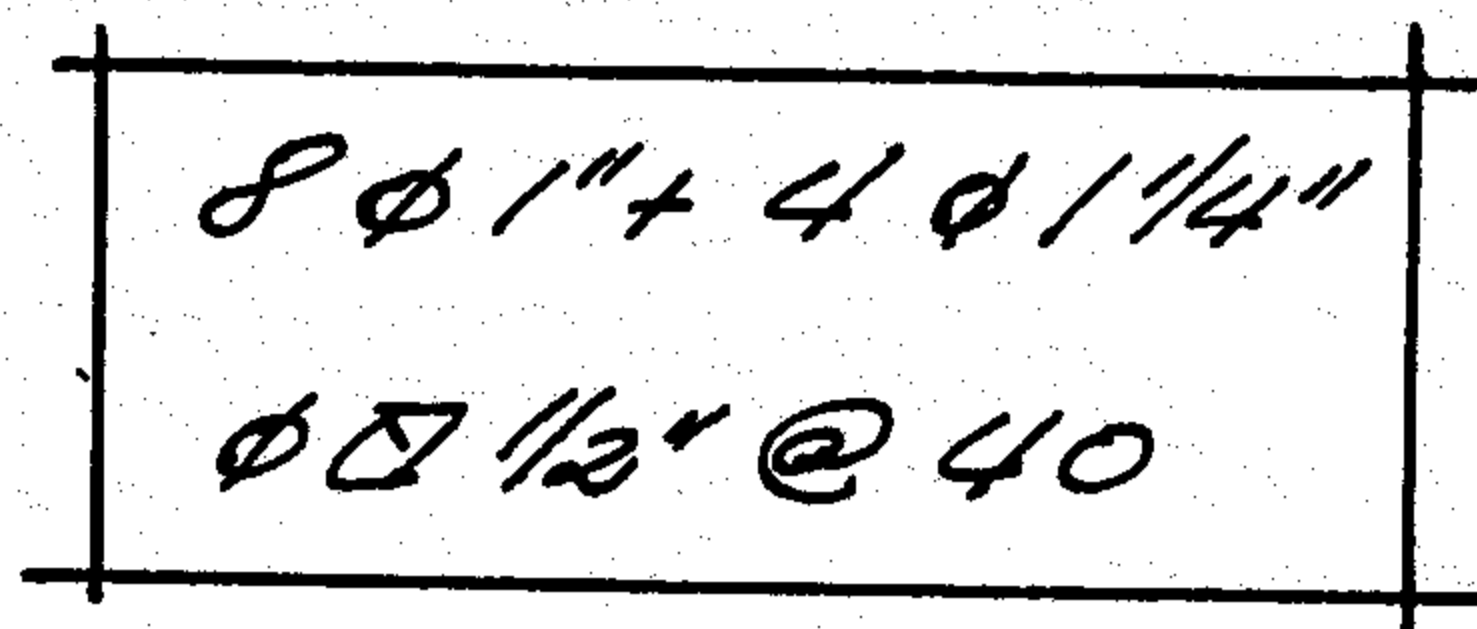
$$e = 10.75 \text{ cms} < t \quad \text{CASO I}$$

$$N = 138,680 \text{ Kgs}$$

$$P_g = 0.0162$$

$$A_g = 60 \times 75 \text{ cms}$$

$$A_s = 72.4 \text{ cm}^2$$



PRIMER PISO:-

$$M = 4750 \text{ KgM}$$

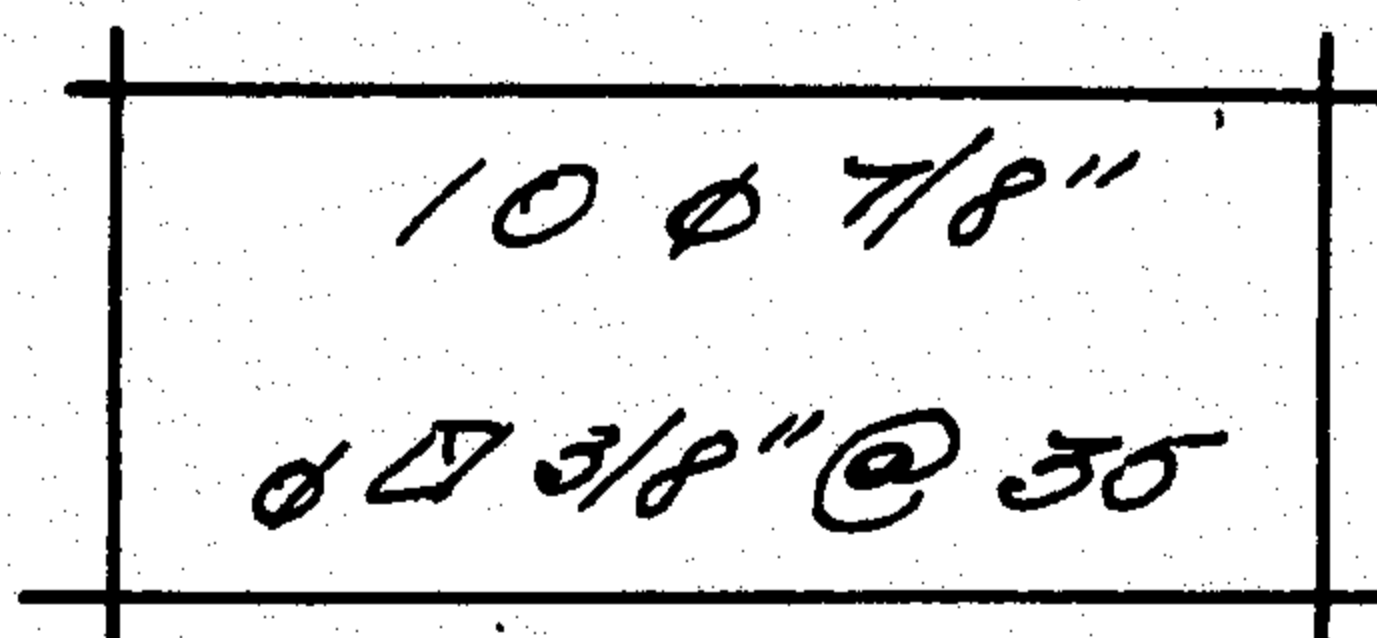
$$e = 5.66 \text{ cms} < t \quad \text{CASO I}$$

$$N = 83,880 \text{ Kgs}$$

$$P_g = 0.0128$$

$$A_g = 50 \times 55 \text{ cms}$$

$$A_s = 35.2 \text{ cm}^2$$



SEGUNDO PISO:-

$$M = 5300 \text{ KgM}$$

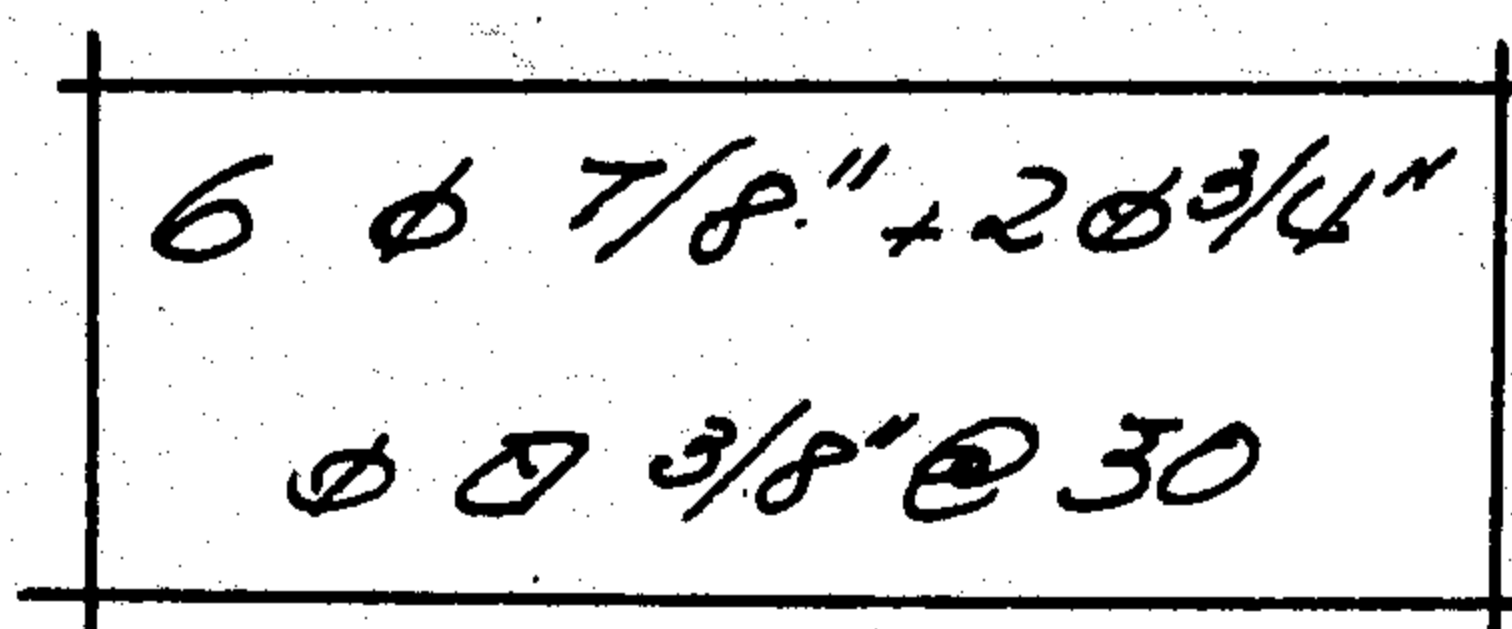
$$e = 8.7 \text{ cms} < t \quad \text{CASO I}$$

$$N = 60,960 \text{ Kgs}$$

$$P_g < 0.01$$

$$A_g = 50 \times 55 \text{ cms}$$

$$A_s = 0.01 A_{g\text{estructural}} = 24.2 \text{ cm}^2$$



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

TERCER PISO:-

$$M = 4400 \text{ Kg/m}$$

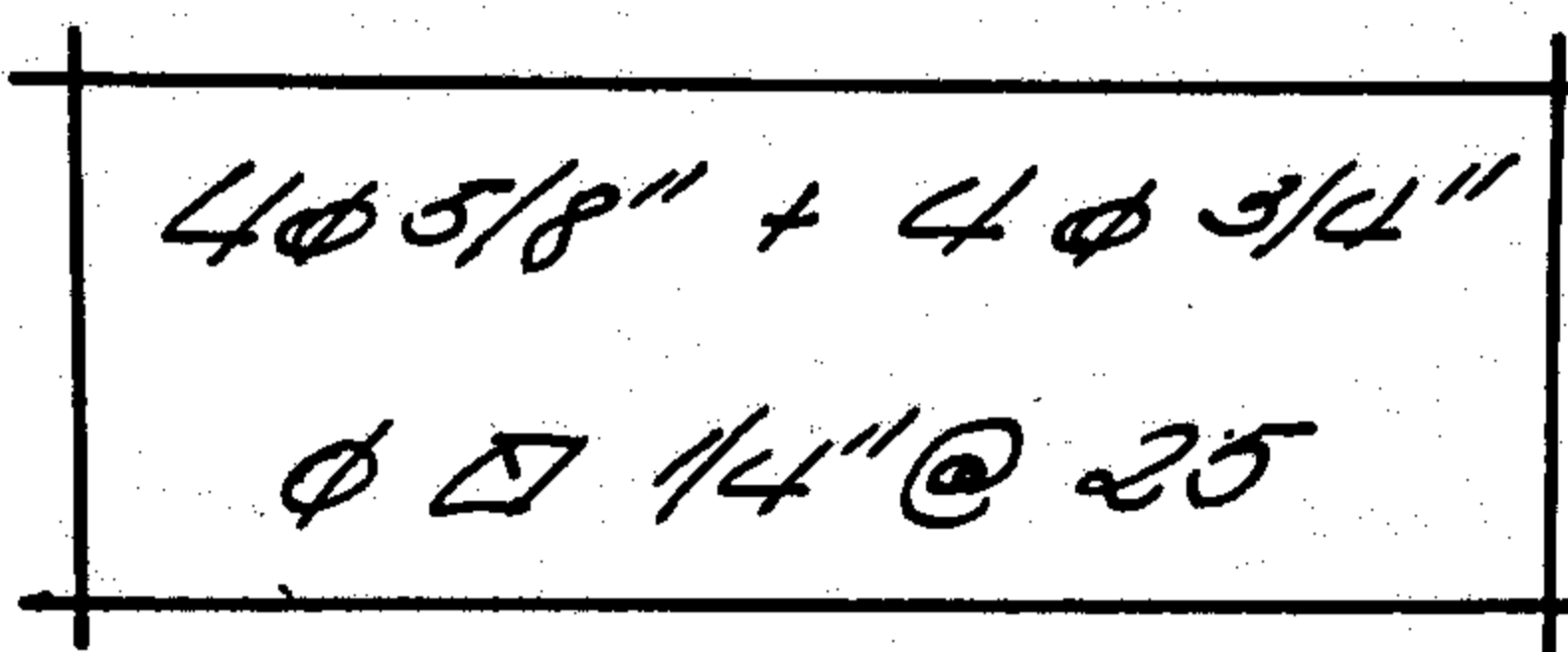
$$e = 11.6 \text{ cms} < t$$

$$N = 38,040 \text{ Kgs}$$

$$P_g = 0.01$$

$$A_g = 40 \times 45 \text{ cms}$$

$$A_s = 18 \text{ cm}^2$$



CUARTO PISO:-

$$M = 2,000 \text{ Kg/m}$$

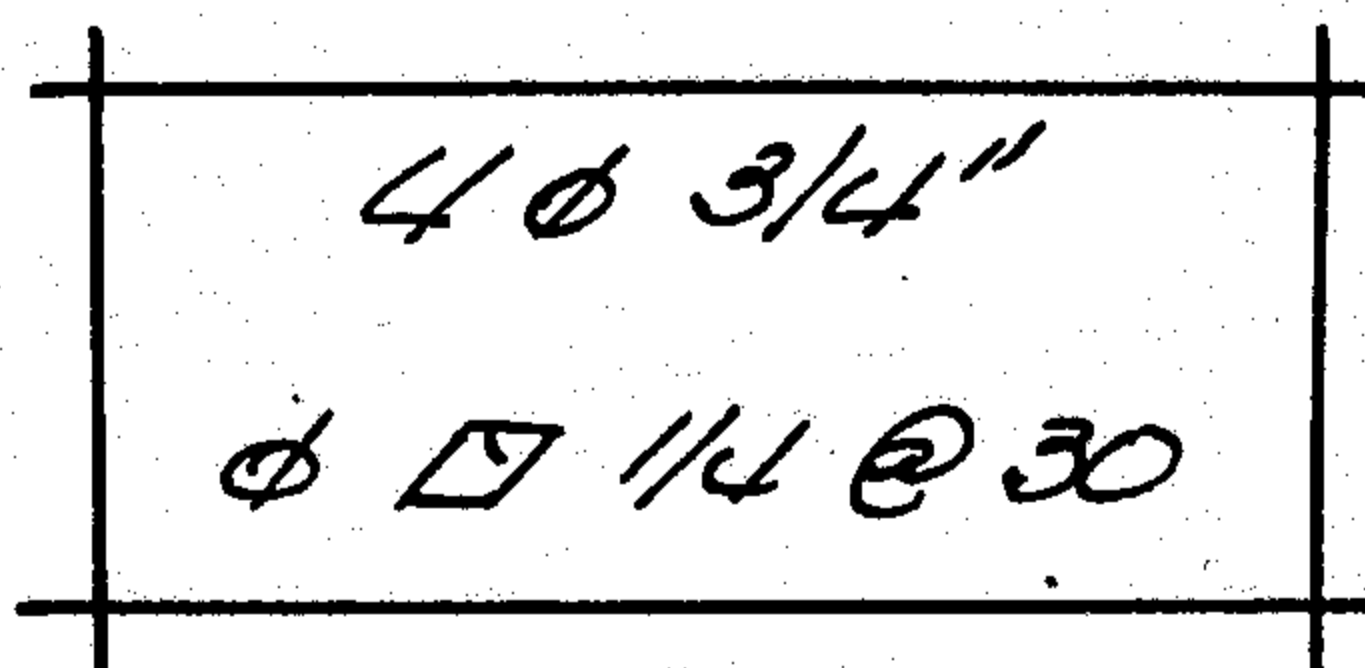
$$e = 12.5 \text{ cms} < t \text{ caso I}$$

$$N = 15,970 \text{ Kgs}$$

$$P_g < 0.01$$

$$A_g = 35 \times 35 \text{ cms}$$

$$A_s = 0.01 A_{g \text{ est}} = 10.3 \text{ cm}^2$$



COLUMNA C-2

SOTANO:-

$$M = 3250 \text{ Kg/m}$$

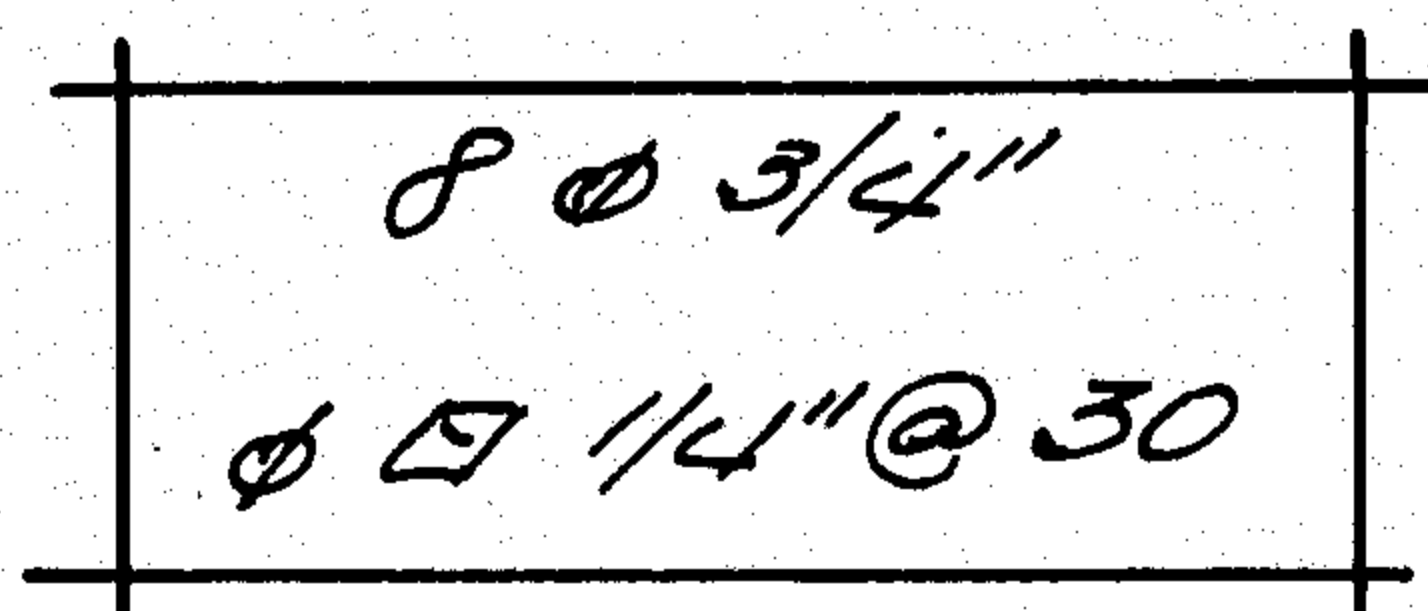
$$e = 12.6 \text{ cms} < t \text{ caso I}$$

$$N = 25,700 \text{ Kgs}$$

$$P_g = 0.0185$$

$$A_g = 35 \times 35 \text{ cms}$$

$$A_s = 22.7 \text{ cm}^2$$



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

PRIMER PISO:-

$$M = 3,000 \text{ Kg/m}$$

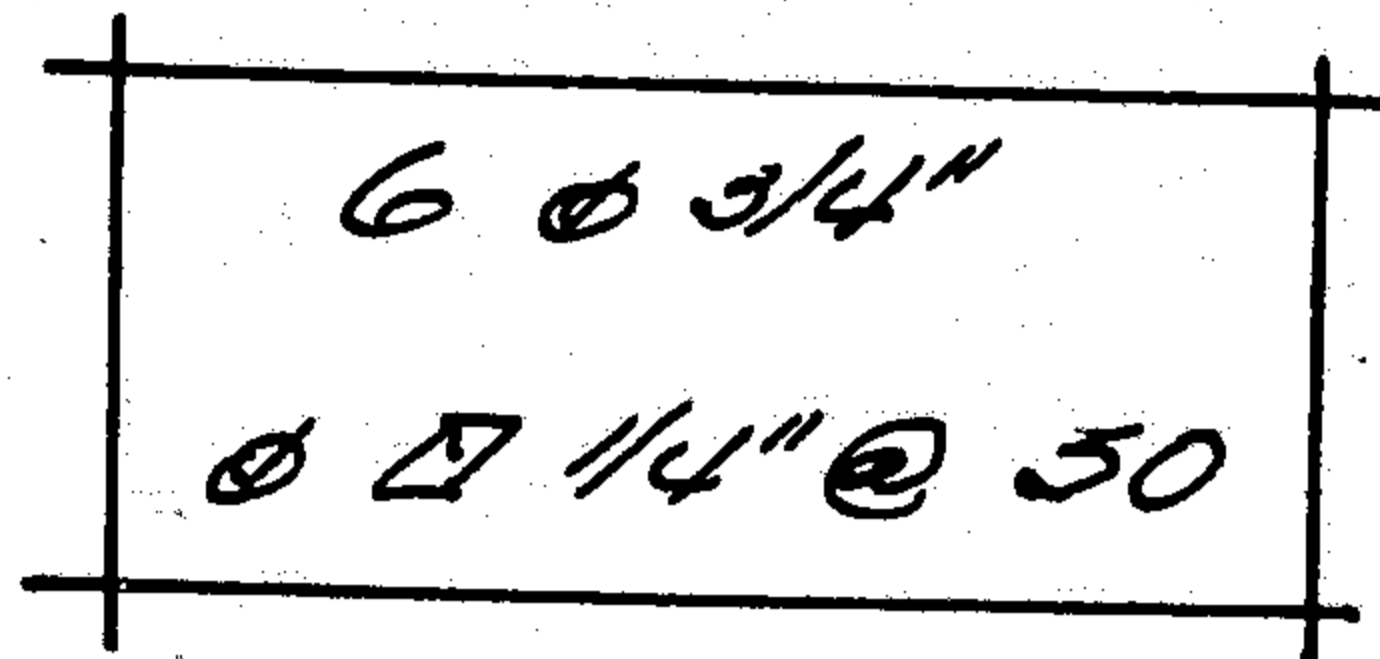
$$e = 13.1 \text{ cm} < e \quad \text{CASO I}$$

$$N = 22,860 \text{ Kg}$$

$$P_g = 0.0138$$

$$A_g = 35 \times 35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 16.7 \text{ cm}^2$$



PORTICO C-3-5

Este pórtico es geométricamente igual al B-3-5 y como éste está empotrado en la caja de Ascensores y lo analizaré por el método de Hardy-Cross.-

Siendo este pórtico geométricamente igual al B-3-5, tiene sus mismos coeficientes de distribución (pág 151).

Dooy en la página siguiente un diagrama de cargas permanentes con sus respectivos momentos de empotramiento perfecto. Las cargas móviles son como indica a continuación y sus momentos de empotramiento perfecto, se calculan fácilmente con la fórmula 2 de la pág 89 de esta memoria.

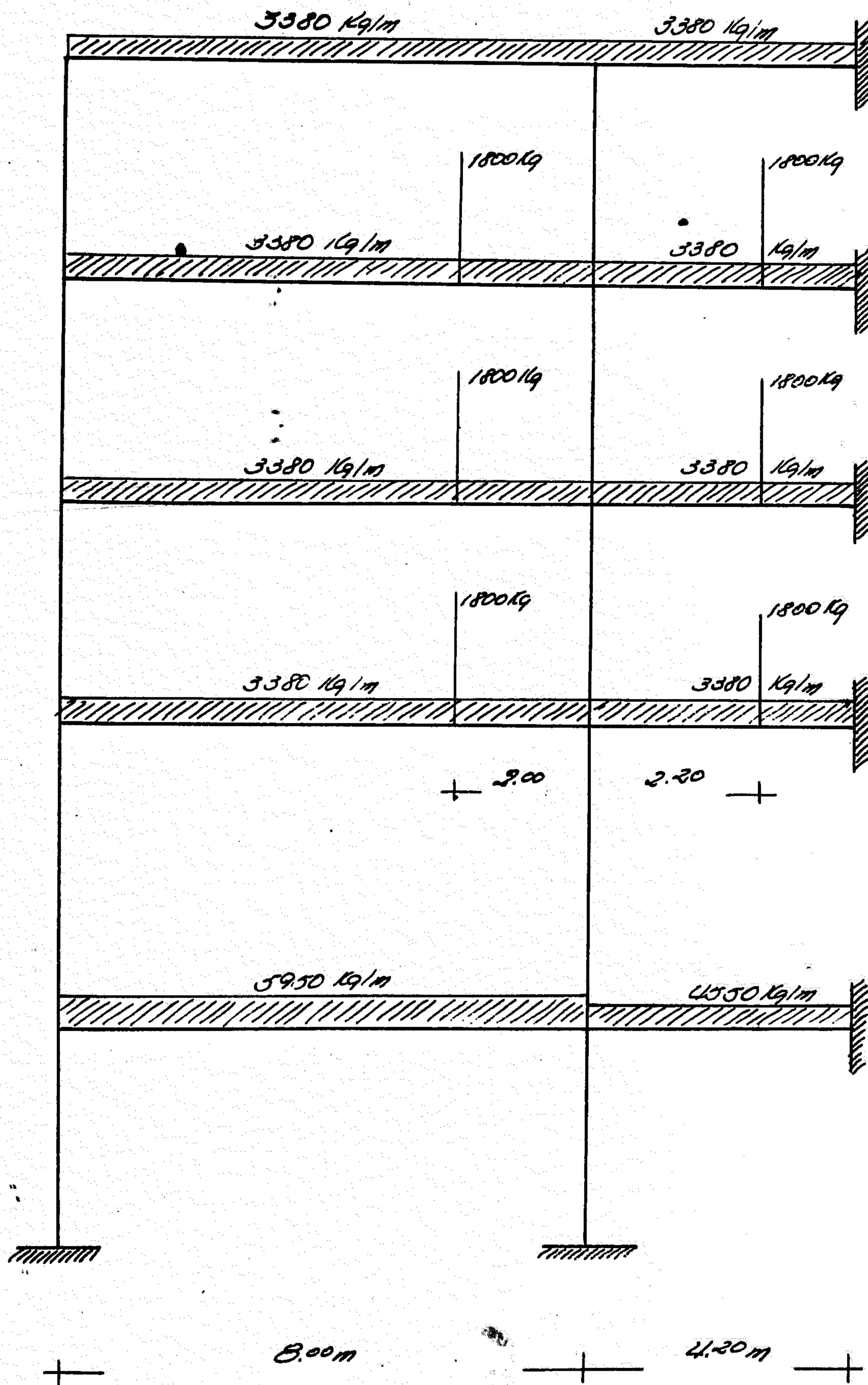
	1ª Cruzía	2ª Cruzía
Azotea	600 Kg/m.7	600 Kg/m.1
Piso Tipico	1200 "	1200 "
Primer Piso	2400 "	2400 "

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

DIAGRAMA DE CARGAS PERMANENTES Y MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Con los datos anteriores resolví los Cross y hallé la evolución de momentos máximos:-

CALCULO DE LAS VIGAS

De la evolución de momentos saqué el siguiente cuadro resumen que me servirá para el diseño

V-407			V-408		
-3500	+18150	-19600	-17500	+2500	+1500
V-307			V-308		
-13000	+18100	-22500	-14900	+3500	-4600
V-207			V-208		
-16700	+15800	-20000	-10400	+3800	-6100
V-107			V-108		
-15000	+15450	-19000	-9500	+3600	-6200
V-507			V-508		
-29400	+24900	-34450	-13000	+4900	-7550

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

VIGA 407

$$-M_5 = 3500 \text{ Kg/m}$$

$$+M = 18150 \text{ Kg/m}$$

$$-M_4 = 19600 \text{ Kg/m}$$

Áreas de Acero:-

apoyo 5:- $4 \phi 3/4''$

acero positivo:- necesita acero en compresión:-

$$A_s = 3 \phi 1'' + 3 \phi 3/4''$$

$$A_s' = 1 \phi 3/4''$$

apoyo 4:- necesita acero en compresión:-

$$A_s = 4 \phi 1'' + 2 \phi 3/4''$$

$$A_s' = 1 \phi 1''$$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{max} = 17915 \text{ Kg}$$

$$v = 9.25 \text{ Kg/cm}^2 \quad v' = 5.05 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = 2.18 \text{ m} \quad v'b = 177 \text{ Kg/cm}$$

Estribos 3/8":- $2 @ 10$; $13 @ 15$ y el resto a 30 cms pues

tengo acero en compresión:-

Puntos de inflexión:-

positivos:- Izquierda:- .37m. Derecha:- 1.36m

negativos:- apoyo 5:- .37m apoyo 4:- 1.40m

Verificación de la adherencia:-

apoyo 4:- $E_0 = 30.8 \text{ cms} < 4 \phi 1'' + 2 \phi 3/4'' = 44 \text{ cms}$

apoyo 5:- $E_0 = 23.8 \text{ cms} < 4 \phi 3/4'' = 24 \text{ cms}$

P. de inflex:- $E_0 = 21.4 \text{ cms}$ per. min:- $2 \phi 1'' + 1 \phi 3/4'' = 23 \text{ cms}$

VIGA 408

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$-M_4 = 17500 \text{ Kg m}$$

$$+M = 2500 \text{ "}$$

$$+M_3 = 150 \text{ "}$$

Áreas de Acero:-

$$\text{apoyo 4:- } A_s = 4\phi 1" + 2\phi 3/4"$$

$$A_s = 1\phi 1"$$

acero positivo:- $4\phi 3/4"$ que se prolongan hasta el empotramie.

to ya que en esta viga no hay momento negativo en el apoyo 3.

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{\text{max}} = 12,600 \text{ Kgs}$$

$$v = 6.5 \text{ Kg/cm}^2 \quad v' = 2.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Q = .75 \text{ m} \quad v'b = 81 \text{ Kg/cm} \quad \text{de aquí obtengo}$$

$$\text{Estribos de } 3/8" \text{ :- } 3 @ 30$$

Puntos de inflexión:-

$$\text{positivos:- } 1.85 \text{ m}$$

negativos:- 2.00 m - luego en el apoyo 4 hay que llevar es
-tribos @ 30 hasta los 2.00 m ya que hay acero en compresión.

Verificación de Adherencia:-

$$\text{apoyo:- } E_0 = 21.6 \text{ cms} < 4\phi 1" + 2\phi 3/4" = 44 \text{ cms}$$

$$\text{P.I :- } E_0 = 9 \text{ cms} < 2\phi 3/4" = 12 \text{ cms}$$

VIGA 307

$$-M_5 = 13,000 \text{ Kg m}$$

$$+M = 18,100 \text{ "}$$

$$-M_4 = 22,500 \text{ "}$$

Áreas de Acero:-

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

apoyo 5 :- $6 \phi 3/4"$

acero positivo :- $M > M_c$:- necesita acero en compresión :-

$$A_s = 3 \phi 1" + 3 \phi 3/4"$$

$$A'_s = 1 \phi 3/4"$$

apoyo 4 :- $M > M_c$ - acero en compresión

$$A_s = 5 \phi 1" + 1 \phi 3/4"$$

$$A'_s = 3 \phi 3/4"$$

Esfuerzo Cortante :-

$$V_{max} = 20,840 \text{ Kgs}$$

$$\sigma = 10.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma' = 6.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = 2.44 \text{ m}$$

$$U_b = 230 \text{ Kg/cm}$$

Estribos de $3/8"$:- $7 @ 10$; $11 @ 15 \text{ cms}$

Puntos de inflexión :-

positivos :- Izquierda :- 93 m

Derecha :- 1.27 m

negativos :- apoyo 5 :- 93 m

apoyo 4 :- 1.30 m

Verificación de Adherencia :-

apoyos :- $E_0 = 35.7 \text{ cms}$

perímetro mínimo = $6 \phi 3/4 = 36 \text{ cms}$

P. de I :- $E_0 = 35.8 \text{ cms}$

" " = $3 \phi 1" + 1 \phi 3/4 = 27 \text{ cms}$

VIGA 308

$$-M_4 = 14900 \text{ Kg m}$$

$$+M = 3500 \text{ "}$$

$$-M_3 = 4600 \text{ "}$$

Áreas de Acero :-

apoyo 4 :- $A_s = 5 \phi 1" + 1 \phi 3/4"$

$$A'_s = 3 \phi 3/4"$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

acero positivo :- $4 \phi 3/4''$

apoyo 5 :- $4 \phi 3/4''$

Esfuerzo Cortante :-

$$V_{max} = 12,970 \text{ Kg} \qquad \tau = 6.68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = .78 \text{ m} \qquad \tau'5 = 87 \text{ Kg/cm}$$

Estribos $3/8''$:- $3 @ 50 \text{ cms}$

Puntos de inflexión :-

positivos :- Izquierda :- 1.36 m. Derecha .43 m

negativos :- apoyo 4 :- 1.52 m apoyo 5 :- .56 m

luego debó llevar los estribos hasta 1.52 m en el apoyo 4, con una separación de .50 m, pues tengo en ese apoyo acero en compresión.

Verificación de la adherencia :-

apoyos :- $E_0 = 22.3 \text{ cms}$ req. mínimo :- $4 \phi 3/4'' = 24 \text{ cms}$

P. de I :- $E_0 = 11.6 \text{ cms}$ " " :- $2 \phi 3/4'' = 12 \text{ cms}$

VIBAS 207 y 107

$$-M_5 = 16700 \text{ Kg m}$$

$$+M = 15800 \text{ ''}$$

$$-M_4 = 20,000 \text{ ''}$$

Áreas de Acero :-

apoyo 5 :- $M > M_c$:- acero en compresión:

$$A_s = 4 \phi 7/8'' + 2 \phi 3/4''$$

$$A'_s = 1 \phi 1/2''$$

acero positivo :- $3 \phi 7/8'' + 3 \phi 3/4''$

apoyo 4 :- $M > M_c$:- acero en compresión

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$A_s = 4\phi 1" + 2\phi 3/4"$$

$$A'_s = 2\phi 3/4"$$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{max} = 20150 \text{ Kgs} \quad \tau = 10.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = 2.40 \text{ m} \quad \tau' = 220 \text{ Kg/cm}$$

$$\text{Estribos de } 3/8" \text{ :- } 6@10, 11@15$$

Puntos de inflexión:-

$$\text{positivos :- Izquierda :- } 1.27 \text{ m} \quad \text{Derecha :- } 1.24 \text{ m}$$

$$\text{negativos :- apoyo 5 :- } 1.30 \text{ m} \quad \text{apoyo 4 :- } 1.29 \text{ m}$$

Verificación de la adherencia:-

$$\text{apoyos :- } E_0 = 34.6 \text{ cms} \quad p. \text{ min. :- } 4\phi 7/8" + 2\phi 3/4" = 40 \text{ cms}$$

$$P \text{ de } I \text{ :- } E_0 = 24.8 \text{ cms} \quad p. \text{ min. :- } 3\phi 7/8" + 1\phi 3/4" = 27 \text{ cms}$$

VIGA 208 y 108

$$-M_4 = 10400 \text{ Kg m}$$

$$+M = 3800 \text{ Kg m}$$

$$-M_3 = 6200 \text{ "}$$

Areas de Acero:-

$$\text{apoyo 4 :- } A_s = 4\phi 1" + 2\phi 3/4"$$

$$A'_s = 2\phi 3/4"$$

$$\text{acero positivo :- } 4\phi 3/4"$$

$$\text{apoyo 5 :- } 4\phi 3/4"$$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{max} = 11295 \text{ Kgs} \quad \tau = 5.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = .58 \text{ m} \quad \tau' = 56$$

$$\text{Estribos de } 3/8" \text{ :- } 3@25$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Puntos de inflexión :-

positivos :- Izquierda :- 1.09m Derecha :- .70m

negativos :- apoyo 4 :- 1.27m apoyo 5 :- .76m

Hay que llevar estribos @ 30 hasta 1.27m en el apoyo 4

Verificación de la adherencia :-

apoyos :- $\Sigma_0 = 19.4 \text{ cms}$ p. mm :- $4 \phi 3/4" = 24 \text{ cms}$

P. de I :- $\Sigma_0 = 10.8 "$ p. mm :- $2 \phi 3/4" = 12 \text{ cms}$

VIGA 507

-M₅ = 29400 Kg/m

+M = 24900 "

-M₄ = 34,450 "

Áreas de Acero :-

apoyo 5 :- $M > M_c$:- acero en compresión y 2 capas.

$A_s = 10 \phi 7/8"$

$A'_s = 5 \phi 7/8"$

acero positivo :- $M > M_c$:- acero en compresión y 2 capas.

$A_s = 9 \phi 7/8"$

$A'_s = 3 \phi 7/8"$

apoyo 4 :- $M > M_c$:- acero en compresión y 2 capas

$A_s = 12 \phi 7/8"$

$A'_s = 6 \phi 7/8"$

Esfuerzo Cortante :-

$V_{max} = 34030 \text{ Kgs}$ $v = 17.5 \text{ Kg/cm}^2 > 0.08/c$ luego

debo usar barras dobladas y estribos para tomar el corte.

Como necesito que $5 \phi 7/8"$ sigan de largo; dispongo de 4
pares doblados y los doy la separación de 30 cms, comenzando

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Luego, veamos que esfuerzo toman:

$$V_s = \frac{1.41 \times 3.87 \times 1400 \times .866 \times 64}{30}$$

$$V_s = 14150 \text{ Kgs}$$

Luego el concreto y estribos deberán absorber:

$$V' = 34030 - 14150 = 19,880 \text{ Kgs}$$

$$V = 10.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = 2.35 \text{ m}$$

$$v's = 210$$

Estribos: - $\phi 3/8$ " - 5 @ 10, 12 @ 15 y el resto a 30 cms.

Puntos de inflexión:-

positivos:- Izquierda:- 1.41 m Derecha:- 1.45 m

negativos:- apoyo 5:- 1.44 m apoyo 4:- 1.49 m

Verificación de Adherencia:-

apoyos:- $E_0 = 58.5 \text{ cms}$ per. min:- $10 \phi 7/8" = 70 \text{ cms}$

P de I:- $E_0 = 35.7 "$ per. min:- $5 \phi 7/8" = 35 \text{ cms}$

VIGA 508

$$-M_4 = 13000 \text{ KgM}$$

$$+M = 4900 "$$

$$-M_3 = 7550 "$$

Áreas de acero:-

apoyo 4:- $A_s = 12 \phi 7/8"$

$$A_s' = 6 \phi 7/8"$$

acero positivo:- $4 \phi 3/4"$

apoyo 5:- $4 \phi 3/4"$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{max} = 15,700 \text{ Kgs} \quad v = 8.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e = 1.01 \text{ m} \quad v' = 137 \text{ Kg/cm}$$

Estribos de 3/8" :- 1@15, 1@20, 1@25, 2@30

Puntos de Inflexión:-

positivos:- Izquierda :- 1.09 m. Derecha :- .58 m

negativos:- apoyo 4 :- 1.35 m apoyo 5 :- .61 m.

Hay que llenar estribos hasta 1.35 m en el apoyo 4.

Verificación de la adherencia:-

$$\text{apoyo 4 :- } E_0 = 27 \text{ cms} < 12 \phi 7/8" = 24 \text{ cms}$$

$$\text{apoyo 5 :- } E_0 = 22.5 \text{ cms} < 4 \phi 3/4" = 24 \text{ cms}$$

$$\text{P. de I :- } E_0 = 15 \text{ cms} < 3 \phi 3/4" = 18 \text{ cms}$$

CALCULO DE LAS COLUMNAS

Del cuadro de la pág 177 y siguiendo procedimiento seguido en porticos anteriores he calculado las columnas del presente portico.-

COLUMNA C-5

SOTANO:-

$$M = 30600 \text{ Kg/m}$$

$$e = 20.9 \text{ cms} < t$$

$$N = 146,150 \text{ Kgs}$$

$$p_g = 0.355$$

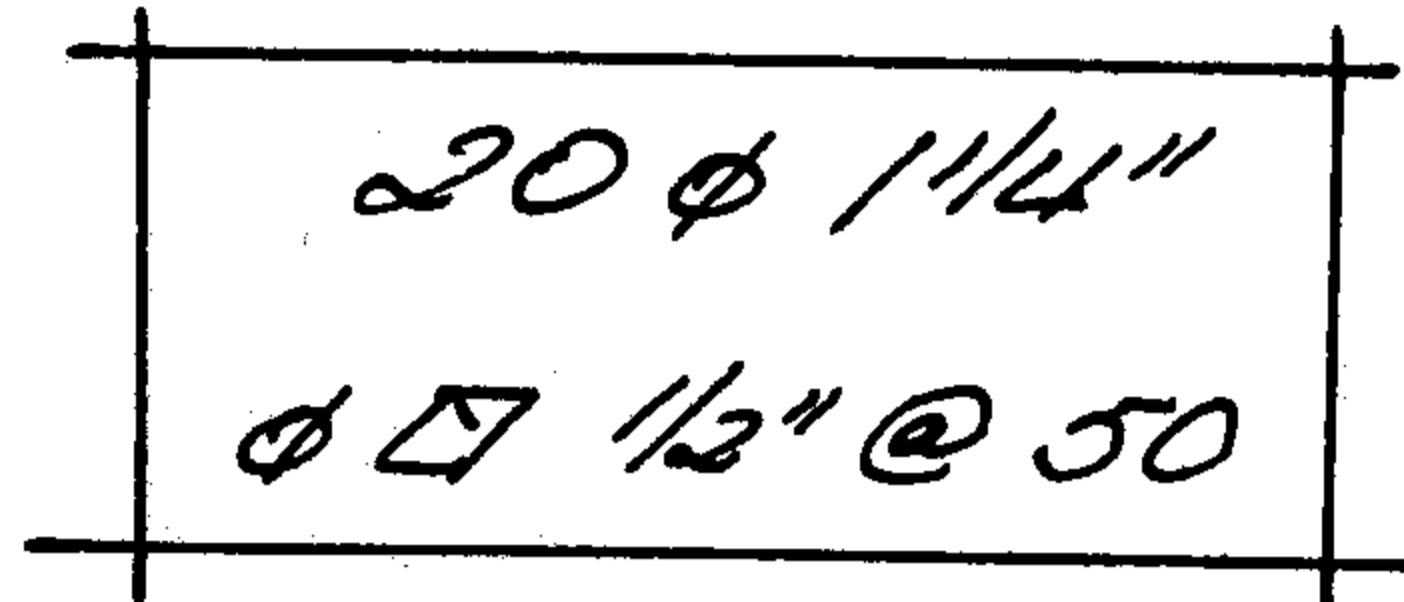
$$A_g = 60 \times 75 \text{ cms}$$

$$A_s = 160 \text{ cm}^2 \text{ (necesito 2 capas)}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.



PRIMER PISO

$$M = 9800 \text{ KgM}$$

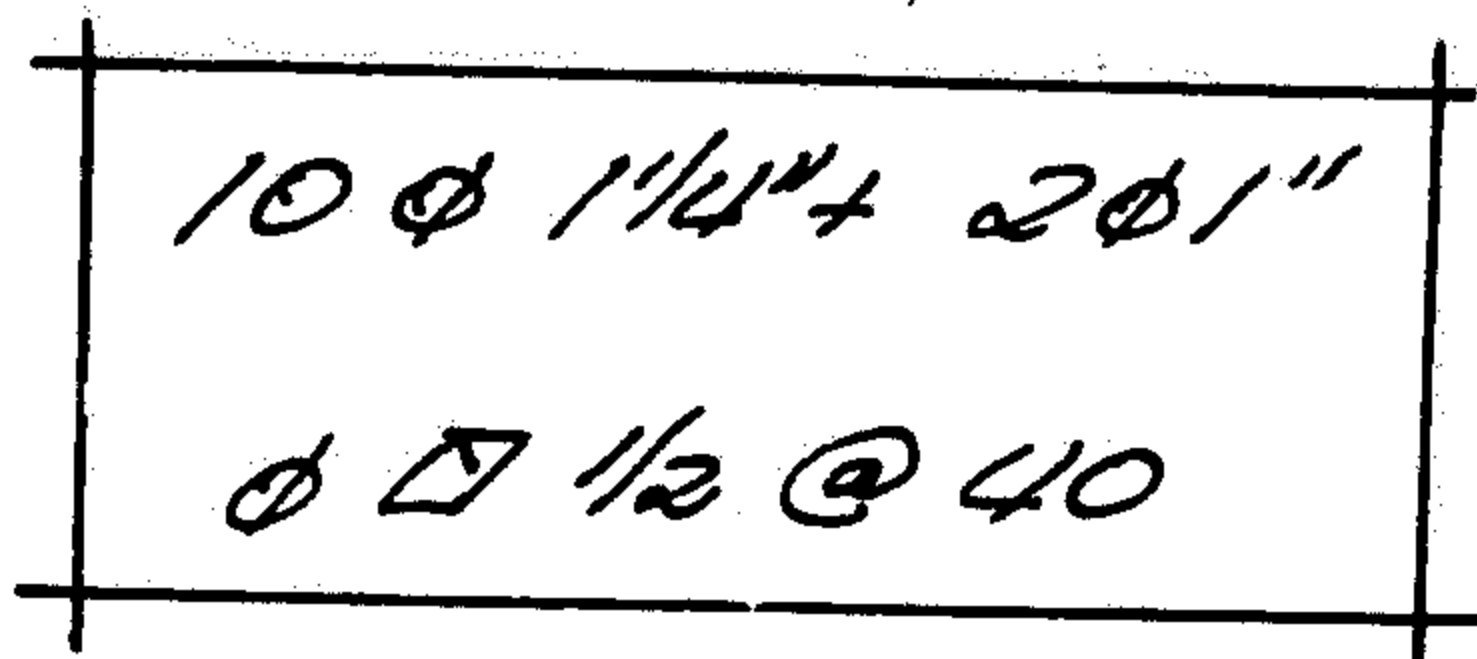
$$e = 8.85 \text{ cms} < t$$

$$N = 110,800 \text{ Kgs}$$

$$p_g = 0.0324$$

$$A_g = 50 \times 55 \text{ cms}$$

$$A_s = 89 \text{ cm}^2$$



SEGUNDO PISO

$$M = 10250 \text{ KgM}$$

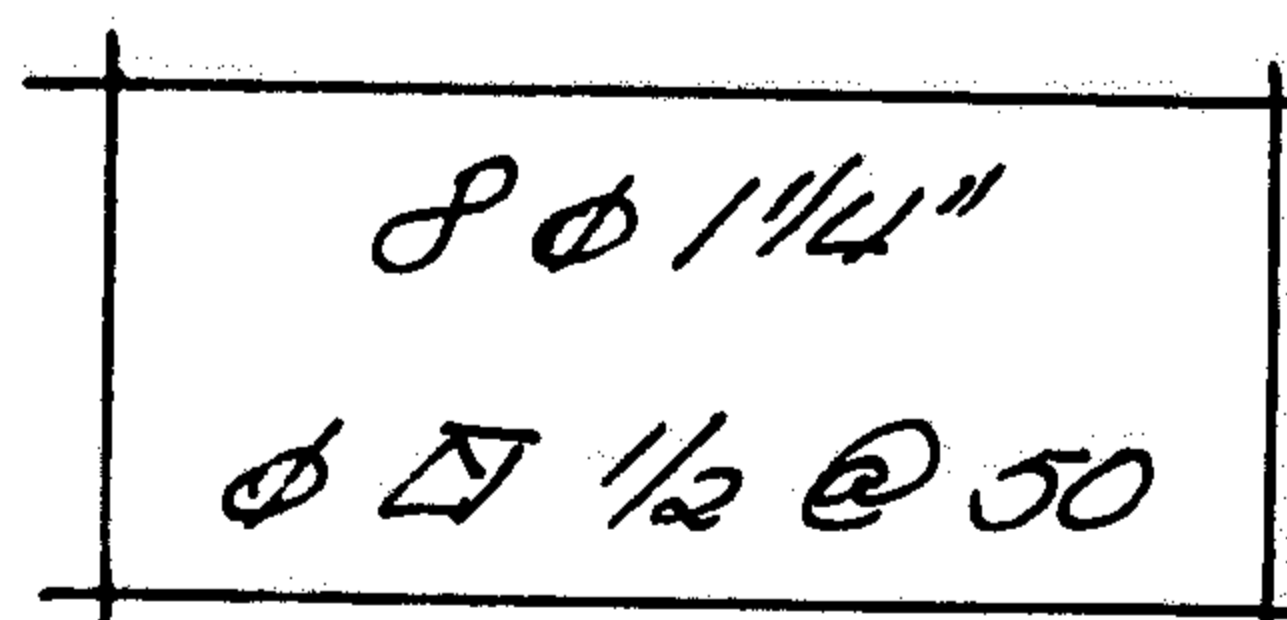
$$e = 13.1 \text{ cms} < t$$

$$N = 78,250 \text{ Kgs}$$

$$p_g = 0.0218$$

$$A_g = 50 \times 55 \text{ cms}$$

$$A_s = 60 \text{ cm}^2$$



TERCER PISO

$$M = 9400 \text{ KgM}$$

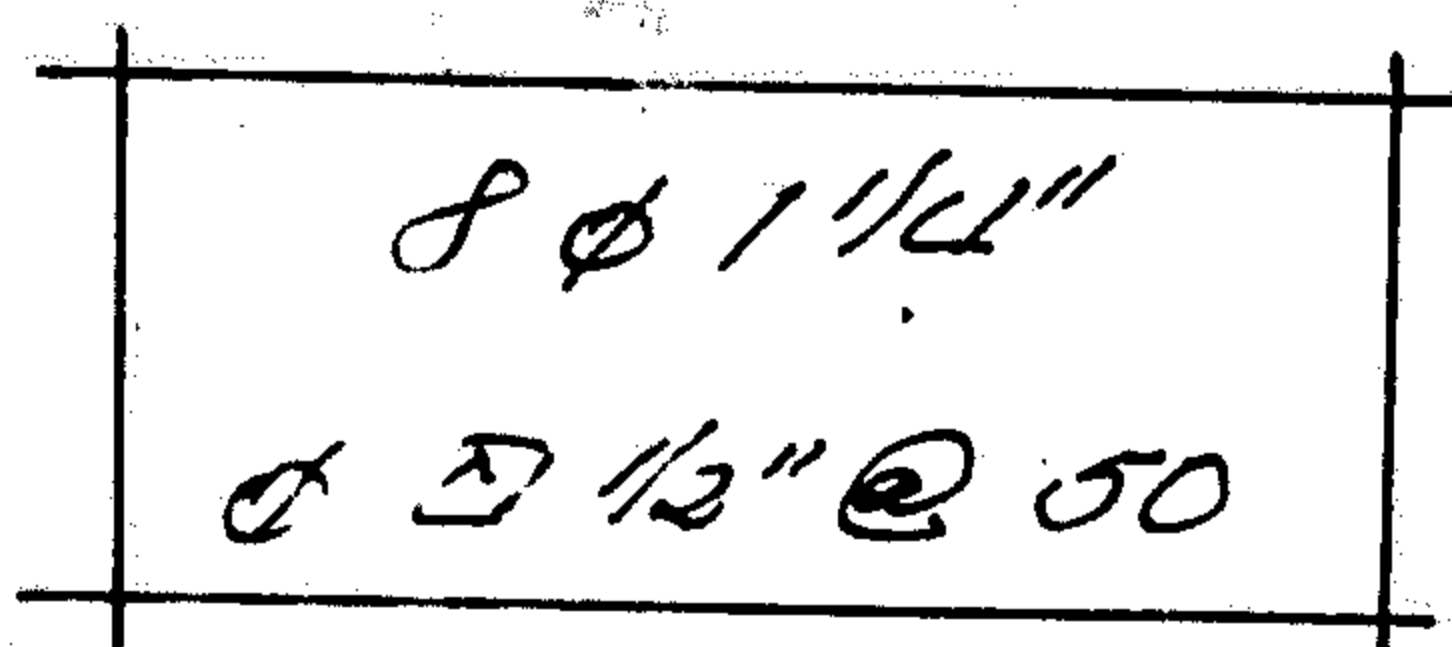
$$e = 19.3 \text{ cms} < t$$

$$N = 48700 \text{ Kgs}$$

$$p_g = 0.0368$$

$$A_g = 40 \times 45 \text{ cms}$$

$$A_s = 63 \text{ cm}^2$$



PROYECTO DE GRADO ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

CUARTO PISO:-

$$M = 3600 \text{ KgM}$$

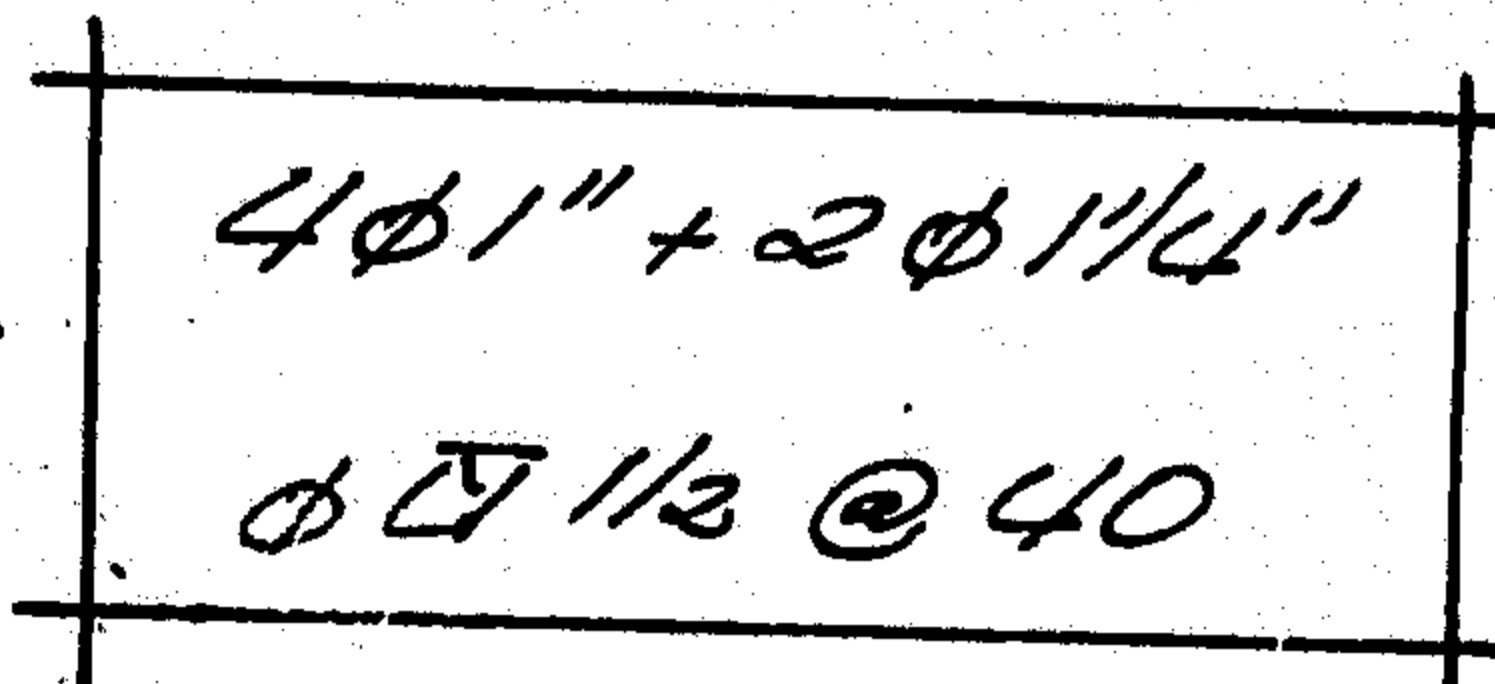
$$e = 18.8 \text{ cms } < t$$

$$N = 19150 \text{ Kgs}$$

$$P_g = 0.0341$$

$$A_g = 35 \times 30 \text{ cms}$$

$$A_s = 35.5 \text{ cm}^2$$



COLUMNA C-4

SOTANO:-

$$M = 21700 \text{ KgM}$$

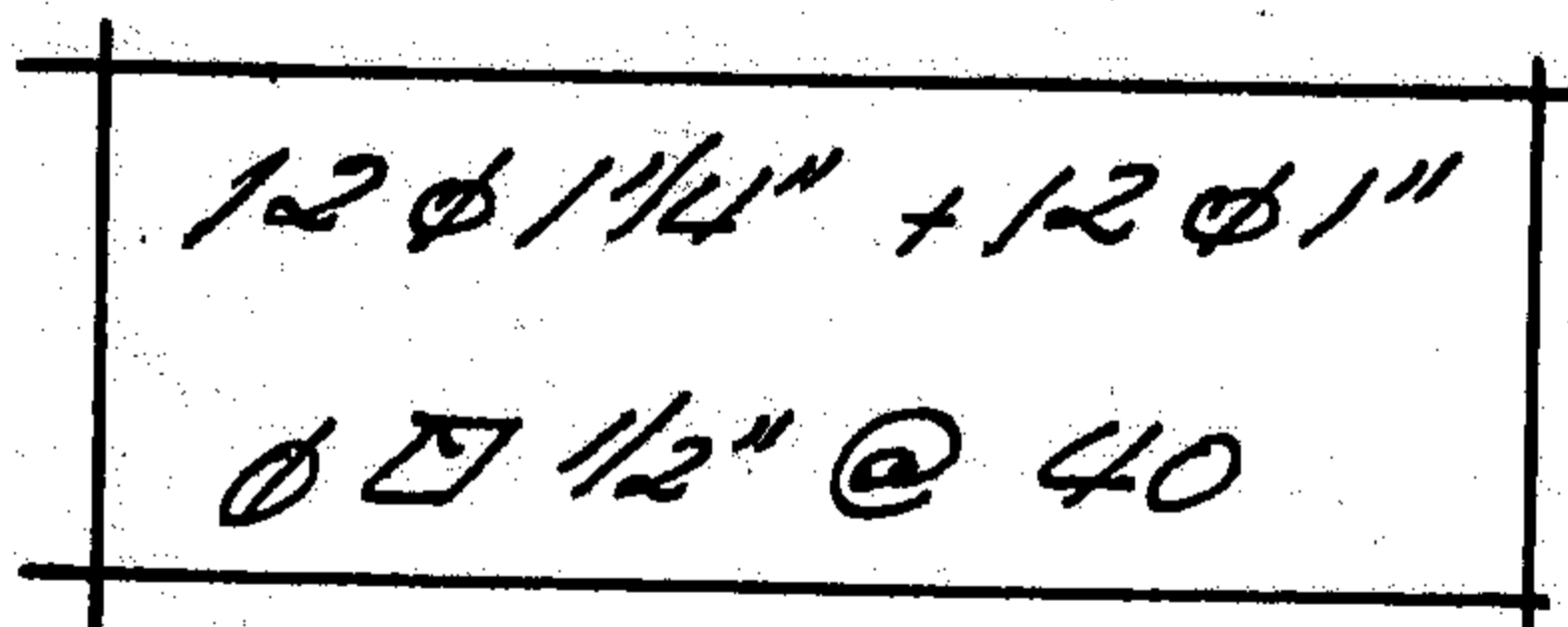
$$e = 11.5 \text{ cms } < t$$

$$N = 188,050 \text{ Kgs}$$

$$P_g = 0.0301$$

$$A_g = 70 \times 70 \text{ cms}$$

$$A_s = 147.5 \text{ cm}^2 \text{ (2 capas)}$$



PRIMER PISO

$$M = 7550 \text{ KgM}$$

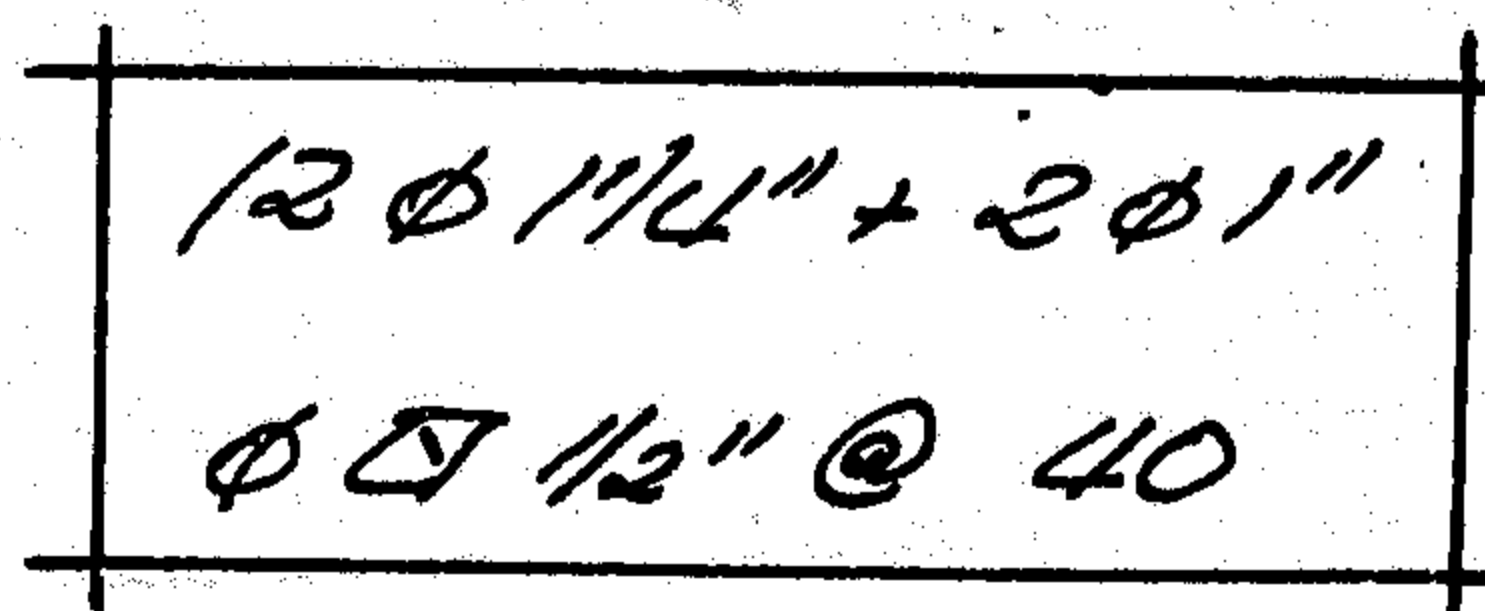
$$e = 5.1 \text{ cms } < t$$

$$N = 147,780 \text{ Kgs}$$

$$P_g = 0.0347$$

$$A_g = 55 \times 55 \text{ cms}$$

$$A_s = 105 \text{ cm}^2$$



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

SEGUNDO PISO:-

$$M = 8500 \text{ Kg/m}$$

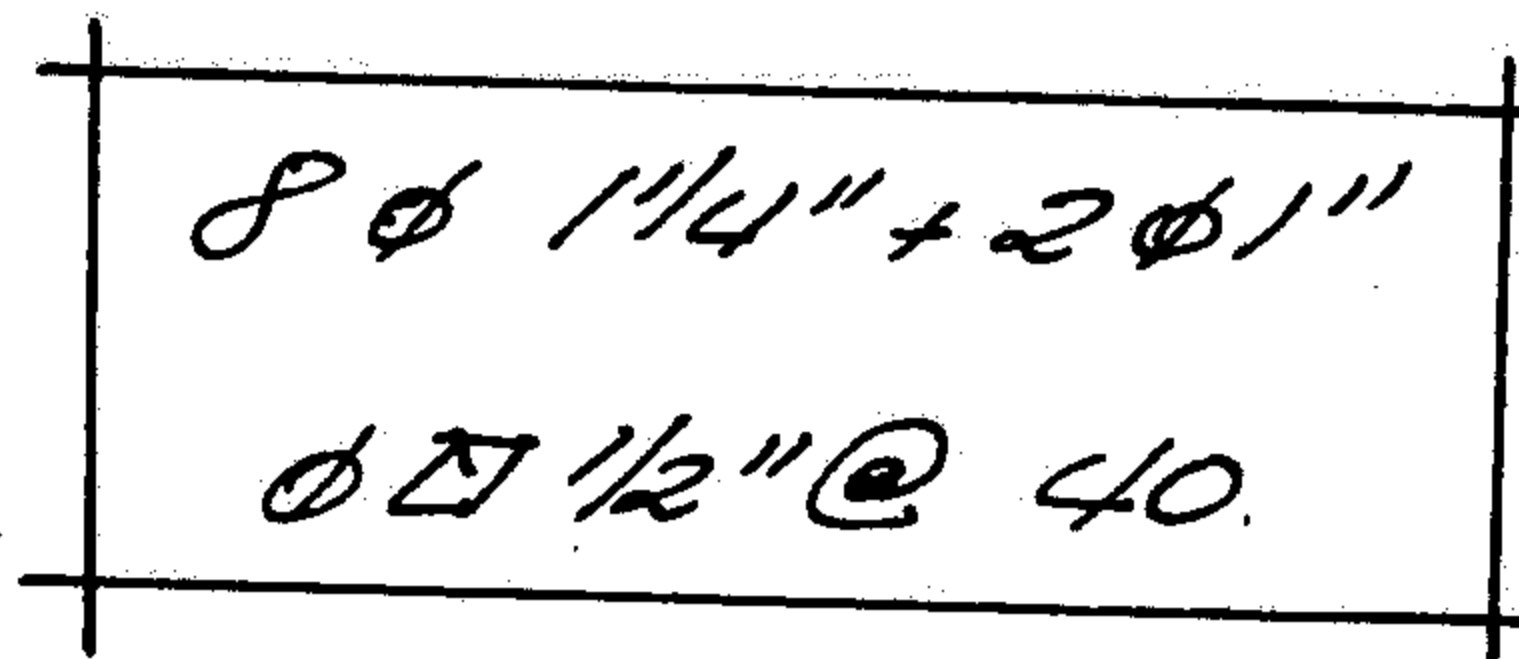
$$N = 105,360 \text{ Kgs}$$

$$A_g = 55 \times 55$$

$$e = 8.05 \text{ cms } \angle T$$

$$P_g = 0.023$$

$$A_s = 70.1 \text{ cm}^2$$



TERCER PISO:-

$$M = 6500 \text{ Kg/m}$$

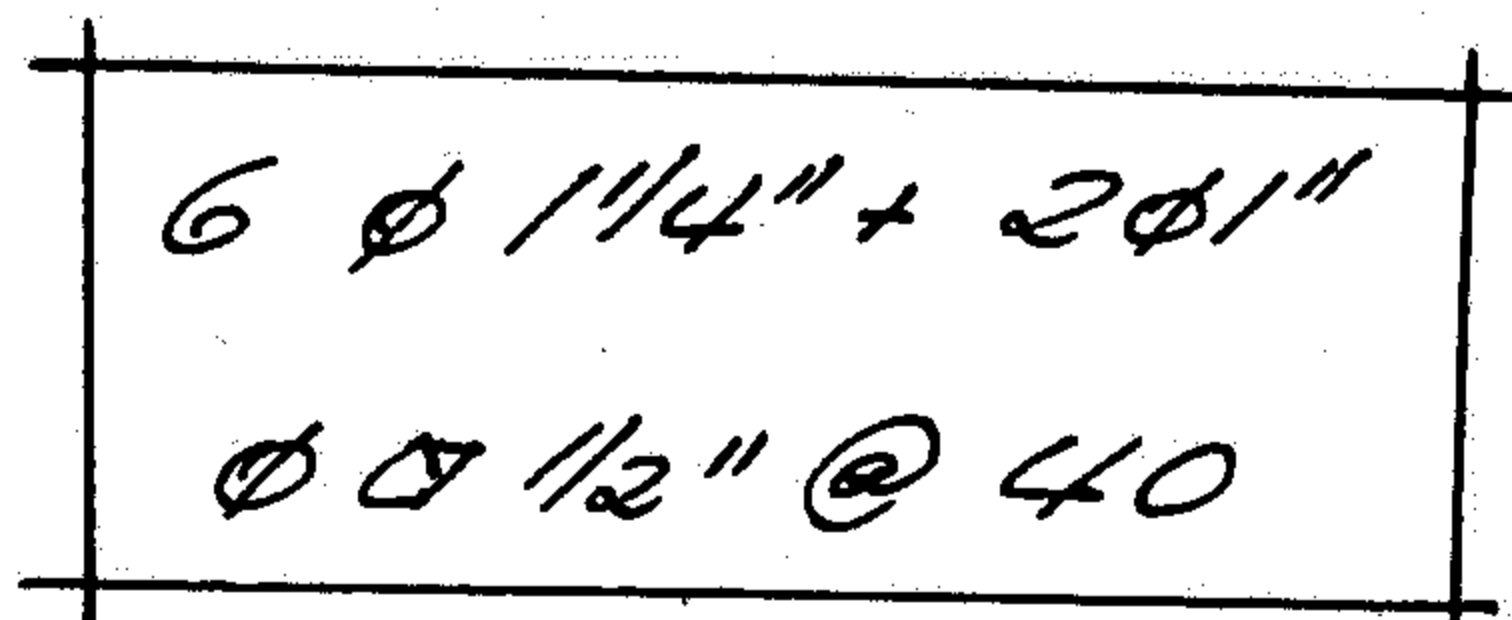
$$N = 66,290 \text{ Kgs}$$

$$A_g = 45 \times 45$$

$$e = 9.8 \text{ cms } \angle T$$

$$P_g = 0.027$$

$$A_s = 54.6 \text{ cm}^2$$



CUARTO PISO

$$M = 3200 \text{ Kg/m}$$

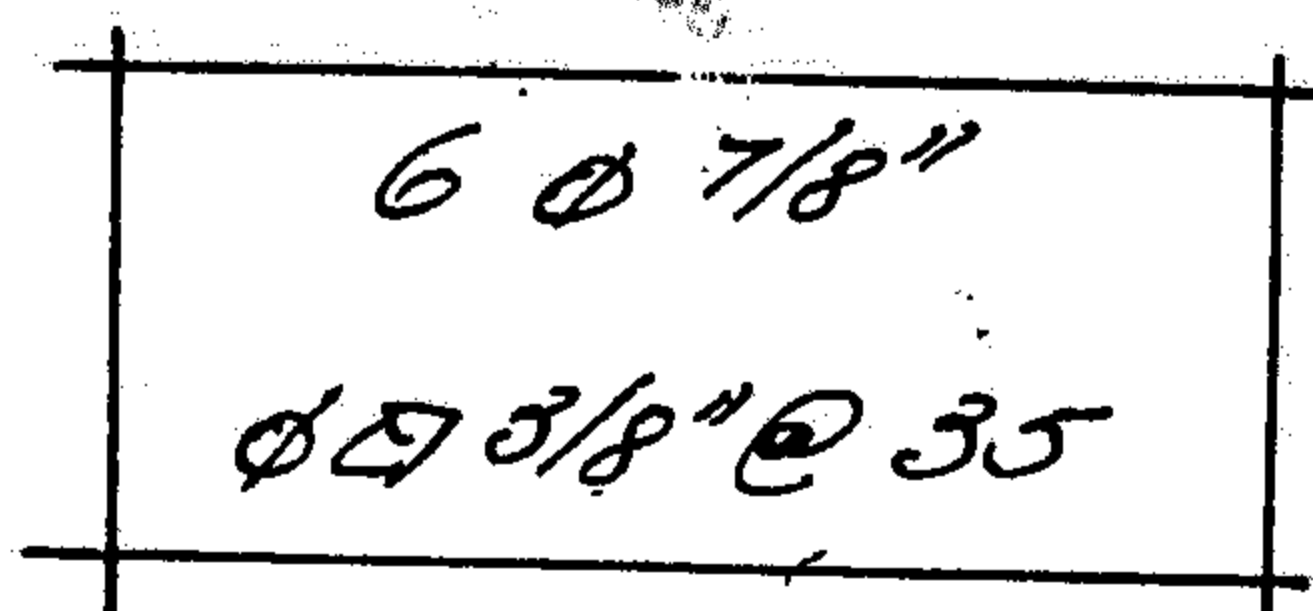
$$N = 27220 \text{ Kgs}$$

$$A_g = 35 \times 35 \text{ cms}$$

$$e = 11.8 \text{ cms } \angle T$$

$$P_g = 0.01935$$

$$A_s = 23.7 \text{ cm}^2$$



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

PORTICOS "D" y "E"

El cálculo de los momentos en estos pórticos y en los siguientes los haré por el método de los coeficientes de apéndice del "Reinforced Concrete Design Handbook" que describiré a continuación.

He considerado un sólo diseño para los pórticos D y E puesto que son geoméricamente semejantes y se diferencian muy poco en las cargas, como se puede apreciar en los diagramas de cargas que presenté en las páginas siguientes para cada uno de ellos. El diseño se hizo con el más desfavorable.

El método que he mencionado para el cálculo de los momentos, llena los requisitos del A.C.I. y permite un cálculo rápido y suficientemente aproximado de los máximos momentos en un entramado de edificio, mediante el uso de dos Tablas: 1A y 2A.

La Tabla 1A contiene los coeficientes de los momentos de diseño, en los apoyos y centro de Tramos, en entramados ideales que tienen varias relaciones de carga viva a carga muerta y varias relaciones de rigideces de columnas a vigas.

La Tabla 2A nos da coeficientes de corrección para ser sumados algebricamente a los de la Tabla 1A cuando las luces o cargas son diferentes a las asumidas en la Tabla 1A.

Esto nos permite encontrar los momentos en las vigas

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Para hallar los momentos en las columnas, tenemos que el momento en cada columna es igual a diferencia entre los máximos momentos de la viga, a ambos lados del apoyo, multiplicada por una relación igual a la rigidez de la columna dividida por la suma de las rigideces de las dos columnas que concurren al apoyo.

Para el diseño de las vigas por esfuerzo cortante se da en ese apéndice una regla que permite un cálculo satisfactorio del esfuerzo cortante en un solo paso y a partir de los máximos momentos determinados por las tablas a que se hizo referencia anteriormente. La regla es la siguiente:

El esfuerzo cortante de diseño en cualquier apoyo interior es igual a la suma de los valores numéricos de los máximos momentos en ese apoyo de la viga y en el centro del tramo de la misma viga, dividida por la luz del paño, más los $\frac{3}{8}$ de la carga total en el paño. Los $\frac{3}{8}$ se usa cuando se trata de carga uniforme y se usa $\frac{1}{3}$ para combinaciones de cargas uniformes y concentradas.

En resumen los pasos a seguir para la determinación de los momentos en las vigas son:

- 1.- Dibujar un croquis del entramado con sus diferentes luces
- 2.- Escoger como paño unidad o paño standard uno de ellos.

3.- Encontrar la relación $\frac{\text{Carga viva}}{\text{Carga muerta}}$ que debe ser usada

como constante en la Tabla 1A.

- 4.- Estimar la relación de rigidez $\frac{EK_{col}}{K_{viga}}$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

5. Utilizando la longitud, L , del paño standard, encontrar los valores de "a", que es la relación de luces de un paño cualquiera al standard
6. Para cada paño con cargas concentradas, determinar la carga total equivalente uniforme P_{tal} , dividiendo la carga concentrada por la luz del paño.

7. Calcular $\alpha = \sqrt{\frac{W_{tal}L}{W_{sl}L}}$ ó $\alpha = \sqrt{\frac{P_{tal}}{W_{sl}L}}$ para todos los paños.

W_{tal} = carga uniforme en un paño no standard

W_{sl} = " " " " " standard

8. Entrar a la Tabla 1A con las constantes obtenidas en 5 y 4. y obtener los coeficientes
9. Entrar a la Tabla 2A con la relación de rigidez obtenida en 4 y con los valores obtenidos en 7 para cada paño y encontrar los coeficientes de corrección.
10. Sumar los coeficientes algebraicamente y obtener así los coeficientes finales.
11. Multiplicar esos coeficientes por la constante $W_{sl}L^2$. los resultados son los momentos de diseño.

Para la resolución por este método he adoptado una forma tabulada que mostraré a continuación y que se basa en los diagramas de cargas y las tablas de rigidez que di anteriormente.

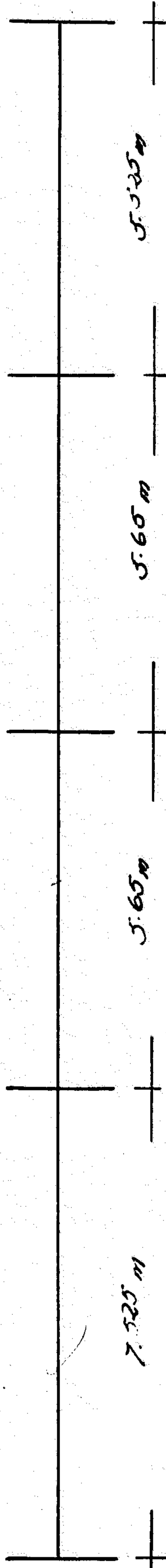
Paso entonces a calcular los pórticos D y E, cuyo diseño ha sido considerado uno solo.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

4° Piso.- Cálculo de los momentos



Punto Standard: - $L = 5.65 \text{ m}$
 $\frac{C_u}{C_m} = 0.18$
 $W_{12} \times L^2 = 3980 \times 5.65^2 = 127,000 \text{ Kg/m}$

Kcol / Km98	0.21		0.25		0.25		0.16			
$e / \frac{W_{12} L^2}{W_{12}}$	1.33		1.00		1.00		1.13			
T866/1A	.0134	.0696	.1052	.1019	.0405	.0881	.1019	.1252	.0696	.0134
T866/2A	.0128	.0656	.0509	.0425			.0151	.0179	.0243	.0033
C	.0262	.1352	.1561	.1444	.0405	.0881	.1170	.1230	.0936	.0166
$M = C u h L^2$	3320	17100	19900	18400	5150	11200	14800	15600	11900	2100

Momentos en las columnas

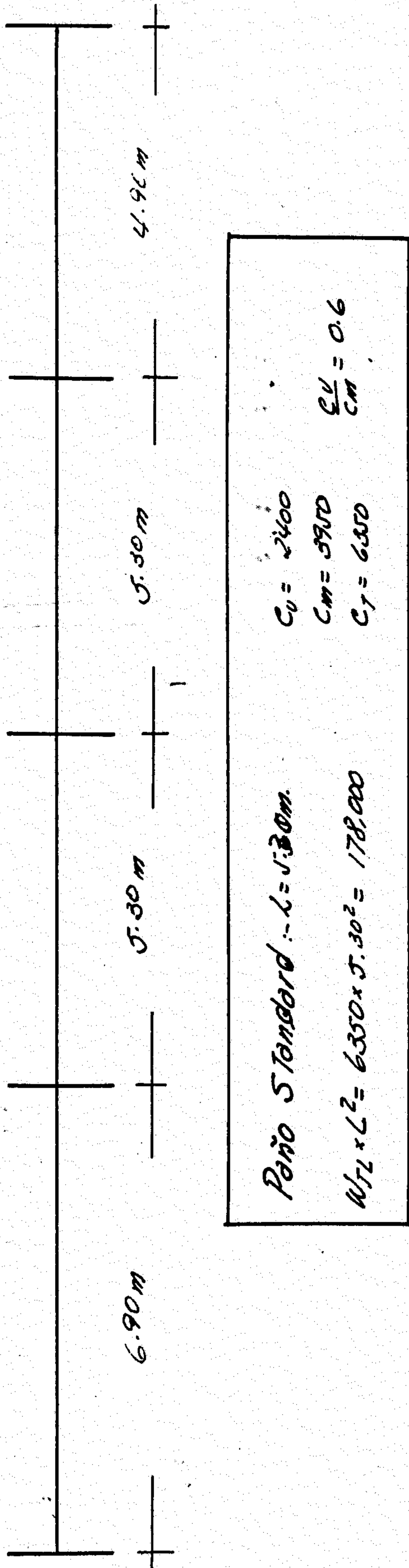
3320 Kg/m	0	1500 Kg/m	2100 Kg/m

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

SOTANO:- Cálculo de los momentos



Eje / $\frac{W_{TL}}{C_m}$	7.2		1.00		1.00		1.00		0.93	
	7.2		1.00		1.00		1.00		0.93	
T66/1A	.0746	.0886	.0866	.0440	.0853	.0866	.0440	.0866	.0886	.0713
T66/2A	.0532	.0546	.0068			.0019		.0068	.0068	.0100
C	.1278	.1432	.0934	.0440	.0853	.0847	.0440	.0824	.0431	.0613
M = C ₀ W _{TL} L ²	22700	25500	16600	7800	15200	15100	7800	14400	7700	10900

Momentos en las columnas

4100 kgm	1900 kgm	0	2000 kgm
18600 kgm	7000 kgm	0	8900 kgm

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

De los cuadros anteriores obtengo el siguiente cuadro resumen que me servirá para calcular las vigas. que son de 35x70 cms

V-411 y V-415		V-412 y V-416		V-413 y V-417		V-414 y V-418	
3320	17100	18400	5150	11200	14800	15600	2100
V-311 y V-315		V-312 y V-316		V-313 y V-317		V-314 y V-318	
10600	17350	20000	8950	12950	14800	17500	5900
V-211 y V-215		V-212 y V-216		V-213 y V-217		V-214 y V-218	
16600	13800	16800	8500	13050	13600	15200	9000
V-111 y V-115		V-112 y V-116		V-113 y V-117		V-114 y V-118	
17400	13300	16400	8500	13060	13500	15000	9800
V-511 y V-515		V-512 y V-516		V-513 y V-517		V-514 y V-518	
22700	13900	16600	7800	15200	15100	14400	10900

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

VIGA 411 y 415

$$-M_1 = 3320 \text{ Kg/m}$$

$$+M = 17100 \text{ "}$$

$$-M_4 = 19,900 \text{ "}$$

Áreas de Acero:-

apoyo 5:- $4 \phi 3/4"$

acero positivo - $M > M_c$, necesaria acero en compresión para como la losa aligerada tiene un retiro de 10 cms a cada lado de la viga, puedo aprovechar para considerar la viga como de sección T. La viga tendría un "b" disponible de 55 cms, cumpliendo las demás dimensiones las limitaciones establecidas.

$$M = c \cdot f \cdot d \quad f \cdot d = d - z$$

$$z = \frac{r}{3} + \frac{3bd - 2t}{2bd - t}$$

admito que $r = 0.403$ pues se verifican los cargos de Trabajo

$$z = \frac{25}{3} + \frac{3 \times 25.8 - 25}{2 \times 25.8 - 25} = 8.57 \text{ cms}$$

$$f \cdot d = 64 - 8.57 = 55.43$$

Con estos datos calculo el "b" necesario

$$b = \frac{2bdM}{f \cdot t (2bd - t) f \cdot d} = \frac{2 \times 25.8 \times 1710000}{63 \times 25 (2 \times 25.8 - 25) 55.43}$$

$$b = 37.4 \text{ cms} < 55 \quad (\text{abonda es necesario})$$

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot f \cdot d} = \frac{1710000}{1400 \times 55.43} = 21.7 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4 \phi 3/4" + 3 \phi 7/8"$$

apoyo 4:- $M > M_c$ necesita acero en compresión:-

$$A_s = 4 \phi 7/8" + 2 \phi 1"$$

$$A'_s = 2 \phi 3/4"$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{max} = 16,160 \text{ Kgs} \qquad v = 8.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = 1.86 \text{ m} \qquad v'b = 144 \text{ Kg/cm}^2$$

Estribos de 3/8" :- 2@15, 1@20, 2@25, 3@30.

Puntos de Inflexión:-

positivos:- Izquierda :- 3.5 m Derecha :- 1.36 m

negativos:- apoyo 5 :- 3.5 m apoyo 4 :- 1.36 m

Verificación de la adherencia:-

a) apoyos:- $E_0 = 27.8 \text{ cms} < 2\phi 1" + 4\phi 7/8" = 44 \text{ cms}$

b) P. I. :- $E_0 = 18.5 \text{ cms} < 4\phi 3/4" = 24 \text{ cms}$

VIGAS 413 y 416

- $M_4 = 18400 \text{ Kgm}$

+ $M = 5150 \text{ "}$

- $M_3 = 11200 \text{ "}$

Áreas de Acero:-

apoyo 4:- $A_s = 4\phi 7/8" + 2\phi 1"$

$A'_s = 4\phi 3/4"$

acero positivo:- $A_s = 4\phi 3/4"$

apoyo 5:- $5\phi 3/4"$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{max} = 12,440 \text{ Kgs} \qquad v = 6.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = .97 \text{ m} \qquad v'b = 77 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{con estos 2 dda}$$

y sabiendo que $S_{max} = 32 \text{ cms}$, entro al abaco y obtengo:

Estribos de 3/8" :- 1@25, 2@30

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Puntos de inflexión:-

positivos:- Izquierda:- 1.51 m Derecha:- .85 m
negativos:- apoyo 4:- 2.50 m apoyo 5:- 1.82 m

Verificación de la adherencia:-

apoyos:- $E_0 = 21.4 \text{ cms}$ perimetro minimo = $5 \phi 3/4 = 30 \text{ cms}$
P. de I:- $E_0 = 11 \text{ cms}$ " " = $2 \phi 3/4 = 12 \text{ cms}$

VIGAS 413 y 417

$-M_3 = 11200 \text{ Kg m}$
 $+M = 5150 \text{ "}$
 $-M_2 = 14800 \text{ "}$

Areas de Acero:-

apoyo 5:- $5 \phi 3/4 \text{ "}$
 acero positivo:- $4 \phi 3/4 \text{ "}$
 apoyo 2:- $2 \phi 3/4 \text{ " + } 4 \phi 7/8 \text{ "}$

Esfuerzo Cortante:-

$V_{max} = 11990 \text{ Kgs}$ $\tau = 6.16 \text{ Kg/cm}^2$
 $l = .90 \text{ m}$ $\tau' = 69 \text{ Kg/cm}$
Estribas $3/8 \text{ "}$:- 3 @ 30

Puntos de Inflexión:-

positivos:- Izquierda:- 1.03 m Derecha:- 1.34 m
negativos apoyo 3:- 1.55 m apoyo 2:- 1.83 m

Verificación de adherencia

apoyos:- $E_0 = 20.6 \text{ cms}$ per. min = $5 \phi 3/4 \text{ " = } 30 \text{ cms}$
P. de I:- $E_0 = 11.4 \text{ cms}$ per. min = $2 \phi 3/4 \text{ " = } 12 \text{ cms}$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

VIGAS 414 y 418

$-M_2 = 15600 \text{ Kg/m}$

$+M = 11900 \text{ ''}$

$-M_1 = 2100 \text{ ''}$

Áreas de Acero:-

apoyo 2:- $2\phi 3/4'' + 4\phi 7/8''$

acero positivo:- $4\phi 7/8''$

apoyo 1:- $4\phi 3/4''$

Esfuerzo Cortante:-

$V_{máx} = 15920 \text{ Kg}$

$v = 8.2 \text{ Kg/cm}^2$

$d = 1.42 \text{ m}$

$v' = 140 \text{ Kg/cm}$

Estribos de $3/8''$:- $1@15, 1@20, 3@30$.-

Puntos de inflexión:-

Positivos:- Izquierda:- 1.06 m .

Derecha:- $.13 \text{ m}$

negativos:- apoyo 2:- 1.13 m

apoyo 1:- $.26 \text{ m}$

Verificación de Adherencia:-

apoyo 2:- $E_0 = 27.4 \text{ cms} < 2\phi 3/4'' + 4\phi 7/8'' = 40 \text{ cms}$

apoyo 1:- $E_0 = 23.2 \text{ cms} < 4\phi 3/4'' = 24 \text{ cms}$

P. de I:- $E_0 = 17.2 \text{ cms} < 3\phi 7/8'' = 21 \text{ cms}$

VIGAS 311 y 315

$-M_5 = 10,600 \text{ Kg/m}$

$+M = 17,350 \text{ ''}$

$-M_4 = 24,440 \text{ ''}$

Áreas de Acero:-

apoyo 5:- $2\phi 3/4'' + 2\phi 7/8''$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

acero positivo:- $M > M_c$ - necesita acero en compresión:-

$$A_s = 5\phi 7/8" + 1\phi 3/4"$$

$$A'_s = 1\phi 5/8"$$

apoyo 4:- necesita acero en compresión:-

$$A_s = 6\phi 1"$$

$$A'_s = 2\phi 7/8" + 1\phi 3/4"$$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{max} = 19.930 \text{ Kgs}$$

$$v = 10.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = 2.17 \text{ m}$$

$$V_b = 214 \text{ Kg/m}$$

Estribas de 3/8":- 5@10, 11@15

Puntos de inflexión:-

positivos :-

Izquierda:- .65 m

Derecha:- 1.38 m

negativos

apoyo 5:- .69 m

apoyo 4:- 1.46 m

Verificación de Adherencia:-

apoyo 4:- $E_0 = 37.4 \text{ cms} < 6\phi 1" = 48 \text{ cms}$

apoyo 5:- $E_0 = 31.2 \text{ cms}$ perimetro = $2\phi 3/4" + 2\phi 7/8" + 1\phi 5/8" = 31 \text{ cms}$

P. de Inf:- $E_0 = 32 \text{ cms}$ per. min = $3\phi 7/8" + 1\phi 3/4" = 27 \text{ cms}$

VICAS 3/2 y 3/6

- $M_4 = 20,000 \text{ Kg/m}$

+ $M = 8950 \text{ ''}$

- $M_3 = 13900 \text{ ''}$

Áreas de Acero:-

apoyo 4:- $A_s = 6\phi 1"$

$$A'_s = 2\phi 7/8" + 1\phi 3/4"$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Acero positivo:- $3 \phi 7/8"$

apoyo 3:- $4 \phi 3/4" + 2 \phi 7/8"$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{max} = 14780 \text{ Kgs}$$

$$v = 7.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = 1.24 \text{ m}$$

$$v' = 119 \text{ Kg/cm}$$

Estribos de $3/8"$:- $1 @ 20, 3 @ 30.$

Puntos de inflexión:-

positivos:- Izquierda:- 1.10m Derecha:- .68m

negativos:- apoyo 4:- 1.94m apoyo 3:- 1.49m

Luego en el apoyo 4 hay que llevar estribos hasta 1.94m

pués tengo acero en compresión.-

Verificación de adherencia:-

apoyos:- $E_0 = 25.4 \text{ cms}$

perímetro mínimo:- $4 \phi 3/4" + 2 \phi 7/8" = 38 \text{ cms}$

P.de I.- $E_0 = 15.6 \text{ cms}$

" " = $3 \phi 7/8" = 21 \text{ cms}$

VIGAS 3/3 y 3/7

$$-M_3 = 12,950 \text{ KgM}$$

$$+M = 6900 \text{ "}$$

$$-M_2 = 14800 \text{ "}$$

Áreas de Acero:-

apoyo 3 :- $4 \phi 3/4" + 2 \phi 7/8"$

acero positivo:- $4 \phi 3/4"$

apoyo 2 :- ver próxima viga.-

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{max} = 12950 \text{ Kgs}$$

$$v = 6.67 \text{ Kg/cm}^2$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$d = 1.06 \text{ m}$$

$$U'v = 87 \text{ Kg/cm}$$

Estribos de $3/8''$:- 1@15 y 3@30

Puntos de inflexión:-

positivos:- Izquierda:- 1.06 m Derecha:- 1.13 m

negativos:- apoyo 3:- 1.30 m apoyo 2:- 1.42 m

Verificación de Adherencia:-

apoyos: $E_0 = 22.2 \text{ cms}$ per. mínimo:- $4 \phi 3/4'' + 2 \phi 7/8'' = 38 \text{ cms}$

P. de I:- $E_0 = 12.8 \text{ cms}$ " " = $2 \phi 3/4'' = 13 \text{ cms}$

VIGAS 3/4 y 3/8

$$-M_2 = 17500 \text{ Kg/m}$$

$$+M = 11600 \text{ "}$$

$$-M_1 = 5900 \text{ "}$$

Áreas de Acero:-

apoyo 2:- $A_s = 6 \phi 7/8''$

$$A'_s = 1 \phi 3/4''$$

acero positivo:- $4 \phi 7/8''$

apoyo 1:- $4 \phi 3/4''$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{\text{max}} = 16,050 \text{ Kgs}$$

$$v = 8.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = 1.32 \text{ m}$$

$$U'v = 143 \text{ Kg/cm}$$

Estribos de $3/8''$:- 1@15, 1@20, 1@25, 2@30.

Puntos de inflexión:-

positivos:- Izquierda:- 1.03 m

Derecha:- .30 m

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

negativos :- apoyo 2 :- 1.21 m apoyo 1 :- .50 m

Verificación de la adherencia:-

apoyos:-2:- $E_0 = 27.6 \text{ cms} < 6 \phi 7/8" = 42 \text{ cms}$

apoyo 1 :- $E_0 = 23.8 \text{ cms} < 4 \phi 3/4" = 24 \text{ cms}$

P. de I :- $E_0 = 17 \text{ cms} < 3 \phi 7/8 = 21 \text{ cms}$

VIGAS 211, 215, 111 y 115

-M₅ = 17450 kgm

+M = 13800 "

-M₄ = 22700 "

Áreas de Acero:-

apoyo 5:- $M > M_c$ necesita acero en compresión:-

$A_s = 3 \phi 1" + 2 \phi 7/8"$

$A'_s = 1 \phi 3/4"$

acero positivo:- $5 \phi 3/4" + 1 \phi 7/8"$

apoyo 4:- $M > M_c$ necesita acero en compresión:-

$A_s = 5 \phi 1" + 1 \phi 7/8"$

$A'_s = 3 \phi 3/4"$

Esfuerzo Cortante:-

$V_{max} = 19050 \text{ kg}$

$v = 9.84 \text{ kg/cm}^2$

$d = 2.06 \text{ m}$

$v/b = 186 \text{ kg/cm}$

Estribos de 3/8" :- 2@10, 12@15

Puntos de inflexión

positivos:- Izquierda:- 1.19 m

Derecha:- 1.45 m

negativos:- apoyo 5:- 1.19 m

apoyo 4:- 1.45 m

PROYECTO DE GRADO

STRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

pto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Verificación de adherencia:-

$$\text{apoyo 4:- } \varepsilon_0 = 32.7 \text{ cms} < 5\phi 1'' + 1\phi 7/8'' = 47 \text{ cms}$$

$$\text{apoyo 5:- } \varepsilon_0 = 30 \text{ cms} < 3\phi 1'' + 2\phi 7/8'' = 38 \text{ cms}$$

$$\text{P. de I:- } \varepsilon_0 = 19.9 \text{ cms} \quad \text{perim:- } 2\phi 3/4'' + 1\phi 7/8'' = 19 \text{ cms}$$

VIGAS: 212, 216, 112 y 116

$$-M_4 = 16800 \text{ Kg/m}$$

$$+M = 8500 \text{ ''}$$

$$-M_3 = 13800 \text{ ''}$$

Áreas de Acero:-

$$\text{apoyo 4:- } A_s = 5\phi 1'' + 1\phi 7/8''$$

$$A'_s = 3\phi 3/4''$$

$$\text{acero positivo:- } 4\phi 3/4''$$

$$\text{apoyo 5:- } 5\phi 3/4'' + 1\phi 7/8''$$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{\text{max}} = 14050 \text{ Kgs} \quad v = 7.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 1.15 \text{ m} \quad v' = 117 \text{ Kg/cm}$$

$$\text{Estribos de } 3/8'' \text{:- } 1 @ 20, 1 @ 25, 2 @ 30$$

Puntos de inflexión:-

$$\text{positivos:-} \quad \text{Izquierda:- } 1.03 \text{ m} \quad \text{Derecha } 0.80 \text{ m}$$

$$\text{negativos:-} \quad \text{apoyo 4:- } 1.62 \text{ m} \quad \text{apoyo 5:- } 1.36 \text{ m}$$

Verificación de Adherencia:-

$$\text{apoyos:- } \varepsilon_0 = 24 \text{ cms} \quad \text{p. min:- } 5\phi 3/4'' + 1\phi 7/8'' = 37 \text{ cms}$$

$$\text{P. de I:- } \varepsilon_0 = 15 \text{ cms} \quad \text{p. min:- } 3\phi 3/4'' = 18 \text{ cms}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

VIGAS 213, 217, 113 y 117

$$-M_3 = 13,050 \text{ KgM}$$

$$+M = 7200 \text{ ''}$$

$$-M_2 = 13600 \text{ ''}$$

Áreas de Acero:-

apoyo 3:- $5 \phi 3/4'' + 1 \phi 7/8''$

acero positivo:- $4 \phi 3/4''$

apoyo 2:- ver próxima viga.-

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{max} = 12,720 \text{ Kg}$$

$$v = 6.55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = .98 \text{ m}$$

$$v' = 82 \text{ Kg/cm}$$

Estribos $3/8'' = 3 @ 30$

Puntos de inflexión:-

positivos:- Izquierda .99 Derecha :- 1.02 m

negativos:- apoyo 3. -1.32 m apoyo 2:- 1.38 m

Verificación de adherencia:-

apoyos:- $E_0 = 21.9 \text{ cms}$

per. min:- $5 \phi 3/4'' + 1 \phi 7/8'' = 37 \text{ cms}$

P. de I:- $E_0 = 13.3 \text{ cms}$

per. min:- $2 \phi 3/4'' = 12 \text{ cms}$; 1.4196

doble $1 \phi 3/4''$ 12 ϕ más allá del P.I.

VIGAS 214, 218, 114 y 118

$$-M_2 = 15200 \text{ KgM}$$

$$+M = 8900 \text{ ''}$$

$$-M_1 = 9800 \text{ ''}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Áreas de Acero:-

apoyo 2:- $3\phi 3/4'' + 3\phi 7/8''$

acero positivo:- $4\phi 3/4''$

apoyo 1:- $2\phi 3/4'' + 2\phi 7/8''$

Esfuerzo Cortante:-

$V_{max} = 14950 \text{ Kgs}$

$\tau = 7.7 \text{ Kg/cm}^2$

$a = 1.18 \text{ m}$

$v_b = 1.23 \text{ Kg/cm}$

Estribos de $3/8''$:- $1@20, 1@25, 2@30$

Puntos de inflexión:-

positivos:- Izquierda:- 1.04 m Derecha:- $.66 \text{ m}$

negativos:- apoyo 2:- 1.23 m apoyo 1:- $.78 \text{ m}$

Verificación de Adherencia:-

apoyo 2:- $E_0 = 25.7 \text{ cms} < 3\phi 3/4'' + 3\phi 7/8'' = 39 \text{ cms}$

apoyo 1:- $E_0 = 25.5 \text{ cms} < 2\phi 3/4'' + 2\phi 7/8'' = 26 \text{ cms}$

P. de I:- $E_0 = 14.5 \text{ cms} < 2\phi 7/8'' = 14 \text{ cms}$

VIGAS 311 y 515

$-M_3 = 22700 \text{ Kgm}$

$+M = 13950 \text{ ''}$

$-M_4 = 25500 \text{ ''}$

Áreas de Acero:-

apoyo 5:- $M > M_c$ necesita acero en compresión

$A_s = 5\phi 1'' + 1\phi 7/8''$

$A'_s = 3\phi 3/4''$

acero positivo:- $5\phi 3/4'' + 1\phi 7/8''$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

apoyo 4: $M > M_c$ necesita acero en compresión. y 2 capas
 $A_s = 5\phi 3/4" + 5\phi 7/8"$
 $A'_s = 3\phi 3/4" + 1\phi 7/8"$

Esfuerzo Cortante:-

$V_{max} = 21,100 \text{ Kgs}$ $v = 10.9 \text{ Kg/cm}^2$
 $d = 2.13 \text{ m}$ $v'b = 234 \text{ Kg/cm}$

ESTRIBOS de 3/8":- 6 @ 10, 10 @ 15

Puntos de inflexión

POSITIVOS:- Izquierda:- 1.37m Derecha 1.38m
 NEGATIVOS:- apoyo 5:- 1.30m apoyo 4:- 1.43m

Verificación de Adherencia:-

apoyos:- $E_0 = 36.3 \text{ cms}$ req. min:- $5\phi 1" + 1\phi 7/8" = 47 \text{ cms}$
 P. de I:- $E_0 = 21.2 \text{ cms}$ req. min:- $5\phi 3/4" = 30 \text{ cms}$

VIGAS 512 y 316:-

$-M_4 = 16,600 \text{ Kg/m}$
 $+M = 7800 \text{ ''}$
 $-M_3 = 15200 \text{ ''}$

Áreas de Acero:-

apoyo 4:- $A_s = 5\phi 3/4" + 5\phi 7/8" \text{ (2 capas)}$
 $A'_s = 3\phi 3/4" + 1\phi 7/8"$
POSITIVO:- $4\phi 3/4"$
apoyo 3:- $5\phi 7/8"$

Esfuerzo Cortante:-

PROYECTO DE GRADO

STRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$V_{max} = 17,200 \text{ Kgs}$$

$$v = 8.85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 1.39 \text{ m}$$

$$v' = 160 \text{ Kg/cm}$$

Estribos de 3/8" - 9 @ 15

Puntos de inflexión:-

positivos:- Izquierda :- 1.10 m Derecha :- 1.05 m

negativos:- apoyo 4:- 1.27 m apoyo 3 :- 1.21 m

Verificación de Adherencia:-

apoyos:- $\epsilon_0 = 29.5 \text{ cms}$

per. min:- $5 \phi 7/8" = 35 \text{ cms}$

P. de I:- $\epsilon_0 = 17.5 \text{ cms}$

per. min:- $3 \phi 3/4" = 18 \text{ cms}$

VIGAS 515 y 517

$$-M_3 = 15,200 \text{ Kg/m}$$

$$+M = 7800 \text{ "}$$

$$-M_2 = 15,100 \text{ "}$$

Areas de Acero:-

apoyo 3:- $5 \phi 7/8"$

acero positivo:- $4 \phi 3/4"$

apoyo 2:- $5 \phi 7/8"$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{max} = 16,950 \text{ Kgs}$$

$$v = 8.74 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 1.38 \text{ m}$$

$$v' = 159 \text{ Kg/cm}$$

Estribos de 3/8" - 9 @ 15

ntos de inflexión:-

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

positivos :- Izquierda - 1.08m Derecha :- 1.08m
negativos :- apoyo 3 - 1.17m apoyo 2 :- 1.17m

Verificación de adherencia :-

apoyos : $E_0 = 29.1 \text{ cms}$ per. = $5\phi 7/8" = 35 \text{ cms}$
P. de I :- $E_0 = 17.4 \text{ cms}$ per. = $4\phi 3/4" = 24 \text{ cms}$

VIGAS 514 y 518

$-M_2 = 14400 \text{ kgm}$
 $+M = 7700 \text{ ''}$
 $-M_1 = 10900 \text{ ''}$

Áreas de Acero :-

apoyo 2 :- $5\phi 7/8"$
acero positivo :- $4\phi 3/4"$
apoyo 1 :- $5\phi 3/4"$

Esfuerzo cortante :-

$V_{\text{max}} = 16,200 \text{ kgs}$ $v = 8.55 \text{ kg/cm}^2$
 $a = 1.22 \text{ m}$ $\sigma'v = 145 \text{ kg/cm}^2$

Estribos de $\phi 8$:- $1 @ 15, 1 @ 20, 1 @ 25, 2 @ 30$

Puntos de inflexión :-

positivos :- Izquierda :- 1.00m Derecha :- .77
negativos :- apoyo 2 :- 1.17m apoyo 1 :- .90

Verificación de Adherencia :-

apoyos :- $E_0 = 27.8 \text{ cms}$ p. min = $5\phi 3/4" = 30 \text{ cms}$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

P de Inflexión:-

$$V = 9850 \text{ Kgs}$$

$$E_0 = 16.9 \text{ cms}$$

Perímetro:- $2 \phi 3/4 = 12 \text{ cms}$; luego debo doblar $1 \phi 3/4$, 1a
más allá de PI.

CALCULO DE LAS COLUMNAS

El cálculo de las columnas de este pórtico, lo he hecho siguiendo el mismo procedimiento que en los anteriores.

En la siguiente página presento un cuadro que nos da las solicitaciones en la cabeza y pié de las columnas.

Con ayuda del cuadro mencionado puedo pasar a calcular las columnas de este pórtico.

PROYECTO DE GRADO

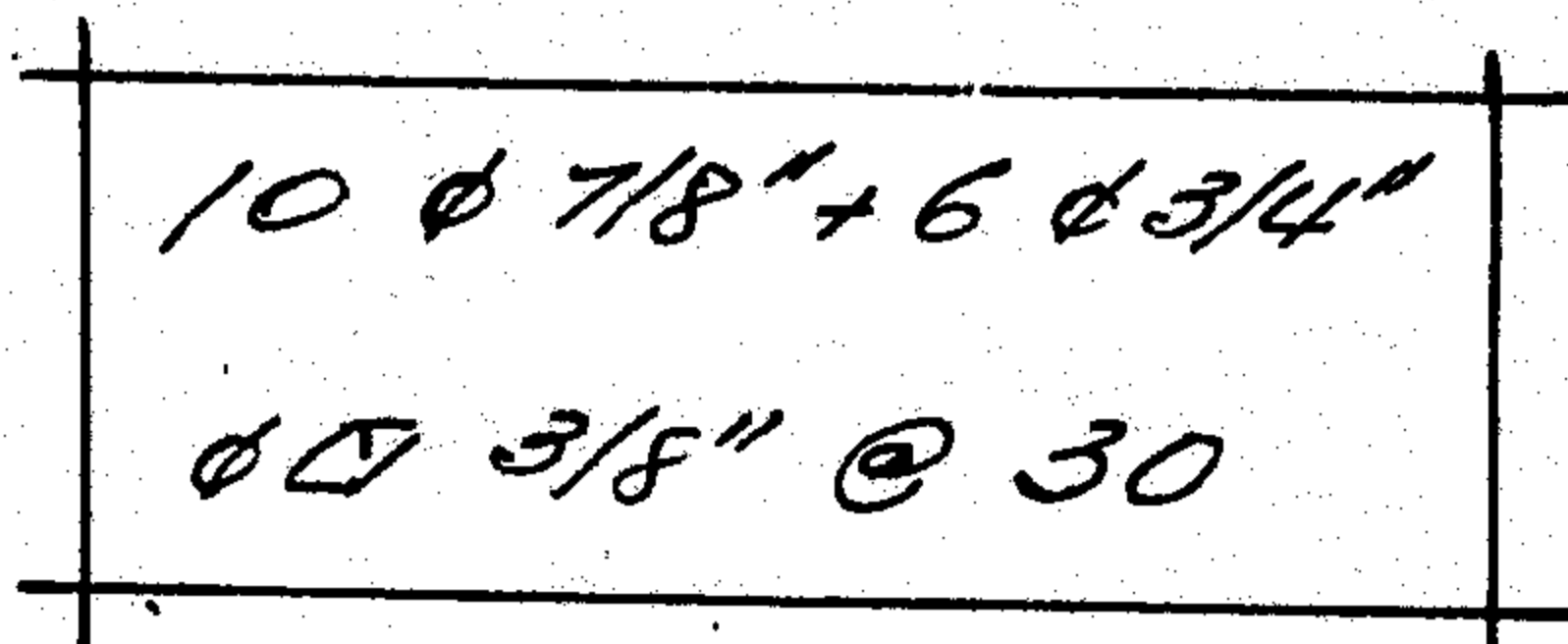
ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

COLUMNAS E-1 y D-1

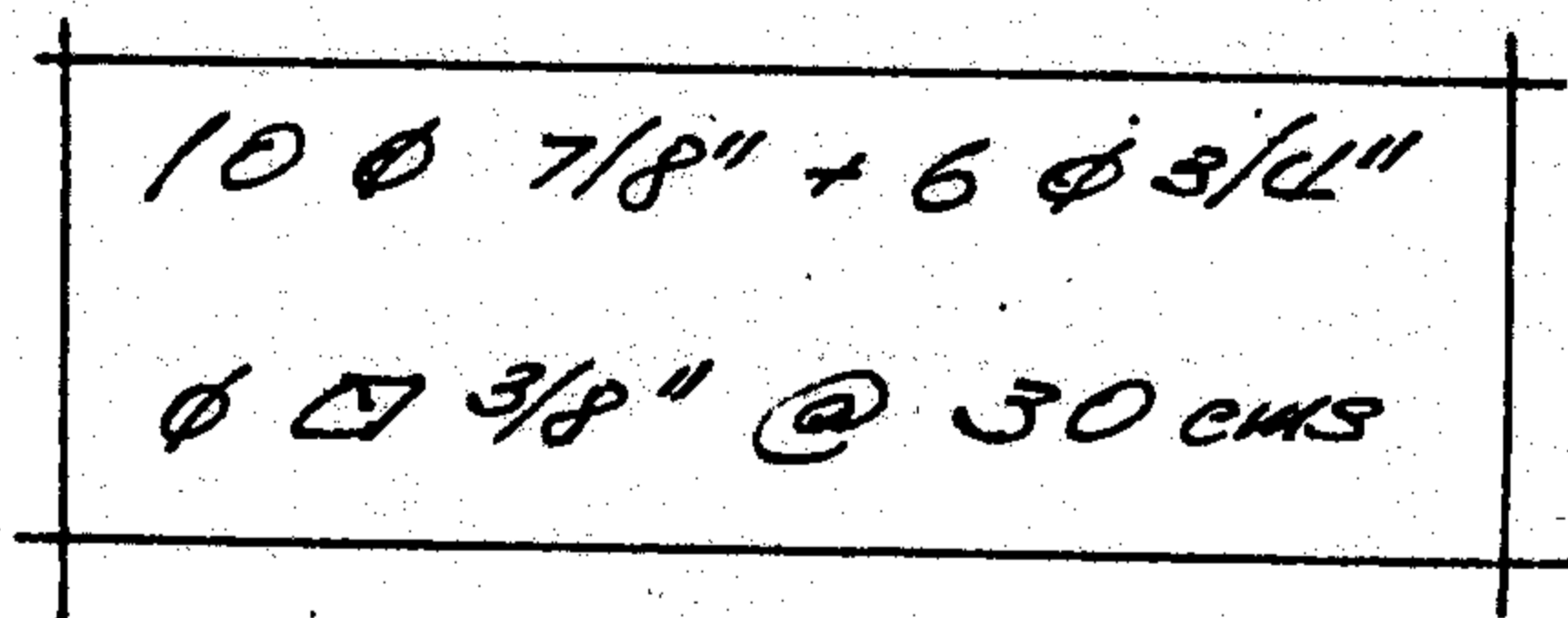
SOTANO:-

$M = 8900 \text{ KgM}$	$e = 6.3 \text{ cms} < e$
$N = 141850 \text{ Kgs}$	$P_g = 0.0123$
$A_g = 60 \times 75 \text{ cms}$	$A_s = 55 \text{ cm}^2$



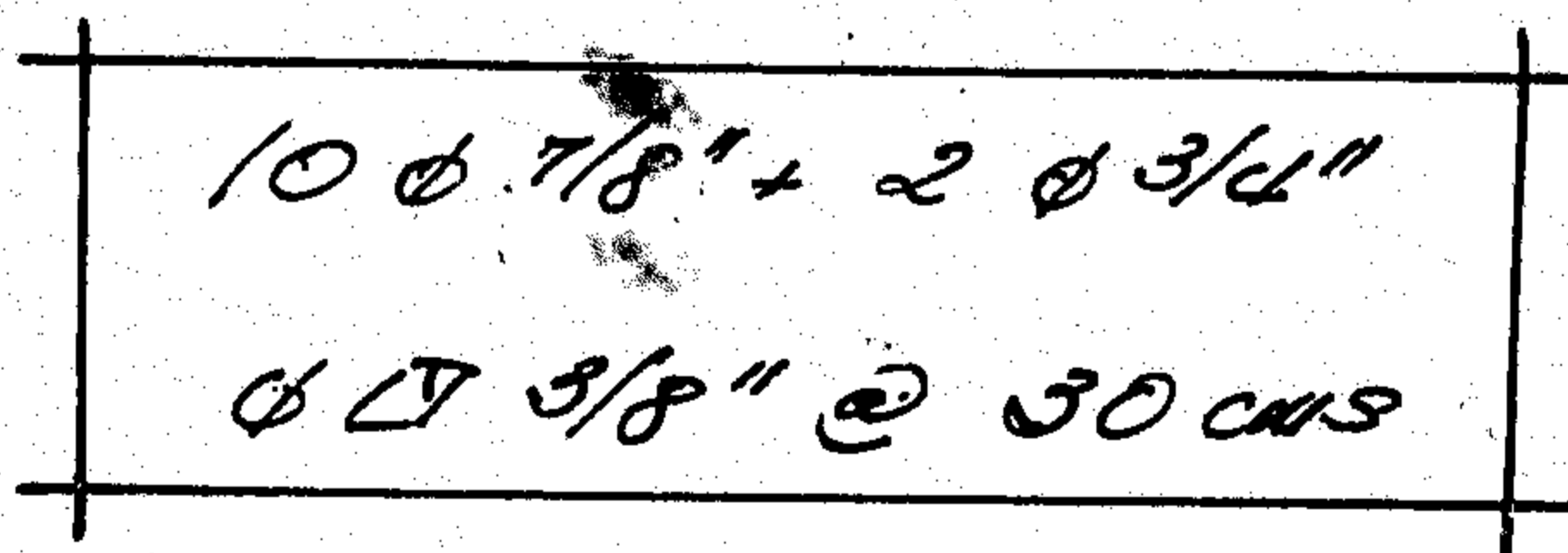
PRIMER PISO:-

$M = 4100 \text{ KgM}$	$e = 3.8 \text{ cms} < e$
$N = 108130 \text{ Kgs}$	$P_g = 0.0201$
$A_g = 50 \times 55 \text{ cms}$	$A_s = 55.4 \text{ cm}^2$



SEGUNDO PISO

$M = 6600 \text{ KgM}$	$e = 8.45 \text{ cms} < e$ caso I
$N = 80460 \text{ Kgs}$	$P_g = 0.016$
$A_g = 50 \times 55 \text{ cms}$	$A_s = 44 \text{ cm}^2$



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

TERCER PISO:-

$$M = 4550 \text{ Kg/m}$$

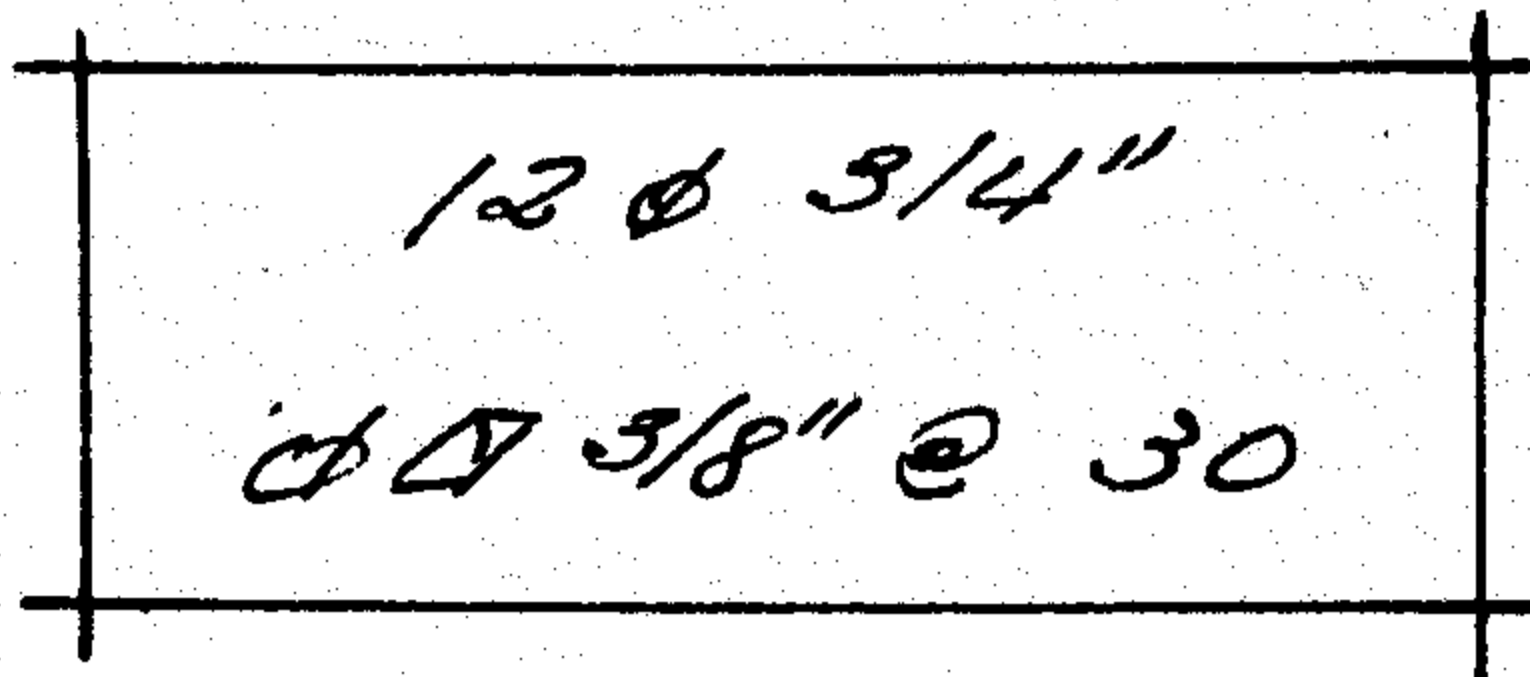
$$e = 8.65 \text{ cms} < \text{ caso I}$$

$$N = 52790 \text{ Kgs}$$

$$P_g = 0.019$$

$$A_g = 40 \times 45 \text{ cms}$$

$$A_s = 34.3 \text{ cm}^2$$



CUARTO PISO:-

$$M = 2100 \text{ Kg/m}$$

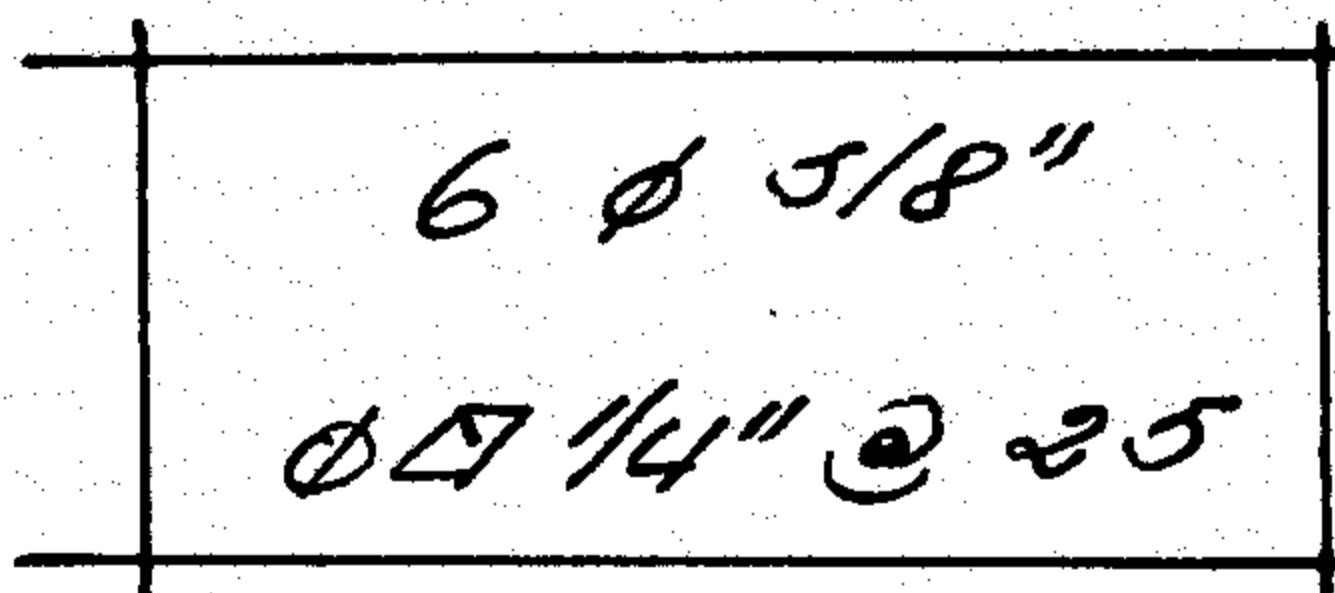
$$e = 13.7 \text{ cms} < \text{ caso I}$$

$$N = 15,120 \text{ Kgs}$$

$$P_g < 0.01$$

$$A_g = 35 \times 30 \text{ cms}$$

$$A_s = 0.01 A_{g \text{ req}} = 10.3 \text{ cm}^2$$



COLUMNAS E-2 y D-2

SOTANO

$$M = 550 \text{ Kg/m}$$

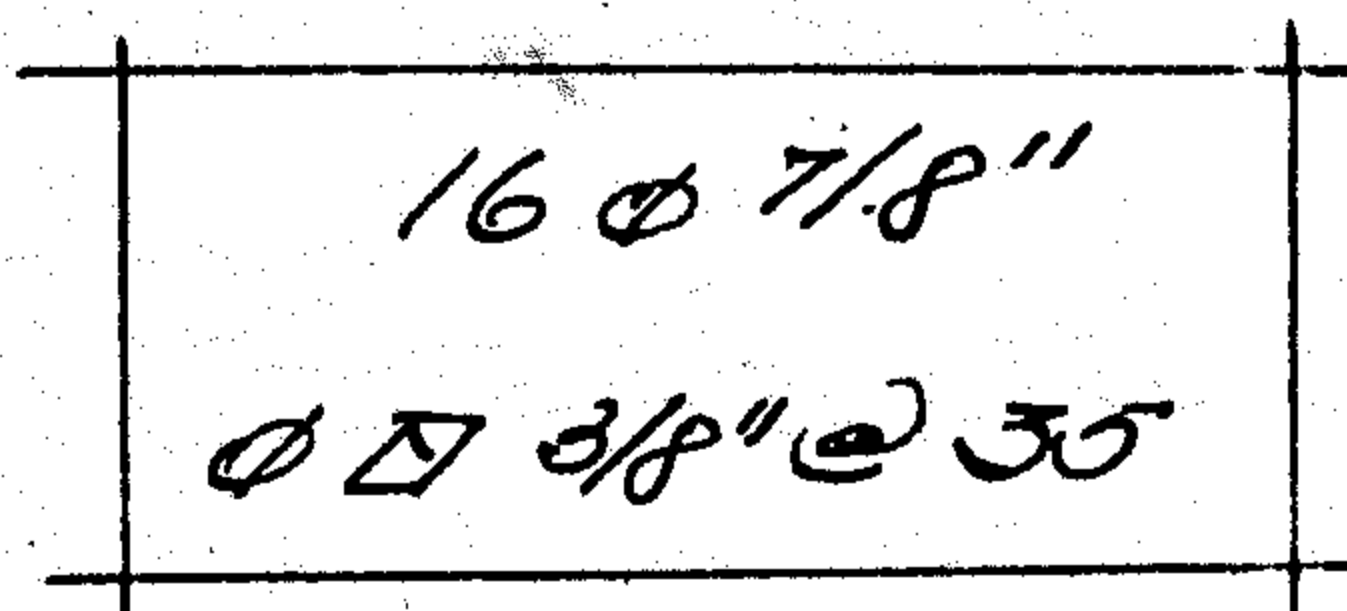
$$e = 0.29 \text{ cms}$$

$$N = 189,050 \text{ Kgs}$$

$$P_g = 0.0181$$

$$A_g = 70 \times 70 \text{ cms}$$

$$A_s = 59.4 \text{ cm}^2$$



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

PRIMER PISO

$$M = 630 \text{ KgM}$$

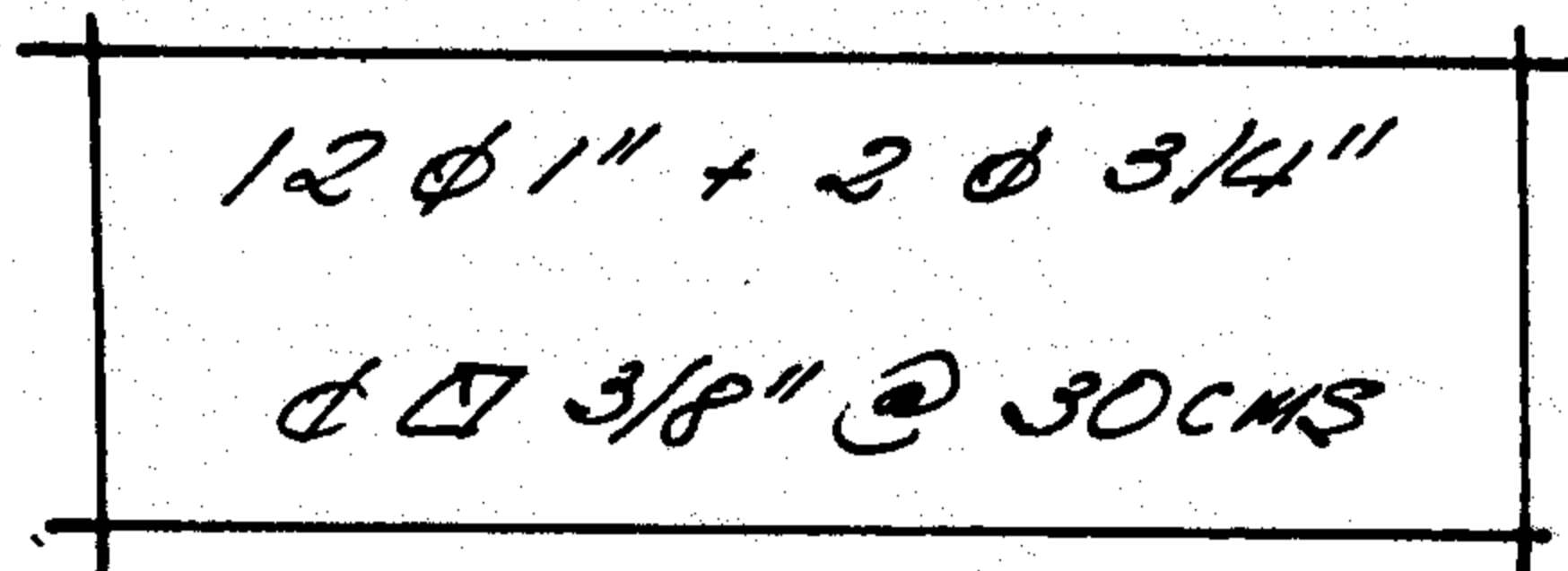
$$e = 0.435 \text{ cms}$$

$$N = 145,630 \text{ Kgs}$$

$$P_g = 0.0216$$

$$A_g = 55 \times 55 \text{ cms}$$

$$A_s = 65.2 \text{ cm}^2$$



SEGUNDO PISO.-

$$M = 1100 \text{ KgM}$$

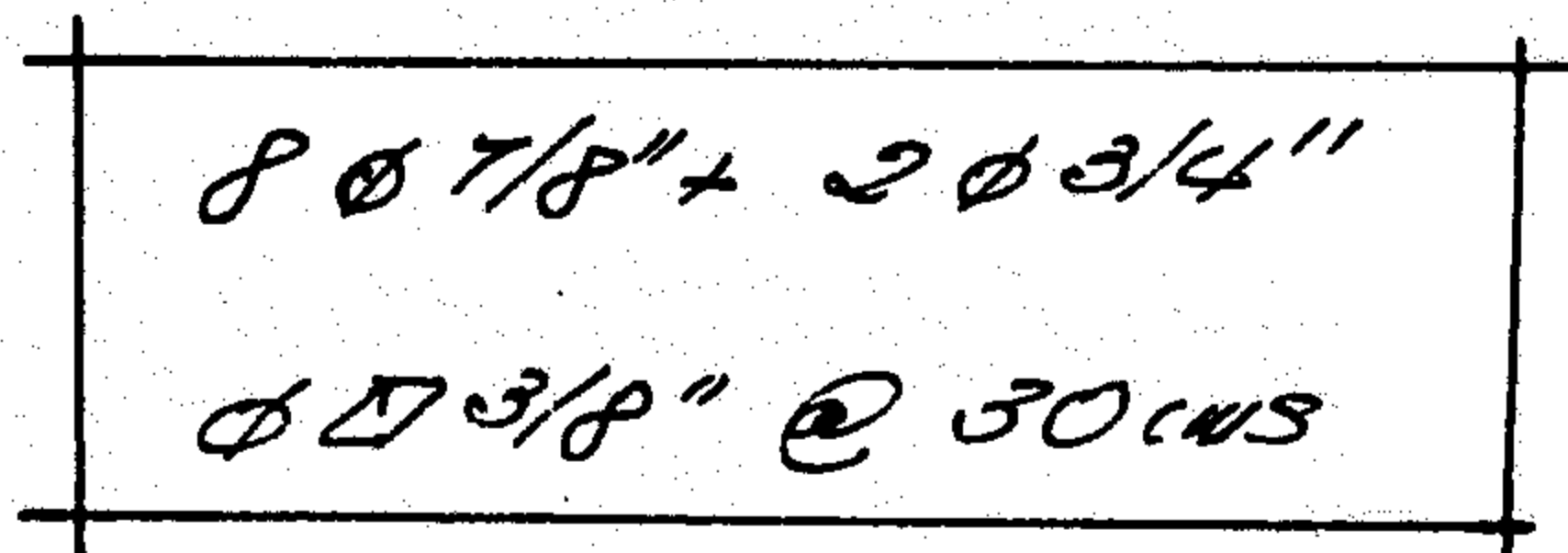
$$e = 1.03 \text{ cms } < \tau$$

$$N = 107,160 \text{ Kgs}$$

$$P_g = 0.011$$

$$A_g = 55 \times 55 \text{ cms}$$

$$A_s = 34.6 \text{ cm}^2$$



TERCER PISO

$$M = 1980 \text{ KgM}$$

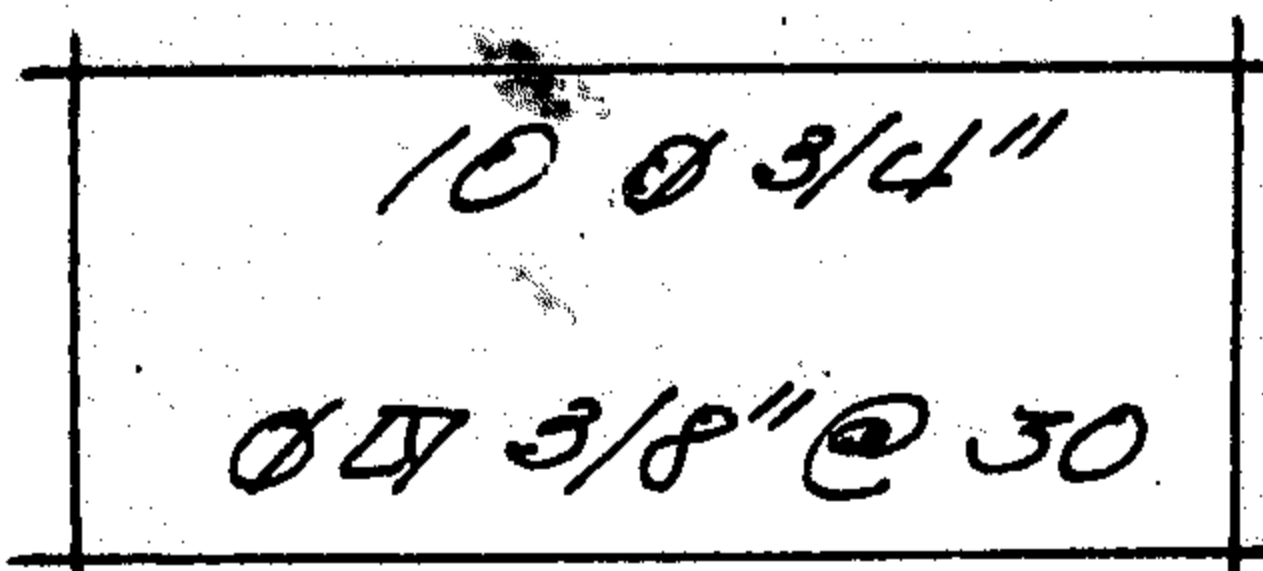
$$e = 2.89 \text{ cms } < \tau$$

$$N = 68,690 \text{ Kgs}$$

$$P_g = 0.0133$$

$$A_g = 45 \times 45 \text{ cms}$$

$$A_s = 26.6 \text{ cm}^2$$



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

CUARTO PISO

$$M = 800 \text{ KgM}$$

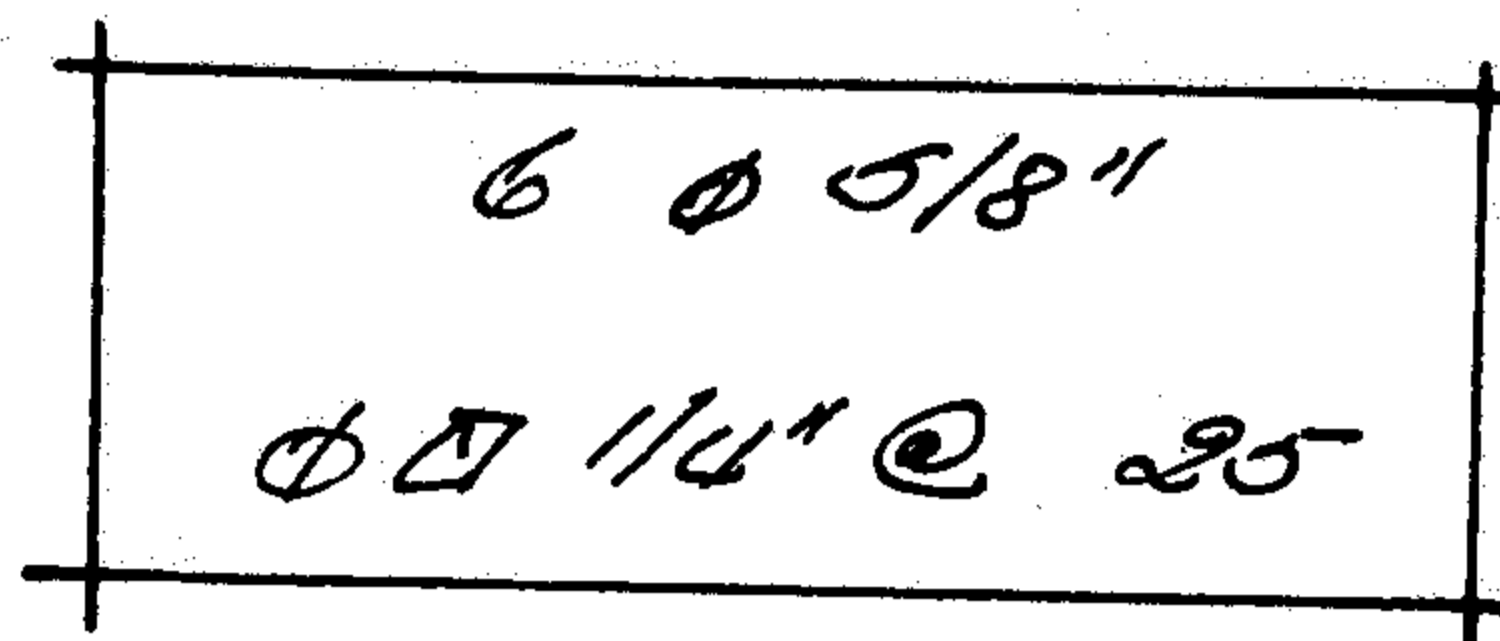
$$e = 2.65 \text{ cms CT}$$

$$N = 30,220 \text{ Kgs}$$

$$P_g < 0.01$$

$$A_g = 35 \times 35 \text{ cms}$$

$$A_s = 0.01 \times A_{g_{est}} = 10.2 \text{ cm}^2$$



COLUMNAS E-3 y D-3

SOTANO

$$M = 0$$

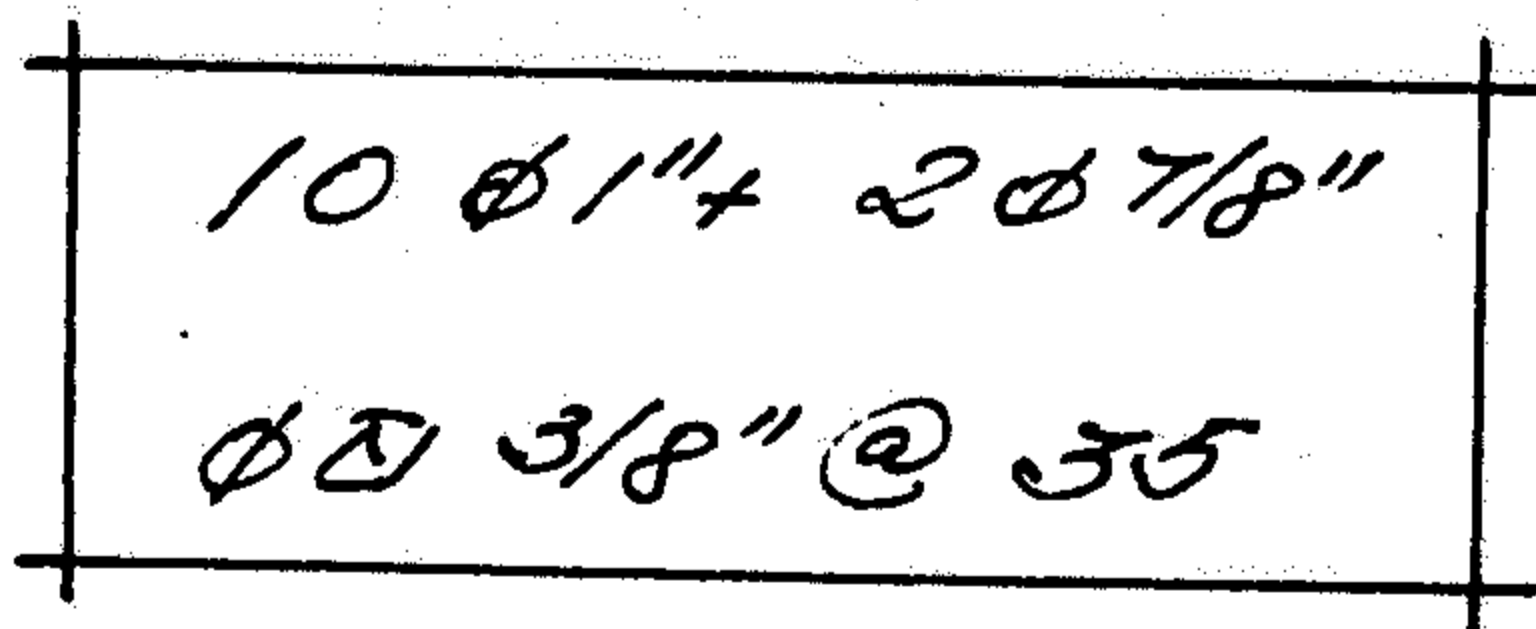
$$e = 0$$

$$N = 188,050$$

$$P_g = 0.0117$$

$$A_g = 70 \times 70 \text{ cms}$$

$$A_s = 57.3 \text{ cm}^2$$



PRIMER PISO

$$M = 310 \text{ KgM}$$

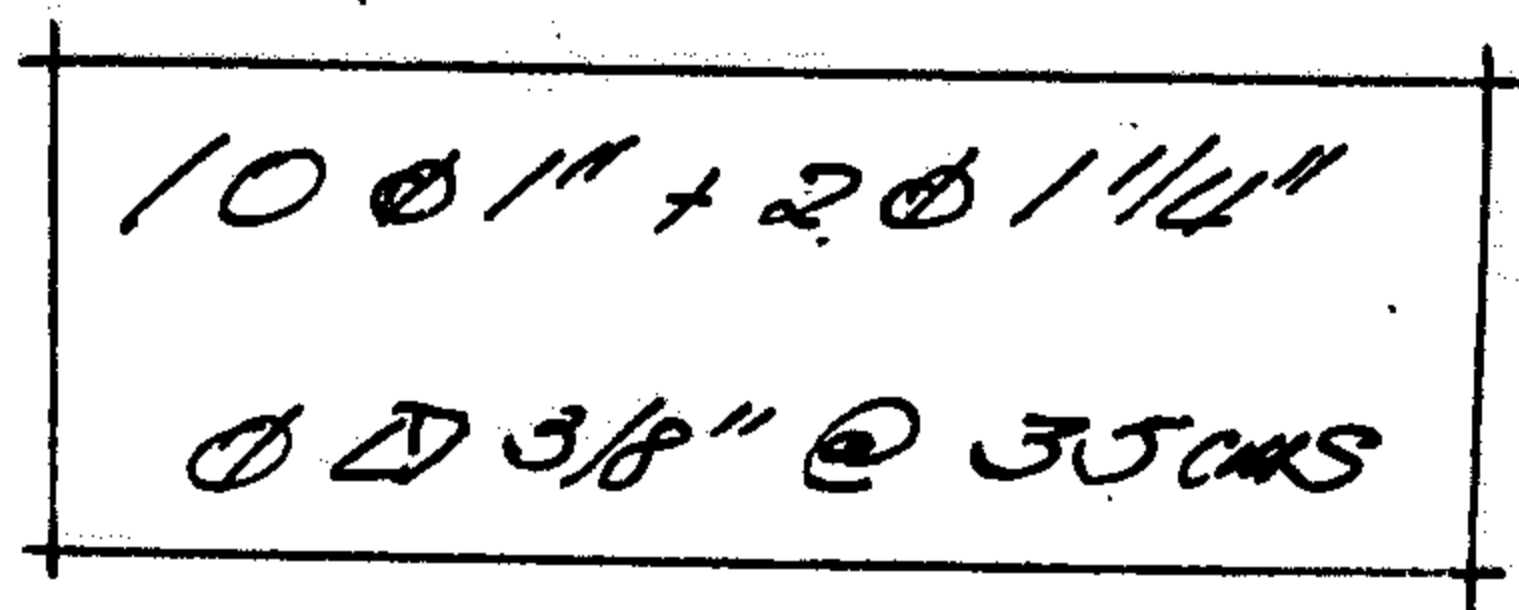
$$e = 0.22 \text{ cms CT}$$

$$N = 144,430 \text{ Kgs}$$

$$P_g = 0.0211$$

$$A_g = 55 \times 55 \text{ cms}$$

$$A_s = 64 \text{ cm}^2$$



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

SEGUNDO PISO

$$M = 520 \text{ KgM}$$

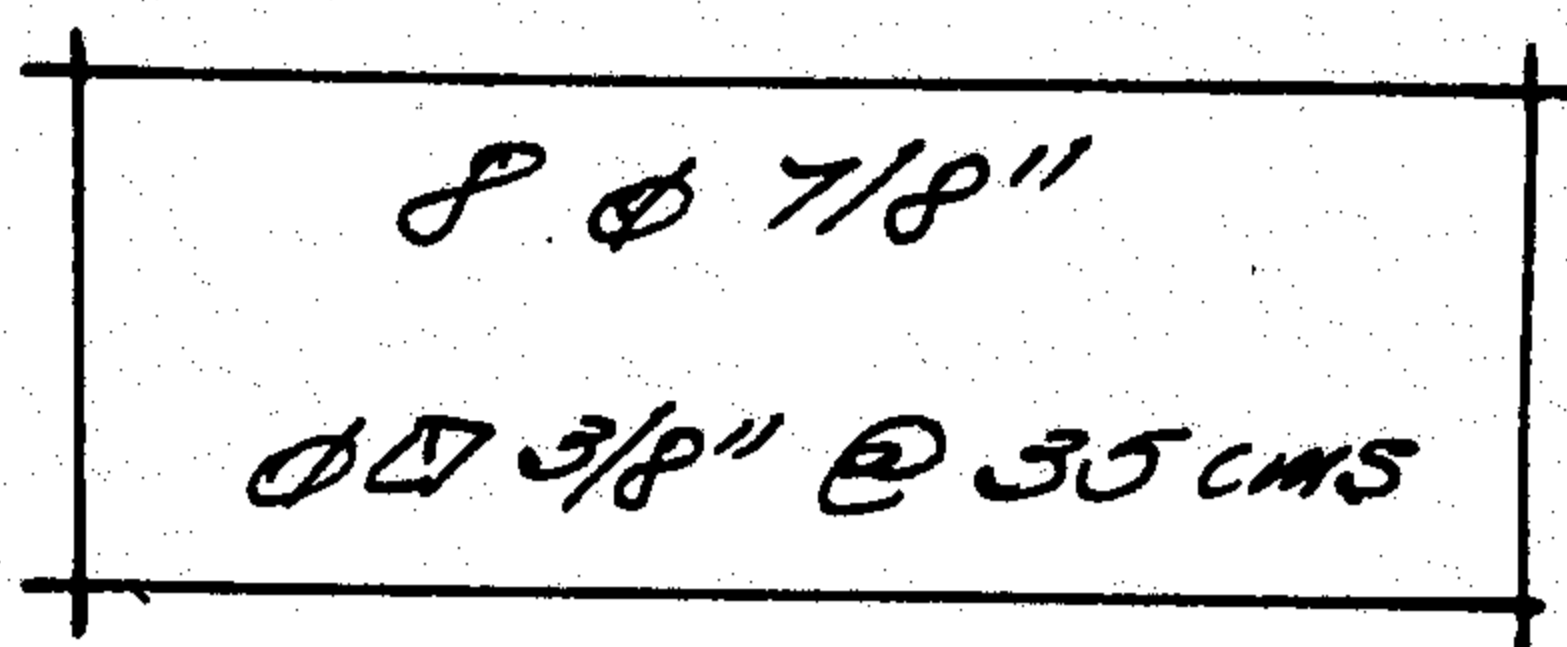
$$e = 0.49 \text{ cms} < t$$

$$N = 105,360 \text{ Kgs}$$

$$P_g < 0.01$$

$$A_g = 55 \times 55 \text{ cms}$$

$$A_s = 0.01 A_{g_{est}} = 29.6 \text{ cm}^2$$



TERCER PISO:-

$$M = 700 \text{ KgM}$$

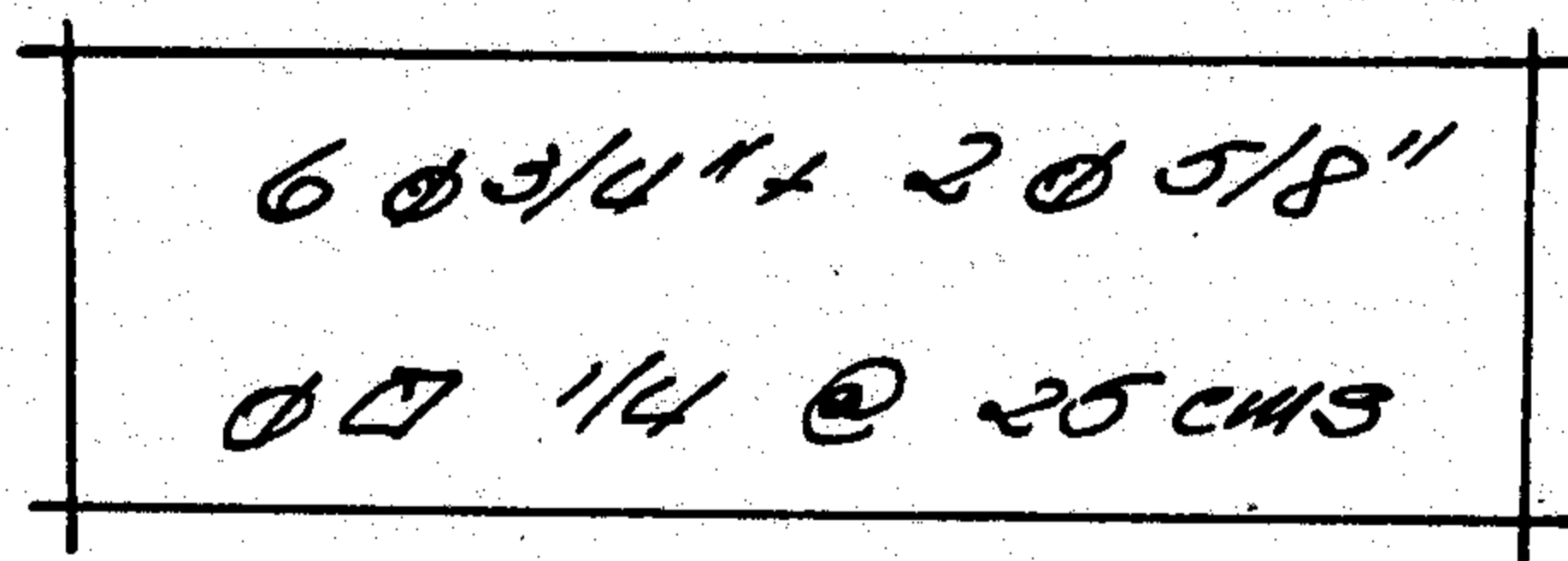
$$e = 1.06 \text{ cms} < t$$

$$N = 66,290 \text{ Kgs}$$

$$P_g < 0.01$$

$$A_g = 45 \times 45 \text{ cms}$$

$$A_s = 0.01 A_{g_{est}} = 19.6 \text{ cm}^2$$



CUARTO PISO:-

$$M = 250 \text{ KgM}$$

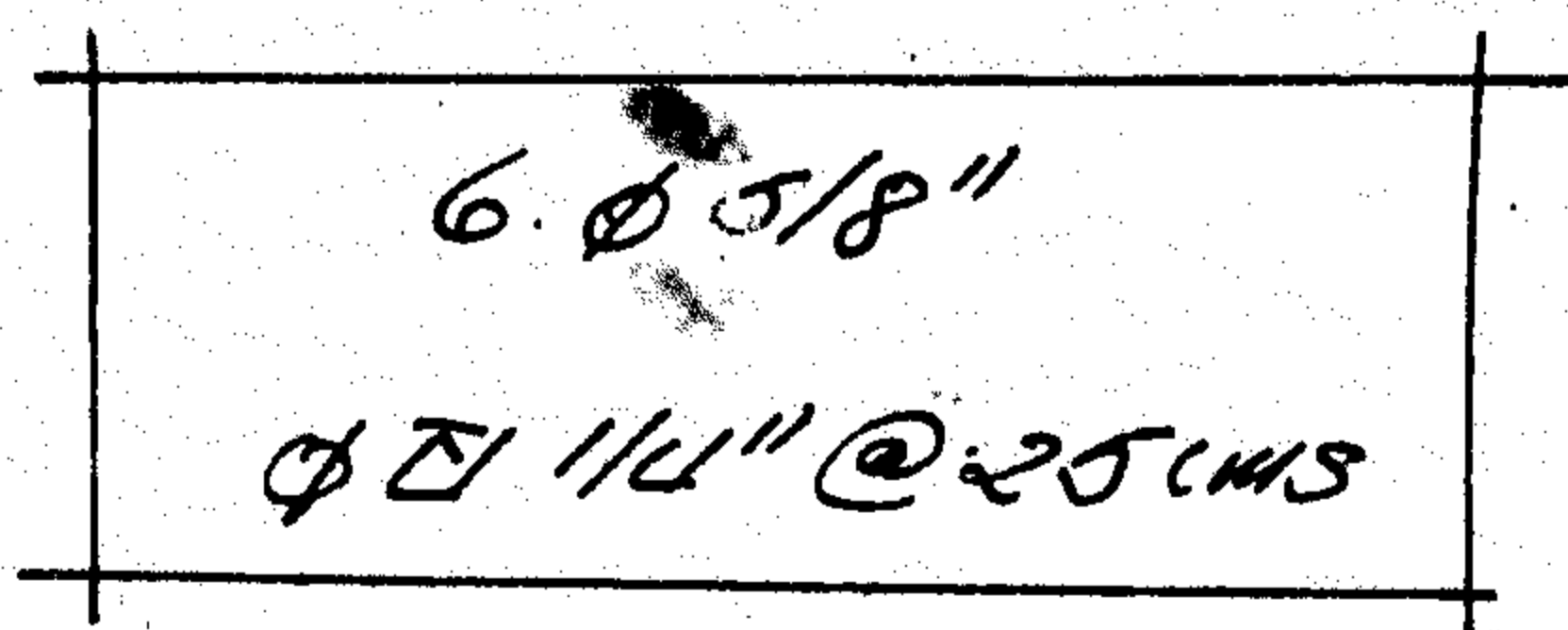
$$e = 0.9 \text{ cms} < t$$

$$N = 28,220 \text{ Kgs}$$

$$P_g < 0.01$$

$$A_g = 35 \times 35 \text{ cms}$$

$$A_s = 0.01 A_{g_{est}} = 8.4 \text{ cm}^2$$



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

COLUMNAS E-4 y D-4

$$M = 7000 \text{ KgM}$$

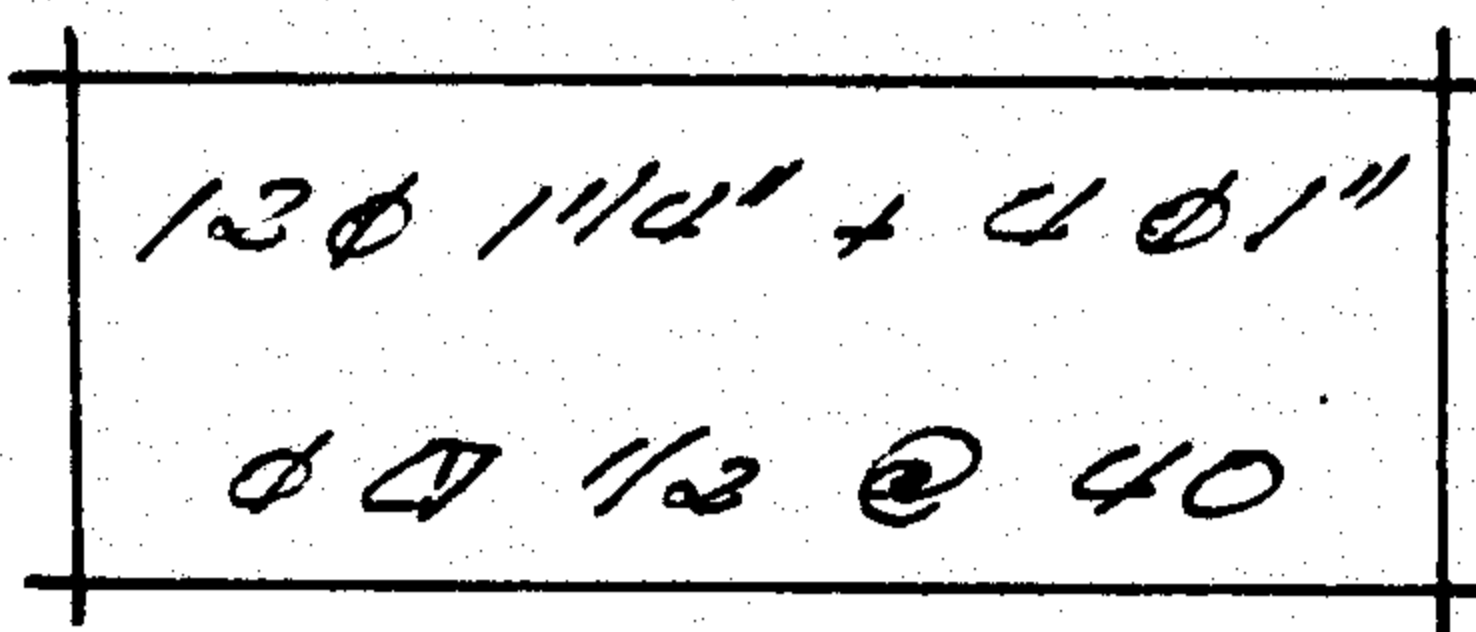
$$e = 3.3 \text{ cms } < T$$

$$N = 219,500 \text{ Kgs}$$

$$P_g = 0.023$$

$$A_g = 70 \times 70 \text{ cms}$$

$$A_s = 113 \text{ cm}^2$$



PRIMER PISO:-

$$M = 2600 \text{ KgM}$$

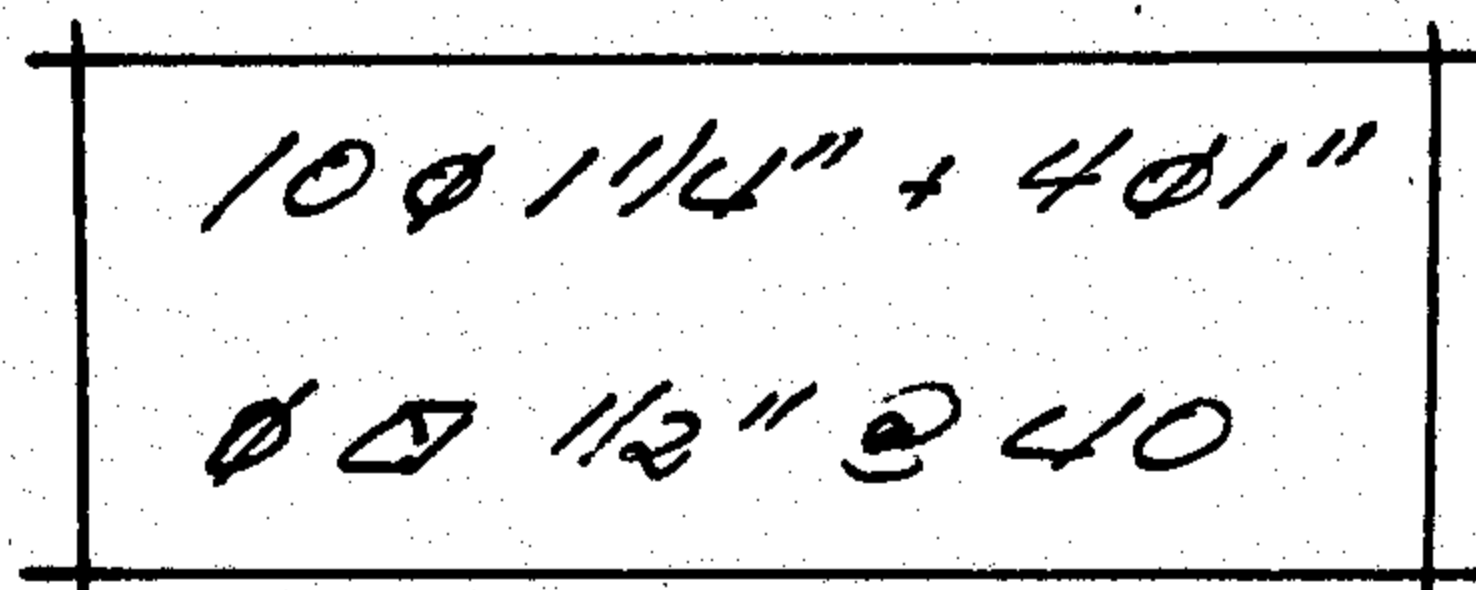
$$e = 1.63 \text{ cms } < T$$

$$N = 169,500 \text{ Kgs}$$

$$P_g = 0.0326$$

$$A_g = 55 \times 55 \text{ cms}$$

$$A_s = 98.5 \text{ cm}^2$$



SEGUNDO PISO

$$M = 4100 \text{ KgM}$$

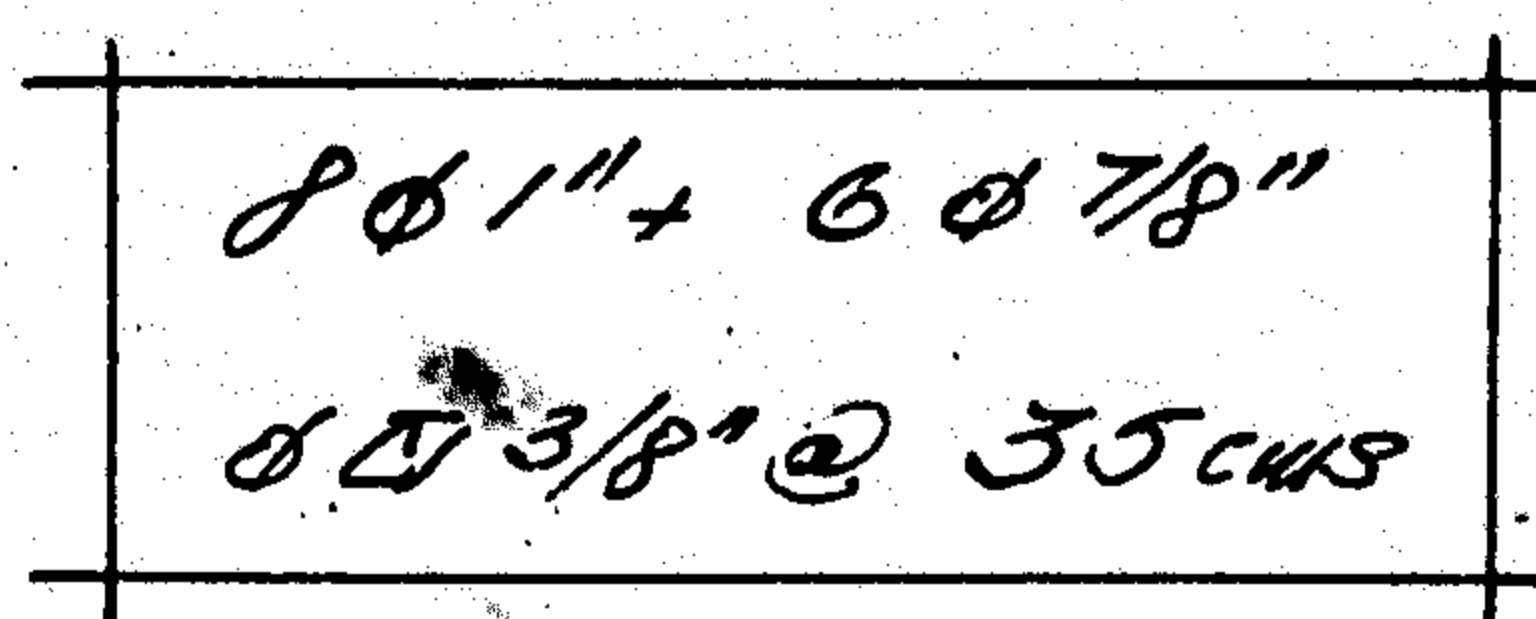
$$e = 3.31 \text{ cms } < T$$

$$N = 123,500 \text{ Kgs}$$

$$P_g = 0.0209$$

$$A_g = 55 \times 55 \text{ cms}$$

$$A_s = 63 \text{ cm}^2$$



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

TERCER PISO

$$M = 9200 \text{ KgM}$$

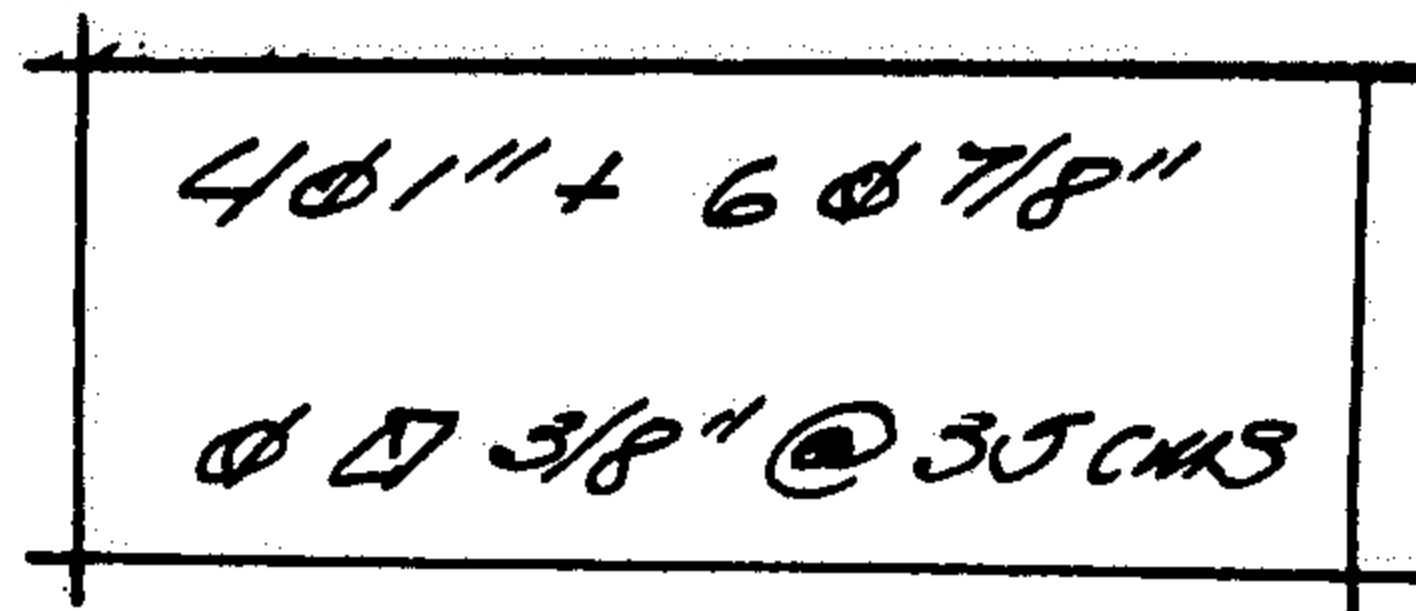
$$e = 4.14 \text{ cms } < T$$

$$N = 77,500 \text{ Kgs}$$

$$P_g = 0.0216$$

$$A_g = 45 \times 45 \text{ cms}$$

$$A_s = 43.6 \text{ cm}^2$$



CUARTO PISO:-

$$M = 1500 \text{ KgM}$$

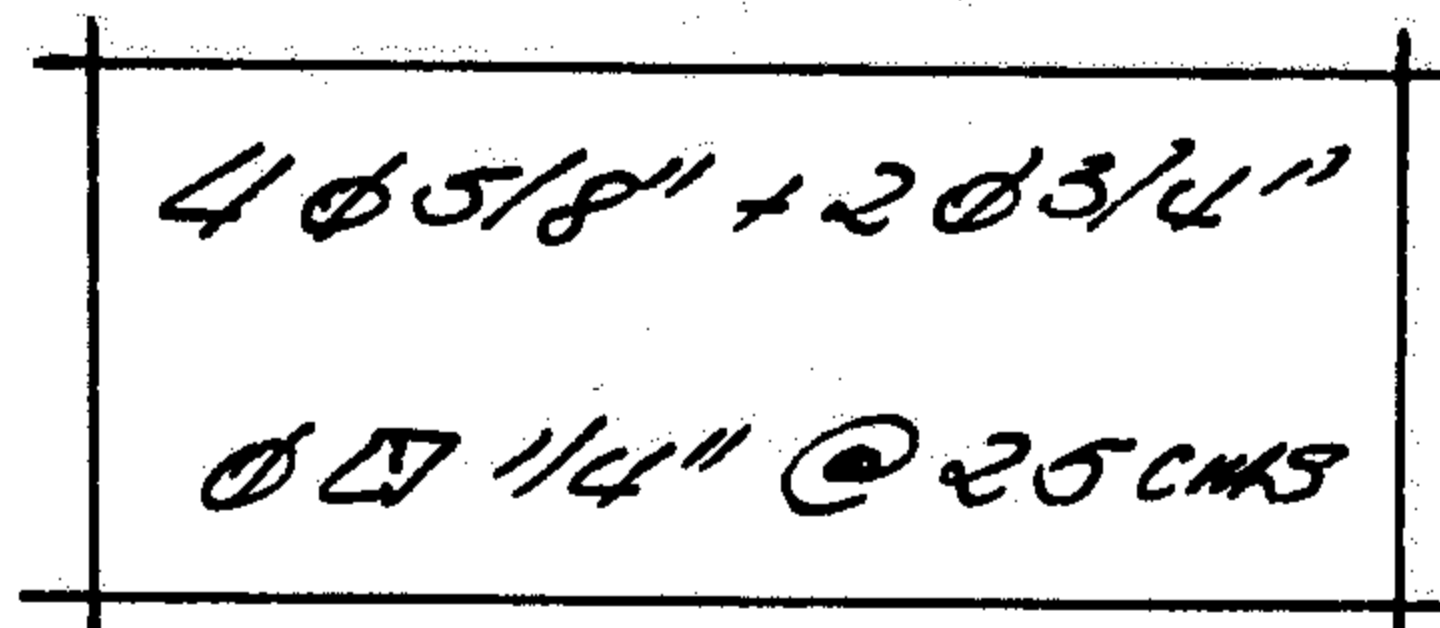
$$e = 4.75 \text{ cms } < T$$

$$N = 31500 \text{ Kgs}$$

$$P_g < 0.01$$

$$A_g = 35 \times 35 \text{ cms}$$

$$A_s = 0.01 A_{g \text{ est}} = 12.1 \text{ cm}^2$$



COLUMNAS E-5 y D-5

SOTANO:-

$$M = 18600 \text{ KgM}$$

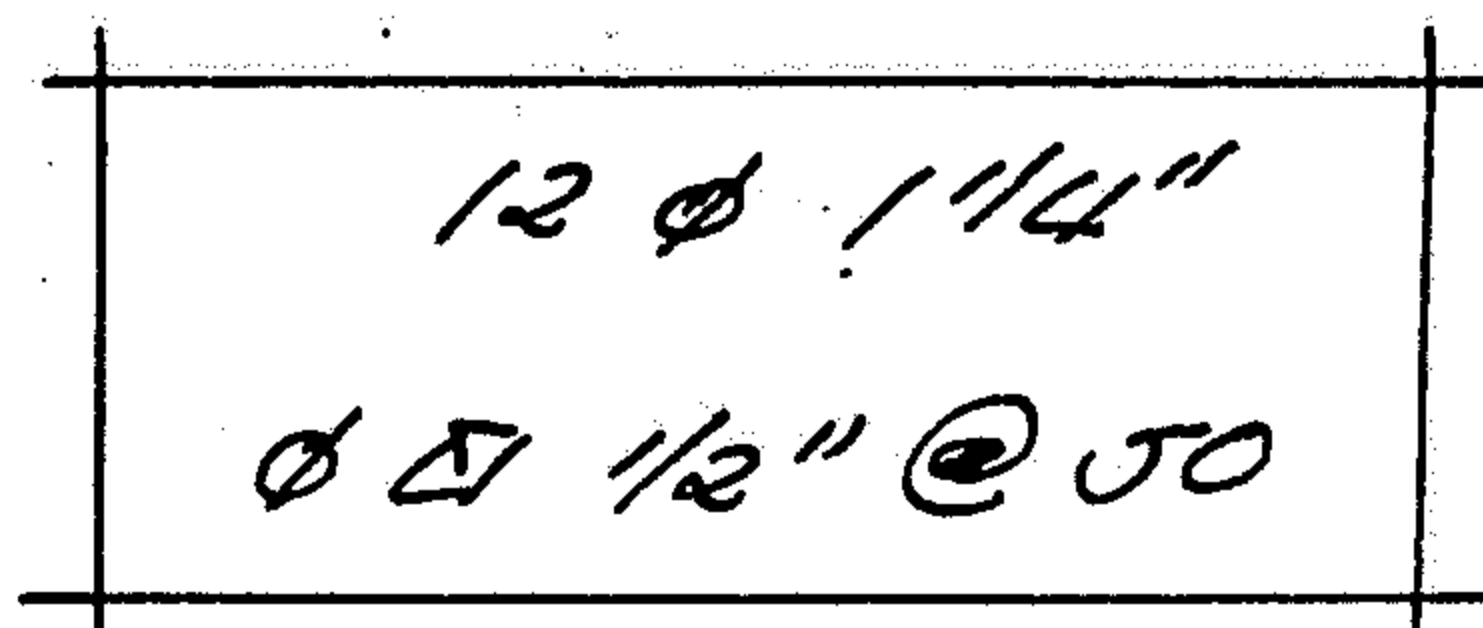
$$e = 12.7 \text{ cms}$$

$$N = 146,150 \text{ Kgs}$$

$$P_g = 0.021$$

$$A_g = 60 \times 75 \text{ cms}$$

$$A_s = 94.2 \text{ cm}^2$$



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

PRIMER PISO:-

$$M = 7250 \text{ KG.M}$$

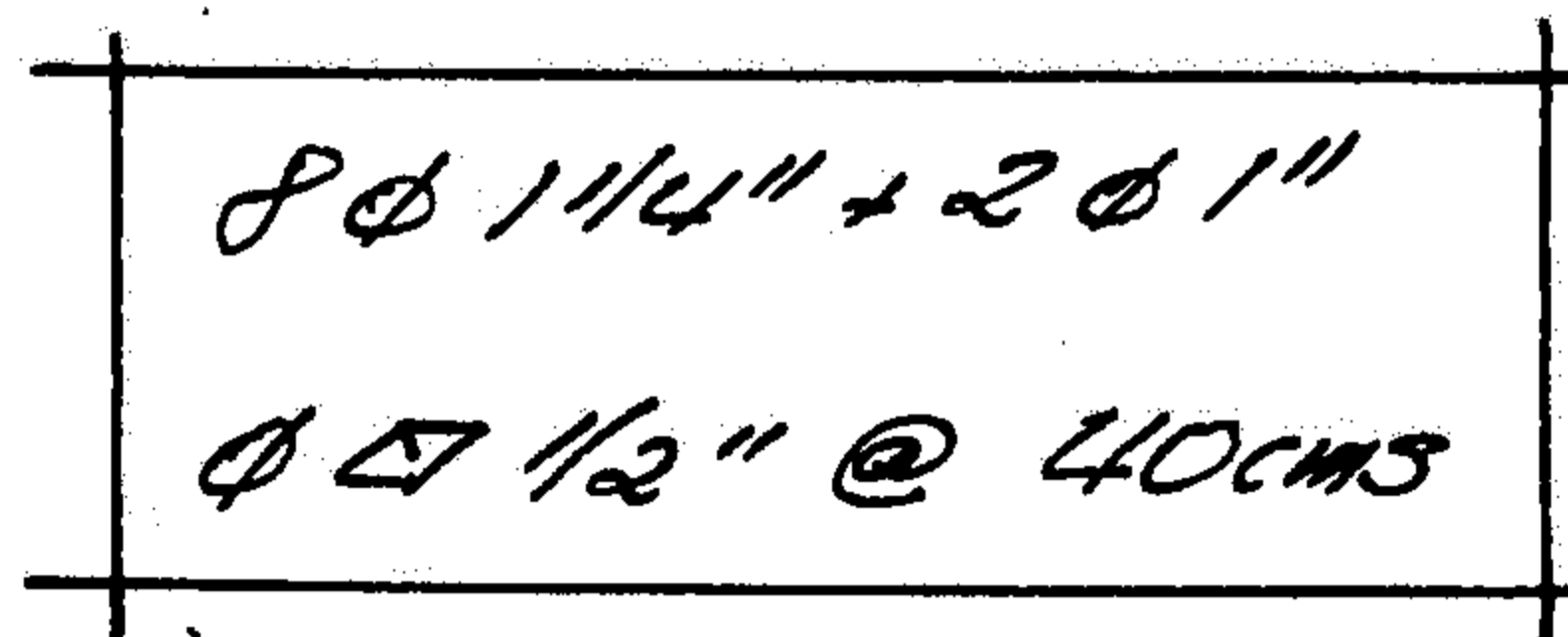
$$e = 6.75 \text{ CMS CT}$$

$$N = 107,800 \text{ KGS}$$

$$P_g = 0.026$$

$$A_g = 50 \times 55 \text{ CMS}$$

$$A_s = 71.5 \text{ CM}^2$$



SEGUNDO PISO

$$M = 12200 \text{ KG.M}$$

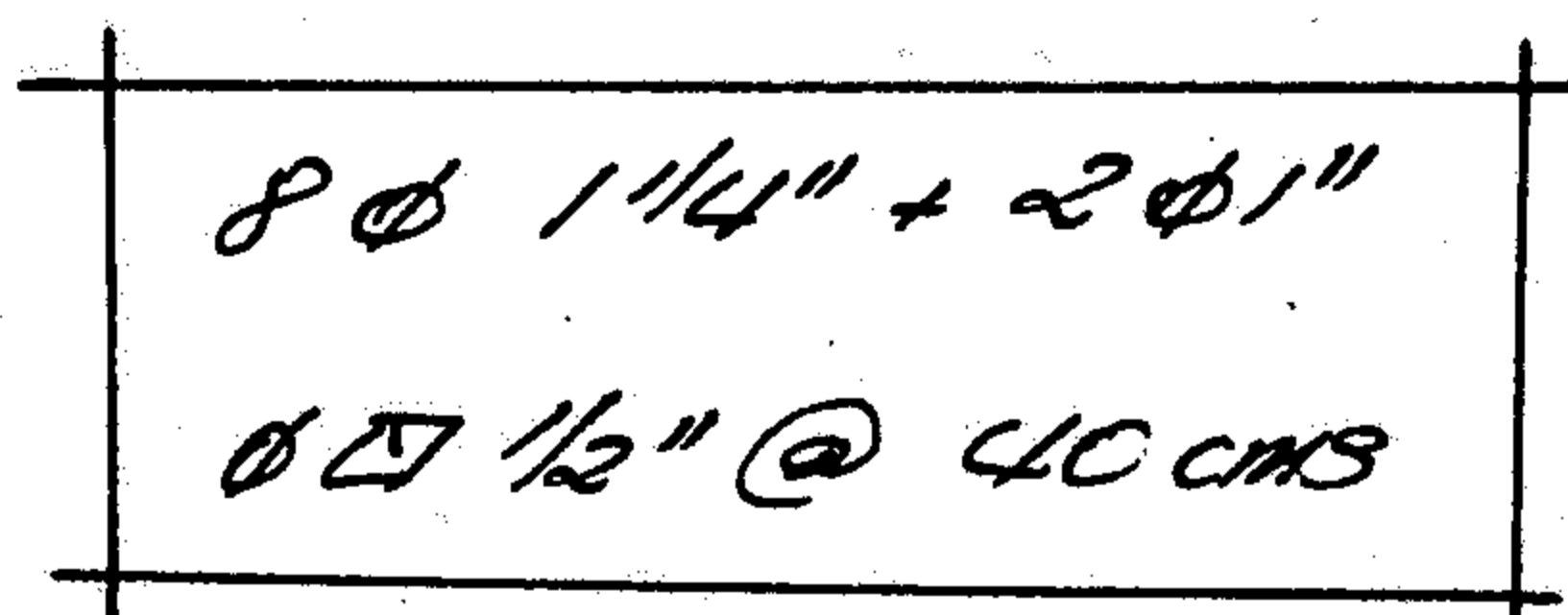
$$e = 15.6 \text{ CMS CT}$$

$$N = 78,250 \text{ KGS}$$

$$P_g = 0.026$$

$$A_g = 50 \times 55 \text{ CMS}$$

$$A_s = 71.5 \text{ CM}^2$$



TERCER PISO

$$M = 8200 \text{ KG.M}$$

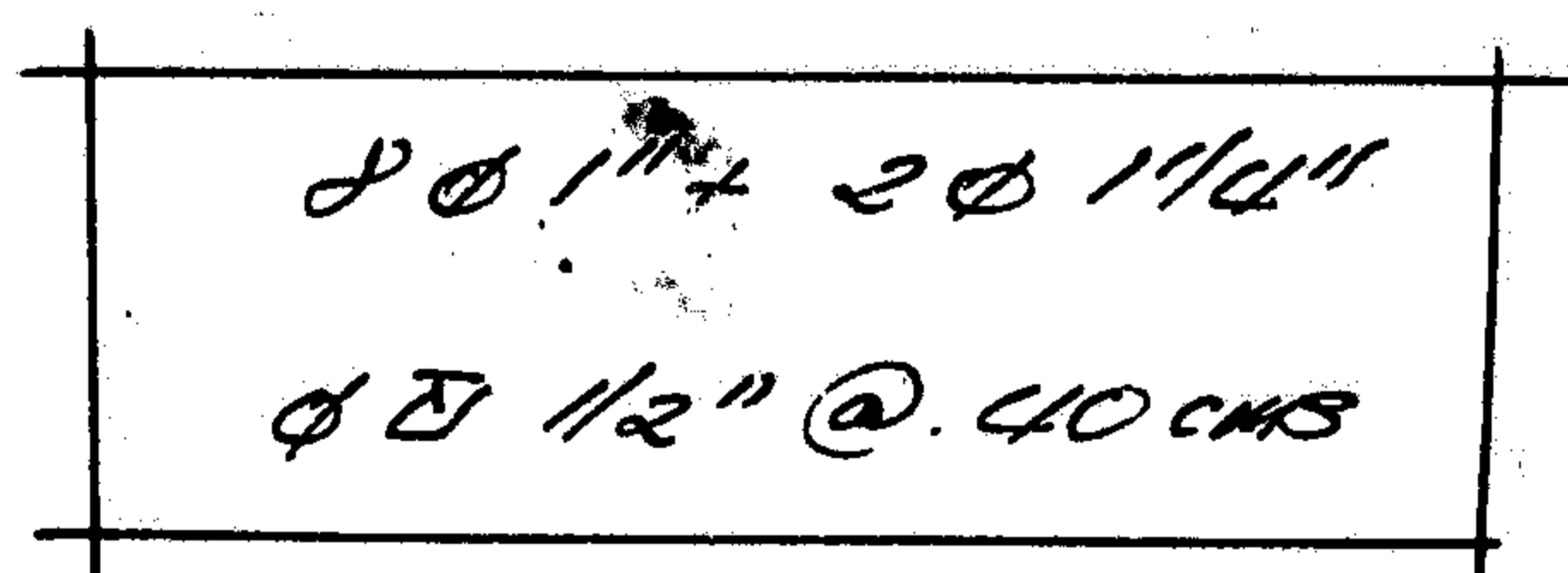
$$e = 16.8 \text{ CMS CT}$$

$$N = 48700 \text{ KGS}$$

$$P_g = 0.031$$

$$A_g = 40 \times 45 \text{ CMS}$$

$$A_s = 56 \text{ CM}^2$$



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

CUARTO DISEÑO

$$M = 3920 \text{ KG.M}$$

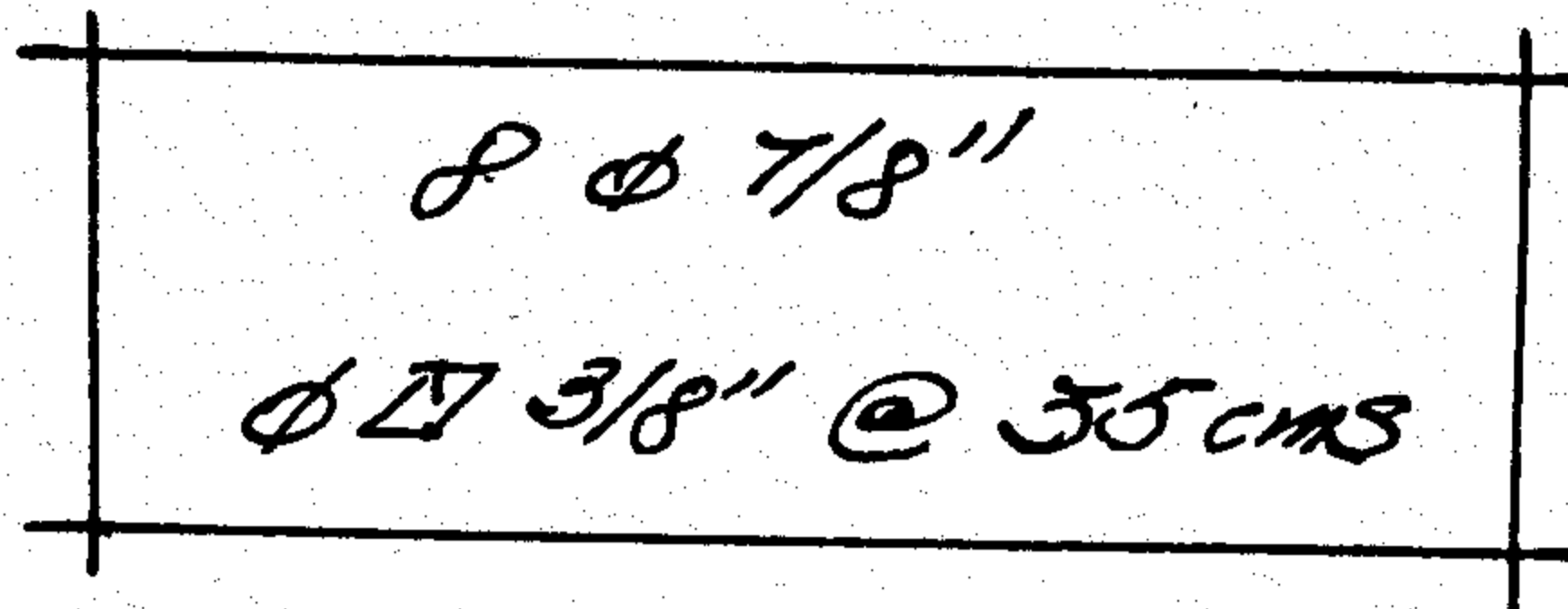
$$e = 17.4 \text{ CMS C.T.}$$

$$N = 19100 \text{ KGS}$$

$$P_g = 0.03$$

$$A_g = 35 \times 30 \text{ CMS}$$

$$A_s = 31.5 \text{ CM}^2$$



PORTICO F

En el presente pórtico he seguido el mismo método que en el "D" y "E".

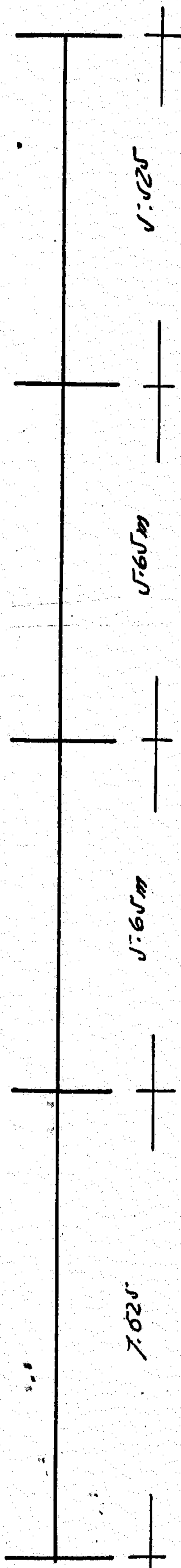
En las páginas siguientes doy un diagrama de cargas permanentes y móviles; el cálculo de los momentos en cuadros tabulados y un resumen de los momentos en las vigas, después del cual paso a examinar cada viga en forma individual.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

4º Piso.- Cálculo de los momentos:-



Para Standard: - $L = 5.65m$ $C_u = 675$ $C_m = 5740$ $C_f = 4415$ $C_u = 0.18$

$W_{TL} \times L^2 = 4415 \times 5.65^2 = 141100$

	0.21	0.25	0.25	0.16
$\frac{51000}{1000}$				
$\frac{W_{TL}}{W_{TL}}$	1.33	1.00	1.00	0.98
Tabla A	.0134	.1019	.0405	.1019
Tabla 2A	.0128	.0425		.0021
C	.0262	.1444	.0405	.1026
M = $C_u W_{TL} L^2$	3700	20450	12450	14800
	19050	5700	5700	9300
	23100	12450	12450	1870

Momentos en las columnas

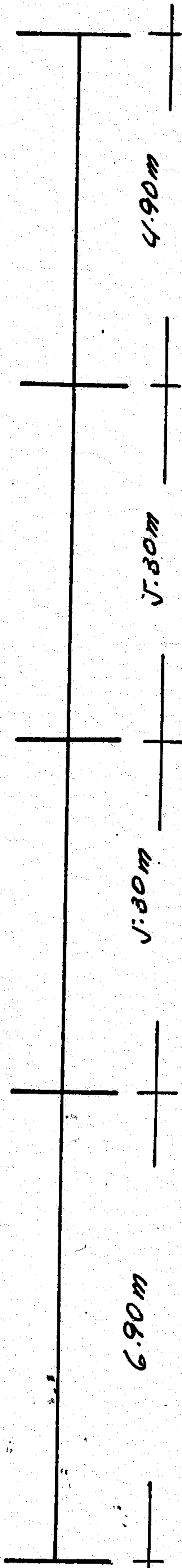
3700 Kg/m	0	1870 Kg/m
1650 Kg/m	750 Kg/m	1870 Kg/m

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

SOTANO:- Cálculo de los momentos:-



Piso Standard:- L = 1.50m $C_1 = 2700$ $\frac{C_2}{C_1} = 0.6$
 $C_2 = 4700$; $\frac{C_3}{C_1} = 0.6$
 $C_3 = 7400$

$W_1 + L^2 = 7400 \times 1.5^2 = 208,000$

Eje / k/m²	7.2		5.2		5.2		5.2		5.4	
	1.3		1.00		1.00		1.00		0.93	
Tabla 1A	.0746	.0456	.0886	.0833	.0853	.0440	.0866	.0929	.0499	.0713
Tabla 2A	.0532	.0326	.0068				.0019	.0105	.0068	.0100
C	.1278	.0782	.0934	.0853	.0853	.0440	.0847	.0824	.0431	.0613
M	26500	16200	19400	17700	17700	9150	17600	17100	9000	12700

Momentos en las columnas

5000 kgm	1900 kgm	0	2350 kgm
21500 kgm	8400 kgm	0	10400 kgm

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

VIGA 419

$-M_5 = 3700 \text{ KgM}$

$+M = 19050 "$

$-M_4 = 22100 "$

Áreas de Acero:-

apoyo 5:- $2\phi 3/4" + 3\phi 5/8"$

acero positivo:- $M > M_c$ necesita acero en compresión

$A_s = 4\phi 1" + 2\phi 3/4"$

$A'_s = 3\phi 5/8"$

apoyo 4:- $M > M_c$ necesita acero en compresión y 2 capas

$A_s = 3\phi 3/4" + 7\phi 7/8"$

$A'_s = 1\phi 1" + 1\phi 3/4"$

Esfuerzo Cortante:-

$V_{max} = 17,960 \text{ Kgs}$

$v = 9.25 \text{ Kg/cm}^2$

$d = 2.05 \text{ m}$

$v' = 177 \text{ Kg/cm}$ de aquí:

Estantes de $3/8"$:- $2 @ 10, 12 @ 15$

Puntos de inflexión:-

positivos: Izquierda:- $.22 \text{ m}$ Derecha:- 1.34 m

negativos:- apoyo 5:- $.30 \text{ m}$ apoyo 4:- 1.39 m

Verificación de adherencia:-

apoyos:- $E_0 = 30.9 \text{ cm} < 5\phi 3/4" + 4\phi 7/8" = 58 \text{ cms}$

P. de I:- $E_0 = 20.6 \text{ cms} < 4\phi 1" + 1\phi 3/4" = 38 \text{ cms}$

VIGA 420

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$-M_4 = 20,450 \text{ kgm}$$

$$+M = 5700 \text{ "}$$

$$-M_3 = 12450 \text{ "}$$

Áreas de Acero:-

$$\text{apoyo 4:- } A_s = 3\phi 3/4'' + 4\phi 7/8'' + 3\phi 5/8''$$

$$A'_s = 1\phi 1'' + 1\phi 3/4''$$

$$\text{acero positivo:- } 4\phi 3/4''$$

$$\text{apoyo 3:- } 3\phi 3/4'' + 2\phi 7/8''$$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{\text{max}} = 14,000 \text{ kgs}$$

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

$$d = 1.18 \text{ m}$$

$$v' = 105 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Estribos de } 3/8''\text{- } 1 @ 20, 1 @ 25, 2 @ 30$$

Puntos de inflexión:-

$$\text{positivos : Izquierdo = 1.56 m Derecha = 94 m}$$

$$\text{negativos apoyo 4:- 2.38 m apoyo 3:- 1.75}$$

Hay que llevar estribos hasta 2.38 m en el apoyo 4, pues ten
allí acero en compresión.

Verificación de la adherencia:-

$$\text{apoyos:- } E_0 = 24 \text{ cms}$$

$$\text{per. min} = 3\phi 3/4'' + 2\phi 7/8'' = 32 \text{ cms}$$

$$\text{P. de I:- } E_0 = 12.2 \text{ cms}$$

$$\text{per. min} = 2\phi 3/4'' = 12 \text{ cms}$$

VIGA 421

$$-M_3 = 12450$$

$$+M = 5700$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$-M_2 = 14050 \text{ KgM}$$

Áreas de Acero:-

$$\text{apoyo 3:- } 3 \phi 3/4'' + 2 \phi 7/8''$$

$$\text{acero positivo:- } 4 \phi 3/4''$$

$$\text{apoyo 2:- } 4 \phi 3/4'' + 2 \phi 7/8''$$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{\text{max}} = 12,860 \text{ Kgs} \quad v = 6.61 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = 1.03 \text{ m} \quad v' = 84$$

$$\text{Estribos de } \phi 8'' \text{ - } 3 @ 30$$

Puntos de inflexión:-

$$\text{positivos:- Izquierda:- } 1.16 \text{ m} \quad \text{Derecha } 1.27 \text{ m}$$

$$\text{negativos:- apoyo 3:- } 1.34 \text{ m} \quad \text{apoyo 2:- } 1.48 \text{ m}$$

Verificación de Adherencia:-

$$\text{apoyos:- } E_0 = 22 \text{ cms} \quad \text{por. min. - } 3 \phi 3/4'' + 2 \phi 7/8'' = 32 \text{ cms}$$

$$\text{P. de I:- } E_0 = 13.2 \text{ cms} \quad \text{por. min.:- } 3 \phi 3/4'' = 18 \text{ cms}$$

VIGA 422

$$-M_2 = 14800 \text{ KgM}$$

$$+M = 9300 \text{ ''}$$

$$-M_1 = 1870 \text{ ''}$$

Áreas de Acero:-

$$\text{apoyo 2:- } 4 \phi 3/4'' + 2 \phi 7/8''$$

$$\text{acero positivo:- } 3 \phi 3/4'' + 1 \phi 7/8''$$

$$\text{apoyo 1:- } 4 \phi 3/4''$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{max} = 13520 \text{ Kg} \qquad \sigma = 6.96 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 1.10 \text{ m} \qquad v/b = 97 \text{ Kg/cm}$$

Estribos de 3/8" :- 1 @ 25, 3 @ 30

Puntos de inflexión:-

POSITIVOS:- Izquierda :- 1.20 m Derecha :- 0.12 m

NEGATIVOS:- apoyo 2 :- 1.32 m apoyo 4 :- 0.23 m

VERIFICACIÓN de Adherencia:-

apoyos :- $E_0 = 23.2 \text{ cms}$ per. min :- $4 \phi 3/4" = 24 \text{ cms}$

P. de I :- $E_0 = 14.1 \text{ cms}$ per. min :- $3 \phi 3/4" = 18 \text{ cms}$

VIGA 319

$$-M_0 = 13100 \text{ Kg/m}$$

$$+M = 19350 \text{ "}$$

$$-M_4 = 27900 \text{ "}$$

Áreas de acero:-

apoyo 5:- $1 \phi 5/8" + 2 \phi 3/4" + 2 \phi 1"$

acero positivo:- $M > M_c$ necesita acero en compresión

$$A_s = 5 \phi 1"$$

$$A'_s = 2 \phi 3/4"$$

apoyo 4:- $M > M_c$ necesita acero en compresión y 2 capas

$$A_s = 4 \phi 1" + 6 \phi 3/4"$$

$$A'_s = 3 \phi 1"$$

Esfuerzo Cortante:-

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$V_{max} = 22,250 \text{ Kgs} \quad \sigma = 11.5 \text{ Kgs/cm}^2 > 0.08 f_c$$

necesito entonces usar estribos y barras dobladas. Doblo en un solo punto $3 \phi 1''$; luego veo que esfuerzo toma

$$V_s = \alpha_s + \frac{1}{3} \cdot V_{max} = 10.14 \times 1400 \times \frac{13}{3} = 10,000 \text{ Kgs}$$

$$\sigma_s = 5.15 \text{ Kgs/cm}^2 < 0.04 f_c$$

Luego el esfuerzo que deben tomar los estribos y concreto

$$\text{será: } V' = 22250 - 10,000 = 12,250 \text{ Kgs}$$

$$\sigma = 6.3 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$d = 1.22 \text{ m}$$

$$V' \cdot d = 74 \text{ cms}$$

Estribos de $3/8''$:- En toda su longitud @ 30 cms

Puntos de inflexión :-

positivos :- Izquierda :- .68 m Derecha :- 1.36 m

negativos :- apoyo 5 :- .80 m apoyo 4 :- 1.48 m

Verificación de Adherencia :-

$$\text{apoyo 4 :- } E_0 = 38.7 \text{ cms} < 4 \phi 1'' + 6 \phi 3/4'' = 56 \text{ cms}$$

$$\text{apoyo 5 :- } E_0 = 34.5 \text{ cms} < 2 \phi 1'' + 2 \phi 3/4'' + 1 \phi 3/8'' = 55 \text{ cms}$$

$$P \text{ de I :- } E_0 = 24.5 \text{ cms} \text{ por. min} = 3 \phi 1'' = 24 \text{ cms}$$

VIGA V-330

$$-M_4 = 21600 \text{ Kgm}$$

$$+M = 9150 \text{ ''}$$

$$-M_3 = 15800 \text{ ''}$$

Áreas de Acero :-

$$\text{apoyo 4 :- } A_s = 4 \phi 1'' + 6 \phi 3/4''$$

$$A'_s = 3 \phi 1''$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

acero positivo:- $3\phi 3/4" + 1\phi 7/8"$

apoyo 3:- $4\phi 1"$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{max} = 17950 \text{ Kgs} \quad v = 9.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 1.52 \text{ m} \quad v' = 177$$

Estribos de $3/8"$:- $1@10, 11@15$

Puntos de inflexión

positivos: .. Izquierda:- 1.20 Derecha:- .86 m

negativos: .. apoyo 4:- 1.73 m apoyo 3:- 1.34 m

Hay que llevar estribos hasta 1.73 m en el apoyo 4 pues tener acero en compresión. Llevarlos @ 30 cms.

Verificación de Adherencia:-

apoyos:- $E_0 = 30.8 \text{ cms}$ por. min = $4\phi 1" = 32 \text{ cms}$

P. de I:- $E_0 = 18.4 \text{ cms}$ por. min:- $1\phi 7/8" + 2\phi 3/4" = 19 \text{ cms}$

VIGA 321

$$-M_1 = 15400 \text{ Kgms}$$

$$+M = 7150 "$$

$$-M_2 = 16050 "$$

Áreas de Acero:-

apoyo 3:- $4\phi 1"$

acero positivo:- $4\phi 3/4"$

apoyo 2:- $M > M_c$ - acero en compresión

$$A_s = 3\phi 1" + 2\phi 7/8"$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$A'_s = 1 \phi 3/4''$$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{max} = 16,300 \text{ Kgs}$$

$$v = 8.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 1.39 \text{ m}$$

$$v_b = 147 \text{ Kg/cm}$$

Estribos de 3/8" - 1 @ 15, 1 @ 20, 1 @ 25 y 2 @ 30

Puntos de inflexión:-

positivos:- Izquierda:- 1.11 m

Derecha:- 1.12 m

negativos:- apoyo 3:- 1.29 m

apoyo 2:- 1.32 m

Verificación de Adherencia:-

apoyos:- $E_0 = 28 \text{ cms}$

por. min:- $4 \phi 1'' = 32 \text{ cms}$

P. de I:- $E_0 = 16.9 \text{ cms}$

por. min:- $4 \phi 3/4'' = 24 \text{ cms}$

VIGA V-322

$$-M_2 = 17600 \text{ Kg m}$$

$$+M = 10,500 \text{ ''}$$

$$-M_1 = 5200 \text{ ''}$$

Áreas de Acero:-

apoyo 2:- $A_s = 3 \phi 1'' + 2 \phi 7/8''$

$$A'_s = 1 \phi 3/4''$$

canto positivo:- $2 \phi 3/4'' + 2 \phi 7/8''$

apoyo 1:- $2 \phi 3/4'' + 2 \phi 5/8''$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{max} = 16,700 \text{ Kgs}$$

$$v = 8.6 \text{ Kg/cm}^2$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$d = 1.36m \qquad v' = 154 \text{ Kg/cm}$$

Estribos de 3/8" - 9 @ 15

Puntos de inflexión :-

positivos :- Izquierdo :- 1.12m Derecha :- 36m

negativos :- apoyo 2 :- 1.27m apoyo 1 :- 49m

Verificación de Adherencia :-

$$\text{apoyo 2 :- } E_0 = 28.7 \text{ cms} < 3\phi 1" + 2\phi 7/8" = 38 \text{ cms}$$

$$\text{apoyo 1 :- } E_0 = 24.8 \text{ cms} < 2\phi 3/4" + 3\phi 5/8" = 27 \text{ cms}$$

$$\text{P. de I :- } E_0 = 21.2 \text{ cms} < 2\phi 3/4" + 2\phi 5/8" = 22 \text{ cms}$$

VIGAS 219 y 119

$$-M_f = 19800 \text{ Kg m}$$

$$+M = 15600 \text{ "}$$

$$-M_y = 25800 \text{ "}$$

Áreas de Acero :-

apoyo 5 :- $M > M_e$ - acero en compresión

$$A_s = 3\phi 1" + 3\phi 7/8"$$

$$A'_s = 1\phi 1"$$

acero positivo :- $4\phi 7/8" + 1\phi 1"$

apoyo 4 :- $M > M_e$ - acero en compresión :- 2 capas

$$A_s = 5\phi 7/8" + 3\phi 1"$$

$$A'_s = 2\phi 7/8" + 1\phi 1"$$

Esfuerzo Cortante :-

$$V_{max} = 21200 \text{ Kgs}$$

$$v = 10.9 \text{ Kg/cm}^2$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$a = 2.20 \text{ m} \quad u'v = 234$$

Estribos 3/8" :- 7@10, 10@15

Puntos de Inflexión :-

Izquierda :- 1.09 m. Derecha :- 1.39 m
 apoyo 5 :- 1.20 m apoyo 4 :- 1.54 m

Verificación de la adherencia :-

apoyos :- $E_0 = 36.4 \text{ cms}$ per. min :- $3\phi 1" + 3\phi 7/8" = 45 \text{ cms}$
 P. de I :- $E_0 = 24.6 \text{ cms}$ per. min :- $3\phi 7/8" + 1\phi 1" = 29 \text{ cms}$

VIGAS 220 y 120

- $M_4 = 18950 \text{ Kg m}$
 + $M = 8850 \text{ "}$
 - $M_3 = 15650 \text{ "}$

Áreas de acero :-

apoyo 4 :- $A_s = 5\phi 7/8" + 3\phi 1"$
 $A'_s = 2\phi 7/8" + 1\phi 1"$
acero positivo :- $4\phi 3/4"$
apoyo 3 :- $4\phi 7/8" + 1\phi 1"$

Esfuerzo cortante :-

$V_{max} = 16100 \text{ Kgs}$ $v = 8.3 \text{ Kg/cm}^2$
 $a = 1.35 \text{ m}$ $u'v = 143 \text{ Kg/cm}$
Estribos 3/8" :- 2@15, 1@20, 2@30 cms

Puntos de Inflexión

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

positivos :- Izquierda 1.10m Derecha :- .88m
 negativos :- apoyo 4 :- 1.35m apoyo 3 :- 1.30m

Verificación de Adherencia:-

apoyos :- $E_0 = 27.6 \text{ cms}$ per. min. :- $4\phi 7/8" + 2\phi 3/4" = 40 \text{ cms}$
 P. de I :- $E_0 = 16.2 \text{ cms}$ per. min. :- $3\phi 3/4" = 18 \text{ cms}$

VIGAS 221 y 121

$-M_3 = 14800 \text{ kgm}$
 $+M = 7400 \text{ ''}$
 $-M_2 = 14650 \text{ ''}$

Áreas de Acero:-

apoyo 3 :- $4\phi 7/8" + 2\phi 3/4"$
 acero positivo :- $4\phi 3/4"$
 apoyo 2 :- $3\phi 7/8" + 3\phi 3/4"$

Esfuerzo Cortante:-

$V_{max} = 15,860 \text{ kgs}$ $v = 8.2 \text{ kg/cm}^2$
 $a = 1.33 \text{ m}$ $v_b = 140 \text{ kg/cm}$

Estridos de 3/8" :- 1@15; 1@20; 1@25; 2@30

Puntos de inflexión:-

positivos :- Izquierda :- 1.12m Derecha :- 1.11m
 negativos :- apoyo 3 :- 1.20m apoyo 2 :- 1.17m

Verificación de Adherencia

apoyos :- $E_0 = 27.2 \text{ cms}$ per. min. :- $3\phi 7/8" + 3\phi 3/4" = 39 \text{ cms}$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$P.de I. :- E_0 = 16.2$$

$$Perimetro :- 3\phi 3/4 = 18cms$$

VIGAS 222 y 122

$$-M_2 = 15100 \text{ Kg/m}$$

$$+M = 8.000 \text{ ''}$$

$$-M_1 = 9320 \text{ ''}$$

Áreas de Acero :-

$$\text{apoyo 2 :- } 3\phi 7/8'' + 3\phi 3/4''$$

$$\text{acero positivo :- } 4\phi 3/4''$$

$$\text{apoyo 1 :- } 3\phi 3/4'' + 1\phi 7/8''$$

Esfuerzo Cortante :-

$$V_{max} = 15600 \text{ Kg/m}$$

$$v = 8.05 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 1.24 \text{ m}$$

$$v_s = 135 \text{ Kg/cm}$$

$$\text{Estribos de } 3/8'' :- 1@15, 1@20, 1@25, 2@30$$

Puntos de inflexión :-

$$\text{positivos :- Izquierda :- } 1.12 \text{ m Derecha :- } .70 \text{ m}$$

$$\text{negativos :- apoyo 2 :- } 1.20 \text{ m apoyo 1 :- } .81 \text{ m}$$

Verificación de Adherencia :-

$$\text{apoyo 2 :- } E_0 = 26.9 \text{ cms} < 3\phi 7/8'' + 3\phi 3/4'' = 39 \text{ cms}$$

$$\text{apoyo 1 :- } E_0 = 24.8 \text{ cms} < 3\phi 3/4'' + 1\phi 7/8'' = 25 \text{ cms}$$

$$P.de I. :- E_0 = 18 \text{ cms} \quad \text{perimetro} = 3\phi 3/4'' = 18 \text{ cms}$$

VIGAS 519

$$-M_5 = 26500 \text{ Kg/m}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$+M = 16200 \text{ KgM}$$

$$-M_4 = 29700 \text{ ''}$$

Áreas de Acero :-

apoyo 5 :- $M > M_c$ - acero en compresión y 2 capas

$$A_s = 9 \phi 7/8''$$

$$A'_s = 2 \phi 3/4'' + 2 \phi 7/8''$$

acero positivo :- $M > M_c$ - acero en compresión -

$$A_s = 4 \phi 7/8'' + 2 \phi 3/4''$$

$$A'_s = 1 \phi 3/8''$$

apoyo 4 :- $M > M_c$ - acero en compresión y 2 capas

$$A_s = 5 \phi 7/8'' + 4 \phi 1''$$

$$A'_s = 2 \phi 3/4'' + 3 \phi 7/8''$$

Esfuerzo Cortante :-

$$V_{max} = 25,850 \text{ Kgs}$$

$$v = 13.3 \text{ Kg/cm}^2 > 0.08 f_c$$

180 barras dobladas y estribos - como del positivo dobl.

2 $\phi 7/8''$ vea qué esfuerzo toman:

$$V_s = 25 f_s \cdot \text{sen } \alpha = 7660 \text{ Kgs.}$$

El concreto y estribos deben tomar: $V' = 25850 - 7660 = 18190$

$$v = 9.35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 1.90 \text{ m}$$

$$v' = 180 \text{ Kg/cm}$$

Estribos 3/8'' :- 3 @ 10, 10 @ 15 y el resto @ 25

Puntos de inflexión

positivos :- Izquierda - 1.26 m

Derecha :- 1.39 m

negativos :- apoyo 5 :- 1.30 m

apoyo 4 :- 1.43 m

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Verificación de Adherencia:-

apoyos:- $E_0 = 44.4 \text{ cms}$ per. mm:- $9 \text{ } \phi 7/8'' = 63 \text{ cms}$
 P. de I:- $E_0 = 265 \text{ cms}$ " " :- $2 \text{ } \phi 3/4'' + 2 \text{ } \phi 7/8'' = 26 \text{ cms}$

VIGA 520

$-M_4 = 19400 \text{ Kg m}$
 $+M = 9150 \text{ ''}$
 $-M_3 = 17700 \text{ ''}$

Áreas de Acero:-

apoyo 4:- $A_s = 5 \text{ } \phi 7/8'' + 4 \text{ } \phi 1''$
 $A'_s = 2 \text{ } \phi 3/4'' + 3 \text{ } \phi 7/8''$
acero positivo:- $3 \text{ } \phi 3/4'' + 1 \text{ } \phi 7/8''$
apoyo 5:- $A_s = 6 \text{ } \phi 7/8''$
 $A'_s = 1 \text{ } \phi 3/4''$

Esfuerzo Cortante:-

$V_{max} = 20,900 \text{ Kgs}$ $v = 10.35 \text{ Kg/cm}^2$
 $l = 1.57 \text{ m}$ $U' = 215 \text{ Kg/cm}$
Estribos de $3/8''$:- $4 @ 10, 7 @ 15$

Puntos de inflexión:-

positivos:- Izquierda:- 1.13 m Derecha 1.03 m
 negativos:- apoyo 4:- 1.28 m apoyo 5:- 1.18 m

Verificación de Adherencia:-

apoyos:- $E_0 = 34.5 \text{ cms}$ p. mm:- $6 \text{ } \phi 7/8'' = 42 \text{ cms}$
 P. de I:- $E_0 = 20 \text{ cms}$ p. mm:- $3 \text{ } \phi 3/4'' + 1 \text{ } \phi 7/8'' = 25 \text{ cms}$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

VIGA S-21

$-M_3 = 17700 \text{ Kg/m}$

$+M = 9150 \text{ ''}$

$-M_2 = 17600 \text{ ''}$

Áreas de Acero:-

apoyo 3:- $A_s = 6 \phi 7/8''$

$A_s' = 1 \phi 3/4''$

acero positivo:- $A_s = 3 \phi 3/4'' + 1 \phi 7/8''$

apoyo 2:- $A_s = 6 \phi 7/8''$

$A_s' = 1 \phi 3/4''$

⋮

Esfuerzo Cortante:-

$V_{max} = 19770 \text{ Kgs}$

$v = 10.3 \text{ Kg/cm}^2$

$d = 1.56 \text{ m}$

$v/b = 210 \text{ Kg/cm}$

Estribas de $3/8''$:- 3@10, 8@15

Puntos de Inflexión:-

positivos:- 1.06 m

negativos:- 1.14 m

Verificación de Adherencia:-

apoyos:- $E_0 = 33.9 \text{ cms}$

per. = $6 \phi 7/8'' = 42 \text{ cms}$

P. de I:- $E_0 = 20.5 \text{ cms}$

per = $3 \phi 3/4'' + 1 \phi 7/8'' = 25 \text{ cms}$

VIGA S-23

$-M_2 = 17100 \text{ Kg/m}$

$+M = 9000 \text{ ''}$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$-M_1 = 12750 \text{ Kg/m}$$

Áreas de Acero:-

$$\text{apoyo 2:- } A_s = 6 \phi 7/8''$$

$$A_s = 103/4$$

$$\text{acero positivo:- } 3 \phi 3/4'' + 1 \phi 7/8''$$

$$\text{apoyo 1:- } 3 \phi 7/8'' + 2 \phi 3/4''$$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{max} = 18,940 \text{ Kg}$$

$$v = 9.75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = 1.40 \text{ m}$$

$$v' = 194 \text{ Kg/cm}$$

$$\text{Estribos de } 3/8''\text{: } 2 @ 10, 8 @ 15$$

Puntos de inflexión:-

$$\text{positivos :- Izquierda:- } 1.01 \text{ m.}$$

$$\text{Derecho:- } .93 \text{ m}$$

$$\text{negativos :- apoyo 2:- } 1.18 \text{ m}$$

$$\text{apoyo 1:- } .93 \text{ m}$$

Verificación de Adherencia:-

$$\text{apoyos :- } \epsilon_0 = 32.5 \text{ cms}$$

$$\text{Per. mm} = 3 \phi 7/8'' + 2 \phi 3/4'' = 33 \text{ cms}$$

$$\text{P. I. :- } \epsilon_0 = 19.7 \text{ cms}$$

$$\text{Per. mm} = 3 \phi 3/4'' = 24 \text{ cms}$$

CALCULO DE LAS COLUMNAS

Se ha hecho siguiendo el mismo procedimiento que en páginas anteriores. En la página siguiente doy las sollicitaciones a que está sometida cada columna. Omitiré en la memoria los resúmenes de cálculo de la columna ya que éste se puede apreciar en las láminas de columnas.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

PORTICO G

En este pórtico utilizaré también para el cálculo de los momentos los coeficientes del R. C. D. H.

En las páginas siguientes doy un diagrama de cargas de cargas permanentes y móviles, los cuadros tabulados del cálculo de los momentos y por último un resumen de los momentos en las vigas.

Con los datos anteriores y siguiendo el mismo procedimiento empleado en pórticos anteriores, paso a calcular cada viga.

Las vigas en este pórtico son de 35×60 cms y todas las columnas de las que he denominado como "perimetrales".

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

4to piso :- Cálculo de los momentos:-



$P_{\text{BIBO}} \text{ Standard: } L = 5.70m$
 $W_{1/2} \times L^2 = 2710 \times 5.70^2 = 88000$
 $C_D = 375$
 $C_M = 2335$
 $C_T = 2710$
 $C_{1/2} = 0.16$
 $1.8m$

$E_{\text{KOP}} / K_{\text{OP}}$	0.34	0.25	0.25	0.25	0.25
$e / \frac{w_{1/2}}{w_{1/2}}$	1.33	1.00	1.00	1.00	0.97
T666 1A	.0211	.0658	.1037	.1014	.1018
T666 2A	.0180	.0590	.0903	.0814	.0930
C	.0591	.1248	.1540	.0814	.0988
M	3440	11000	13550	7150	8700
				3500	8800
					5580

Momentos en las columnas

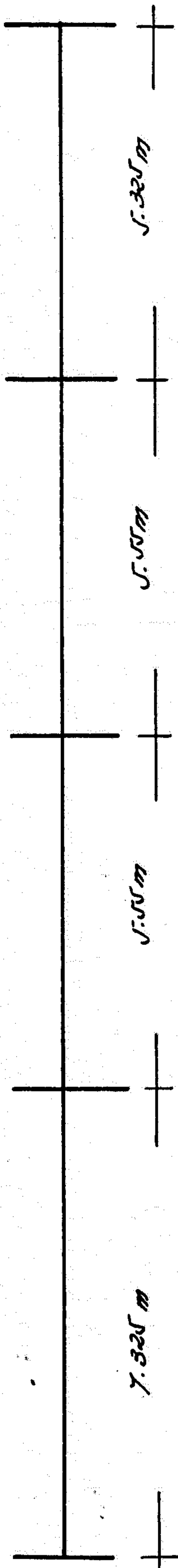
3440 KgM	1000 KgM	0	100 KgM
			1280 KgM

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

por piso:- Cálculo de los momentos:-



PISO Standard:- L = 5.55 m $E_c = 710$
 $W_{71} \times L^2 = 3700 \times 5.55^2 = 116,500$ $C_m = 3000$ $C_t = 3700$ $\frac{C_t}{C_m} = 0.25$

Eje del eje de eje de eje	1.5		1.12		1.12		1.12		1.12	
	1.32		1.00		1.00		1.00		0.96	
T66/1A	.0483	.0548	.0978	.0840	.0430	.0840	.0430	.0980	.0990	.0560
T66/2A	.0402	.0461	.0533					.0224	.0052	.0048 + .0040
C	.0885	.1009	.1511	.0840	.0430	.0840	.0430	.0896	.0938	.0512
M	10200	11650	17500	9700	5000	9700	5000	10350	10800	5950

Momentos en los columnas

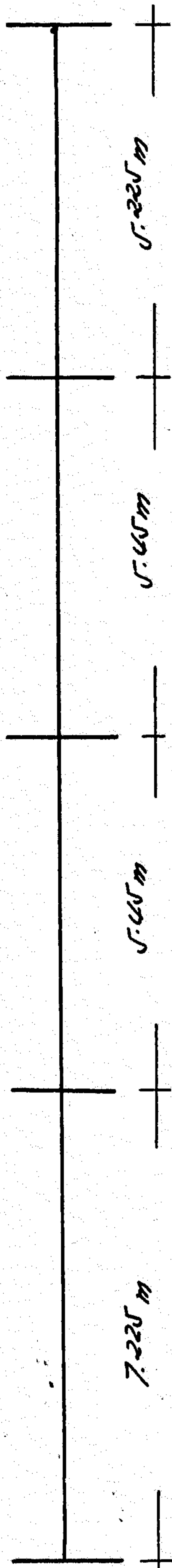
2100 kgm	950 kgm	0	100 kgm	1000 kgm
8100 kgm	3250 kgm	0	350 kgm	3700 kgm

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

9º PISO.- Cálculo de los momentos.-



Piso Standard :- $L = 5.45m$

$W_{1/2} \times L^2 = 3750 \times 5.45^2 = 1115000$

$C_0 = 750$ $C_2 = 0.25$
 $C_M = 3000$ C_M
 $C_T = 3750$

Eje del/longitud	4.1				3.1				3.1				
e / $\frac{W_{1/2}}{W_T}$	1.32				1.00				1.00				
Tabla 1A	.0680	.0470	.0905	.0875	.0430	.0840	.0840	.0840	.0430	.0875	.0927	.0490	.0632
Tabla 2A	.0540	.0376	.0572	.0108									.0052
C	.1220	.0846	.1477	.0983	.0430	.0840	.0840	.0840	.0430	.0879	.0859	.0448	.0588
M	13600	9450	16450	11000	4800	9400	9400	9400	4800	9600	9700	5000	6000

Momentos en las columnas

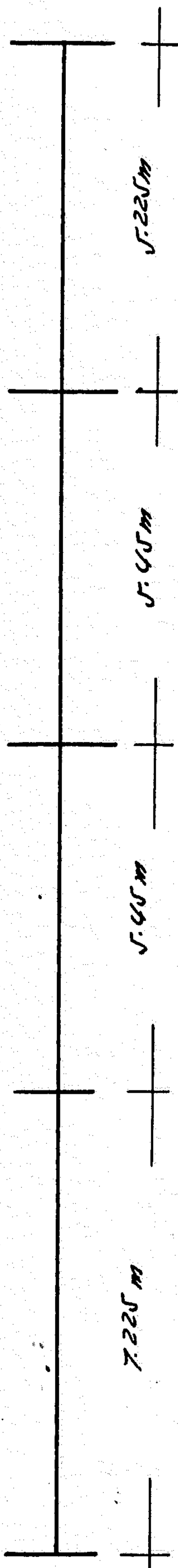
4200 kgm	1700 kgm	0	2000 kgm
9400 kgm	3700 kgm	0	4500 kgm

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

1er PISO:- Cálculo de los momentos-



$C_0 = 710$
 $C_m = 3000$
 $C_r = 3700$
 $C_{ij} = 0.25$

Pórtico Standard - $L = 7.225 m$
 $W_{12} \cdot L^2 = 3710 \cdot 7.225^2 = 191,500$

Eje	5.00		3.8		3.8		3.8		3.8		
e / $\frac{W_{12}}{W_{12}}$	1.32		1.00		1.00		1.00		0.96		
Tabla 1A	.0697	.0464	.0897	.0862	.0430	.0840	.0840	.0430	.0862	.0909	.0670
Tabla 2A	.0550	.0368	.0577	.0097					1.0013	1.0060	1.0055
C	.1247	.0832	.1474	.0959	.0430	.0840	.0840	.0430	.0849	.0849	.0615
M	13900	9300	16400	10610	4800	9390	9390	4800	9470	9470	6890

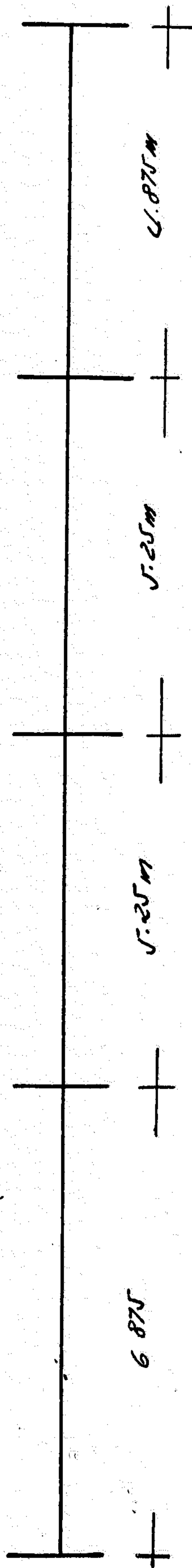
8100 kgm	3300 kgm	0	4000 kgm
5850 kgm	2450 kgm	0	2890 kgm

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

SOTANO:- Cálculo de los momentos:-



$Punto Standard = L = 1.71875m$
 $C_0 = 1500$
 $C_M = 3000$
 $C_T = 5300$
 $\frac{C_0}{C_M} = 0.4$
 $W_{1/2} \cdot L^2 = 5300 \cdot 1.71875^2 = 146,000$

$\frac{E I_{col}}{L_{col}^3}$	11.3	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	
$\frac{e \sqrt{W_{1/2}}}{W_{1/2}}$	1.31	1.00	1.00	1.00	1.00	0.93	
Tabla 1A	.0756	.0848	.0846	.0846	.0846	.0848	.0756
Tabla 2A	.0561	.0571					.0561
C	.1317	.1449	.0846	.0846	.0846	.0773	.0657
M	19200	21100	12300	12300	12300	11300	9500

Momentos en las columnas

3550 kgm	1600 kgm	0	165 kgm	1750 kgm
15650 kgm	7350 kgm	0	735 kgm	7750 kgm

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

VIGA 423

$$-M_2 = 3440 \text{ Kg m}$$

$$+M = 11000 \text{ Kg m}$$

$$-M_4 = 13050 \text{ Kg m}$$

Áreas de Acero

$$\text{apoyo 5 :- } 2\phi 5/8" + 2\phi 3/4"$$

$$\text{acero positivo :- } 6\phi 3/4"$$

$$\text{apoyo 4 :- } M > M_c \text{ acero en compresión}$$

$$A_s = 4\phi 3/4" + 2\phi 1"$$

$$A'_s = 2\phi 3/4"$$

Esfuerzo cortante :-

$$V_{max} = 11050 \text{ Kgs}$$

$$v = 6.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 1.44 \text{ m}$$

$$v' = 91$$

$$\text{Estribos de } 3/8" \text{ :- } 6 @ 25$$

Puntos de inflexión :-

$$\text{negativos - apoyo 5 :- } .47 \text{ m}$$

$$\text{apoyo 4 :- } 1.41 \text{ m}$$

$$\text{positivos Izquierda :- } .43 \text{ m}$$

$$\text{Derecha :- } 1.34 \text{ m}$$

Verificación de Adherencia :-

$$\text{apoyos :- } E_0 = 22.6 \text{ cms}$$

$$\text{por. mínimo :- } 2\phi 5/8" + 2\phi 3/4" = 22 \text{ cms}$$

$$\text{P. I :- } E_0 = 15.1 \text{ cms}$$

$$\text{por. mín. :- } 3\phi 3/4" = 15 \text{ cms}$$

VIGA 424

$$-M_4 = 13,250 \text{ Kg m}$$

$$+M = 3500 \text{ Kg m}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

- $M_3 = 7150 \text{ KgM}$

Áreas de Acero:-

apoyo 4:- $A_s = 4\phi 3/4'' + 2\phi 1''$

$A'_s = 2\phi 3/4''$

acero positivo:- $2\phi 5/8'' + 2\phi 3/4''$

apoyo 3:- $4\phi 3/4''$

Esfuerzo Cortante:-

$V_{max} = 8560 \text{ Kgs}$

$\tau = 5.3 \text{ Kg/cm}^2$

$d = .60 \text{ m}$

$\tau_{16} = 38.5 \text{ Kg/cm}^2$

Estribos $3/8''$:- $2 @ 25$

Puntos de inflexión

negativos:- apoyo 4:- 2.20m

apoyo 3:- 1.03m

positivos:- Izquierda:- 1.55m

Derecha:- .92m

Luego hay que llevar estribos @ 25 hasta 2.20m en el apoyo

4. pues tengo acero en compresión..

Verificación de adherencia:-

apoyos: $\epsilon_0 = 17.5 \text{ cms}$

per. min:- $4\phi 3/4'' = 24 \text{ cms}$

P.L :- $\epsilon_0 = 9 \text{ cms}$

per. min:- $2\phi 5/8'' = 10 \text{ cms}$

VIGA 425

- $M_3 = 7150 \text{ KgM}$

+ $M = 3500 \text{ ''}$

- $M_2 = 8700 \text{ ''}$

Áreas de Acero:-

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

apoyo 3:- $4\phi 3/4''$

acero positivo:- $2\phi 5/8'' + 2\phi 3/4''$

apoyo 2:- $4\phi 5/8'' + 2\phi 3/4''$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{max} = 7940 \text{ Kgs}$$

$$v = 4.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = .41 \text{ m}$$

$$v' = 24.5 \text{ Kg/cm}$$

Estribos de 3/8":- $2 @ 25$

Puntos de Inflexión:-

negativos:- Apoyo 3:- 1.24 m. apoyo 2:- 1.45 m

positivos:- Izquierda:- 1.13 m Derecha:- 1.33 m

Verificación de adherencia:-

apoyos:- $E_0 = 16.2 \text{ cms}$ per. min:- $4\phi 3/4'' = 24 \text{ cms}$

P. de I:- $E_0 = 8.8 \text{ cms}$ per. min:- $2\phi 5/8'' = 10 \text{ cms}$

VIGA 426

$$-M_2 = 8800 \text{ Kg m}$$

$$+M = 5580 \text{ ''}$$

$$-M_1 = 1280 \text{ ''}$$

Áreas de acero:-

apoyo 2:- $4\phi 5/8'' + 2\phi 3/4''$

acero positivo:- $2\phi 5/8'' + 2\phi 3/4''$

apoyo 1:- $2\phi 5/8'' + 2\phi 3/4''$

Esfuerzo Cortante

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$V_{max} = 8230 \text{ Kgs}$$

$$v = 5.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = .49 \text{ m}$$

$$v' = 31.5 \text{ Kg/cm}$$

Estribos de $\frac{3}{8}$ " - 2 @ 25 cms

Puntos de inflexión:-

negativos :- apoyo 2:- 1.17m apoyo 1:- .23m

positivos :- Izquierda:- 1.14m Derecha:- .20m

Verificación de adherencia:-

apoyos:- $\epsilon_0 = 16.8 \text{ cms}$

por. min:- $2\phi \frac{5}{8} + 2\phi \frac{3}{4} = 22 \text{ cms}$

P. de I:- $\epsilon_0 = 10.5 \text{ cms}$

" " :- $2\phi \frac{3}{4} = 12 \text{ cms}$

VIGA 333

$$-M_s = 10,200 \text{ KgM}$$

$$+M = 11,650 \text{ "}$$

$$-M_y = 17,500 \text{ "}$$

Áreas de Acero:-

apoyo 5:- $4\phi \frac{7}{8}$ "

acero positivo:- $A_s = 4\phi \frac{7}{8} + 1\phi \frac{3}{4}$ "

$$A'_s = 1\phi \frac{3}{8}$$
"

apoyo 4:- $M > M_c$.

$$A_s = 3\phi \frac{7}{8} + 3\phi 1$$
"

$$A'_s = 2\phi \frac{3}{4} + 1\phi \frac{7}{8}$$
"

Esfuerzo Cortante

$$V_{max} = 14,280 \text{ Kgs}$$

$$\sigma = 8.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 1.92 \text{ m}$$

$$v' = 161$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Estribos $\frac{3}{8}$ " :- 14 @ 14 cms y el resto @ 25 en toda
so longitud.-

Puntos de inflexión:-

negativos:- apoyos:- .91m apoyo4:- 1.46m
positivos:- Izquierda:- .83m Derecha:- 1.38m

Verificación de Adherencia:-

apoyos:- $E_0 = 29.1 \text{ cms}$ p. mm = $4\phi 7/8" + 1\phi 3/8" = 3 \text{ cms}$
P. de I:- $E_0 = 18.5 \text{ cms}$ p. mm = $2\phi 7/8" + 1\phi 3/4" = 20 \text{ cms}$

VIGA 324

$-M_4 = 13300 \text{ Kg m}$

$+M = 5000 \text{ "}$

$-M_5 = 9700 \text{ "}$

Áreas de Acero.-

apoyo 4:- $A_s = 5\phi 7/8" + 1\phi 3/8"$

$A'_s = 1\phi 3/4"$

acero positivo:- $2\phi 5/8" + 2\phi 3/4"$

apoyo 5:- $3\phi 5/8" + 3\phi 3/4"$

Esfuerzo Cortante

$V_{máx} = 11,100 \text{ Kgs}$

$v = 68 \text{ Kg/cm}^2$

$d = 1.07 \text{ m}$

$v' = 93 \text{ Kg/cm}$

Estribos de $\frac{3}{8}$ " :- 4 @ 25 cms

Puntos de inflexión:-

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

negativos:- apoyo 4:- 1.76 m apoyo 5:- 1.36 m
positivos:- Izquierda:- 1.33 m Derecha:- .93 m

Adherencia:-

apoyos:- $\epsilon_0 = 22.6 \text{ cms}$ per. mm:- $3\phi 5/8" + 3\phi 3/4" = 33 \text{ cms}$
P. de I:- $\epsilon_0 = 12.4 \text{ cms}$ per. mm:- $1\phi 3/4" + 2\phi 5/8" = 16 \text{ cms}$

VIGA 335

$-M_3 = 9700 \text{ kgm}$
 $+M = 500 \text{ ''}$
 $-M_2 = 10350 \text{ ''}$

Áreas de Acero:-

apoyo 5:- $3\phi 5/8" + 3\phi 3/4"$
positivo:- $2\phi 5/8" + 2\phi 3/4"$
apoyo 2:- $6\phi 3/4"$

Esfuerzo Cortante:-

$V_{max} = 10,560 \text{ kgs}$ $v = 6.5 \text{ kg/cm}^2$
 $a = .98 \text{ m}$ $v' = 80 \text{ kg/cm}$

Estribas de $3/8"$. 4 @ 25

Puntos de inflexión:-

negativos :- apoyo 5:- 1.20 m apoyo 2:- 1.26 m
positivos:- Izquierda:- 1.11 m Derecha:- 1.15 m

Verificación de Adherencia

apoyos :- $\epsilon_0 = 21.6 \text{ cms}$ p. mm = $3\phi 5/8" + 3\phi 3/4" = 33 \text{ cms}$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

P. de I.:- $\epsilon_0 = 12.8 \text{ cms}$ p. min.:- $2\phi 5/8" + 1\phi 3/4" = 16 \text{ cms}$

VIGA 326

-M₂ = 10,800 KgM
 +M = 5950 "
 -M₁ = 4750 "

Áreas de Acero:-

apoyo 2:- $6\phi 3/4"$
acero positivo:- $2\phi 5/8" + 2\phi 3/4"$
apoyo 1:- $2\phi 5/8" + 2\phi 3/4"$

Esfuerzo Constante:-

$V_{max} = 10,640 \text{ Kgs}$ $v = 656 \text{ Kg/cm}^2$
 $q = .96 \text{ m}$ $v' = 83 \text{ Kg/cm}$
Estribos de $3/8"$:- $4@25$

Puntos de Inflexión:-

negativos:- Apoyo 2:- 1.20 m apoyo 1:- .62 m
 positivos:- Izquierda:- 1.12 m Derecha:- .59 m

Verificación de Adherencia:-

apoyos:- $\epsilon_0 = 21.8 \text{ cms}$ p. min.:- $2\phi 5/8" + 2\phi 3/4" = 23 \text{ cms}$
 P. de I.:- $\epsilon_0 = 13.1 \text{ cms}$ p. min.:- $2\phi 5/8" + 1\phi 3/4" = 16 \text{ cms}$

VIGAS 223 y 123

-M₆ = 13950 KgM
 +M = 9450 "

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$-M_4 = 16400 \text{ KgM}$$

Áreas de Acero :-

apoyo 5 :- $M > M_c$ - acero en compresión

$$A_s = 3\phi 7/8" + 2\phi 1"$$

$$A'_s = 2\phi 3/4"$$

acero positivo :- $5\phi 3/4"$

apoyo 4 :- $A_s = 5\phi 1"$

$$A'_s = 3\phi 3/4"$$

Esfuerzo Cortante :-

$$V_{\text{max}} = 13360 \text{ Kgs}$$

$$f_v = 8.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = 1.76 \text{ m}$$

$$u_b = 142 \text{ Kg/cm}$$

Estribos de 3/8" :- 2@15, 2@20, 5@25

Puntos de inflexión :-

negativos :- apoyo 5 :- 1.30 m

apoyo 4 :- 1.48 m

positivos :- Izquierda :- 1.24 m

Derecha :- 1.43 m

Verificación de Adherencia :-

apoyos :- $E_0 = 27.2 \text{ cms}$

per. mm :- $3\phi 7/8" + 2\phi 1" = 37 \text{ cms}$

P. de I :- $E_0 = 16.3 \text{ cms}$

per. min :- $5\phi 3/4" = 30 \text{ cms}$

VIGAS 224 y 124

$$-M_4 = 11000 \text{ KgM}$$

$$+M = 4800 "$$

$$-M_3 = 9400 "$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Áreas de Acero:-

apoyo 4:- $5 \phi 1''$

$A_s = 3 \phi 3/4''$

acero positivo:- $2 \phi 3/4'' + 2 \phi 5/8''$

apoyo 3:- $5 \phi 3/4''$

Esfuerzo Cortante:-

$V_{max} = 10,550 \text{ Kgs}$

$v = 65 \text{ Kg/cm}^2$

$a = .97 \text{ m}$

$v_b = 81 \text{ Kg/cm}$

Estribos de $3/8''$:- $4 @ 25$

Puntos de Inflexión

negativos:- apoyo 4:- 1.42 m

apoyo 3:- 1.24 m

positivos:- izquierda:- 1.19 m

Derecha:- 1.01 m

Luego hay que llevar estribos @ 25 hasta 1.42 m del o/c

4 pues tengo allí acero en compresión:-

Verificación de adherencia:-

apoyos:- $E_0 = 21.6 \text{ cms}$

p. min:- $5 \phi 3/4'' = 30 \text{ cms}$

p. de T:- $E_0 = 12.4 \text{ cms}$

p. min:- $2 \phi 5/8'' + 1 \phi 3/4'' = 16 \text{ cms}$

VIGAS 225 y 125

- $M_3 = 9400 \text{ Kg/m}$

+ $M_1 = 4800 \text{ ''}$

- $M_2 = 9600 \text{ ''}$

Áreas de Acero:-

apoyo 3:- $5 \phi 3/4''$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

acero positivo: $2\phi 5/8" + 2\phi 3/4"$

apoyo 2: $3\phi 5/8" + 3\phi 3/4"$

Esfuerzo Cortante:

$$V_{max} = 10,290 \text{ kg}$$

$$v = 6.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = .92 \text{ m}$$

$$v_b = 75 \text{ kg/cm}$$

Estribos de $3/8"$: $4 @ 25$

Puntos de inflexión:

negativos: apoyo 3: 1.16 m

apoyo 2: 1.19 m

positivos: Izquierda: 1.13 m

Derecha: 1.14 m

Verificación de Adherencia:

apoyos: $E_0 = 21 \text{ cms}$

p. min = $5\phi 3/4" = 30 \text{ cms}$

P. de I: $E_0 = 12.3 \text{ cms}$

p. min = $1\phi 5/8" + 1\phi 3/4" = 11 \text{ cms}$ más

$1\phi 3/4"$ doblado 12ϕ más allá del PI.

VIGAS 226 y 126

$$-M_2 = 9300 \text{ kgm}$$

$$+M = 5000 "$$

$$-M_1 = 6890 "$$

Áreas de Acero:

apoyo 2: $3\phi 5/8" + 3\phi 3/4"$

acero positivo: $2\phi 5/8" + 2\phi 3/4"$

apoyo 1: $3\phi 3/4" + 1\phi 5/8"$

Esfuerzo Cortante:

PROYECTO DE GRADO

STRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$V_{max} = 10140 \text{ Kgs}$$

$$v = 6.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = .85 \text{ m}$$

$$v' = .72 \text{ Kg/cm}$$

Estribos de 3/8" - 4 @ 25

Puntos de inflexión:-

negativos:- apoyo 2:- 1.69 m apoyo:- 1.31 m

positivos:- izquierda:- .95 m Derecha:- .58 m

Verificación de la adherencia:-

apoyos:- $E_0 = 20.7 \text{ cms}$

por. min:- $3 \phi 3/4" + 1 \phi 5/8" = 23 \text{ cms}$

P. de I:- $E_0 = 13.4 \text{ cms}$

por. min:- $2 \phi 5/8" + 1 \phi 3/4" = 16 \text{ cms}$

VIGA 523

$$-M_5 = 19200 \text{ Kg m}$$

$$+M = 11400 \text{ "}$$

$$-M_4 = 21100 \text{ "}$$

Áreas de Acero:-

apoyo 5:- $A_s = 5 \phi 7/8" + 4 \phi 3/4" \quad (2 \text{ capas})$

$$A'_s = 3 \phi 3/4" + 1 \phi 7/8"$$

POSITIVO:- $A_s = 3 \phi 7/8" + 2 \phi 3/4"$

$$A'_s = 1 \phi 3/8"$$

apoyo 4:- $A_s = 5 \phi 3/4" + 5 \phi 7/8" \quad (2 \text{ capas})$

$$A'_s = 2 \phi 7/8" + 3 \phi 3/4"$$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{max} = 18,400 \text{ Kgs}$$

$$v = 11.4 \text{ Kg/cm}^2$$

uso barras dobladas y estribos para tomar el corte. Como

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

del positivo de $2\phi 7/8"$, veo qué esfuerzo tomar.

$$V_s = \sigma_s t_s \text{ sen } \alpha = 7.75 \times 1400 \times \frac{\sqrt{2}}{2} = 7660 \text{ Kgs}$$

Luego lo que deben tomar el concreto y estribos será:

$$V' = 18400 - 7660 = 10.740 \text{ Kgs}$$

$$v = 6.64 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = 1.27 \text{ m.}$$

$$v' = 87 \text{ Kg/cm}$$

Estribos de $3/8"$ @ 25 en toda la longitud de la viga.

Puntos de inflexión:-

negativos:- : apoyo 5:- 1.29 m apoyo 4:- 1.36 m

positivos:- izquierda:- 1.25 m Derecha:- 1.30 m

Verificación de Adherencia:-

apoyos:- $E_0 = 37.6 \text{ cms}$ p. min:- $5\phi 7/8" + 4\phi 3/4" = 59 \text{ cms}$

p. de I:- $E_0 = 23.5 \text{ cms}$ p. min:- $2\phi 3/4" + 1\phi 7/8" + 1\phi 7/8" \text{ doblado}$

12 ϕ más allá del P.I. = 26 cms

VIGA 5-24

$$-M_4 = 13350 \text{ Kg m}$$

$$+M = 6250 \text{ "}$$

$$-M_3 = 12300 \text{ "}$$

Áreas de Acero:-

apoyo 4:- $A_s = 5\phi 3/4" + 5\phi 7/8" \quad (2 \text{ cabos})$

$$A_s' = 2\phi 7/8" + 3\phi 3/4"$$

acero positivo:- $2\phi 5/8" + 2\phi 3/4"$

apoyo 3:- $A_s = 4\phi 3/4" + 2\phi 7/8"$

$$A_s' = 1\phi 5/8"$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{max} = 13980 \text{ Kgs}$$

$$v = 8.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = 1.34 \text{ m}$$

$$v' = 154 \text{ Kg/cm}$$

Estribos de 3/8" - 11 @ 14

Puntos de inflexión:-

negativos:- apoyo 4:- 1.13 m apoyo 3:- 1.13 m

positivos:- 1.09 m

Verificación de Adherencia:-

apoyos:- $E_0 = 28.6 \text{ cms} < 4\phi 3/4" + 2\phi 7/8" = 38 \text{ cms}$

PI:- $E_0 = 16.3 \text{ cms}$ PI:- $2\phi 5/8" + 1\phi 3/4" = 16 \text{ cms}$

VIGA 5-25

$$-M_3 = 12,300 \text{ Kg/m}$$

$$+M = 6250 "$$

$$-M_2 = 12200 "$$

Áreas de Acero:-

$$\text{apoyo 3:- } A_s = 4\phi 3/4" + 2\phi 7/8"$$

$$A'_s = 1\phi 5/8"$$

$$\text{acero positivo:- } 2\phi 5/8" + 2\phi 3/4"$$

$$\text{apoyo 2:- } A_s = 4\phi 3/4" + 2\phi 7/8"$$

$$A'_s = 1\phi 5/8"$$

Esfuerzo Cortante:-

$V_{max} = 13980 \text{ Kgs}$ 1900 a la izquierda anterior, luego:

Estribos 3/8" - 11 @ 14 cms

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Puntos de inflexión:-

negativos:- apoyos:- 1.13 m

positivos:- 1.09 m

Verificación de Adherencia:-

Se ve que está satisfecha en la viga anterior.

VIGA 326

$-M_2 = 11300 \text{ Kg m}$

$+M = 5600 \text{ ''}$

$+M_1 = 9500 \text{ ''}$

Áreas de Acero:-

apoyo 2:- $A_s = 4 \phi 3/4'' + 2 \phi 7/8''$

$A_s = 16.518''$

acero positivo:- $2 \phi 5/8'' + 2 \phi 3/4''$

apoyo 1:- $3 \phi 5/8'' + 3 \phi 3/4''$

Esfuerzo Cortante:-

$V_{max} = 13160 \text{ Kgs}$

$\sigma = 8.1 \text{ Kg/cm}^2$

$a = 1.17 \text{ m}$

$v_b = 15.2 \text{ Kg/cm}^2$

Estribos de 3/8'':- $2 @ 15, 1 @ 20, 2 @ 25$

Puntos de Inflexión:-

negativos:-

apoyo 2:- 1.11 m

apoyo 1:- .93 m

PROYECTO DE GRADO ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

POSITIVOS:-

Izquierda:- 1.04 m

Derecha:- 0.86 m

Verificación de adherencia:-

Apoyos:- $E_0 = 26.9 \text{ cms}$ p. mm:- $3\phi 5/8" + 3\phi 3/4" = 33 \text{ cms}$

P. de I:- $E_0 = 15.6 \text{ cms}$ p. mm:- $2\phi 5/8" + 1\phi 3/4" = 16 \text{ cms}$

CALCULO DE LAS COLUMNAS

En la próxima página doy un resumen de las solicitaciones que se presentan en la cabeza y pie de las columnas y que me ha servido para el cálculo de cada una.

El cálculo se realizó siguiendo el mismo procedimiento que en prácticas anteriores y no se ha colocado en esta memoria, pudiendo observarse los resultados en la lámina de columnas correspondiente al presente pórtico, que se presenta en el folder de láminas que acompaña a esta memoria.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

ESTUDIO DE LAS ESCALERAS

Como se puede apreciar en las plantas que aparecen en el folder de planos tengo 3 escaleras, que he designado como N^os 1, 2 y 3.

Las escaleras N^os 1 y 2 se diferencian muy poco y por ello haré el diseño como uno solo, considerando para este -Tanto la N^o 2 que tiene mas luz.

La escalera N^o 3 la he estudiado aparte, en un diseño especial.- Pasaré entonces a estudiar cada tipo de escalera.

ESCALERAS N^o 1 y N^o 2

La escalera N^o 1 comienza en el primer piso y termina en la azotea y la N^o 2 comienza en el piso típico y termina también en la azotea, El cálculo es el mismo en cualquiera de los tramos, luego consideraré el caso de la planta típica.-

Supongo una losa de 25 cms y chequeo si resiste el máximo momento.-

<u>Cargas que Soporta:-</u>	Losa de 25 cms	600 Kg/m ²
	Contrapasos de 18.3 cms	224 "
	Proo de escalera	100 "
	Sobre carga	500 "
		<u>1424 Kg/m²</u>

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Luz entre vigas: $l = 5.65 \text{ m}$

Cálculo de los momentos:

$$+ M_{\text{max}} = \frac{1}{10} w l^2 = \frac{1424 \times 5.65^2}{10} = 4550 \text{ kgm}$$

$$- M_{\text{max}} = \frac{1}{24} w l^2 = \frac{1424 \times 5.65^2}{24} = 1890 \text{ kgm}$$

Verificación de "d"

$$d = \sqrt{\frac{455000}{11 \times 100}} = 20.5 \text{ cms}$$

$$h = 20.5 + 2. + 0.64 = 23.1 < 25 \text{ cms}$$

Pero tomo 25 cms pues esta es también la dimensión del aligerado y como la escalera propiamente dicha, comienza después de un tramo recto, tomo esta altura para que ofrezca continuidad arquitectónica.

Luego el "d" con que trabajaremos será:

$$d = 25 - 2.64 = 22.36 \text{ cms}$$

Áreas de Acero:

$$+ A_s = \frac{455000}{1400 \times 0.866 \times 22.36} = 16.8 \text{ cm}^2 \quad \phi 1/2'' @ 7.5 \text{ cms}$$

$$- A_s = \frac{189000}{1400 \times 0.866 \times 22.36} = 6.9 \text{ cm}^2 \quad \phi 1/2'' @ 15 \text{ cms}$$

Comprobación del esfuerzo cortante:

$$V = 0.5 w l = 0.5 \times 1424 \times 5.65 = 4,100 \text{ Kgs}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$v = \frac{V}{b \cdot d \cdot d} = \frac{4100}{100 \times .866 \times 22.36} = 2.11 \text{ Kg/cm}^2 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Verificación de adherencia:-

$$E_0 = \frac{V}{A \cdot d \cdot d} = \frac{4100}{10.5 \times .866 \times 22.36}$$

$$E_0 = 19.7 \text{ cms} < 6 \phi 1/2'' = 24 \text{ cms}$$

Acero de Temperatura:-

$$A_s = 0.002 b d = 0.002 \times 100 \times 22.4$$

$$= 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \phi 1/2 @ 28 \text{ cms}$$

El doblado del fierro se puede apreciar en las láminas de escaleras que hay en folder de planos.

CALCULO DE LA VIGA E-1.-

La escalera se apoya en un lado sobre la viga del portico correspondiente y en el otro sobre la viga E-1., que es la que pasaremos a calcular:-

Cargas que soporta:-

1.) Una carga repartida por toda su longitud de:

peso muro 600 Kg/m.

peso propio 500 "

1100 Kg/m

2) Una carga repartida en la mitad de su longitud; debida a la escalera que tiene por valor:

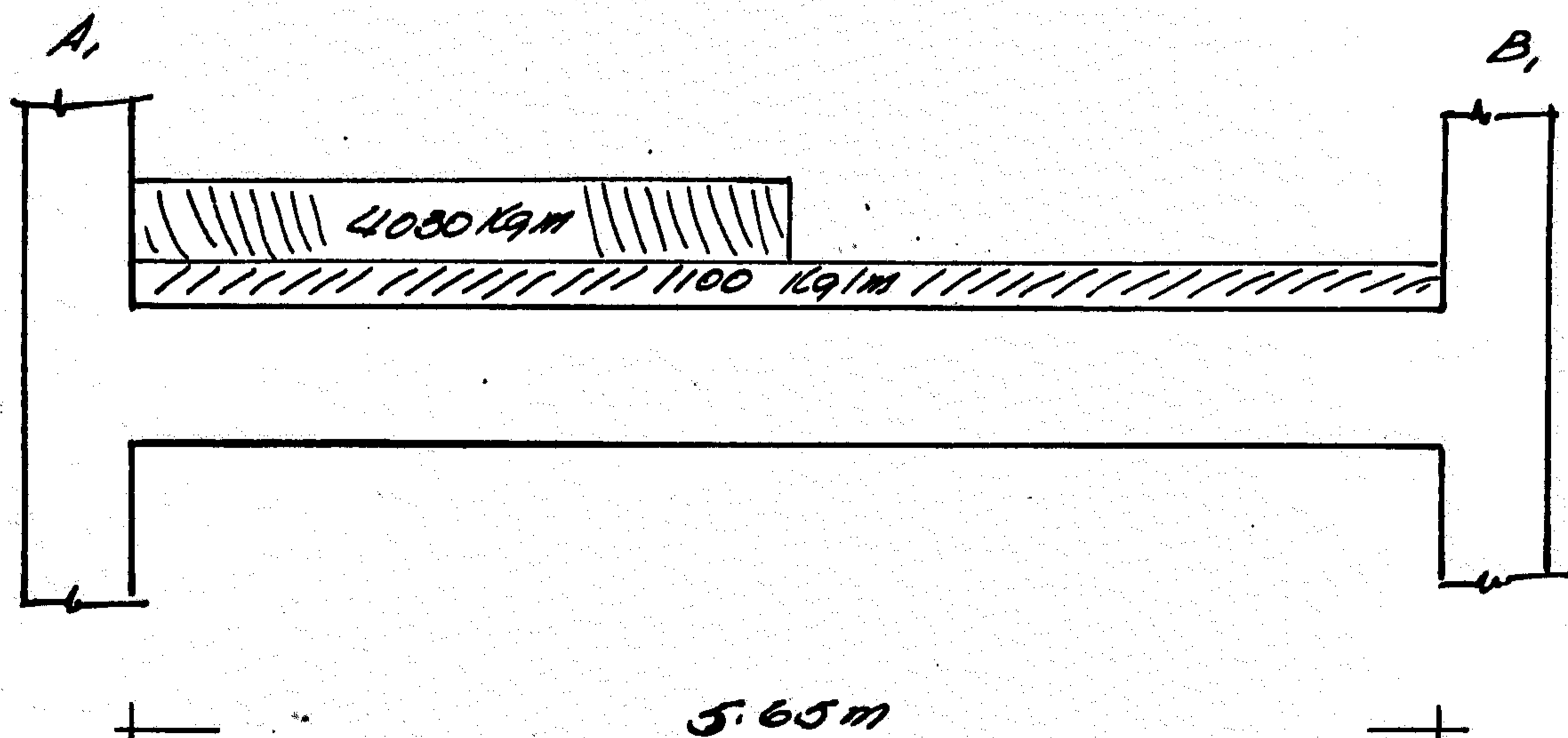
$$\text{Escalera:- } 2.8 \times 1440 = 4,030 \text{ Kg/m}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

El croquis que muestro aclarará su forma de cargas:



Calculo de los momentos:- Los he realizado considerando un grado de empujamiento de $3/4$, para los negativos.

$$+M_{max} = 11250 \text{ kgm}$$

$$-M_{max} = 8200 \text{ kgm}$$

$$-M_B = 5750 \text{ kgm}$$

Comprobación de "d"

$$d = \sqrt{\frac{1125000}{11 \times 35}} = 55 \text{ cms}$$

Luego $h = 55 + 5 = 60 \text{ cms.}$ (satisface la altura asumida.)

Áreas de Acero:-

$$+A_s = \frac{1125000}{1400 \times 0.866 \times 55} = 16.8 \text{ cm}^2 \quad 6 \phi 3/4''$$

apoyo A1:-

$$-A_s = \frac{820000}{1400 \times 0.866 \times 55} = 12.2 \text{ cm}^2 \quad 3 \phi 3/4'' + 2 \phi 5/8''$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

apoyo B:

$$A_s = \frac{575000}{1400 \times .866 \times 55} = 8.6 \text{ cm}^2 \quad 3 \phi \ 3/4''$$

Verificación del esfuerzo Cortante:-

$$V_{\text{max}} = 10,900 \text{ Kgs}$$

$$v = \frac{10900}{35 \times .866 \times 55} = 6.5 \text{ Kg/cm}^2$$

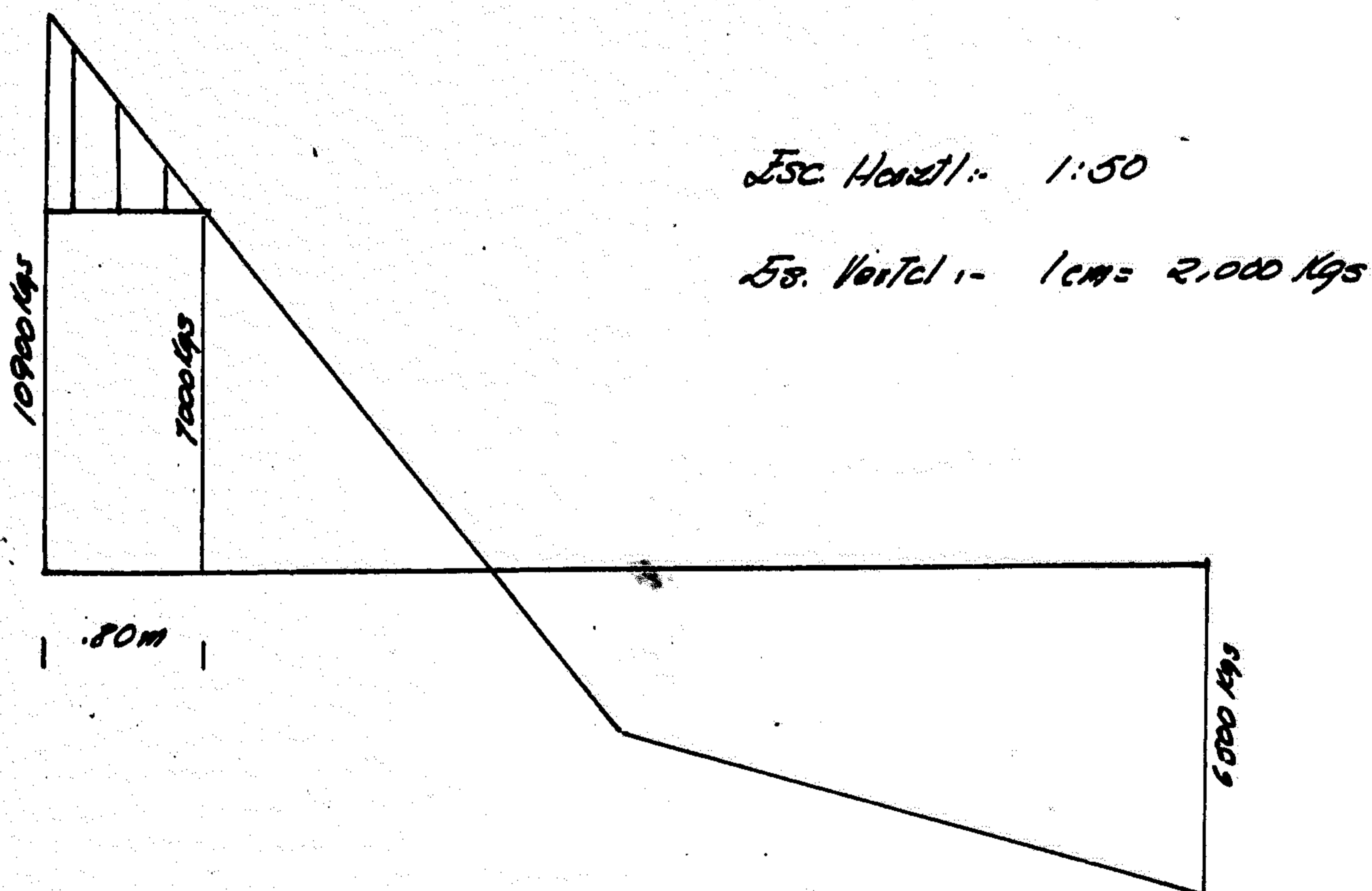
uso estribos y anclaje especial = luego:

$$s = \frac{2 \times 0.71 \times .866 \times 55 \times 1400}{10900 - 7000} = 24 \text{ cms}$$

$$s_{\text{max}} = \frac{d}{2} = 27.5 \text{ cms}$$

Luego para el apoyo A, pongo estribos @ 24.

El otro apoyo pongo estribos como medida constructiva, pues no se necesitan. Para ver la longitud en que necesito colocar estribos, lo hago gráficamente.



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Verificación de la adherencia:-

apoyos:-

$$E_0 = \frac{10900}{10.5 \times 866 \times 55} = 21.9 \text{ cms}$$

$$\text{perímetro} \therefore 3 \phi 3/4" + 2 \phi 5/8" = 28 \text{ cms}$$

P. de Inflexión:-

$$E_0 = \frac{6900}{10.5 \times 866 \times 55} = 13.8 \text{ cms}$$

$$\text{perímetro} \therefore 3 \phi 3/4" = 18 \text{ cms.}$$

ESCALERA N° 3

Consta de un solo tramo y va del 1º piso al sótano. Se apoya en su lado derecho en la viga 310 y en su lado izquierdo en una base de concreto. Como una losa de 25 cms.

Luz de edículo:- 6.30m.

Cargas que soporta:-

Losa de 25 cms	600 kg/m ²
contrapisos	214 "
piso Terminado	100 "
sobrecarga..	500 "
	<hr/>
	1414 kg/m ²

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Cálculo de los momentos

$$+M_{max} = \frac{1}{10} w l^3 = \frac{1414 \times 6.3^3}{10} = 5550 \text{ Kg m}$$

$$-M_{max} = \frac{1}{24} w l^3 = \frac{1414 \times 6.3^3}{24} = 2310 \text{ "}$$

Comprobación de "d"

$$d = \sqrt{\frac{5550}{11}} = 22.4 \text{ cms}$$

$$h = 22.4 + 0.6 + 2 = 25 \text{ cms}$$

Áreas de Acero:-

POSITIVO:-

$$+A_s = \frac{555000}{1400 \times 866 \times 22.4} = 20.5 \text{ cm}^2 \quad \phi 1/2" @ 6 \text{ cms}$$

NEGATIVO:-

$$-A_s = \frac{231000}{1400 \times 866 \times 22.4} = 8.6 \text{ cm}^2 \quad \phi 1/2 @ 12 \text{ cms}$$

Verificación del esfuerzo unitario de corte:-

$$V = 0.5 \times 1414 \times 6.30 = 4450 \text{ Kgs}$$

$$v = \frac{4450}{100 \times 866 \times 22.4} = 2.3 \text{ Kg/cm}^2 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Verificación de adherencia:-

$$E_0 = \frac{4450}{10.5 \times 866 \times 22.4} = 22 \text{ cms}$$

$$\text{perimetro:- } \phi \phi 1/2" = 32 \text{ cms}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Acero de Temperatura

$$A_s = 0.0025 \times 100 \times 22.4 = 5.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \phi \ 1/2" @ 22 \text{ cms}$$

CALCULO DE LA LOSA VOLADA.

La ubicación de esta losa se puede notar en la lámina N° que corresponde a la escalera N° 3.

Cargas que soporta:-

Como una losa de 25 cms, para que tenga el mismo espesor que el descanso de la escalera.

peso propio	600 Kg/m ²
uso terminado	100 "
Sobrecarga	<u>500 "</u>
	1200 Kg/m ²

Cálculo del momento:-

$$- M_{\text{max}} = \frac{wL^2}{2} = \frac{1200 \times 1.6^2}{2} = 1540 \text{ Kg/m}$$

Comprobación "d"

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{1540}{11 \times 1}} = 12 \text{ cms}$$

pero conservo los 25 cms por las razones arquitectónicas anteriormente citadas.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Áreas de Acero:-

$$A_s = \frac{154000}{1400 \times 0.866 \times 22.4} = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.005 \times 100 \times 22.4 = 11.2 \text{ cm}^2 = \phi 1/2 @ 11$$

Luego $A_s = \phi 1/2 @ 11 \text{ cms}$

Acero de Temperatura:-

$$A_s = 0.0025 \text{ b d}$$

$$= 0.0025 \times 100 \times 22.4 = 5.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \phi 1/2 @ 22$$

PROYECTO DE GRADO ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

VIGAS DE ARRIOSTRAMIENTO

Como aparte del peso propio y el de los muros que soportan, estas vigas no tienen otra sollicitación definida, Tomaré para ellas una sección menor que la asumida en los pórticos. Haré un tanteo preliminar con las vigas del sótano, pues estos son las más desfavorables y el mismo diseño para cada de, me servirá para los demás pisos.

Antes de pasar a analizar las vigas de cada eje, reuniré las características de la viga asumida que es de 30×55 cms.

a) Máximo Momento resistente:-

$$M_c = K b d^3 = 11 \times 30 \times 50^3$$

$$M_c = 8250 \text{ Kg/m}$$

$$A_{s_c} = 13.65 \text{ cm}^2$$

b) Área de Acero mínimo y el momento correspondiente

$$A_{s_{min}} = 0.005 b d = 0.005 \times 30 \times 50$$
$$= 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$M_{min} = 4540 \text{ Kg/m}$$

c) Área de acero:-

$$A_s = \frac{M}{f_s d} = \frac{M}{1400 + 866 \times 50}$$

$$A_s = \frac{M}{605}$$

donde M está en Kg/m

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

d) Áreas de acero cuando hay acero en compresión:-

$$A_{s1} = \frac{M_e}{f_s \cdot d \cdot d} = \frac{825000}{1400 \cdot 866 \cdot 50}$$

$$A_{s1} = 13.65 \text{ cm}^2$$

ahora bien: $M' = M - M_e$

$$A_{s2} = \frac{M'}{f_s (d - d')} = \frac{M'}{1400 (50 - 5)}$$

$$A_{s2} = \frac{M'}{630} \quad \text{donde } M' \text{ está en Kgcm}$$

además:-

$$A'_s = \frac{M'}{f'_s (d - d')}$$

$$f'_s = 2 n f_c \frac{b(d - d')}{b d} \leq 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_s = 2 \cdot 15 \cdot 63 \frac{20.2 - 5}{20.2} = 1420 \text{ Kg/cm}^2 > 1400$$

Luego $f'_s = 1400 \text{ Kg/cm}^2$ y

$$A'_s = \frac{M'}{1400 (50 - 5)}$$

$$A'_s = \frac{M'}{630} \quad \text{donde } M' \text{ está en Kgcm}$$

La nomenclatura para las áreas de acero se hace de acuerdo a las figuras de la página 94 de esta memoria.

e) Esfuerzo Cortante:-

$$v = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{V}{30 \cdot 866 \cdot 50}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$v = \frac{V}{1300}$$

$$V_c = 2 \times 1300 = 0.03/c \times 1300 = 5460 \text{ Kg}$$

$$\underline{V_c = 5460 \text{ Kg}}$$

$$\underline{S_{\text{max}} = \frac{d}{3} = 25 \text{ cms}}$$

si $v \leq 8.4 \text{ Kg/cm}^2$

$$\underline{S_{\text{max}} = \frac{d}{4} = 13 \text{ cms}}$$

si $v > 8.4 \text{ Kg/cm}^2$

f.) Adherencia:-

$$E_0 = \frac{V}{M \cdot d \cdot d} = \frac{V}{10.5 \times 0.866 \times 50}$$

$$E_0 = \frac{V}{454}$$

Con estos datos puedo estudiar cada viga con comodidad, una vez obtenidos los momentos y esfuerzos cortantes máximos:-

VIGAS CORRESPONDIENTES AL EJE 1

Cargas que actúan:

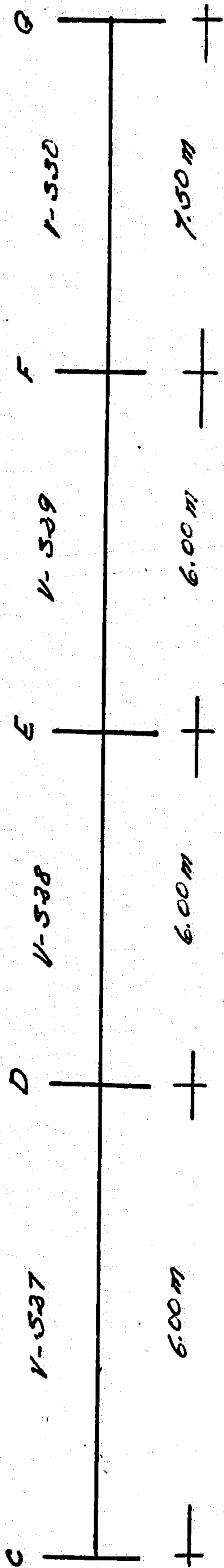
peso propio:- $30 \times 55 \times 2400$:	4100 Kg/m
peso muro:- 360×4.05	1460 "
	1860 "

Cálculo de los Momentos:- lo haré por el procedimiento del Reinforced Concrete Design Handbook.- Ver próxima página:-

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.



Barro Standard: $L = 6.00\text{ m}$

$W_L \times L^2 = 1860 \times 6^2 = 67000$

$\frac{Ck}{CM} = 0$

	1.00		1.00		1.00		1.35			
Tabla 1A	.062	.073	.106	.034	.077	.077	.106	.106	.072	.062
Tabla 2A							.036	.036	.053	0
C	.062	.073	.106	.034	.077	.077	.143	.143	.125	.062
M=C04L ²	4150	4830	7100	3280	5150	5150	9540	9540	8350	4150

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Calculados los momentos paso a analizar cada viga.

VIGA 527

$$-M_c = 4150 \text{ Kg/m}$$

$$+M = 4830 \text{ ''}$$

$$-M_d = 7100 \text{ ''}$$

Áreas de Acero:-

$$\text{apoyo C:- } 4 \phi 5/8''$$

$$\text{positivo:- } 2 \phi 5/8'' + 3 \phi 1/2''$$

$$\text{apoyo D:- } 6 \phi 5/8''$$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{\text{max}} = 6230 \text{ Kgs}$$

$$v = 4.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = 37 \text{ cms}$$

$$v' = 18 \text{ Kg/cm}^2$$

Estribos de 3/8'' - 2 @ 20

Puntos de inflexión:-

$$\text{negativos:- } \text{apoyo C} = 1.05 \text{ m}$$

$$\text{apoyo D:- } 1.52 \text{ m}$$

$$\text{positivos:- } \text{Izquierda:- } .43$$

$$\text{Derecha:- } .95 \text{ m}$$

Verificación de adherencia:-

$$\text{apoyos:- } \epsilon_0 = 13.8 \text{ cms}$$

$$\text{per. min:- } 4 \phi 5/8'' = 20 \text{ cms}$$

$$\text{PI:- } \epsilon_0 = 10.5 \text{ cms}$$

$$\text{per. min:- } 3 \phi 1/2'' = 12 \text{ cms}$$

VIGA 528

$$-M_D = 7100 \text{ Kg/m}$$

$$+M = 2280 \text{ ''}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$-M_E = 5150 \text{ Kg/m}$$

Áreas de acero:-

$$\text{apoyo D:- } 6 \phi 5/8''$$

$$\text{POSITIVO:- } 2 \phi 5/8'' + 3 \phi 1/2''$$

$$\text{apoyo E:- } 3 \phi 5/8'' + 2 \phi 1/2''$$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{\text{max}} = 5755 \text{ Kgs}$$

$$\sigma = 4.43 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 16 \text{ cms}$$

Estribas de $3/8''$:- 9 @ 25 como medida constructiva.

Puntos de inflexión:-

$$\text{negativos:- } \text{apoyo D:- } 1.5 \text{ m} \quad \text{apoyo E:- } 1.27 \text{ m}$$

$$\text{positivos:- } \text{Izquierda:- } 1.60 \text{ m} \quad \text{Derecha:- } 1.24 \text{ m.}$$

Verificación de adherencia:-

$$\text{apoyos :- } \epsilon_0 = 13.7 \text{ cms} \quad \text{per. min :- } 3 \phi 5/8'' + 2 \phi 1/2'' = 23 \text{ cms}$$

$$\text{P. de I :- } \epsilon_0 = 7.6 \text{ cms} \quad \text{per. min :- } 3 \phi 1/2'' = 12 \text{ cms}$$

VIGA 529

$$-M_E = 5150 \text{ Kg/m}$$

$$+M = 2280 ''$$

$$-M_F = 9540 ''$$

Áreas de Acero:-

$$\text{apoyo E :- } 3 \phi 5/8'' + 2 \phi 1/2''$$

$$\text{POSITIVO:- } 2 \phi 5/8'' + 3 \phi 1/2''$$

apoyo F:- necesita acero en compresión

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$A_s = 2\phi 5/8" + 3\phi 7/8"$$

$$A'_s = 2\phi 1/2"$$

Esfuerzo Cortante:-

por comparación con las vigas anteriores:

$$\text{Estribos de } 3/8" - 2 @ 25$$

Puntos de Inflexión:-

negativos - apoyo E:- 1.40m

Apoyo F:- 2.30m

positivos - Izquierda:- .91m

Derecho:- 1.85m

Verificación de Adherencia:-

apoyos:- $\epsilon_0 = 13.5 \text{ cms}$

por. min = $3\phi 5/8" + 2\phi 1/2" = 23 \text{ cms}$

P. de I:- $\epsilon_0 = 9.7 \text{ cms}$

por. min = $3\phi 1/2" = 12 \text{ cms}$

VIGA S30

$$-M_F = 9540 \text{ kgm}$$

$$+M = 8350 \text{ "}$$

$$-M_G = 4150 \text{ "}$$

Áreas de Acero:-

$$\text{apoyo F:- } 2\phi 5/8" + 3\phi 7/8" = A_s$$

$$A'_s = 2\phi 1/2"$$

$$\text{positivo:- } 3\phi 5/8" + 2\phi 7/8"$$

$$\text{apoyo G:- } 4\phi 5/8"$$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{\text{max}} = 8,050 \text{ kg}$$

$$\sigma = 6.2 \text{ kg/cm}^2$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$a = 1.21 \text{ m}$$

$$u' b = 60 \text{ Kg/m}$$

Estribos de $\frac{3}{8}$ " - 5 @ 25

Puntos de inflexión:-

negativos:- apoyo F:- 1.53 m apoyo G:- .74 m

positivos:- Izquierda:- 1.11 m Derecha:- .40 m

Verificación de Adherencia:-

apoyos:- $E_0 = 17.8 \text{ cms}$ per. mm = $4 d / 8 = 20 \text{ cms}$

P. de I:- $E_0 = 13.3 \text{ cms}$ per. mm = $3 d / 8 = 15 \text{ cms}$

VIGAS CORRESPONDIENTES A LOS EJES 3 y 5

Siendo más desfavorable el eje 5 por tener mayores cargas, considero el diseño en este eje.

La carga es la misma que en el eje 1, es decir 1860 Kg/m.l.

En la próxima página muestro el cálculo tabulado de los momentos, a partir de los cuales hago el diseño de las vigas.

VIGAS S.31 y S.48

$$- M_A = 4150 \text{ Kg.m}$$

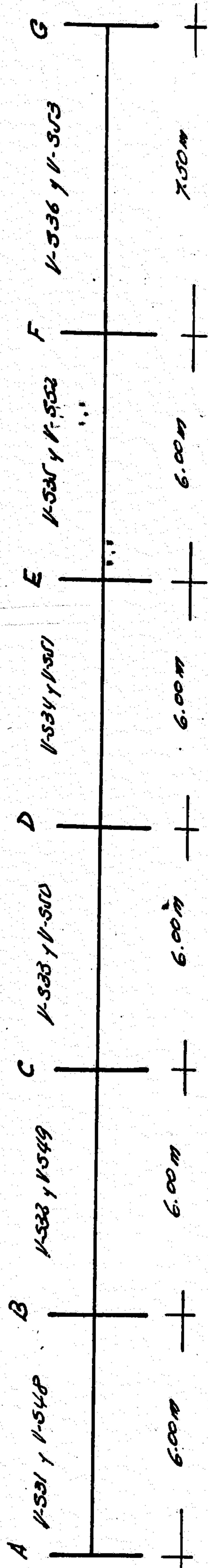
$$+ M = 4830 \text{ "}$$

$$- M_B = 7100 \text{ "}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.



Pano Standard: $L = 6.00m$
 $C_0 = 0$
 $C_M = 1860$
 $C_1 = 1860$
 $C_2 = 0$
 $W_1 L^2 = 1860 \times 6.00^2 = 67020$

d	1.00		1.00		1.00		1.00		1.00		1.25	
	.072	.106	.077	.106	.077	.106	.077	.106	.077	.106	.072	.106
Tabla 1A	.062											
Tabla 2A												
C	.062	.106	.077	.106	.077	.106	.077	.106	.077	.106	.072	.106
M	4160	4830	5100	5700	5700	5700	5700	5700	5700	5700	6200	6200

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Áreas de Acero:-

apoyo A:- $4 \phi 5/8"$

positivo:- $2 \phi 5/8" + 3 \phi 1/2"$

apoyo B:- $6 \phi 5/8"$

Observamos que esta viga es igual a la V-527 ya estudiada

VIGAS 533 y 549

Esta viga es igual a la V-538 También ya estudiada.

VIGAS 533 y 550

$-M_c = 5150 \text{ Kg m}$

$+M = 2950 "$

$-M_D = 5700 "$

Áreas de Acero:-

Apoyo C:- $3 \phi 5/8" + 2 \phi 1/2"$

positivo:- $2 \phi 5/8" + 3 \phi 1/2"$

apoyo D:- $5 \phi 5/8"$

Esfuerzo cortante:-

$V_{max} = 5630 \text{ Kg}$

por comparación con vigas anteriores:

Estribas de $3/8"$:- 2 @ 25

Puntos de inflexión:-

negativos:- apoyo C:- 1.17m

apoyo D:- 1.26m

positivos:- Izquierda:- 1.14m

Derecha:- 1.22m

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Verificación de adherencia :-

$$\text{a apoyos :- } E_0 = 12.4 \text{ cms}$$

$$\text{per. min :- } 3\phi 5/8" + 2\phi 1/2" = 23 \text{ cms}$$

$$\text{P. de I :- } E_0 = 7.8 \text{ cms}$$

$$\text{per. min :- } 2\phi 1/2" = 8 \text{ cms}$$

VIGAS V-534 y V-551

$$-M_D = 5700 \text{ KgM}$$

$$+M = 2950 \text{ "}$$

$$-M_E = 5150 \text{ "}$$

Vemos pues que esta viga es igual a la anterior pero invertida.

VIGAS 535 y 552

$$-M_E = 5150 \text{ KgM}$$

$$+M = 2280 \text{ "}$$

$$-M_F = 9540 \text{ "}$$

Estas vigas son iguales a la V-529 estudiada en el eje I

VIGAS 536 y 553

$$-M_F = 9540 \text{ KgM}$$

$$+M = 2350 \text{ "}$$

$$-M_G = 4150 \text{ "}$$

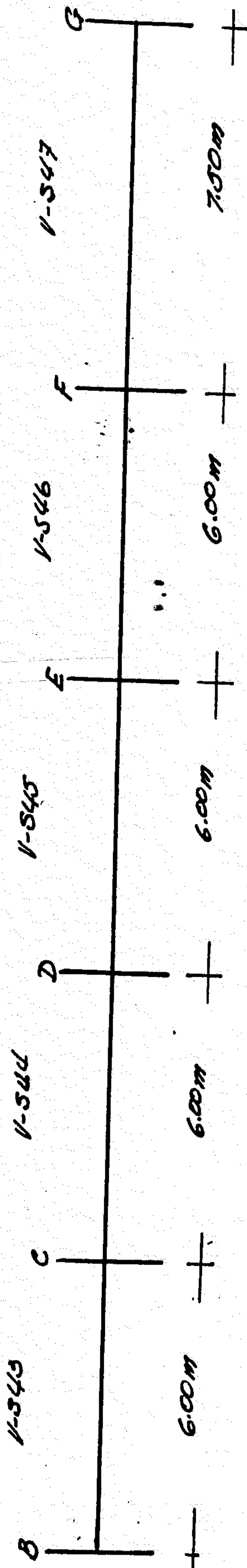
Luego esta viga es igual a la V-530 de eje I

VIGAS CORRESPONDIENTES AL EJE II

Se considero las mismas cargas que he considerado en ejes anteriores. Los momentos se dan en la próxima página

PROYECTO DE GRADO ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.



Ratio Standard: $L = 6.00m$ $C_0 = 0$
 $W/L^2 = 1080 \times 6.00^2 = 67000$ $C_M = 1880$ $\frac{C_2}{C_M} = 0$
 $C_1 = 1860$

D	1.00		1.00		1.00		1.00		1.35			
Tabla 1A	.062	.072	.106	.106	.034	.077	.077	.077	.077	.106	.072	.062
Tabla 2A										.036	.036	0
C	.062	.072	.106	.106	.034	.077	.077	.077	.077	.142	.125	.062
M	4100	4830	700	700	2280	5150	5150	5150	5150	9540	8350	4100

PROYECTO DE GRADO ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

VIGA 343

$$-M_B = 4150 \text{ Kgm}$$

$$+M = 4830 \text{ "}$$

$$-M_C = 7100 \text{ "}$$

Vemos que es igual a la viga V-327 ya examinada.

VIGA 344

$$-M_C = 7100 \text{ Kgm}$$

$$+M = 3280 \text{ "}$$

$$-M_D = 5150 \text{ "}$$

Viga esta, igual a la V-328 del eje 1

VIGA 345

$$-M_D = 5150 \text{ Kgm}$$

$$+M = 3950 \text{ "}$$

$$-M_E = 5150 \text{ "}$$

Áreas de Acero:-

apoyo D:- $3\phi 5/8" + 2\phi 1/2"$

positivo:- $2\phi 5/8" + 3\phi 1/2"$

apoyo E:- $3\phi 5/8" + 2\phi 1/2"$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{\text{max}} = 5540 \text{ Kgs}$$

Por similitud con vigas anteriormente estudiadas:-

Estribos de $3/8"$ 2 @ 25

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Puntos de inflexión

positivos:- 1.10 m

negativos:- 1.11 m

Verificación de Adherencia:-

apoyos:- $E_0 = 1.22 \text{ cms} < 3\phi 5/8" + 2\phi 1/2" = 23 \text{ cms}$

P. de I :- $E_0 = 7.7 \text{ cms} < 2\phi 1/2" = 8 \text{ cms}$

VIGA 546

$-M_E = 5150 \text{ KgM}$

$+M = 2280 \text{ "}$

$-M_F = 9540 \text{ "}$

Igual a la V-329 ya estudiada en el eje 1

VIGA 547

$-M_F = 9540 \text{ KgM}$

$+M = 8350 \text{ "}$

$-M_G = 4100 \text{ "}$

Igual a la V-330 del eje 1

VIGAS CORRESPONDIENTES AL EJE 3.

A pesar de que estas vigas soportan cargas inferiores a las de los ejes anteriores, les voy a considerar la misma carga que aquellos, teniendo en cuenta la respetable separación de los pisos

VIGA 537

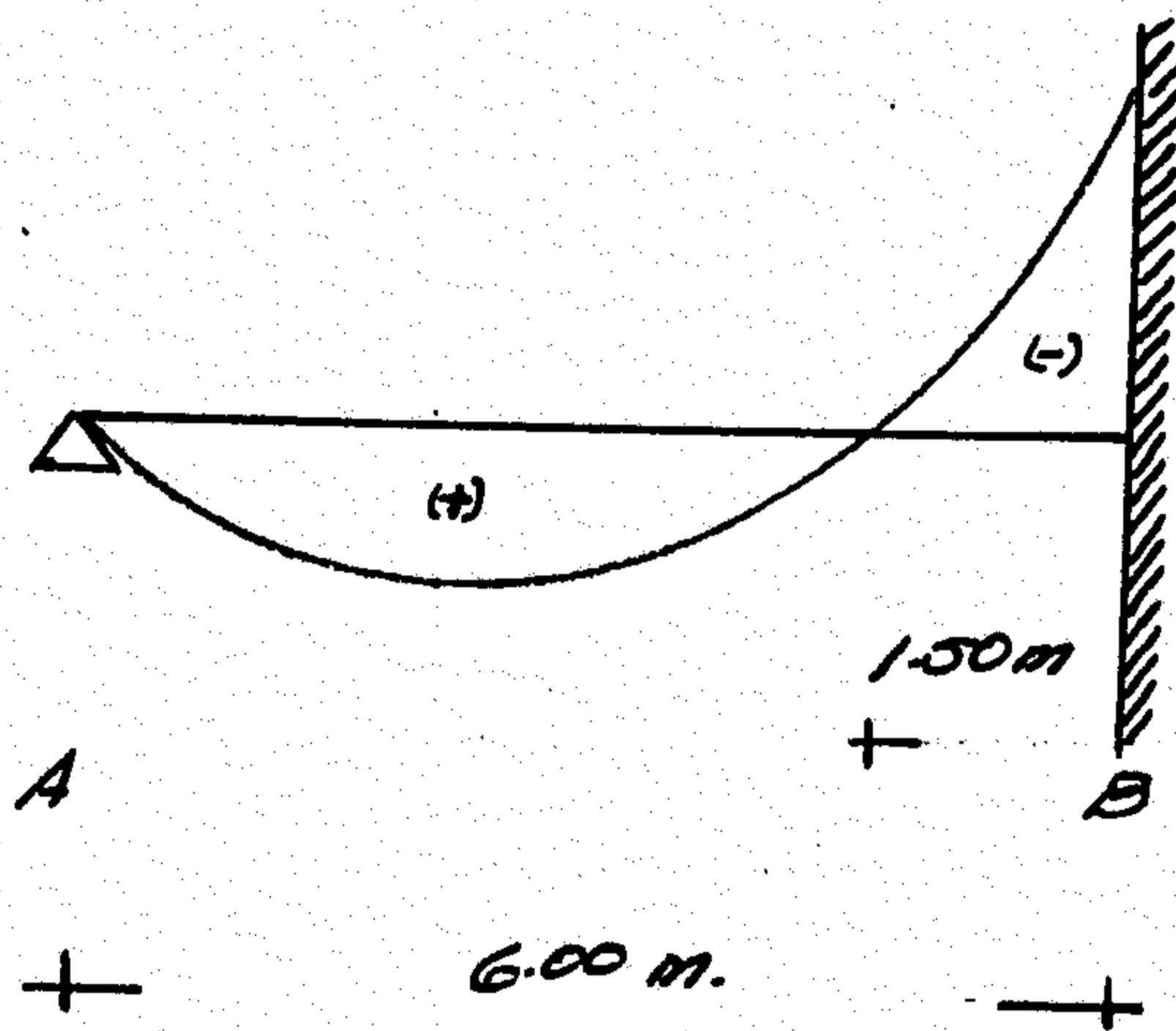
Esta viga está empotrada por un lado en la cap de ascensores.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Cálculo de los momentos:-



$$+M_{max} = \frac{9}{128} w l^3$$

$$-M_A = \frac{1}{16} w l^3$$

$$-M_B = \frac{1}{8} w l^3$$

aplicando las fórmulas anteriores para $w = 1860 \text{ Kg/m}$ obtengo

$$-M_A = 4140 \text{ KgM}$$

$$+M = 4650 \text{ "}$$

$$-M_B = 8300 \text{ "}$$

Áreas de Acero:-

apoyo A:- $4 \phi 5/8''$

positivo:- $3 \phi 1/2'' + 2 \phi 5/8''$

apoyo B:- $2 \phi 7/8'' + 3 \phi 5/8''$

Esfuerzo Constante:-

$$V_{max} = 4.000 \text{ Kgs}$$

$$v = 5.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = .70 \text{ m}$$

$$v' = 36$$

Estribos de $3/8''$:- $3 @ 25$

Punto de Inflexión:- $x = l/4 = 1.50 \text{ m}$

Achoreo:-

apoyos:- $E_0 = 15.4 \text{ cms}$

p. mm:- $4 \phi 5/8'' = 20 \text{ cms}$

p. de I:- $E_0 = 9.3 \text{ cms}$

p. mm:- $3 \phi 1/2'' = 12 \text{ cms}$

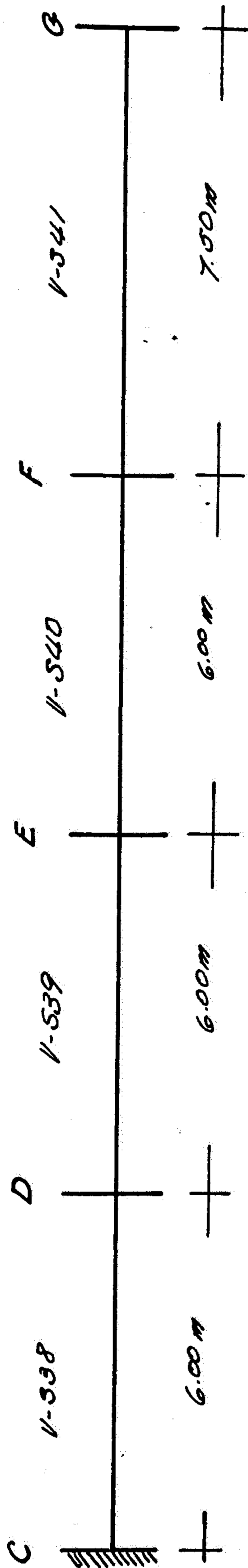
PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

VIGAS 338, 339, 340 y 341 :-

Cálculo de los momentos:-



Perfil Standard :- $L = 6.00m$ $C_0 = C$
 $\frac{1}{4}L \times L^2 = 1860 \times 6.00^2 = 67200$ $C_M = 180$
 $C_T = 180$
 $\frac{2L}{CM} = 0$

Ø	1.00			1.00			1.00			1.35		
	.083	.172	.106	.034	.077	.106	.034	.077	.106	.072	.062	0
Tabla 1A												
Tabla 2A												
C	.083	.172	.106	.034	.077	.106	.034	.077	.142	.120	.062	
M	6550	4890	7100	2280	5150	7100	2280	5150	9540	8350	4150	

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Vemos que es el mismo caso que en el eje L, pero en el apoyo C en lugar de $1/16 w l^3$ considero $1/2 w l^3$.

Luego Tendremos:

VIGA 338.-

$$-M_c = 3550 \text{ Kg m}$$

$$+M = 4830 "$$

$$-M_D = 7100 "$$

Áreas de Acero:-

$$\text{Apoyo C:- } 30\frac{5}{8}'' + 20\frac{1}{2}''$$

$$\text{positivo:- } 20\frac{5}{8}'' + 30\frac{1}{2}''$$

$$\text{Apoyo D:- } 60\frac{5}{8}''$$

Esfuerzo Cortante:-

$$\text{es igual a la V-327}$$

$$\text{Estribos de } \frac{3}{8}'' \text{ :- } 2 @ 25$$

Puntos de Inflexión:-

$$\text{negativos:- } \text{apoyo C :- } 1.65$$

$$\text{apoyo D:- } 1.93$$

$$\text{positivos:- } \text{Izquierda:- } 1.03$$

$$\text{Derecha:- } 1.35$$

Adherencia:-

$$\text{apoyos:- } E_0 = 138 \text{ cms}$$

$$p. \text{ min:- } 30\frac{5}{8}'' + 20\frac{1}{2}'' = 23 \text{ cms}$$

$$D. \text{ de L:- } E_0 = 8.9 \text{ cms}$$

$$p. \text{ min:- } 30\frac{1}{2}'' = 12 \text{ cms}$$

Los domos vigas son iguales a sus correspondientes del eje L; es decir.

$$\underline{V-339 = V-328} ; \quad \underline{V-340 = V-329} \quad y \quad \underline{V-341 = V-330}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

MURO DE CONTENCIÓN

Al iniciar la excavación de un terreno, para construir un sótano o una cimentación, es necesario tener en cuenta el empuje de tierras, resultado del peso mismo de las tierras y de la sobrecarga que esos terrenos reciban.

Una manera de contrarrestar esta fuerza y evitar posibles derrumbes es haciendo calzaduras a medida que avanza la excavación y luego un muro de concreto armado.

La operación de calzadura se hará por franjas de 1.50 m. de ancho y hasta un nivel de -1.75 m, continuándose así, en forma alternada por todo el perímetro:— Para la calzadura se utilizará concreto ciclópeo con mezcla 1:10 (cemento-hormigón)

Antes de levantar el muro de concreto armado, es necesario impregnar la superficie de la calzadura, en contacto con el muro, con asfalto líquido u otra sustancia que separe los dos elementos

CALCULO DEL MURO DE CONCRETO ARMADO

Consideraré el muro como una losa apoyada en el 1º piso y en un cimiento corrido por debajo de él. El apoyo en ambos se hará mediante dientes, tal como se muestra en las figuras que siguen

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Debido a que en los terrenos adyacentes no existen edificios, pero hay posibilidad de que se construyan, considerari para los efectos del empuje, edificios de 4 pisos, sin sótano como un caso bastante desfavorable. Luego hay que reducir esta sobrecarga a una altura de Terreno.

$$h' = \frac{8400}{1800} = 4.65 \text{ m.}$$

Siendo $\gamma = 1800 \text{ Kg/m}^3$ el peso específico del Terreno y 8400 Kg/m^2 la carga que representa el edificio de 4. pisos sin sótano.

Para la clase de Terreno que dispongo, considero un ángulo de fricción interna de 40°

La fórmula del empuje es:

$$E = m \gamma h (h + 2h')$$

en donde:

m = un coeficiente que depende del ángulo de fricción interna.

h = altura del muro

h' = altura de ste.

Luego:

$$E = m \times 1800 \times 2.60 (2.60 + 2 \times 4.65)$$

$$m = 0.109 \text{ para } \phi = 40^\circ$$

$$E = 0.109 \times 1800 \times 2.60 (2.60 + 9.30)$$

$$\underline{E = 6.070 \text{ Kgs}}$$

Este empuje forma un ángulo con el muro, igual al ángulo de rozamiento entre el muro y el Terreno; que considerará como de 28° .

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Conociendo el ángulo de rozamiento, calculo las componentes vertical y horizontal del empuje:-

$$Q_v = 5350 \text{ Kgs}$$

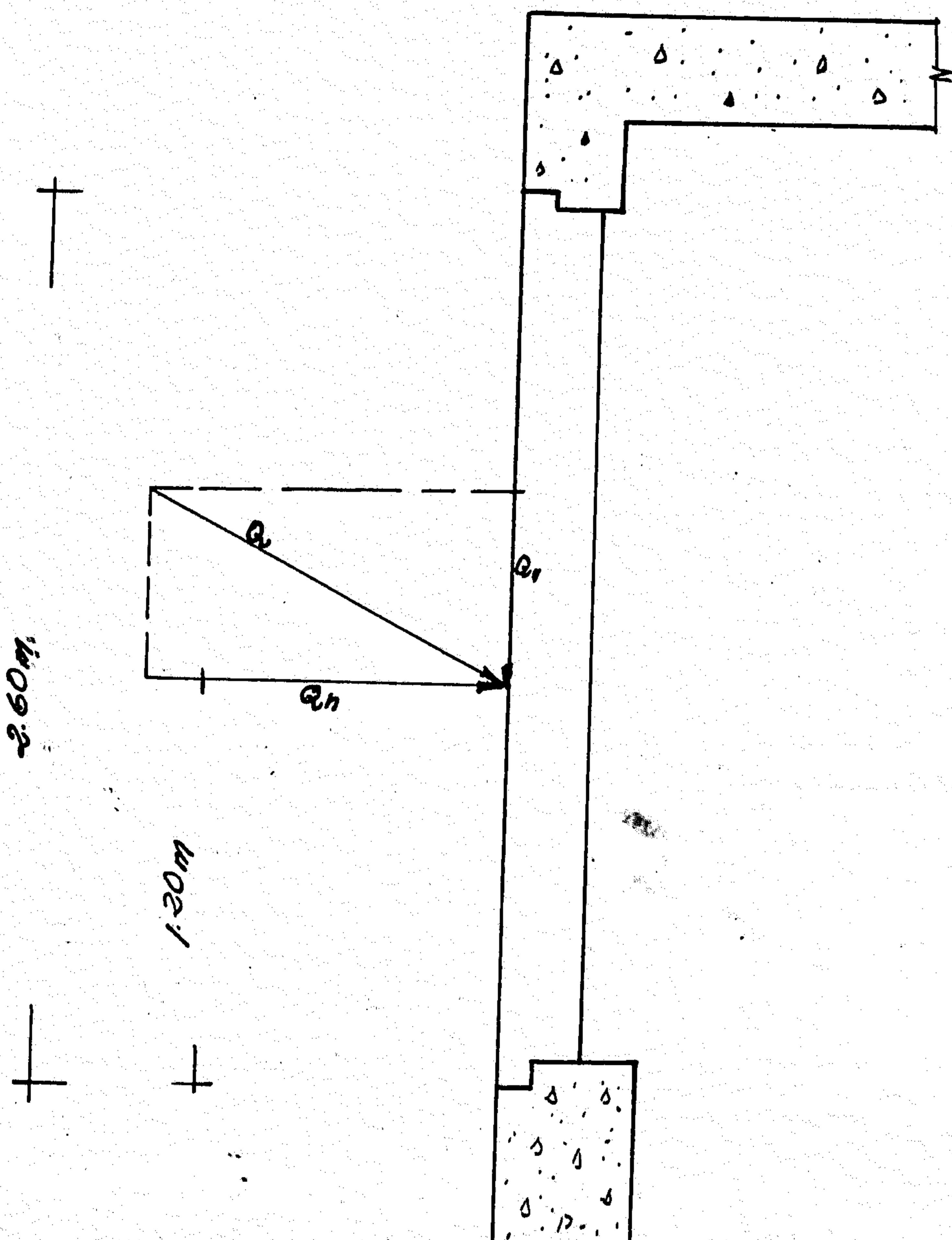
$$Q_h = 2850 \text{ ''}$$

El punto de aplicación del empuje está dado por la fórmula:

$$d = \frac{h}{3} \left(\frac{h + 3h'}{h + 2h'} \right) = \frac{2.60}{3} \left(\frac{2.60 + 3 \times 4.65}{2.60 + 2 \times 4.65} \right)$$

$$d = 1.20 \text{ de la parte inferior del muro.}$$

Este muro como, ya dije anteriormente, estará trabajando como una losa a flexión, desde que lo estoy considerando apoyado en las extremas por medio de drentas (ver figura).



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Cálculo de los Momentos y espesor del muro:-

$$+M_{max} = \frac{Pab}{L} = \frac{5350 \times 1.20 \times 1.40}{2.60}$$

$$+M_{max} = 3540 \text{ Kg.m.}$$

Luego:

$$d = \sqrt{\frac{354000}{11 \times 100}} = .18 \text{ m}$$

$$h = 18 + .8 + 5 = 24.8 \text{ cms}$$

Tomando:

$$e = 25 \text{ cms}$$

Área de Acero:-

$$+A_s = \frac{354000}{1400 \times 866 \times 20.2} = 14.4 \text{ cm}^2 = \phi 5/8" @ 14 \text{ cms}$$

Como acero negativo considero el 50% de positivo.

Verificación del esfuerzo unitario de corte:-

$$V_{max} = 2890 \text{ Kgs.}$$

$$\tau = \frac{2890}{100 \times 866 \times 20.2} = 1.64 \text{ Kg/cm}^2 < 0.03f_c = 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Verificación de adherencia:-

$$e_0 = \frac{2890}{10.5 \times 866 \times 20.2} = 15.6 \text{ cms}$$

$$\text{perímetro:- } 7 \phi 5/8" = 35 \text{ cms.}$$

Acero de Temperatura:-

$$A_s = 0.003 b d = 0.003 \times 100 \times 20.2$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$A_s = 4.04 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \phi \ 3/8" @ 18 \text{ cms}$$

Comprobación del diente:-

Lo compruebo en la zapata por ser el punto más desfavorable.

$$V = 2890 \text{ Kgs}$$

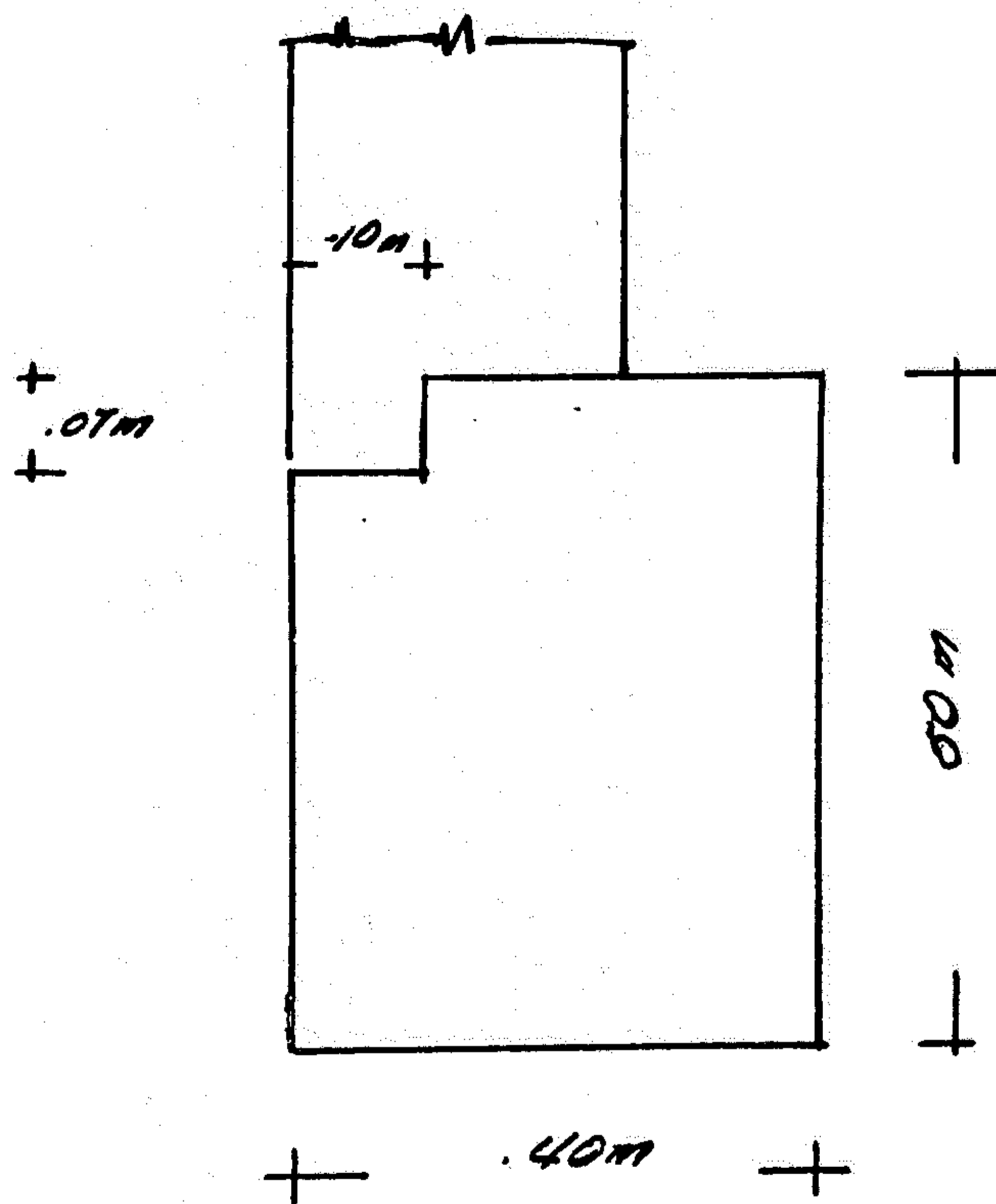
$$U_{\text{máx}} = 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego:

$$4.2 \times 100 \times x = 2890$$

$$x = 6.9 \text{ cms}$$

vemos pues que satisface (Ver lámina N°)



Cimiento corrido:- Cálculo:-

Cargas que actúan:-

$$\text{Empuje vertical:- } 2850 \text{ Kgs}$$

$$\text{peso propio } \frac{5760 \text{ ''}}{}$$

$$\underline{8610 \text{ ''}}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Luego la presión será:

$$w = \frac{8610}{40 \times 100} = 2.15 \text{ Kg/cm}^2 < 4 \text{ Kg/cm}^2$$

Veo que la zapata funciona bien:-

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

RAMPA PARA AUTOMOVILES

La rampa la dividiré en dos partes, la primera entre los ejes 5 y 4, que será una losa estructural y la segunda a partir del eje "5" hacia abajo y que será una losa sobre terreno es decir solo llenara de cemento de Temperatura.

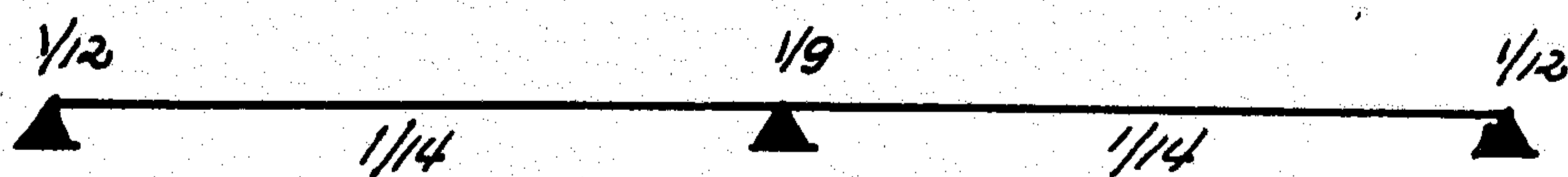
Para una mejor idea del conjunto puede verse la lámina nº dedicada a la presente rampa.

Pasaré entonces a diseñar cada elemento.

CALCULO DE LA LOSA ESTRUCTURAL

Calculo de los momentos:-

haré el calculo de los momentos por coeficientes pues es perfectamente simétrica.



$$-M_{1/12} = \frac{1}{12} w l^2$$

$$+M_{1/9} = \frac{1}{9} w l^2$$

$$-M_{1/12} = \frac{1}{12} w l^2$$

Cargas que soporta:-

paso propio:- $20 \times 100 \times 2400 \dots \dots \dots 480 \text{ Kg/m}$

Sobrecarga

$\frac{850 \text{ ''}}{1330 \text{ Kg/m}}$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Momentos :-

$$- M_{1/2} = 1560 \text{ KgM}$$

$$+ M_{1/4} = 1340 \text{ "}$$

$$- M_{1/9} = 2080 \text{ "}$$

Verificación de la altura útil :-

$$d = \sqrt{\frac{210000}{11 \times 100}} = 14 \text{ cms}$$

Luego funciona bien. Tomo la losa de 20 cms, por consiguiente el "d" con que trabajaremos será $d = 20 - 3 = 17 \text{ cms}$

Áreas de Acero :- $A_{s \text{ min}} = 8.5 \text{ cm}^2$

$$+ A_{s 1/4} = 7.5 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ min}} \quad \text{luego}$$

$$= 8.5 \text{ cm}^2 = \phi 5/8" @ 23 \text{ cms}$$

$$- A_{s 1/2} = A_{s \text{ min}} = \phi 5/8" @ 23 \text{ cms}$$

$$- A_{s 1/9} = 10.2 \text{ cm}^2 = \phi 5/8" @ 19 \text{ cms}$$

Verificación del esfuerzo unitario de este :-

$$V_{\text{max}} = 0.575 wL = 3350 \text{ Kgs}$$

$$\sigma = \frac{3350}{100 \times 866 \times 17} = 2.27 \text{ Kg/cm}^2 < 0.08 f'_c = 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Verificación de adherencia :-

$$\text{apoyos :- } \Sigma_0 = 21.6 \text{ cms} < 5 \phi 5/8" = 25 \text{ cms}$$

$$P \text{ del I :- } \Sigma_0 = 18.0 \text{ cms} < 4 \phi 5/8" = 20 \text{ cms}$$

Acero de Temperatura :-

$$A_s = 0.002 \times b \times d = 0.002 \times 100 \times 17$$

$$= 0.002 \times 100 \times 17 = 3.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \phi 3/8" @ 30$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

CALCULO DE LA VIGA V-1

Su ubicación se puede ver en la lámina N° . La luz que tiene es $l = 5.00 \text{ m}$.

Es como una viga de $35 \times 70 \text{ cms}$, cuyas características ya las he anotado al estudiar los pórticos.

Cargas que soporta:-

peso propio	590 kg/m
Rampa y etc	5800 "
	<hr/>
	6390 kg/m.

Calculo de los momentos.

$$+M_{\text{máx}} = \frac{1}{10} w l^2 = \frac{1}{10} \times 6390 \times 5^2 = 15900 \text{ kgm}$$

$$-M = \frac{1}{16} w l^2 = \frac{1}{16} \times 6390 \times 5^2 = 9950 \text{ "}$$

Verifico la altura útil:-

$$d = \sqrt{\frac{15900}{11 \times 30}} = 64.9 \text{ cms}$$

$$h = 64.9 + 5 \approx 70 \text{ cms}$$

Áreas de Acero:-

$$\text{acero positivo:- } 20.1 \text{ cm}^2 = 2 \phi 1" + 4 \phi 3/4"$$

$$\text{" negativo:- } 12.7 \text{ cm}^2 = 3 \phi 3/4" + 2 \phi 5/8"$$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{\text{máx}} = 0.5 \times 6390 \times 5.00 = 16,000 \text{ kgs}$$

$$v = 9.5 \text{ kg/cm}^2$$

uso anclaje especial y estribos

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$v' = 9.5 - 4.2 = 5.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = 1.40 \text{ m}$$

$$v'' = 1.85$$

con estos datos y teniendo en cuenta que $S_{max} = \frac{d}{4} = 16$
entrio al abaco y obtengo

Estribos de 3/8" - 2 @ 10, 8 @ 15

Verificación de Adherencia:-

apoyos:-

$$E_0 = \frac{16000}{10.5 \times .866 \times 65} = 27 \text{ cms}$$

$$\text{perimetro:- } 3\phi 3/4" + 2\phi 5/8" = 28 \text{ cms}$$

P. de Inflexión:-

$$E_0 = \frac{11000}{10.5 \times .866 \times 65} = 19.4 \text{ cms}$$

$$\text{perimetro:- } 2\phi 1" + 1\phi 3/4" = 22 \text{ cms.}$$

CALCULO DE LA VIGA 1-2

Es una viga chata de 2 tramos iguales de luz $L = 3.75 \text{ m}$

Su ubicación se aprecia en la lámina N°.

ASumo una viga de $0.35 \times 0.20 \text{ m}$.

Cargas que soporta:-

peso propio 168 Kg/m.

Muro

540 "

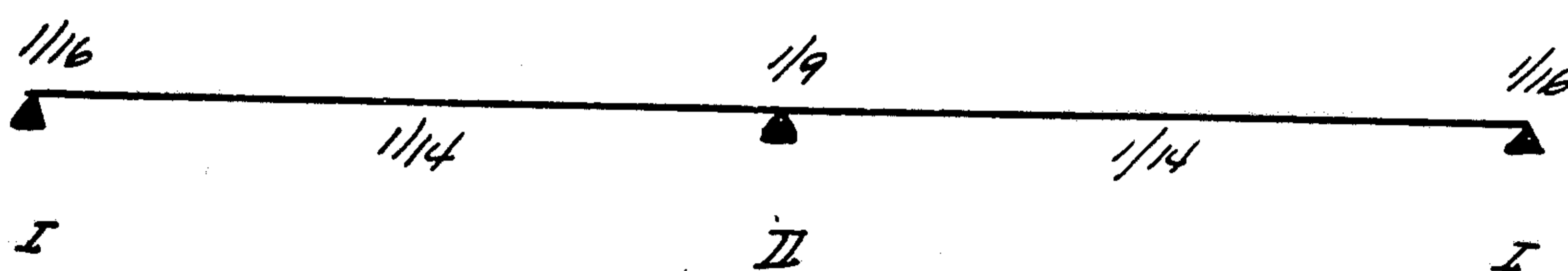
708 Kg/m.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Cálculo de los momentos:-



$$M_z = \frac{1}{8} w l^2 = 1180 \text{ Kg/m}$$

$$+M = \frac{1}{14} w l^2 = 710 \text{ ''}$$

$$-M_z = \frac{1}{16} w l^2 = 620 \text{ ''}$$

Verifico \ddot{d} :-

$$d = \sqrt{\frac{110000}{11 \times 35}} = 16.8$$

$$h = 16.8 + 3 = 19.8 < 20 \text{ cms (satisface).}$$

Áreas de Acero:- $A_{s \text{ min}} = 3.0 \text{ cm}^2$

apoyo I:- $A_s = 3.0 \text{ cm}^2 = 3 \phi 3/8 + 1 \phi 1/2$

positivo:- $+A_s = 3.7 \text{ cm}^2 = 2 \phi 1/2 + 2 \phi 3/8$

apoyo II:- $A_s = 5.3 \text{ cm}^2 = 4 \phi 3/8 + 2 \phi 1/2$

Comprobación del esfuerzo unitario de corte:-

$$V_{\text{max}} = 0.575 \times 3.75 \times 708 = 1520 \text{ Kgs.}$$

$$v = 2.95 \text{ Kg/cm}^2 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (satisface)}$$

no necesita estribos pero se le colocan como procedimiento constructivo.

Adherencia:

apoyos: $E_0 = 9.8 \text{ cms}$

per. min:- $3 \phi 3/8 + 1 \phi 1/2 = 13 \text{ cms}$

P de I:- $E_0 = 7.7 \text{ cms}$

per. min:- $2 \phi 1/2 = 8 \text{ cms}$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

CALCULO DEL PILAR P-1

sostiene la viga V-1. Ver lámina N°

Cargas que soporta:-

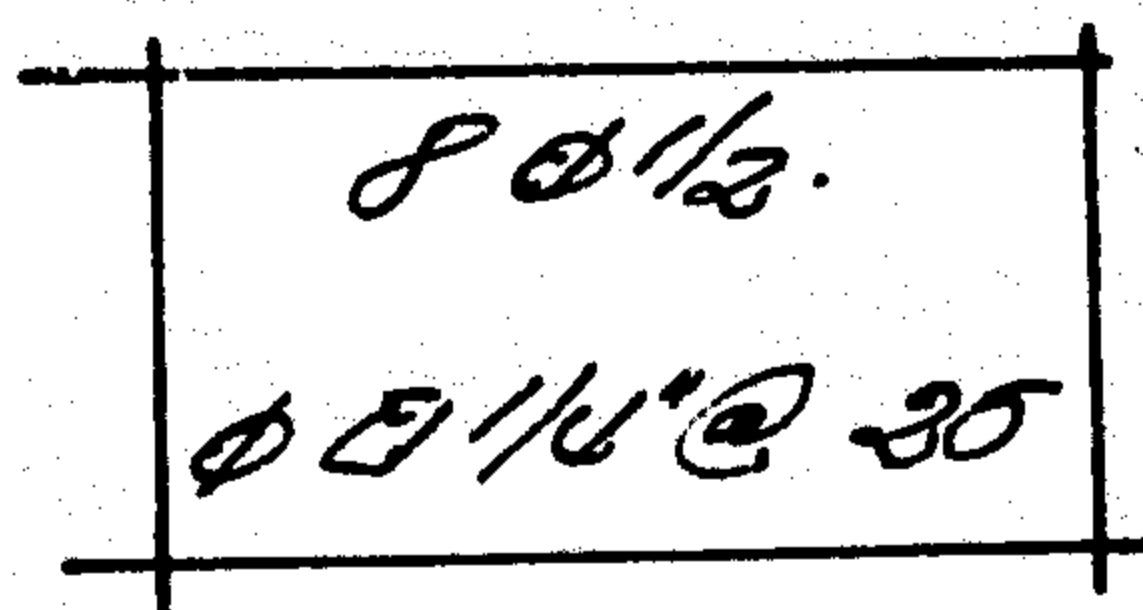
peso propio:-	260 Kgs
reacción de V-2	3040 "
reacción de V-1	<u>16.000 "</u>
	19.300 Kgs

considero una sección de 35x30cm.

$$P_g = \frac{\frac{19300}{0.8 \times A_g} - 315}{1400} < 0.01$$

Luego le edoco $A_s = 0.01 \times 10.30 = 10.5 \text{ cm}^2$ que está en exceso

y obtengo:



CALCULO DE LA ZADATA DEL PILAR P-1

$$P = 19300 \text{ Kgs}$$

$$V_1 = 4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{peso propio} = 0.05 P$$

Luego hallo el área necesaria.

$$A_z = \frac{1.05 \times 19300}{4} = 5080 \text{ cm}^2$$

$$A_z = 75 \times 75 \text{ cm}^2$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$L_{max} = \frac{75-50}{2} = 22.5 \text{ m.}$$

asumo una profundidad de 50 cms para la zapata y chequeo si necesita acero.

$$W_n = \frac{19300}{75 \times 75} = 3.45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{max} = 3.45 \times 75 \times \frac{22.5^2}{2} = 65800 \text{ Kg cm}$$

$$M_{max} = 658 \text{ Kg m}$$

$$h = \sqrt{\frac{6M}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 65800}{75 \times 4.2}} = 36 \text{ cms}$$

luego por momento no es necesario acero, pero debo verificar si resiste el esfuerzo cortante.

$$V = 3.45 \times 75 \times 22.5 = 5820 \text{ Kgs}$$

$$v_{max} = 0.027c = 2.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = \frac{1.5 V}{100 v} = \frac{1.5 \times 5820}{100 \times 2.8}$$

$$h = 31.3 \text{ cms}$$

Luego la zapata con .50 m de profundidad no necesita refuerzo.

Con esto termino todo lo referente al pilar.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

CALCULO DEL MURO DE LA RAMPA.

La rampa se apoya, en la parte inferior de la losa estructural en un muro de concreto. Ver lámina

Este muro soporta el peso de la losa estructural y además el empuje del relleno, sobre el cual se apoya la rampa. Primero chequearé el muro, diseñándolo para las cargas verticales, verificando luego si resiste el empuje del relleno.

Cargas:-

losa estructural:-	6200 Kg/m
peso propio:-	580 "
	<hr/>
	6780 Kg/m.

Debido a la poca magnitud de las cargas me subargo el espesor mínimo de 20 cms

$$\frac{h}{e} = \frac{1.20}{0.20} = 6 \rightarrow f_c = 0.25 f_c$$

$$f_c = 0.25 \times 140 = 35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e = \frac{6780}{35 \times 100} = 2 \text{ cms}$$

Luego para las cargas verticales basta con el acero mínimo:

$$A_{s \text{ min}} = 0.0025 \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

Ø 1/2" @ 25 horizontal y verticalmente.

Verificación al empuje sometido:-

$$E_{moe} = 315 \text{ Kg} \quad d = 0.6 \text{ m}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Luego:

$$M_{max} = 0.6 \times 315 = 189 \text{ KgM}$$

$$d = \sqrt{\frac{18900}{11 \times 100}} = 5 \text{ cms} < 10$$

Luego el espesor satisface. Ahora bien

$$A_s = \frac{189}{1400 \times 866 \times 10} = 1.3 \text{ cm}^2 < 5 \text{ cm}^2$$

Luego el muro resiste el empuje del relleno y etc.

El muro llevará un empuje como de

$$b = 40 \text{ cms}$$

$$h = 60 \text{ cms.}$$

Veo si satisface la carga de Trabajo del terreno

$$V_f = \frac{6780 \times 1.05}{40 \times 100} = 1.78 \text{ Kg/cm}^2 < 4 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego funciona bien. No chequeo si necesita refuerzo pues he llegado a esa conclusión por comparación con la zapata del pilar P-1

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

CAJA DE ASCENSORES

La marca de ascensores que usaré, luego de haber consultado varios representantes de ascensores, será "OTIS".

La ubicación de este elemento, así como, sus diferentes elementos pueden apreciarse en la lámina N° del folde de láminas que acompaña esta memoria.

Pasaré entonces a calcular cada una de las partes de que consta esta caja.

CASETA DE MAQUINAS.-

La caseta de máquinas es normalmente más grande que la caja misma, ya que como el motor y accesorios ocupan casi toda el área de la caja, es necesario un mayor espacio para los casos en que haya que hacer reparaciones y para el mantenimiento, de las máquinas.

Resuelto el problema de la ampliación por medio de vigas ménsula. (Ver figura en la página siguiente)

El motor y los accesorios están sostenidos por las vigas de Acero A-B, C-D, E-F y H-G, proporcionadas por el fabricante.

Estas vigas producen sobre las paredes de la caja, las siguientes reacciones:

Apoyo A: - 3815 Kgs

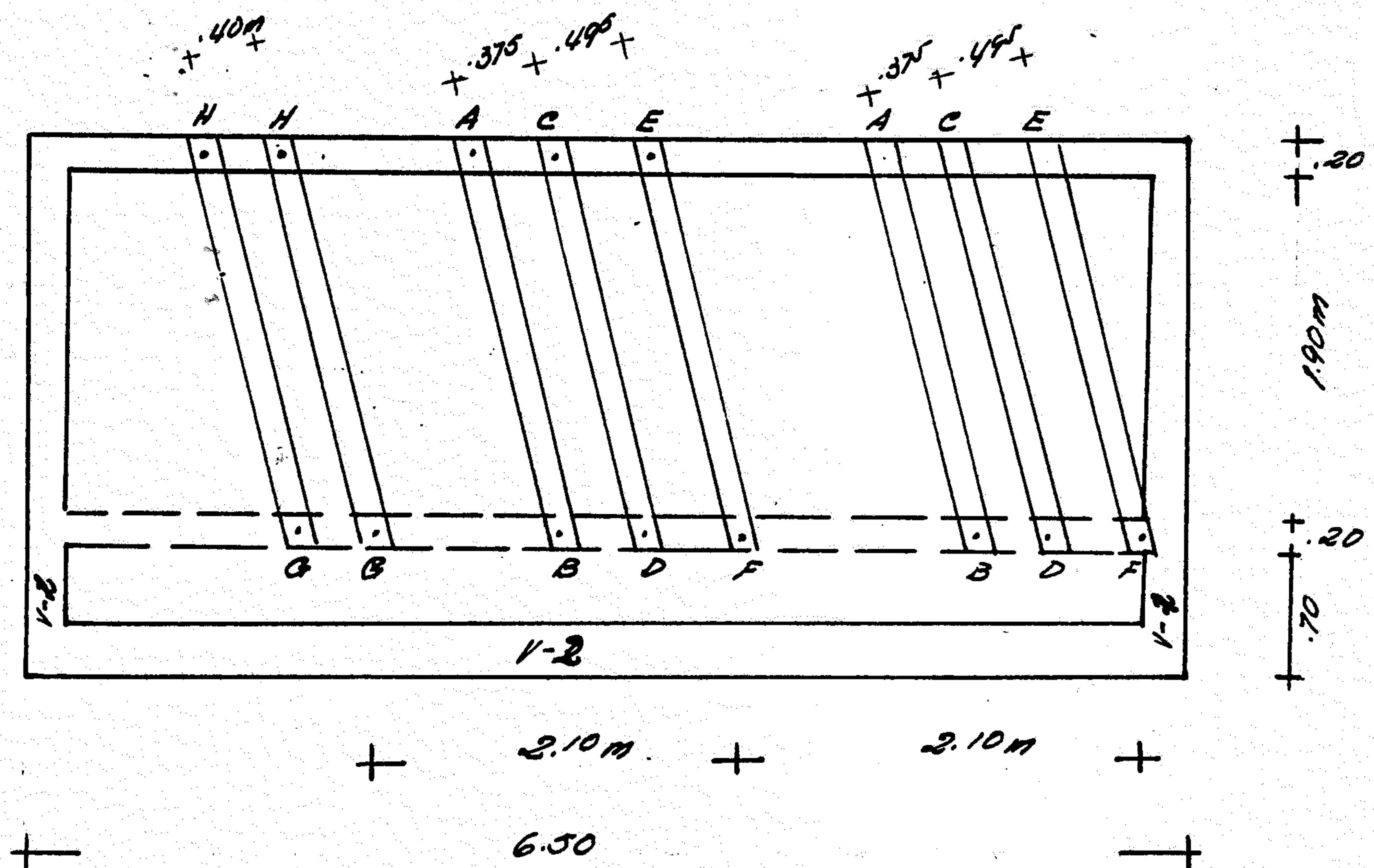
Apoyo B: - 2330 "

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Apoyo C = 1795 Kg
 Apoyo D = 9777 "
 Apoyo E = 950 "
 Apoyo F = 731 "
 Apoyo G = 1395 "
 Apoyo H = 1735 "



Calculo del piso de la caseta de máquinas:-

Considero una losa de dos tramos con apoyos en los muros de la caja y en la viga 1-2
 asumo una losa de 10 cms

Cargas que soporta:-

El piso mismo solo soporta su peso propio y la sobrecarga que se le estime ya que el motor y accesorios descansan sobre las vigas de acero; luego basta calcular la losa para una carga

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Total de $w = 540 \text{ kg/cm}^2$

Calculo de los momentos:-

$$-M_{\text{max}} = \frac{1}{12} w l^2 = \frac{540 \times 2.1^2}{12} = 240 \text{ kgm}$$

$$+M_{\text{max}} = \frac{1}{12} w l^2 = \frac{540 \times 2.1^2}{12} = 240 \text{ kgm}$$

Verifico

$$d = \sqrt{\frac{24000}{11 \times 100}} = 5 \text{ cms}$$

$$h = 5 + 3 = 8 \text{ cms} < 10 \text{ cms}$$

Tomo los 10 cms, luego el "d" con que trabajare sera:

$$d = 10 - 2.5 = 7.5 \text{ cms}$$

Areas de Acero:-

$$A_{s \text{ min}} = 0.0025 \times 10 \times 100 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{negativo:- } -A_s = 2.64 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 3/8" @ 25$$

$$\text{positivo:- } +A_s = 2.64 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 3/8" @ 25$$

El Tramo apoyado en la 1-2, lleva acero minimo, tanto positivo como negativo y es tambien $\phi 3/8" @ 25$

Comprobación de los esfuerzos unitarios de corte y adherencia:-

$$v = \frac{650}{100 \times 0.866 \times 7.5} = 1.0 \text{ kg/cm}^2 < 4.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$u = \frac{650}{12 \times 0.866 \times 7.5} = 8.3 \text{ kg/cm}^2 < 10.5 \text{ kg/cm}^2$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Acero de Temperatura:-

$$A_s = 0.003 b d = 0.003 \times 100 \times 7.5 \\ = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \phi \frac{1}{4}'' @ 20 \text{ cms}$$

CALCULO DE LA VIGA 1-2

Se apoya en las dos vigas cantilevers, y soporta el muro y Techo de la caseta de máquina. Luz = 6.10 m

Cargas que soporta:-

piso de caseta de maq	190 Kg/ml
peso propio:- .30x.50x2400	360 "
peso muro:-	500 "
Techo de caseta	660 "
	<hr/>
	1710 Kg/m.

como se ve he asumido una viga de 30x50 cms.

Calculo de los momentos:-

$$+M = \frac{1}{10} w l^2 = \frac{1}{10} \times 1710 \times 6.1^2 = 6350 \text{ Kg/m}$$

$$-M = \frac{1}{16} w l^2 = \frac{1}{16} \times 1710 \times 6.1^2 = 3970 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Verifico: } d = \sqrt{\frac{6350}{11 \times 30}} = 44 \text{ cms}$$

$$\text{Luego } h = 44 + 5 = 49 \text{ cms} < 50 \text{ cms.}$$

$$\text{Tomo } h = 50 \text{ cms y } d = 45 \text{ cms.}$$

Areas de Acero:-

$$\text{acero positivo:- } 11.7 \text{ cm}^2 = 4 \phi \frac{3}{4}''$$

PROYECTO DE GRADO ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$\text{Acero negativo:} - 7.3 \text{ cm}^2 = 2\phi 3/4" + 1\phi 5/8"$$

Verificación del esfuerzo unitario de corte

$$V_{\max} = 0.5 wL = 5200 \text{ Kgs}$$

$$\tau = 4.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Debido a que τ es muy pequeño coloco:

Estribos de 1/4" @ 20 cms.

Verificación de Adherencia:-

$$\text{apoyos:} \quad \varepsilon_0 = 12.7 \text{ cms}$$

$$\text{perímetro:} - 4\phi 3/4" = 24 \text{ cms}$$

$$\text{P. de I:} \quad \varepsilon_0 = 11.5 \text{ cms}$$

$$\text{perímetro:} - 2\phi 3/4" + 12 \text{ cms}$$

CALCULO DE LA VIGA V-1

Señ dos vigas cantilever que sostienen a la V-2. Asumo una viga de .20x50 cms. - Luz = 0.70m

Cargas que actúan:

Carga de la V-2 5200 Kgs (concentrada).

peso propio y muro:- 740 Kg/m.

Cálculo del momento:-

$$M_{\max} = 5200 \times .70 + \frac{740 \times .7^2}{2}$$

$$-M_{\max} = 3820 \text{ Kg/m}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

- Verifico: $d = \sqrt{\frac{382000}{20 \times 11}} = 42 \text{ cms}$

Luego $h = 42 + 5 = 47 \text{ cms} < 50 \text{ cms}$

Tomo $h = 50 \text{ cms}$ y $d = 45 \text{ cms}$

Áreas de Acero:-

$$A_{s \text{ min}} = 0.005 \times 20 \times 45 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{382000}{1400 \times 0.866 \times 45} = 7 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2\phi 3/4" + 1\phi 5/8"$$

Esfuerzo Cortante:-

$$V_{\text{max}} = 5715 \text{ Kgs}$$

$$v = 7.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v' = 7.3 - 4.2 = 3.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 15 \text{ cms} \quad v'b = 62$$

Del abaco y sabiendo q' $S_{\text{max}} = \frac{Q}{2} = 22.5 \text{ cm}$, obengo.

Estribos 1/4" :- 2@20 y mas espaciados para asegurar bien el acero negativo.

TECHO DE LA CASETA DE MAQUINAS.

asumo una losa de 10 cms. Es una losa de un Tramo, apoyado en los muros de la caseta.

Cargas que actúan :-

paso propio:- 240 Kg/m²

paso muerto:- 100 "

sobrecarga:- 100

440 Kg/m²

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Cálculo de los momentos:-

$$+M = -M = \frac{1}{12} w l^2 = \frac{1}{12} \times 440 \times 2.8^2 = 314 \text{ Kg.m}$$

$$\text{verifico: } \phi = \sqrt{\frac{31400}{11 \times 100}} = 5.5 \text{ cms}$$

$$h = 5.5 + 2.5 = 8 \text{ cms} < 10$$

$$\text{Tomo: } h = 10 \text{ cms} \quad \text{y} \quad \phi = 7.5 \text{ cms}$$

Áreas de Acero:-

$$A_{s \text{ min}} = 0.005 \times b \times d = 0.005 \times 100 \times 75 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.45 \text{ cm}^2 ; 1 \text{ varo}$$

$$\underline{A_s = A_{s \text{ min}} = \phi \ 3/8" @ 20 \text{ cms}}$$

Acero de Temperatura:-

$$A_s = 0.0025 \times b \times d = 0.0025 \times 75 \times 100$$

$$A_s = 1.875 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \phi \ 1/4 @ 16 \text{ cms}$$

CÁLCULO DE LA CAJA PROPIAMENTE DICHA.

Asumo un espesor de muro de 20 cms y chequearé si no falla por compresión en su unión con su zapata, en la cara más desfavorable.

Veó entonces cual es la cara más desfavorable y las cargas que actúan sobre ella.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Vigas que descansan en la cara	16,300 Kg/m
Peso del Ascensor y Casetas	2,320 "
Peso propio	11,700 "
	30,320 Kg/m

Luego:-

$$V_c = \frac{30,320}{20 \times 100} = 15.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c \text{ admisible} = 0.25 f_c = 35 \text{ Kg/cm}^2$$

Vemos pues que el espesor de la caja funciona bien.

Area de Acero:-

$$A_s = 0.0025 b d$$

$$= 0.0025 \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \underline{\phi 1/2" @ 25} \text{ vertical y horizontalmente}$$

CIMENTACION DE LA CAJA:-

La carga por m. l. es 30,320 Kgs; luego en cuanto al ancho de la zapata.

$$b = \frac{30,320 \times 1.05}{4 \times 100} = 79.5 \text{ cms} \approx 80 \text{ cms}$$

Luego le doy una profundidad de 60 cms y veo si necesita refuerzo.

$$W_n = \frac{30,320}{80 \times 100} = 3.76 \text{ Kg/cm}^2$$

$$x = \frac{80 - 20}{2} = 30 \text{ cms}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Luego

$$M_{max} = 3.76 \times 100 \times \frac{30^2}{2} = 1690 \text{ kgm}$$

Verifico "h" por momento:-

$$h = \sqrt{\frac{6M}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 169000}{100 \times 4.2}} = 49.1 \text{ cms}$$

$$h = 49.1 \text{ cms} < 60 \text{ cms}$$

Verifico por esfuerzo cortante:-

$$h = \frac{1.5V}{b \cdot \tau}$$

$$V = 37600 \times 30 = 11280 \text{ kgs}$$

$$\tau = 0.02f'_c = 2.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = \frac{1.5 \times 11280}{100 \times 2.8} = 60 \text{ cms}$$

Luego la altura de 60 cms *satisface*, no necesita refuerzo.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

CIMENTACION

Voy a recurrir a diversos tipos de cimentación, que están fijados por la ubicación del edificio, con respecto a la línea de propiedad.

Los diversos tipos que he usado se pueden apreciar en la lámina N° en la cual muestro en planta los tipos utilizados, que son zapatas aisladas, zapatas conectadas y viga de cimentación.

ZAPATAS AISLADAS

Voy a reunir la totalidad de las zapatas en varios grupos de zapatas, con similares condiciones de sollicitación, haciendo el cálculo para la que presente las condiciones más desfavorables de momento y carga.

ZAPATAS D-3, E-3, C-4

Veamos las sollicitaciones que tienen:

Zapata.	M	N	e
D-3	0	191850 kgs	0
E-3	0	191850 "	0
C-4	10.780	192.00 "	-5.6 cms

Por consiguiente considerará una zapata de cargas:

$$N = 192000 \quad e = 5.6 \text{ cms} \quad V_r = 4 \text{ kg/cm}^2$$

Enuentro el área de la zapata:

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

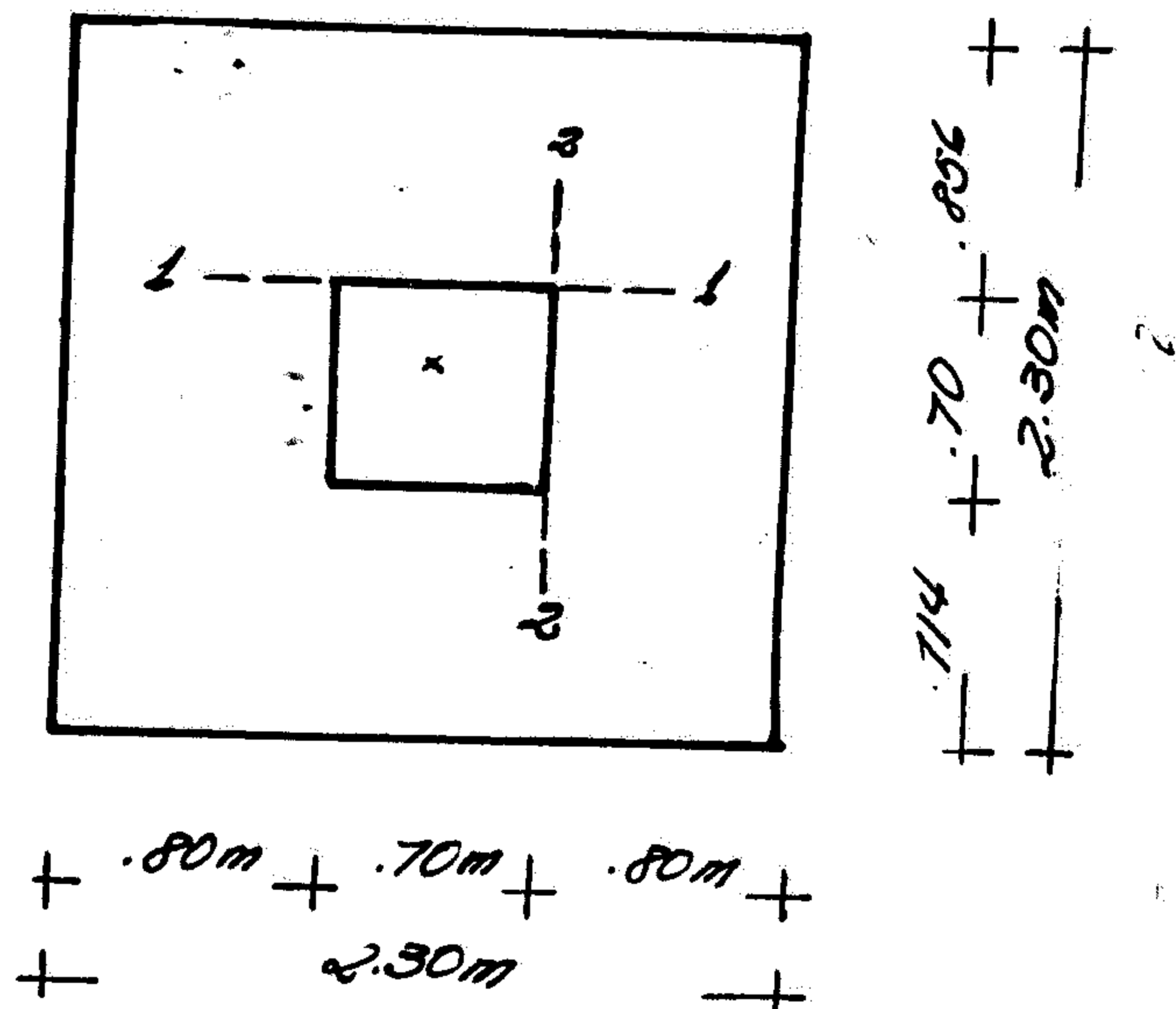
Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$A_z = \frac{192,000 \times 1.05}{4} = 51,500 \text{ Kg/m}^2$$

Siendo la columna de 70x70, cuadrada, haré la columna de la misma forma.

$$e = \sqrt{51,500} = 227.5 \approx 2.30 \text{ m}$$

Teniendo en cuenta la excentricidad tendremos:



Presión neta:-

$$W_n = \frac{192,000}{230^2} = 3.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$W_n = 3.7 \text{ Kg/cm}^2$$

paso enseguida a calcular los momentos en ambos sentidos

$$M_{1-1} = 3.70 \times 230 \times \frac{25.6^2}{2} = 3,120,000 \text{ Kg-cm}$$

$$M_{2-2} = 3.70 \times 230 \times \frac{80^2}{2} = 2,725,000 \text{ Kg-cm}$$

Alturas por momento:-

$$Q_{máx} = \sqrt{\frac{3,120,000}{11 \times 230}} = 35.2 \text{ cm}$$

Alturas por esfuerzo constante:-

$$f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_e = 4.2 \text{ Kg/cm}^2 = 0.03 f_c$$

luego:

$$v_c = \frac{3.7 [230^2 - (70+2d)^2]}{4(70+2d) \cdot 0.866 \times d} = 4.2$$

de aquí efectuando operaciones, despejo "d" y encuentro

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$d = 44.5 \text{ cms} > 35.2.$$

$$h = 44.5 + 7.5 = 52 \text{ cms} \approx 55 \text{ cms}$$

Esta sería la altura que debería tomar, pero haciendo un comparación económica encontré que la zapata era más barata cuando se aumentaba la altura, por eso adopté una altura de 80 cms; luego

$$h = .80 \text{ m. y } d = .73 \text{ m.}$$

Áreas de Acero necesarias por momento:

$$A_{s1.1} = \frac{0.85 \times 3120000}{1400 \times 866 \times 72} = 30.4 \text{ cm}^2 = 16 \phi 5/8''$$

$$A_{s2.2} = \frac{0.85 \times 2725000}{1400 \times 866 \times 72} = 26.6 \text{ cm}^2 = 14 \phi 5/8''$$

Comprobación de Adherencia:

$$E_{o1.1} = \frac{0.85 \times 3.7 \times 85.6}{7.85 \times 866 \times 72} = 114 \text{ cms} = 23 \phi 5/8''$$

$$E_{o2.2} = \frac{0.85 \times 3.7 \times 85.6}{7.85 \times 866 \times 72} = 106 \text{ cms} = 21 \phi 5/8''$$

Tomos que será necesario colocar el acero que manda la adherencia; luego:

$$A_{s1.1} = 23 \phi 5/8''$$

$$A_{s2.2} = 21 \phi 5/8''$$

a espaciamiento uniforme.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

ZAPATAS D-4, E-4, F-4 y F-3

Veamos las solicitaciones

Zapata	M	N	e
D-4	-3500 kgm	223,000 kgs	-1.50 cms
E-4	-3500 "	223,000 "	-1.50 "
F-4	-4200 "	216,900 "	-1.94 "
F-3	0	216,900 "	0

Luego, calcularemos este grupo con una zapata que

Tenga: $N = 223,000$ kgs y $e = 1.9$ cms.

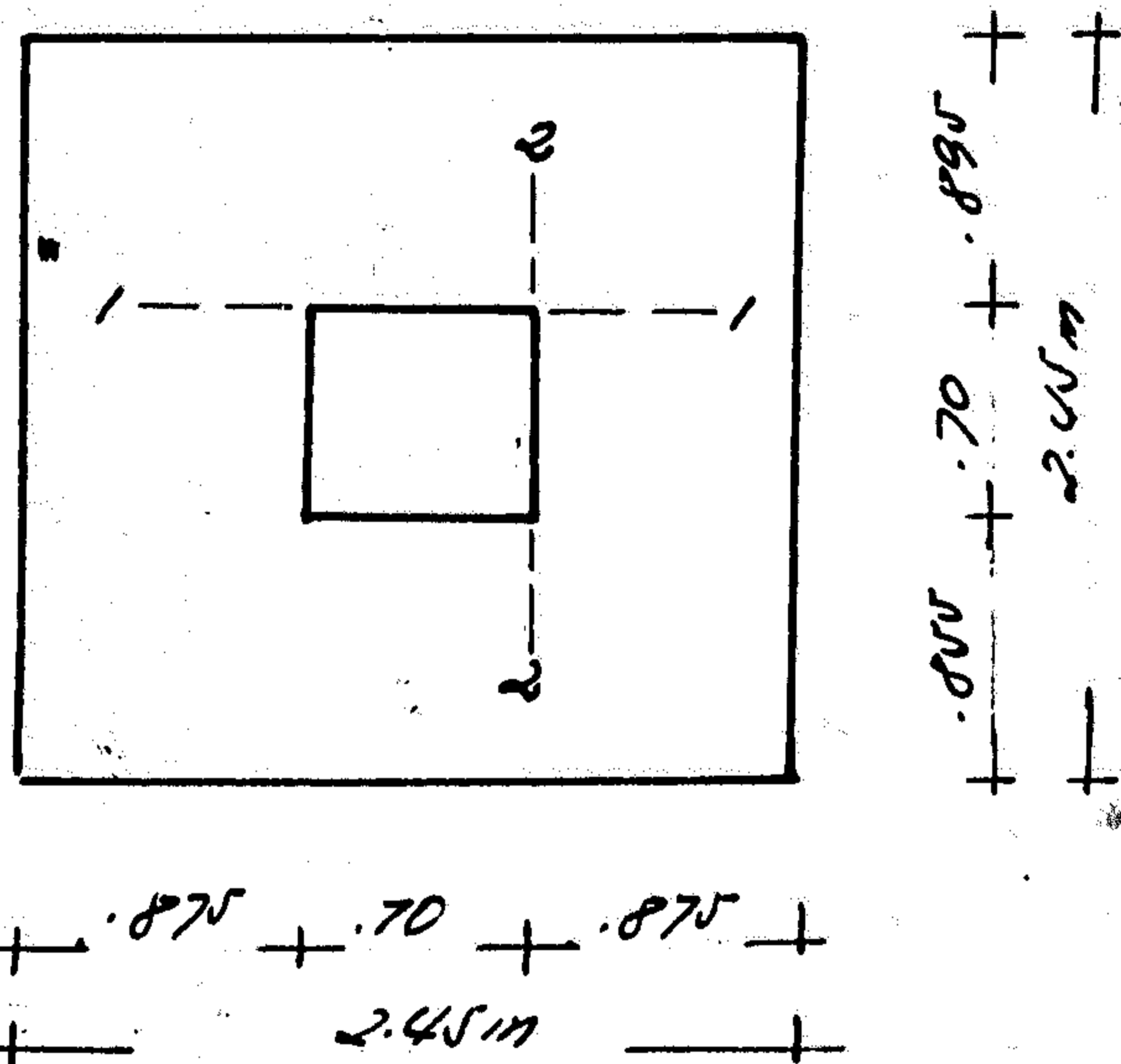
Área de la zapata:-

$$A_z = \frac{223,000 \times 1.05}{4} = 58,500 \text{ cm}^2$$

$$l = \sqrt{58,500} = 242 \text{ cms}$$

$$l = 2.45 \text{ m.}$$

Teniendo en cuenta la excentricidad tendremos las siguientes dimensiones de cálculo



Presión neta:-

$$w = \frac{223,000}{245^2} = 3.72 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de los momentos:-

$$M_{1-1} = 3.72 \times 245 \times \frac{0.895^2}{2} = 3570,000$$

$$M_{2-2} = 3.72 \times 2.45 \times \frac{0.895^2}{2} = 3430,000$$

Altura necesaria por momento:-

$$d_{\text{máx}} = \sqrt{\frac{3570000}{11 \times 245}} = 36 \text{ cms}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

También en esta zapata tomo una altura mayor a la necesaria
 $h = .80 \text{ m}$ y $d = .72 \text{ m}$.

Comprobación de la altura por corte:

$$v = \frac{3.73 (245^2 - 212^2)}{2 \times 424 + .866 \times 73} = 0.9 \text{ Kg/cm}^2 < 0.03 f_c = 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Áreas de Acero:-

$$A_{s11} = 34.8 \text{ cm}^2 = 18 \phi 5/8''$$

$$A_{s22} = 33.4 \text{ cm}^2 = 17 \phi 5/8''$$

Comprobación de la adherencia:-

$$E_{o11} = 139 \text{ cms} = 28 \phi 5/8''$$

$$E_{o22} = 136 \text{ cms} = 27 \phi 5/8''$$

Luego el refuerzo de la zapata será:

$$A_{s11} = 28 \phi 5/8''$$

$$A_{s22} = 27 \phi 5/8''$$

ambos a espaciamiento uniforme.

ZAPATAS C-5, D-5, E-5, F-5 y G-3

Veamos las solicitaciones en cada una:

ZAPATA	M	N	e
C-5	+ 15,360 Kg.m	149650	+ 10 cms
D-5, E-5	+ 9,300 "	149650	+ 6 "
F-5	+ 10750 "	145,300	+ 74 "
G-3	0	142,090	0

Luego calcularé una zapata con:

$$N = 149,650 \text{ y } e = 10 \text{ cms.}$$

PROYECTO DE GRADO

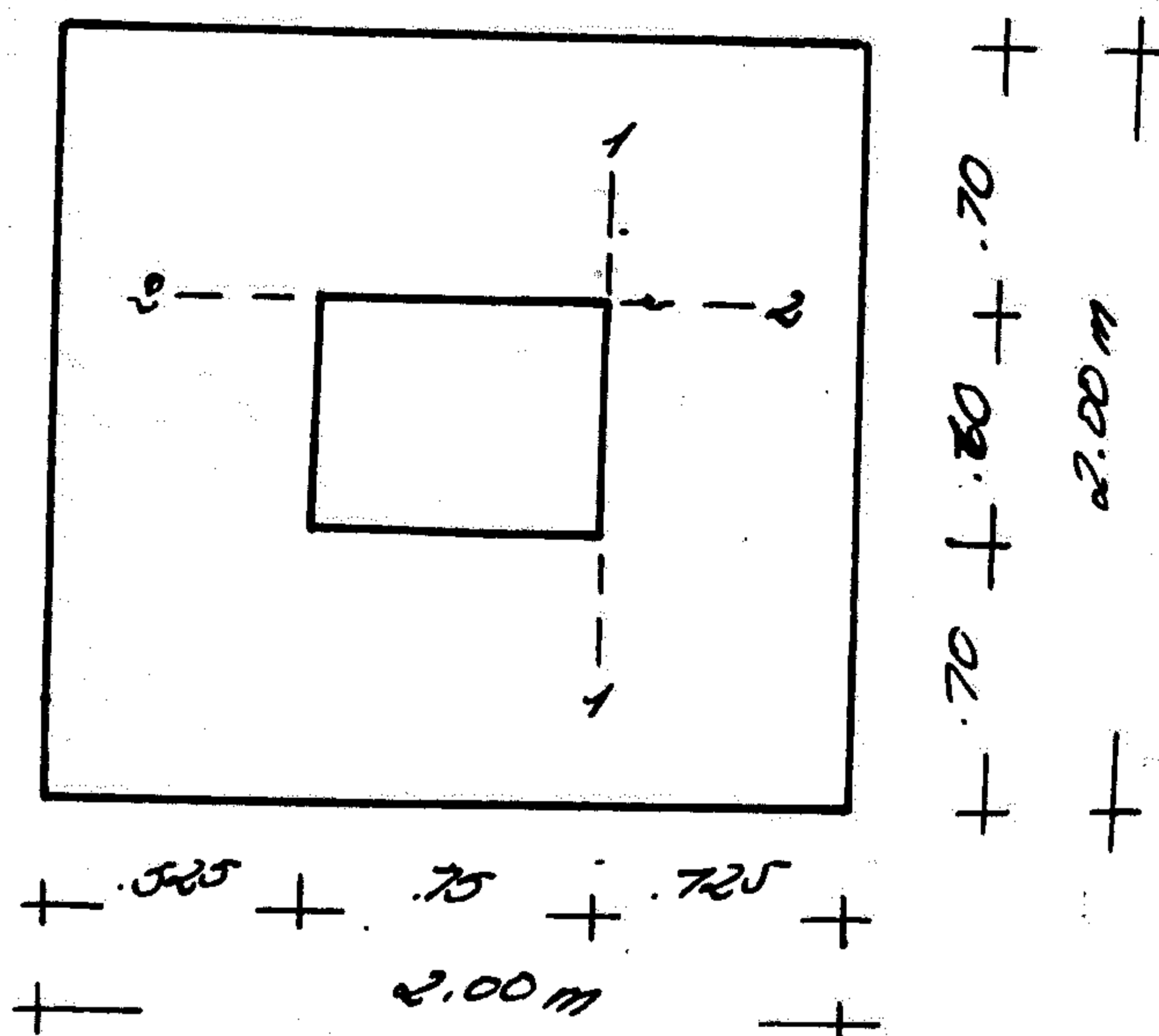
ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Área de la zapata:-

$$A_z = \frac{149650 \times 1.05}{4} = 39400 \text{ cm}^2$$

Como la columna es rectangular, hago también rectangular la zapata, de manera, que teniendo en cuenta la excentricidad, sea igual a ambos lados. En este caso obtengo lo que se muestra en la siguiente planta:



Presión neta:-

$$w_n = \frac{149650}{200} = 3.74 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo de los momentos:-

$$M_{1-1} = 3.74 \times 200 \times \frac{72.5^2}{2} = 1970,000 \text{ Kg-cm}$$

$$M_{2-2} = 3.74 \times 200 \times \frac{70^2}{2} = 1850,000 \text{ Kg-cm}$$

Altura por momento:-

$$d = \sqrt{\frac{1970,000}{11 \times 200}} = 30 \text{ cms.}$$

mantengo en esta zapata la altura de las anteriores:

$$h = .80 \text{ m} \quad d = .72 \text{ m.}$$

Comprobación de la altura por corte:-

No es necesario, siendo "d" mayor que los rebados de la zapata.

Áreas de Acero:-

$$A_{s_{1-1}} = 19.3 \text{ cm}^2 = 16 \text{ } \phi 1/2''$$

$$A_{s_{2-2}} = 17.8 \text{ cm}^2 = 15 \text{ } \phi 1/2''$$

Comprobación de Adherencia:-

$$E_{o_{1-1}} = 94 \text{ cms} = 24 \text{ } \phi 1/2''$$

$$E_{o_{2-2}} = 91 \text{ cms} = 23 \text{ } \phi 1/2''$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Luego el refuerzo será:

$$A_{S1-1} = 24 \phi 1/2"$$

$$A_{S2-2} = 23 \phi 1/2"$$

ambos a espaciamiento uniforme.

ZAPATA G-4

$$M = - 3575 \text{ Kg.m}$$

$$N = 161700 \text{ Kgs}$$

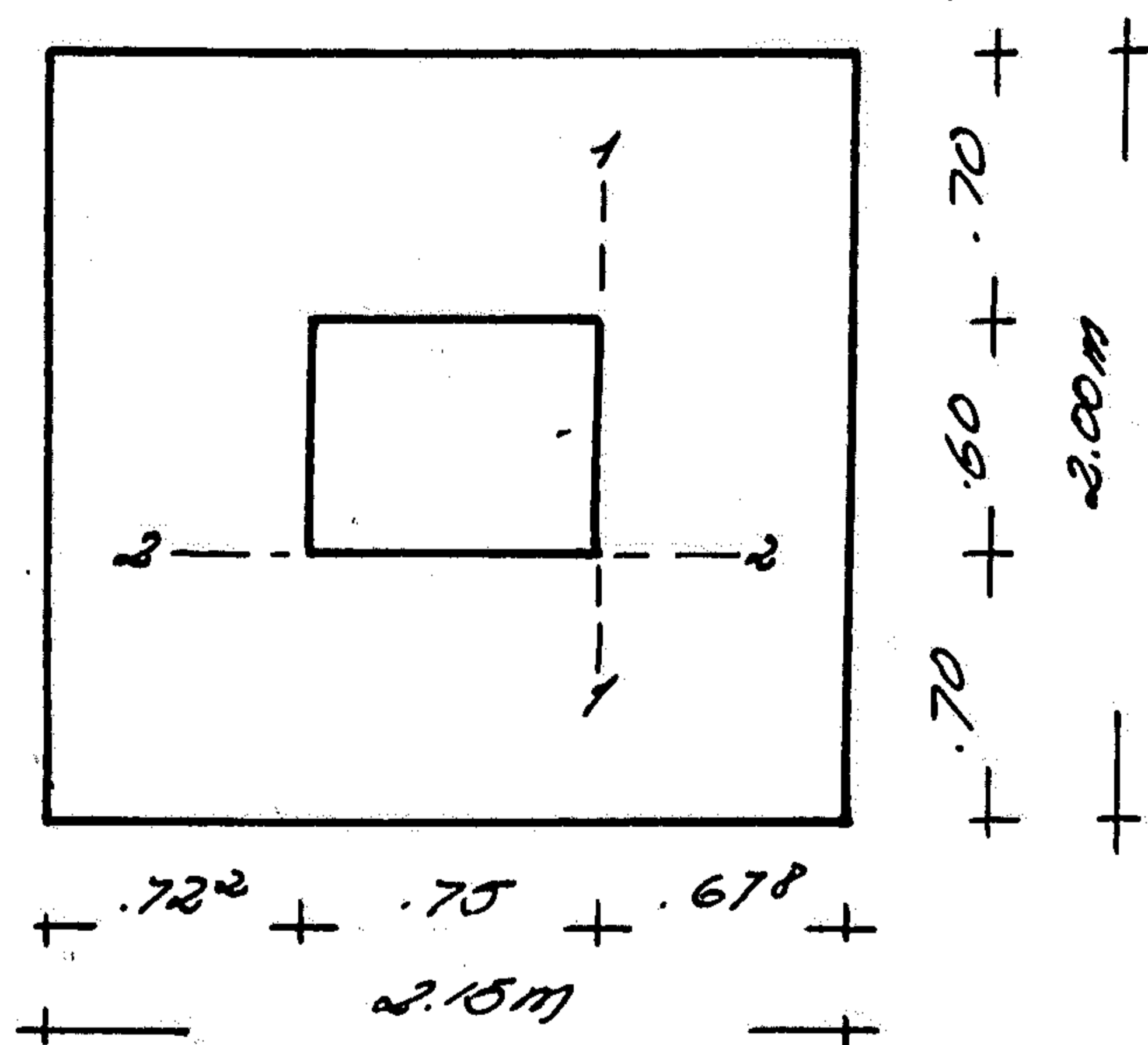
$$e = 2.2 \text{ cms.}$$

Con estos datos hallo:

Área de la zapata:-

$$A_z = \frac{161700 \times 1.05}{4} = 42500 \text{ cm}^2$$

Como sé que la columna es rectangular y teniendo en cuenta la excentricidad hallo las siguientes dimensiones de cálculo, que muestro en la figura.



Presión neta:-

$$W_n = \frac{161700}{200 \times 215} = 3.76 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo de los momentos:-

$$M_{1-1} = 3.76 \times 200 \times \frac{72^2}{2} = 1960,000 \text{ Kg.c}$$

$$M_{2-2} = 3.76 \times 215 \times \frac{70^2}{2} = 1980,000 \text{ Kg.c}$$

Altura necesaria por momentos:-

$$d_{\text{max}} = \sqrt{\frac{1960000}{11 \times 200}} = 29.9 \text{ cms}$$

Como en casos anteriores tomo:

$$h = .80 \text{ m} \quad \text{y} \quad d = .73 \text{ m}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Áreas de Acero:-

$$A_{s1-1} = 19.1 \text{ cm}^2 = 16 \phi 1/2''$$

$$A_{s2-2} = 19.3 \text{ cm}^2 = 16 \phi 1/2''$$

Comprobación por adherencia:-

$$S_{o1-1} = 94.5 \text{ cms} = 24 \phi 1/2''$$

$$S_{o2-2} = 98 \text{ cms} = 25 \phi 1/2''$$

que sea el refuerzo de la zapata. La disposición de los fierros, será a espaciamiento uniforme, pues la relación de de lados es muy pequeño.

ZAPATA G-5 y B-2

Solicitaciones:-

Zapata	H	N	e
B-5	+ 7825	118,870	+ 6.6 cms
B-2	+ 6500	118,600	+ 5.5 "

Calculo una zapata con:

$$N = 118,870 \quad \text{y} \quad e = 6.6 \text{ cms}$$

Área de la zapata.

$$A_z = 31,200 \text{ cm}^2$$

Teniendo en cuenta las dimensiones de la columna, área de la zapata, excentricidad obtengo las dimensiones de calculo que muestro en la figura de la página siguiente.

$$A_z = 1.85 \times 1.70 \text{ m.}$$

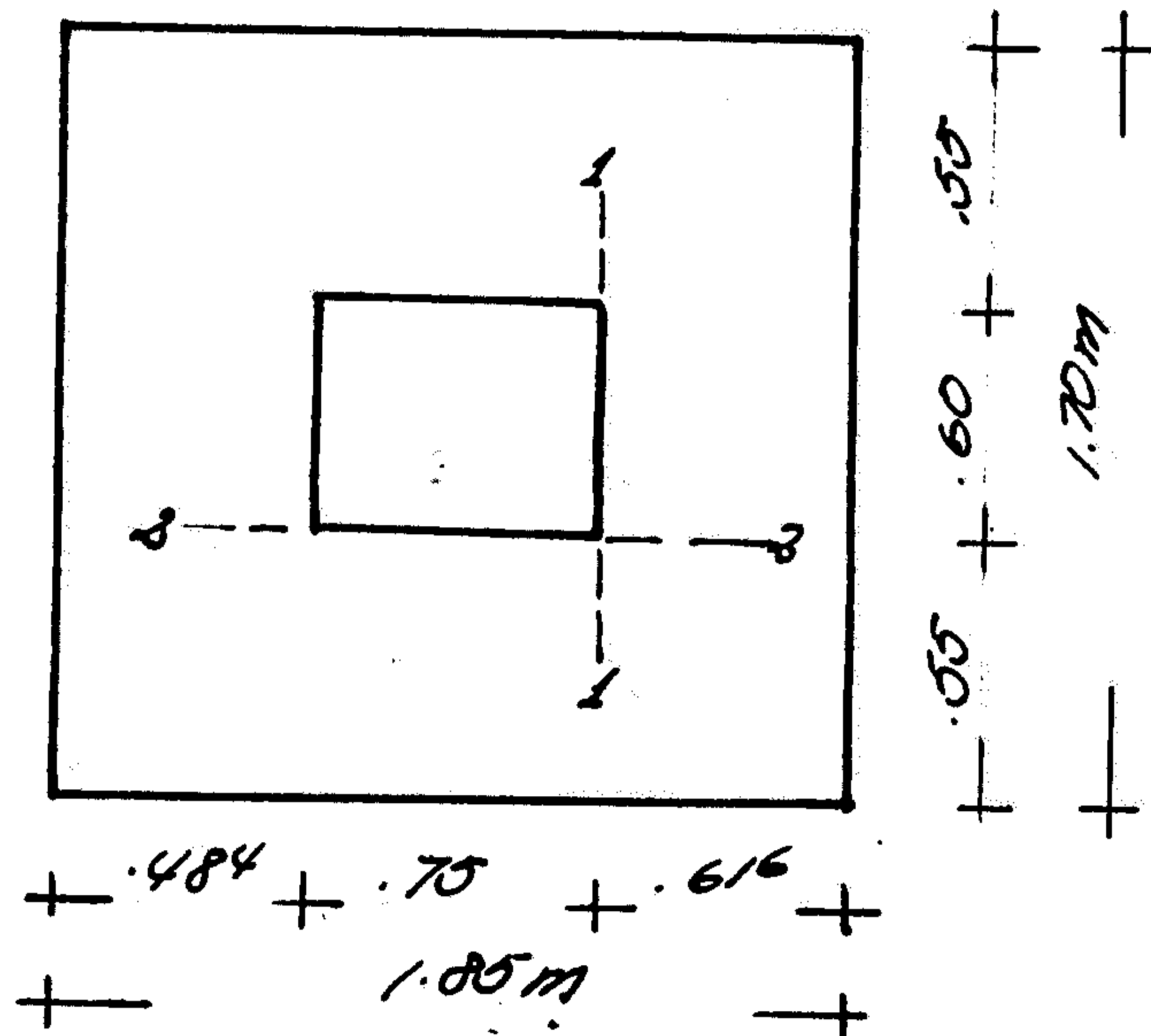
Presión neta:-

$$W_n = \frac{118,870}{185 \times 170} = 3.77 \text{ kg/cm}^2$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.



Cálculo de los momentos:-

$$M_{1-1} = 3.77 \times 1.70 \times \frac{6.16^2}{2} = 1'220,000 \text{ kgm}$$

$$M_{2-2} = 3.77 \times 1.85 \times \frac{5.5^2}{2} = 1'060,000 \text{ kgm}$$

Altura necesaria por momento:-

$$d = \sqrt{\frac{1'220,000}{11 \times 1.70}} = 26.5 \text{ cms}$$

Mantengo como en los anteriores

$$h = 80 \text{ cm} \quad y \quad d = 72 \text{ cm}$$

Áreas de Acero:-

$$A_{s1-1} = 11.9 \text{ cm}^2 = 10 \phi 1/2''$$

$$A_{s2-2} = 10.4 \text{ cm}^2 = 9 \phi 1/2''$$

Comprobación por adherencia:-

$$E_{01-1} = 68 \text{ cms} \quad 17 \phi 1/2''$$

$$E_{02-2} = 67 \text{ cms} \quad 17 \phi 1/2''$$

Luego el reforzamiento de la zapata será:

$$A_{s1-1} = 17 \phi 1/2''$$

$$A_{s2-2} = 17 \phi 1/2''$$

ambos a espaciamiento uniforme por ser muy pequeña la relación de lados.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

ZAPATAS CONECTADAS

Dejé esta solución, para la cimentación de las columnas que están en la línea de propiedad; y he adoptado este sistema en lugar del de zapatas combinadas por ser el más económico cuando hay luces como las que se me presentaban.

Antes de pasar a examinar cada zapata aisladamente, hice varios croquis, con la nomenclatura que usaré al designar las dimensiones de los elementos que está compuesta una zapata conectada y que son:

- Una zapata excéntrica y aislada para la columna perimetral.
- Una zapata concéntrica y aislada para la columna interior.
- Una viga de conexión para enlazar las dos zapatas y que funciona como ménsula empotrada en la zapata excéntrica.

Los croquis arriba mencionados los muestro en la página siguiente con su nomenclatura, que como ya dije es la misma que usaré en el cálculo.

Paso entonces a examinar cada zapata conectada, individualmente.

ZAPATAS D-1-2 y E-1-2

Considero la más desfavorable.

$P_1 = 145,350 \text{ Kgs}$ carga en columna perimetral

$P_2 = 192,850 \text{ Kgs}$ carga en columna interior

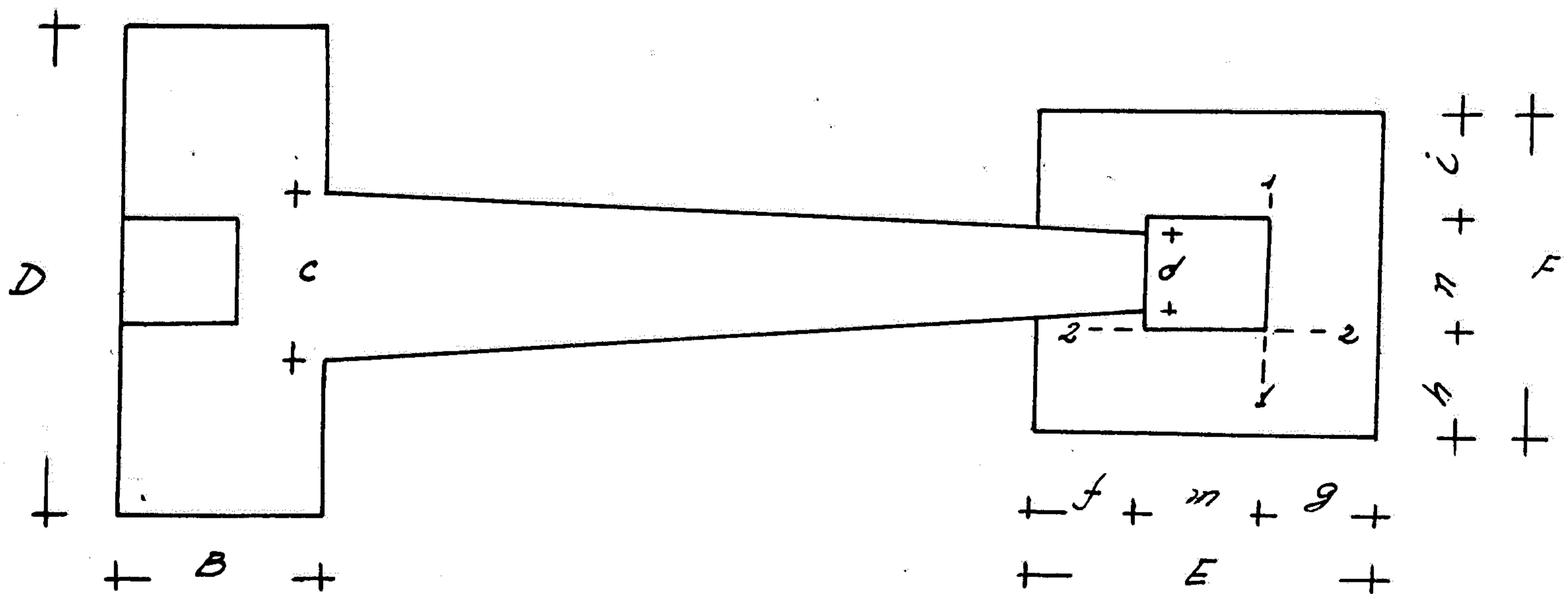
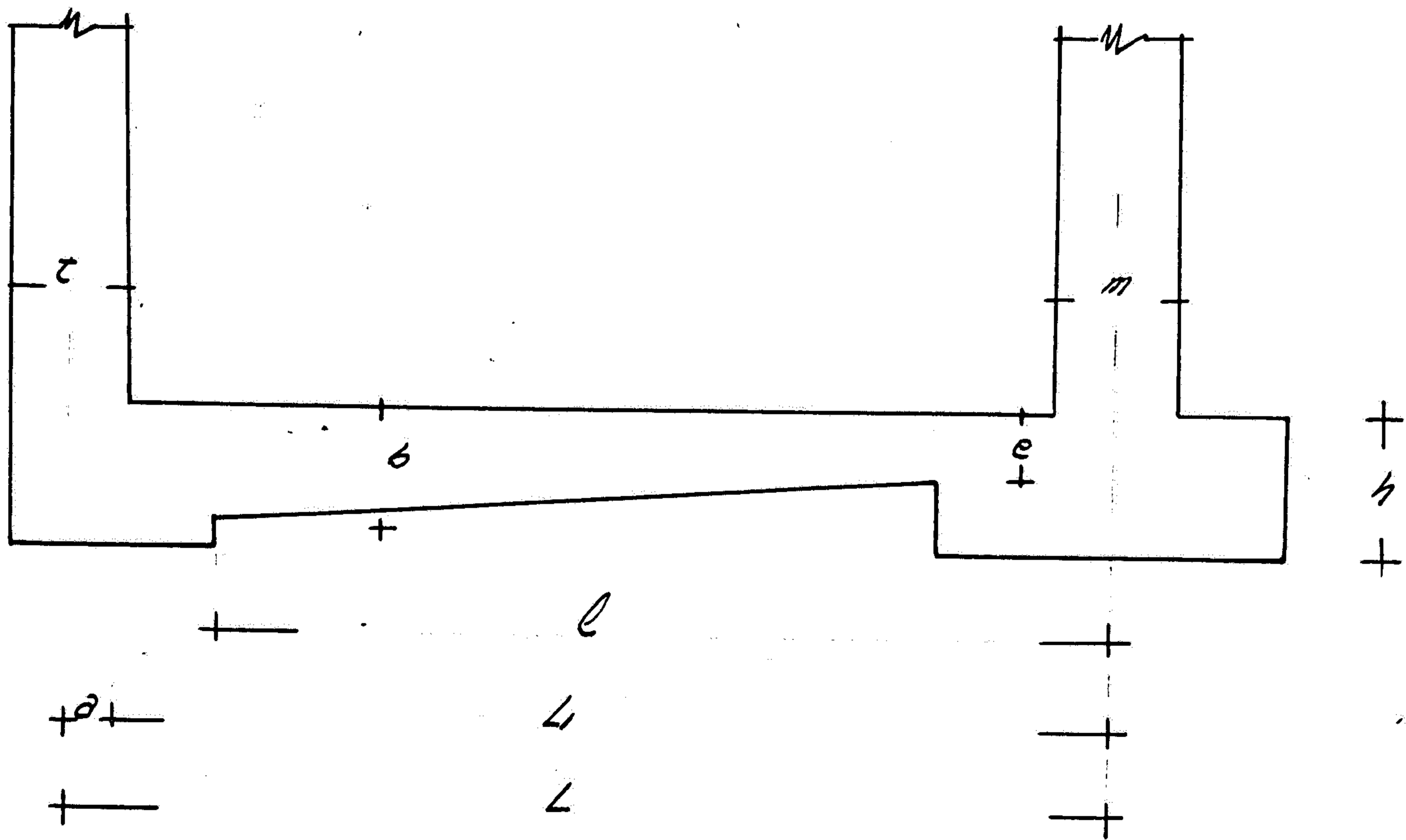
$V_f = 4 \text{ Kg/cm}^2$ carga de Trabajo del Terreno

$A_1 = 60 \times 75 \text{ cms}$ sección de columna perimetral

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Dimensionamiento de la zapata excéntrica.

$$B = \sqrt{\frac{P'}{2.5 W_n}}$$

$$P' = 1.1 \times P_1$$

$$W_n = 4.00 - 0.2 = 3.8 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego:

$$B = \sqrt{\frac{1.1 \times 145,350}{2.5 \times 3.8}} = 130 \text{ cms}$$

$$B = 1.30 \text{ m}$$

$$D = 2.5 B = 3.25 \text{ m}$$

$$C = 0.83 B = 1.05 \text{ m}$$

$$x = \frac{D - C}{2} = 1.10 \text{ m}$$

Altura por momento:-

$$M_{1-1} = W_n \times B \times \frac{x^2}{2} = 3.8 \times 130 \times \frac{110^2}{2} = 2,990,000 \text{ Kg cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{2,990,000}{11 \times 130}} = 46.9 \text{ cms}$$

pero como ya hemos visto que es más económico dar una mayor altura, Tomo:

$$h = .80 \text{ m}$$

$$d = .73 \text{ m}$$

Comprobación de la altura por corte.

$$v = \frac{W_n \times B \times (x - d)}{B \times .866 \times d} = \frac{3.8 \times 130 \times (110 - 72)}{130 \times .866 \times 72}$$

$$v = 2.32 \text{ Kg/cm}^2 < 0.03 f_c = 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Área de Acero:-

$$A_s = \frac{2,990,000}{1400 \times .866 \times 72} = 34.2 \text{ cm}^2 = 7 \phi 1''$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Verificación por adherencia:-

$$E_0 = \frac{3.8 \times 130 \times 110}{10.5 \times 866.72} = 83 \text{ cms} = 11 \phi 1''$$

Luego este será el refuerzo para la zapata excéntrica, colocado paralelo al lado mayor.

Dimensionamiento de la zapata aislada:-

$$P'_1 = \frac{P_1 \cdot a}{L_1} \quad \text{parte de } P_1 \text{ que absorbe la viga de conexión.}$$

$$L_1 = 6.00 - a$$

$$a = 65 - 37.5 = 27.5 \text{ cms}$$

$$L_1 = 5.725 \text{ m}$$

$$P'_1 = \frac{145,350 \times 27.5}{5.725} = 7000 \text{ kg}$$

Luego debo diseñar la zapata interior para:

$$P = 192,850 - 7,000 = 185,850 \text{ kg.}$$

Área de la zapata:-

$$A_z = \frac{1.05 \times 185,850}{4} = 48,800 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.25 \times 2.25 \text{ m.}$$

$$m = y = 77.5 \text{ cms} \quad (\text{Ver figura de pág 337})$$

Presión neta:-

$$w_n = \frac{185,850}{2.25^2} = 366 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del momento

$$M = 3.66 \times 2.25 \times \frac{77.5^2}{2} = 2,360,000 \text{ kg cm}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Altura por momento:-

$$d = \sqrt{\frac{2360.000}{11 \times 215}} = 31.6 \text{ cms}$$

Pero tomo:

$$h = .80 \text{ m} \quad d = .72 \text{ m}$$

Comprobación de la altura por esfuerzo cortante.

$$v = \frac{3.66 (2.25^2 - 2.14^2)}{4 \times 2.14 \times .866 \times 72} = 0.33 \text{ Kg/cm}^2 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Area de Acero:-

$$A_s = \frac{0.85 \times 2360000}{1400 \times .866 \times 72} = 23 \text{ cm}^2 = 12 \phi 5/8''$$

Verificación por adherencia:-

$$E_0 = \frac{3.66 \times 225 \times 775 \times 0.85}{7.85 \times .866 \times 72} = 111 \text{ cms} = 22 \phi 5/8''$$

Luego la armadura para la zapata interior será:

$A_s = 22 \phi 5/8''$ en las dos direcciones y a espaciamento uniforme.

Viga de conexión:-

$$L = L_1 - \frac{B}{2} = 5.725 - \frac{1.30}{2} = 5.075 \text{ m}$$

Considero esta viga de sección variable linealmente; sus dimensiones son.

$$b = .70 \text{ m}$$

$$c = 1.05 \text{ m}$$

$$d = .45 \text{ m}$$

$$e = .35 \text{ m}$$

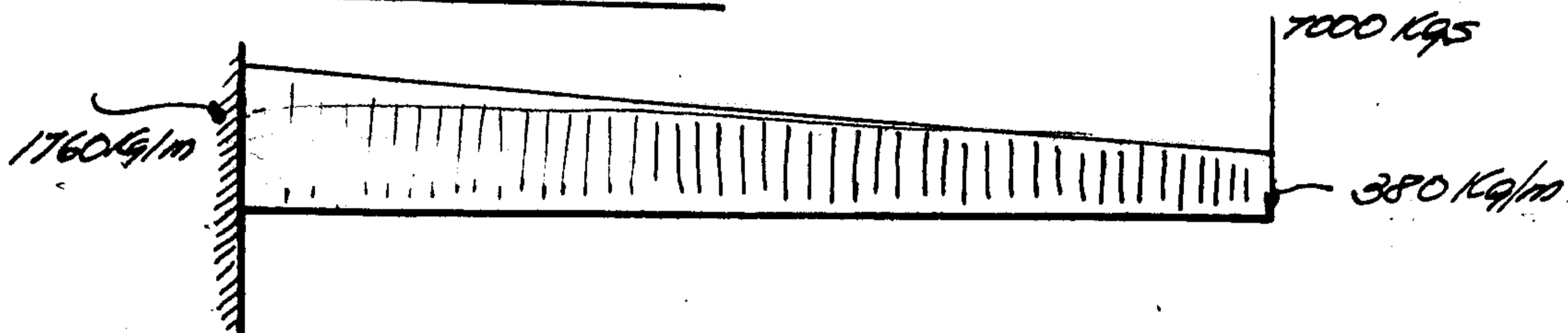
La nomenclatura está en fig de página 3.

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Diagrama de cargas :-



Cálculo del momento máximo:-

$$\begin{array}{r}
 7000 \times 5.075 \\
 380 \times \frac{5.075^2}{2} \\
 1760 \times 5.075 \\
 \hline
 46,350 \text{ Kg.m}
 \end{array}$$

Verifico: $d = \sqrt{\frac{46350}{11 \times 105}} = 63 \text{ cms} < 70 \text{ cms.}$

chequeo la sección central donde tengo $d = 50 \text{ cms}$
 el momento es: $M_{1/2} = 20,125 \text{ Kg.m.}$

$$d = \sqrt{\frac{20125}{11 \times 75}} = 49 \text{ cms} < 50 \text{ cms.}$$

$\frac{60}{380} = 38$

Áreas de Acero:-

$$A_s = \frac{4635000}{1400 \times 866 \times 63} = 61.5 \text{ cm}^2 = 12 \phi 1''$$

a partir del centro de la viga:

$$A'_s = \frac{20,125}{1400 \times 866 \times 50} = 33.8 \text{ cm}^2 = 6 \phi 1''$$

En la parte inferior coloco $\frac{1}{3} A_s$ como procedimiento constructivo, y en prevención a las cargas que pudieran circular sobre la viga. $\frac{1}{3} A_s = 5 \phi 7/8''$

Verificación de Adherencia

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$x_0 = \frac{9110}{10.5 \times 866 \times 63} = 16 \text{ cms} < 12 \phi = 96 \text{ cms}$$

Comprobación del esfuerzo unitario de corte:-

$$V_{\text{max}} = 7000 + 0.5 \times 1070 \times 5.075 = 9110 \text{ Kgs}$$

$$v = \frac{9110}{10.5 \times 866 \times 63} = 1.6 \text{ Kg/cm}^2 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

En el ostiomo:

$$V = 7000 \text{ Kgs.}$$

$$v = \frac{7000}{45 \times 866 \times 28} = 7.35 \text{ Kg/cm}^2$$

De aquí obtengo:

Armas 3/8" :- 4 @ 20 y en el resto de la viga, no se necesitan, pero se colocación como procedimiento constructivo.

ZAPATAS G-1-2 y C-1-2

Considero la más desfavorable para el cálculo.

$$P_1 = 97,980 \text{ Kgs}$$

$$A_1 = 60 \times 75 \text{ cms}$$

$$P_2 = 142,090 \text{ "}$$

$$A_2 = 60 \times 75 \text{ "}$$

$$v = 4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_{\text{c.c.}} = 6.00 \text{ m.}$$

Diseño de la zapata exéntrica:-

$$B = \sqrt{\frac{1.1 \times 97,980}{2.5 \times 3.8}} = 1.13 \text{ m} \approx 1.10$$

$$D = 2.5B = 2.85 \text{ m}$$

$$e = 0.83B = .95 \text{ m}$$

$$x = \frac{D-e}{2} = .95 \text{ m}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tamí P.

Presión neta:- $w_n = 3.8 \text{ kg/cm}^2$

Cálculo del momento:-

$$M = 3.8 \times 115 \times \frac{95^2}{3} = 1,970,000 \text{ Kg cm.}$$

$$d = 39.6 \text{ cms}$$

pero tomo $h = 80 \text{ m}$ y $d = 72 \text{ m}$ para mayor economía.

Comprobación de la altura, por corte:-

$$v = \frac{3.8 \times 115 (95 - 72)}{115 \times .866 \times 72} = 1.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$v = 1.4 \text{ kg/cm}^2 < 0.03 f_c$$

Área de Acero:-

$$A_s = \frac{1,970,000}{1400 \times .866 \times 72} = 22.6 \text{ cm}^2 = 6 \phi 7/8''$$

Verificación de Adherencia:-

$$e_0 = 80 \text{ cms} = 1.3 \phi 7/8''$$

Luego este será el refuerzo, colocado paralelo al lado mayor

Diseño de la zapata aislada:-

$$p'_1 = \frac{P_1 \cdot a}{L_1}$$

$$a = 20 \text{ cms}$$

$$L_1 = 6.00 - d = 5.80 \text{ m}$$

$$p'_1 = \frac{9798 \times .20}{5.80} = 3,380 \text{ kg}$$

Luego debo calcular la zapata para: $P = 142,090 - 3380 = 138,710 \text{ kg}$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Área de la zapata :-

$$A_z = \frac{1.05 \times 138710}{4} = 36400 \text{ cm}^2$$

$$A_z = 185 \times 200 \text{ m} \quad M = f = 62.5 \text{ cms}$$

Presión neta :-

$$W_n = \frac{138710}{185 \times 200} = 3.74 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo del momento :-

$$M_{1-1} = 3.74 \times 185 \times \frac{62.5^2}{3} = 2'735,000 \text{ Kg cm}$$

$$M_{2-2} = 3.74 \times 200 \times \frac{62.5^2}{2} = 2'960,000 \text{ Kg cm}$$

Altura por momento :-

$$d = \sqrt{\frac{2'960,000}{11 \times 200}} = 36.8 \text{ cms}$$

Tomo $h = .80 \text{ m}$ y $d = 72 \text{ cms}$

Comprobación de la altura por corte:— no es necesario chequearla pues $d >$ que los voladizos de la zapata.

Áreas de Acero :-

$$A_{s_{1-1}} = \frac{2'735,000}{1400 \times .866 \times 72} = 31.3 \text{ cm}^2 = 16 \text{ } \phi 5/8''$$

$$A_{s_{2-2}} = \frac{2'960,000}{1400 \times .866 \times 72} = 33.9 \text{ cm}^2 = 17 \text{ } \phi 5/8''$$

Verificación de adherencia :-

$$\Sigma_{02-2} = \frac{3.74 \times 200 \times 62.5}{7.85 \times .866 \times 72} = 95 \text{ cms} = 19 \text{ } \phi 5/8''$$

$$\Sigma_{01-1} = \frac{3.74 \times 185 \times 62.5}{7.85 \times .866 \times 72} = 88 \text{ cms} = 18 \text{ } \phi 5/8''$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Luego esta sera la armadura, dispuesta a espaciamiento uniforme.

Diseño de la viga de conexión:-

Las dimensiones que asumo para esta viga son:

$$b = 70 \text{ cms}$$

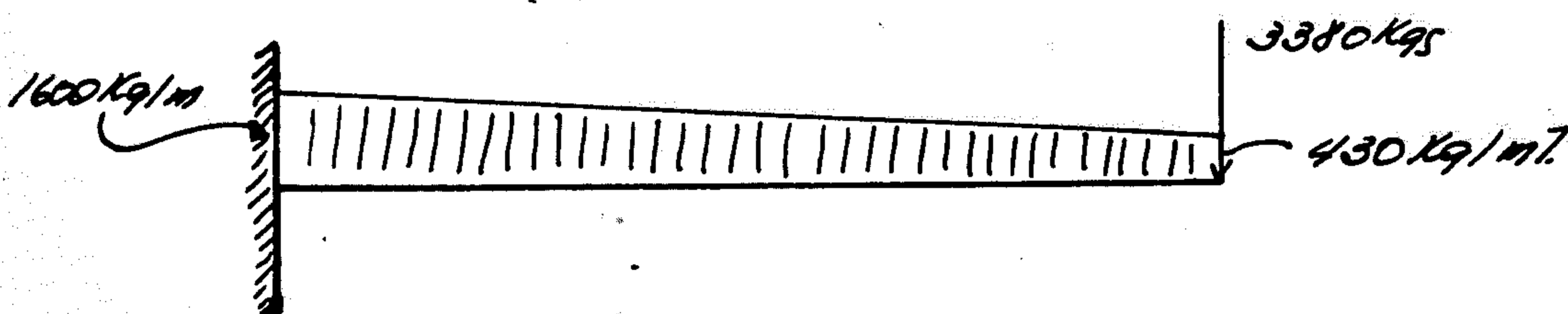
$$c = 95 \text{ cms}$$

$$e = 45 \text{ cm}$$

$$d = 40 \text{ cms}$$

$$l = 5.80 - 0.75 = 5.225$$

Diagrama de cargas:-



Calculos de los momentos.

Momento máximo:- 28910 kgm

Momento en sección central:- $10,985 \text{ kgm}$.

Verificación de las alturas útiles:

$$d_{\text{máx}} = 53 \text{ cm} < 63 \text{ cms}$$

$$d_{1/2e} = 37.8 \text{ cms} < 48 \text{ cms}$$

Áreas de Acero:-

$$A_{s_{\text{máx}}} = 39 \text{ cm}^2 = 10 \text{ } \phi 7/8''$$

$$A_{s_{1/2e}} = 14.3 \text{ cm}^2 = 4 \text{ } \phi 7/8''$$

Como prevención para una posible circulación de cargas sobre la viga le pongo en la parte inferior: $1/3 A_s = 13 \text{ cm}^2 = 5 \text{ } \phi 3/4''$

Esfuerzo Cortante:-

el punto más desfavorable es el extremo

$$V = 3380 \text{ kg}$$

$$\tau = 2.64 \text{ kg/cm}^2 < 0.03 f_c$$

pero coloco estribos como medida constructiva

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

DATOS F-1-2

$$P_1 = 158,600 \text{ Kgs} \quad A_1 = 60 \times 75 \text{ cms}$$

$$P_2 = 231,000 \text{ Kgs} \quad A_2 = 70 \times 70 \text{ ''}$$

$$V_1 = 4 \text{ Kg/cm}^2 \quad L = 6.00 \text{ m.}$$

Diseño de la zapata excéntrica:-

$$B = \sqrt{\frac{1.1 \times 158600}{2.5 \times 3.8}} = 1.40 \text{ m}$$

$$D = 2.5B = 3.50 \text{ m}$$

$$C = 0.83B = 1.20 \text{ m}$$

$$e = 1.15 \text{ m}$$

Presión neta:-

$$W_n = 4.0 - 0.2 = 3.8 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo del momento:-

$$M = 3.8 \times 140 \times \frac{115^2}{2} = 3520,000 \text{ Kg cm}$$

$$d = 48 \text{ cms} \quad \text{pero tomare:}$$

$$h = .90 \text{ m} \quad \text{y} \quad d = .82 \text{ m.}$$

Comprobación de la altura asumida, por corte:-

$$v = \frac{3.8 \times 140 \times 43}{140 \times .866 \times 82} = 2.3 \text{ Kg/cm}^2 < 0.03 f_c$$

Área de Acero:-

$$A_s = \frac{3520000}{1400 \times .866 \times 82} = 35.5 \text{ cm}^2 = 13 \phi \ 3/4''$$

Verificación por adherencia:

$$S_o = \frac{3.8 \times 140 \times 115}{10.5 \times .866 \times 82} = 82 \text{ cms} = 14 \phi \ 3/4''$$

luego este sera el refuerzo, colocado paralelo al lado mayor

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Diseño de la zapata aislada:-

$$P'_1 = \frac{P_1 \cdot a}{L_1}$$

$$d = 70 - 37.5 = 32.5 \text{ m}$$

$$L_1 = 6.00 - 32.5 = 5.675 \text{ m}$$

$$P'_1 = \frac{158,600 \times 32.5}{5.675} = 9,060 \text{ Kgs}$$

Luego debo calcular la zapata aislada para una carga 19001 a:

$$P = 231,000 - 9060 = 221,940 \text{ Kgs.}$$

Area de la zapata:-

$$A_x = \frac{1.05 \times 221,940}{4} = 58,400 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 2.45 \times 2.45$$

$$m = l = 0.875 \text{ m}$$

Presión neta:-

$$w_n = \frac{221,940}{2.45^2} = 3.69 \text{ Kg/cm}^2$$

Calculo del momento:-

$$M = 3.69 \times 2.45 \times \frac{0.875^2}{2} = 3,460,000 \text{ Kgcm}$$

$$d = 36 \text{ cms}$$

pero tomo $h = 90 \text{ m}$ y $d = 82 \text{ m}$.

Comprobación de la altura por corte.

$$V = \frac{3.69 (2.45^2 - 234^2)}{4 \times 234 \times 0.866 \times 82} = 0.3 \text{ Kg/cm}^2 < 0.037c$$

Areas de Acero:

$$A_{s1-1} = A_{s2-2} = \frac{3,460,000}{1400 \times 866 \times 82} = 34.8 \text{ cm}^2 = 13 \text{ \# 8"}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Verificación por adherencia:-

$$\varepsilon_0 = \frac{3.69 \times 245 \times .87}{7.85 \times .866 \times 82} = 138 \text{ cms} = 23 \phi 3/4"$$

Luego este será el refuerzo en ambos sentidos y a espaciamiento uniforme.

Diseño de la viga de conexión:-

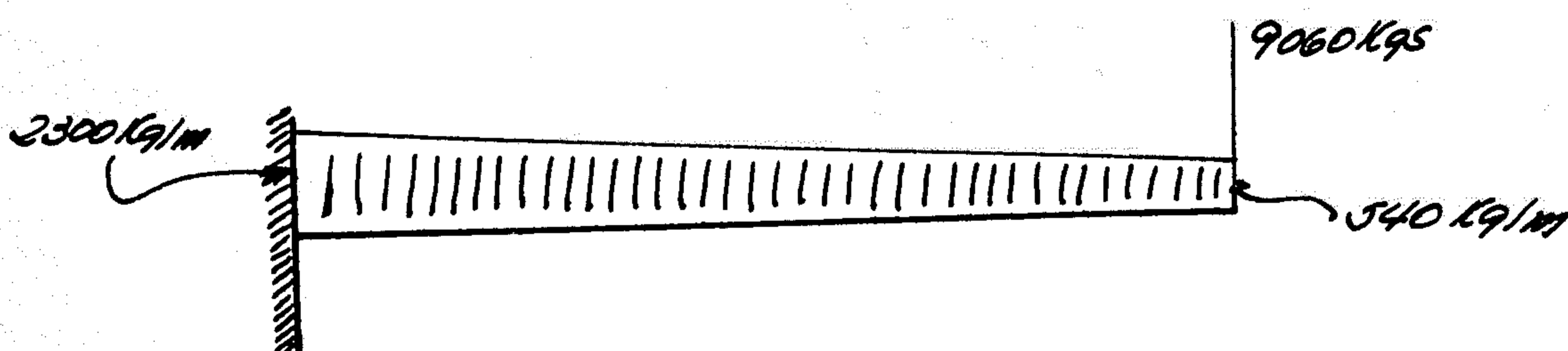
$$L = L_1 - \frac{1.40}{2} = 4.975$$

asumo las siguientes dimensiones para sus secciones extremas:

$$b = .80 \text{ m} \quad e = 1.20 \text{ m}$$

$$e = .50 \text{ m} \quad d = .45 \text{ m}$$

Diagrama de cargas:-



Cálculo de los momentos:-

$$M_{\text{max}} = 58,980 \text{ kgms}$$

$$M_{1/2e} = 25,085 "$$

Verificación de las alturas asumidas:-

$$d_{\text{apoyo}} = 67 \text{ cms} < 72 \text{ cms}$$

$$d_{\text{centro}} = 52 \text{ cms} < 54 \text{ cms}$$

Áreas de acero:-

$$A_{s_{\text{máx}}} = 675 \text{ cm}^2 = 14 \phi 1" \quad \text{del apoyo al centro}$$

$$A_{s_{1/2e}} = 38.2 \text{ cm}^2 = 8 \phi 1" \quad \text{del centro al extremo}$$

Como precaución pongo en la parte inferior:

$$\frac{1}{3} A_s = 6 \phi 7/8"$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Esfuerzo cortante:-

La sección más desfavorable es el extremo.

$$V = 9060 \text{ Kgs} \quad v = 5.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e = 60 \text{ cms} \quad r'v = 65 \text{ Kg/cm}$$

Estribas de 3/8". 3 @ 20 y el resto de la viga, en su totalidad, como vía constructiva.

ZAPATA A-B-5

$$P_1 = 102,550 \text{ Kgs} \quad A_1 = 60 \times 75 \text{ cms}$$

$$P_2 = 139,540 \text{ " } \quad A_2 = 60 \times 75 \text{ " }$$

$$v_1 = 4 \text{ Kg/cm}^2 \quad L = 600 \text{ m}$$

Diseño de la zapata excéntrica:-

$$B = \sqrt{\frac{1.1 \times 102,550}{2.5 \times 3.8}} = 1.10 \text{ m}$$

$$D = 2.5B = 2.75 \text{ m}$$

$$e = 0.83B = .90 \text{ m}$$

$$x = \frac{D - e}{2} = .925 \text{ m}$$

$$\text{presión neta} = w_n = 3.8 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo del momento:-

$$M = 3.8 \times 110 \times \frac{.925^2}{2} = 1790,000 \text{ Kgcm}$$

$$a = \sqrt{\frac{1790000}{11 \times 110}} = 38.5 \text{ cms.}$$

Pero tomo por economía:

$$h = .80 \text{ m} \quad y \quad d = .73 \text{ m.}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Comprobación de la alivia por corte.

$$\gamma = \frac{3.8 \times 110 \times 205}{110 \times .866 \times 73} = 1.25 \text{ kg/cm}^2 < 0.03 f_c$$

Area de Acero:-

$$A_s = \frac{1790000}{1400 \times .866 \times 72} = 20.5 \text{ cm}^2 = 7 \phi 3/4''$$

Verificación por adherencia:-

$$E_s = \frac{110 \times 3.8 \times 925}{10.5 \times .866 \times 73} = 59 \text{ cms} = 10 \phi 3/4'' > A_s$$

Luego esta cantidad de acero constituirá el refuerzo y se colocará paralela al lado mayor.

Diseño de la zapata aislada:-

$$P_1 = \frac{P_1 a}{L_1}$$

$$P_1 = 102,500 \text{ Kgs}$$

$$d = 55 - 30 = 25 \text{ cms}$$

$$L_1 = 6.00 - d = 5.75 \text{ m.}$$

$$P_1' = \frac{102500 \times .25}{5.75} = 4500 \text{ Kgs}$$

Luego la carga con que debo calcular la zapata aislada será:

$$P = 139,540 - 4500 = 135,040 \text{ Kgs.}$$

Area de la zapata

$$A_2 = 35,500 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 2.00 \times 1.85 \text{ m.}$$

$$f = g = h = e = 63.5 \text{ cms}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Vemos que esta zapata es semejante a la zapata aislada de la G-1-2, es decir:

$$h = .80 \text{ m}$$

$$d = .72 \text{ m.}$$

$$A_{s1} = 18 \phi 5/8''$$

$$A_{s2} = 19 \phi 5/8''$$

Diseño de la viga de conexión.-

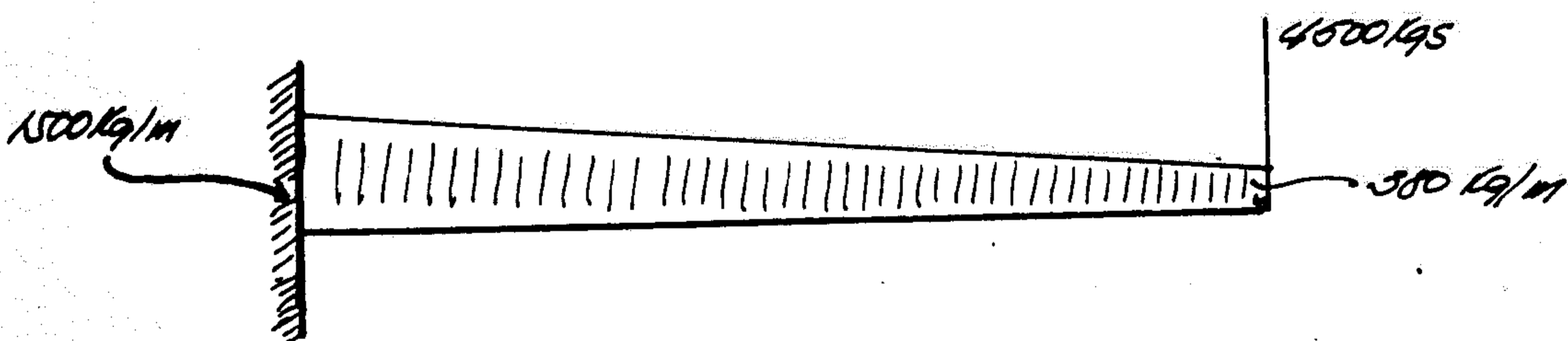
$$l = L_1 - \frac{L_2}{2} = 5.75 - .55 = 5.20 \text{ m.}$$

asumo las siguientes secciones para esta viga:

$$b = .70 \text{ m} \qquad c = .90 \text{ m}$$

$$e = .40 \text{ m} \qquad d = .45 \text{ m.}$$

Diagrama de cargas.-



Cálculo de los momentos.-

Momento en el empotramiento :- 33600 kgm

Momento en la sección central :- 13,617 kgm.

Verificación de las alturas útiles

Empotramiento :- 59 cms < 62 cms que tiene la viga

d. 1/2 l :- 43 cms < 47 cms " " " "

Áreas de acero.-

$A_{s1} = 44.6 \text{ cm}^2 = 9 \phi 1''$ (desde el empotramiento hasta 1/2 l)

$A_{s2} = 24.0 \text{ cm}^2 = 5 \phi 1''$ (desde 1/2 l hasta el extremo)

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Esfuerzo cortante :- lo veo en el extremo.

$$v = \frac{4500}{45 \times .866 \times 32} = 3.6 \text{ kg/cm}^2 < 0.037c$$

no necesita estribos pero los colocare como procedimiento constructivo.

ZAPATA A-B-4

$$P_1 = 214,000 \text{ Kgs}$$

$$A_1 = 60 \times 75 \text{ cms}$$

$$P_2 = 195,930 "$$

$$A_2 = 70 \times 70 \text{ cms}$$

$$T_1 = 4 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = 6.00 \text{ m.}$$

Diseño de la zapata excéntrica :-

$$W_n = T_1 - 0.2 = 4.0 - 0.2 = 3.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$B = \sqrt{\frac{1.1 \times 214000}{2.5 \times 3.8}} = 1.60 \text{ m}$$

$$D = 2.5B = 4.00 \text{ m}$$

$$C = 0.83B = 1.35 \text{ m}$$

$$x = \frac{D-C}{2} = 1.325 \text{ m.}$$

Cálculo del momento :-

$$M = 3.8 \times 160 \times \frac{1.325^2}{2} = 3,310,000 \text{ kgcm.}$$

$$d = 60 \text{ cms.}$$

Tomo $h = .90$ y $d = .83$ para mayor economía.

Comprobación de la altura por corte :-

$$v = \frac{3.8 \times 160 (1.325 - .83)}{160 \times .866 \times .83} = 3.2 \text{ kg/cm}^2 < 0.037c$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Área de Acero:-

$$A_s = \frac{5310.000}{1400 \times .866 \times 82} = 53.5 \text{ cm}^2 = 11 \phi 1''$$

Comprobación por adherencia:-

$$E_o = \frac{3.8 \times 160 \times 132.5}{105 \times .866 \times 82} = 108 \text{ cms} = 14 \phi 1''$$

Diseño de la zapata aislada:-

$$P'_1 = \frac{P_1 \cdot a}{L_1}$$

$$P_1 = 214,000 \text{ Kgs}$$

$$a = 80 - 30 = 50 \text{ cms}$$

$$L_1 = 6.00 - a = 5.50 \text{ cms}$$

$$P'_1 = \frac{214,000 \times .50}{5.50} = 19,400 \text{ Kgs}$$

Luego debo calcular la zapata aislada para una carga

$$P = 195,930 - 19,400 = 176,530 \text{ Kgs}$$

Área de la zapata:-

$$A_z = \frac{176,530 \times 1.05}{4} = 46,400 \text{ cm}^2$$

$$A_z = 2.20 \times 2.20 \text{ m.}$$

$$\text{Luego: } f = g = h = e = 75 \text{ cms.}$$

Presión neta:

$$W_n = \frac{176,530}{2.20 \times 2.20} = 3.64 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo del momento:-

$$M = 3.64 \times 2.20 \times \frac{75^2}{2} = 2,260,000 \text{ Kg cm}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

$$d = \sqrt{\frac{2260,000}{11 \times 220}} = 30.4 \text{ cms}$$

Pero considero $h = .90 \text{ m}$ y $d = .82 \text{ m}$

Áreas de Acero:-

$$A_s = \frac{2260,000}{1400 \times .866 \times .82} = 22.8 \text{ cm}^2 = 12 \phi 5/8''$$

Verificación de Adherencia:-

$$E_0 = \frac{220 \times 3.64 \times 75}{7.85 \times .866 \times .82} = 107 \text{ cms} = 21 \phi 5/8''$$

Luego este será el refuerzo, en ambas direcciones y colocarlo a espaciamiento uniforme.

Diseño de la viga de conexión:-

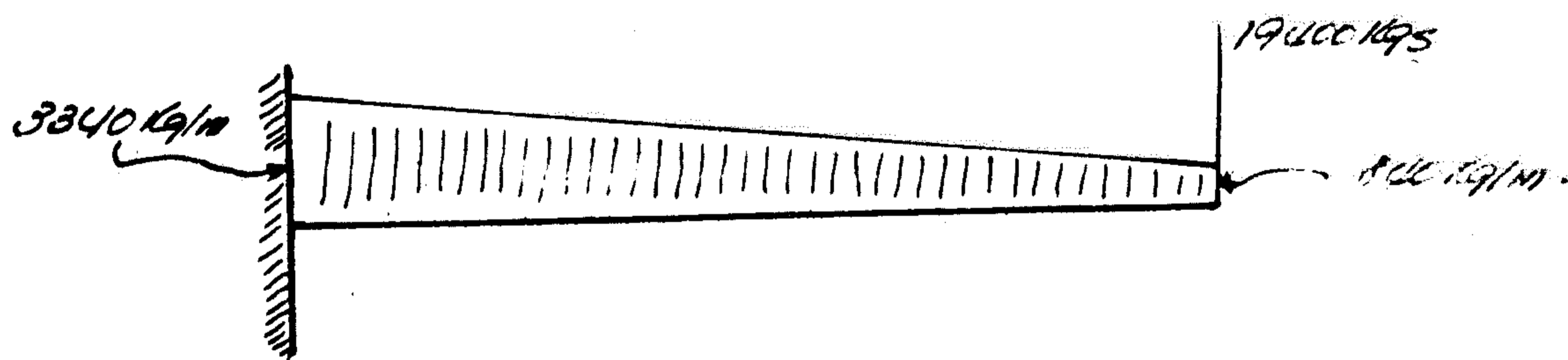
$$L = 5.50 - \frac{1.60}{2} = 4.70 \text{ m.}$$

Las dimensiones que asumo para esta viga son:

$$B = 1.00 \text{ m} \quad e = 1.35 \text{ m.}$$

$$e = .70 \text{ m} \quad d = .50 \text{ m.}$$

Diagrama de cargas:-



Cálculo de los momentos:-

$$\text{Momento en el empotramiento} = 109,150 \text{ kgm.}$$

$$\text{Momento en el centro} = 48,925 "$$

Verificación de las alturas útiles:

$$a) \text{ empotramiento :- } d = 86.5 \text{ cms } (92 \text{ cm que tiene la viga})$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

b) sección central:— $d = 65 \text{ cms} < 68 \text{ cms}$ q' tiene la viga.

Áreas de Acero:—

$$A_{s1} = 98 \text{ cm}^2 = 19 \phi 1" \quad (\text{entre el embocamiento y 1/2 l})$$

$$A_{s2} = 59.4 \text{ cm}^2 = 12 \phi 1" \quad (\text{ " } 1/2 \text{ l y el extremo) }$$

En la parte inferior coloca 1/3 A_s , como refuerzo, como procedimiento constructivo y en previsión a los cargas que pudieran circular sobre la viga.

Esfuerzo Cortante:—

$$V = 19400 \text{ Kgs}$$

$$v = \frac{19400}{70 \times 866 \times 42} = 7.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$s = 1.05 \text{ m} \quad v's = 240 \text{ Kg/cm}$$

Del dibujo:

Estribos de 1/2" — 4 @ 25 cms y en todo el resto de la viga como procedimiento constructivo.

VIGA DE CIMENTACION A-2-3

$$P_1 = 79,500 \text{ Kgs}$$

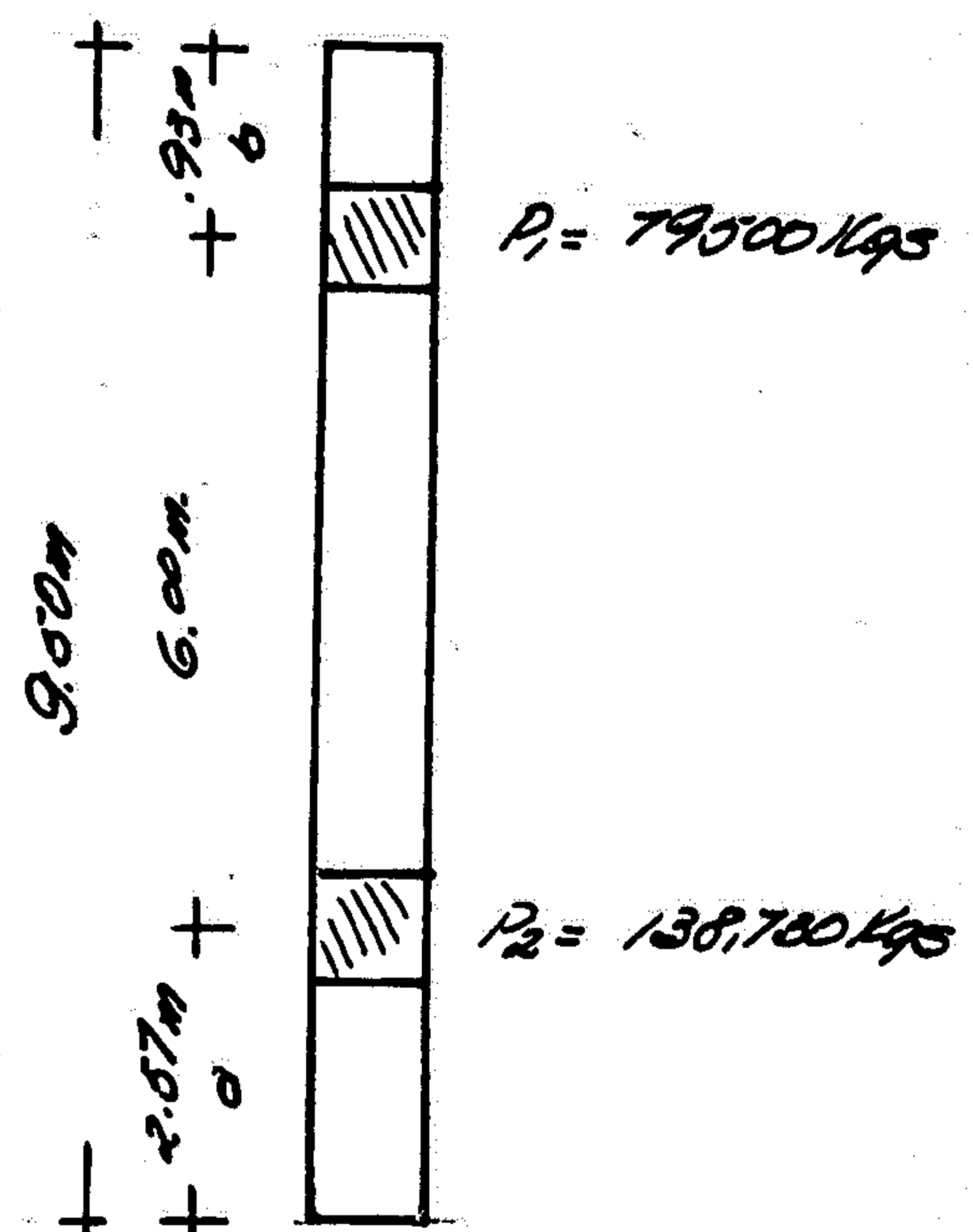
$$P_2 = 138,730 \text{ "}$$

$$A_1 = A_2 = 60 \times 75 \text{ cms}$$

$$v_p = 4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_{c.c.} = 6.00 \text{ m.}$$

No considero los momentos en los pies de las columnas por dar pequeño asentamiento.



PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Carga total en el Terreno:

$$W_T = 79,000 + 138,730 = 217,730 \text{ Kgs}$$

Área de la viga:-

$$A_v = \frac{1.05 \times 217,730}{4} = 57,000 \text{ cm}^2$$

Las columnas son de 60 cms de ancho; luego la longitud de la viga será:

$$L = \frac{57,000}{60} = 950 \text{ cms} = 9.5 \text{ m}$$

Para que se cumpla el que la carga se reparta en forma uniforme, debo disponer esta longitud de viga, de manera que la resultante de las fuerzas pase por el centro de gravedad del área. Tomando momentos con respecto al eje de la columna A-2 Tenemos:

$$x \cdot 217,730 = 79,000 \times 6.00$$

$$x = \frac{79,000 \times 6.00}{217,730} = 2.18 \text{ m}$$

Conociendo este punto, puedo hallar la longitud de los cantilever.

$$6 + b = 4.75 + 2.18$$

$$b = 6.93 - 6.00 = .93 \text{ m.}$$

$$d = 4.75 - 2.18 = 2.57 \text{ m.}$$

Presión neta:-

$$W_N = \frac{217,730}{57,000} = 3.82 \text{ Kg/cm}^2.$$

Carga por metro lineal:-

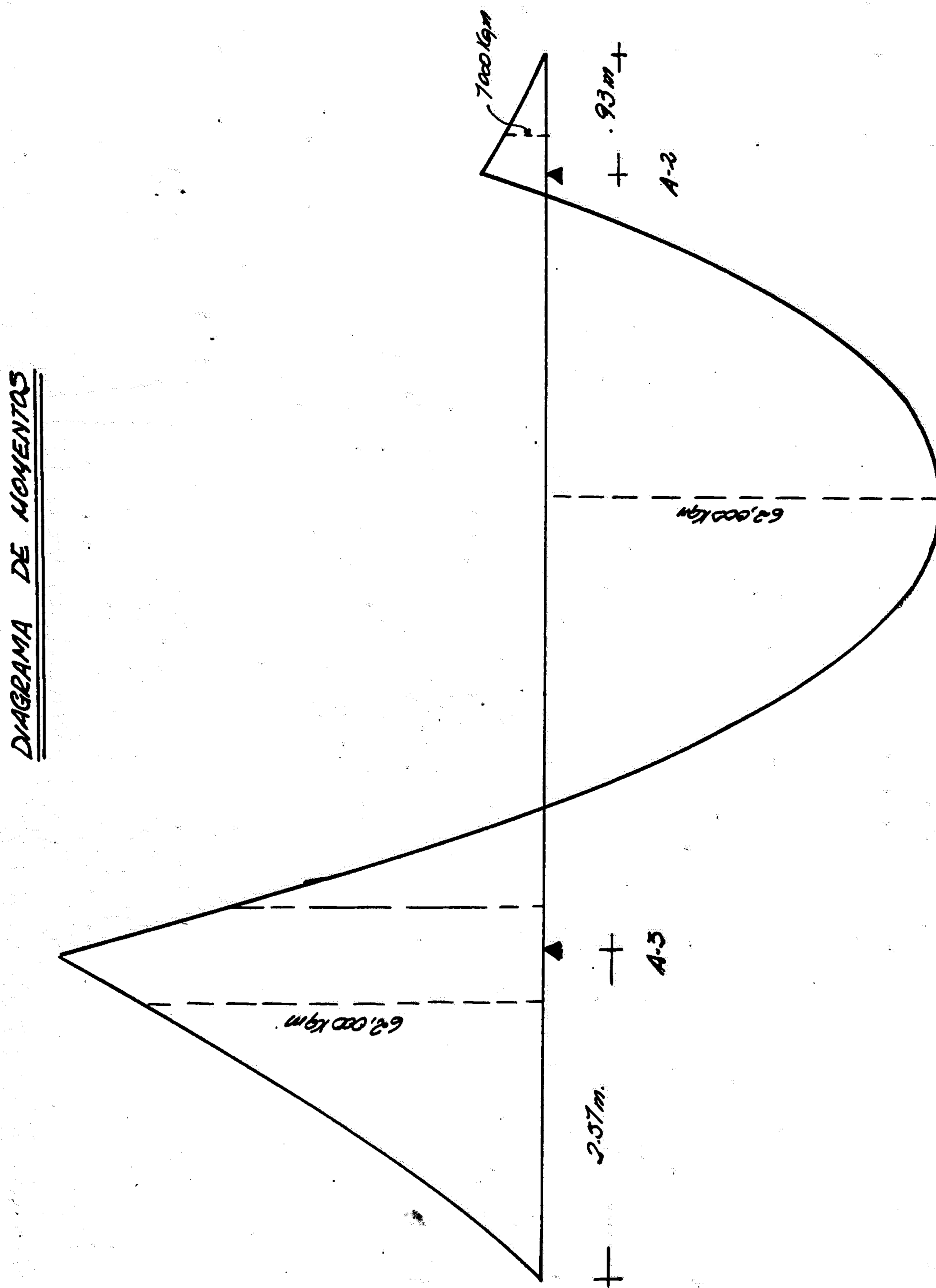
$$C_m = \frac{217,730}{9.50} = 22,900 \text{ Kg m. l.}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Con esta carga puedo dibujar los diagramas de momentos y esfuerzos cortantes que muestro a continuación:-

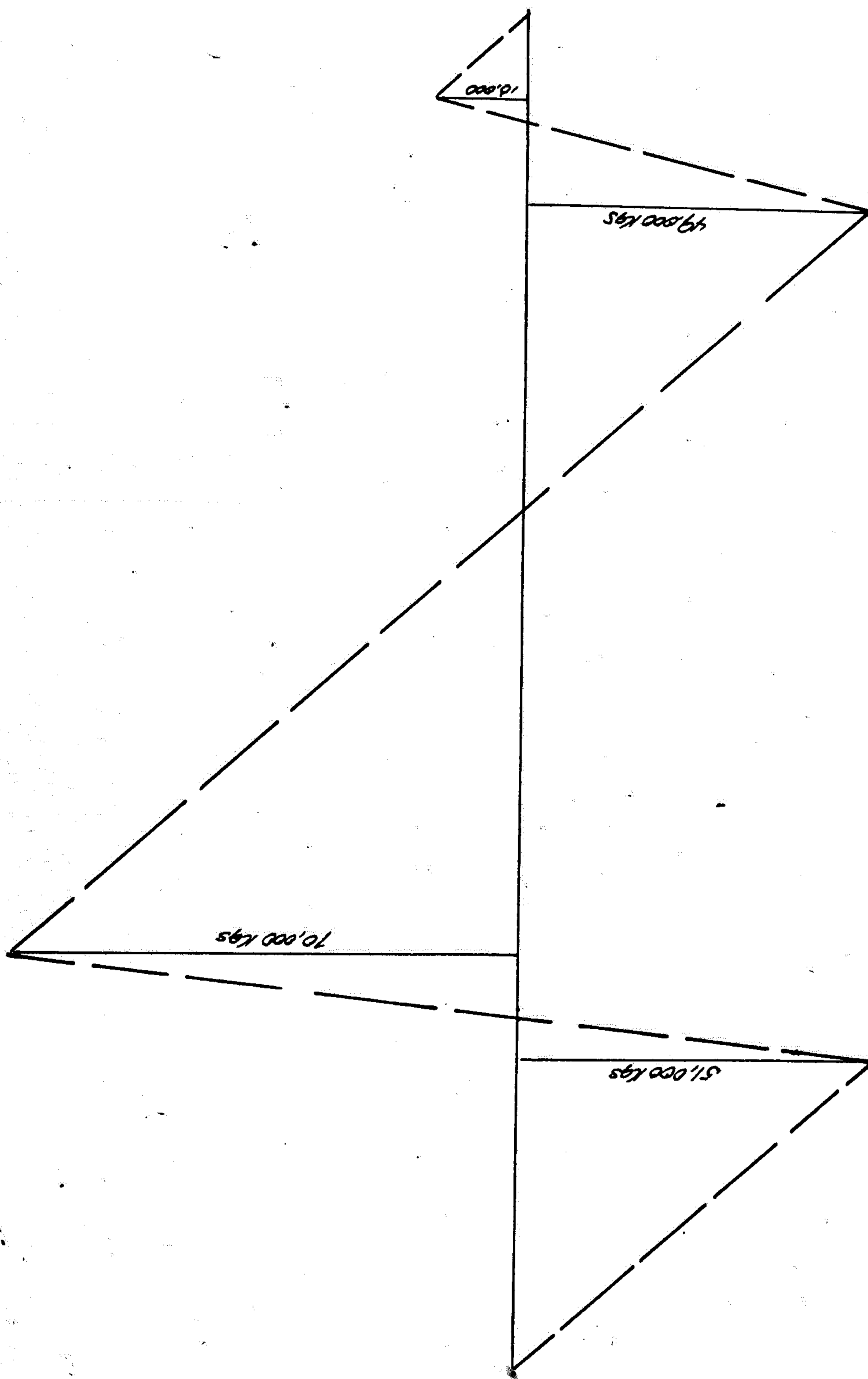


PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

DIAGRAMA DE ESFUERZO CORTANTE



Escala Horizontal:- 1:50

" Vertical:- 1cm = 10,000 kgs

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

De los diagramas anteriores obtengo:

$$\underline{M_{max} = 62.000 \text{ kgm.}}$$

$$d = \sqrt{\frac{6200000}{11 \times 60}} = .97 \text{ m.}$$

Tomo $h = 1.10 \text{ m.}$ $d = .99$ (esto debido a que por el pequeño ancho de la viga debo usar dos espas)

Áreas de Acero.-

$$\text{Apoyo 3} = \frac{62.00000}{1400 \times 866 \times .99} = 14 \text{ } \phi 7/8''$$

apoyo positivo: - $14 \text{ } \phi 7/8''$

apoyo 2: - $8.25 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \text{ } \phi 7/8''$

Las áreas de acero para los apoyos, se prolongan en los voladizos.

Esfuerzo Cortante.-

a) Viga central:-

$$V_{max} = 70.000 \text{ kgs.}$$

$$v = 13.2 \text{ kg/cm}^2 > 0.08 f_c.$$

uso estribos y barras dobladas para tomar el corte

De acuerdo al diagrama de momentos puedo deber 6 barras en grupos de 2 y espaciadas 42 cms.

Estas barras toman: $V_s = 31200 \text{ kgs.}$

Es decir que el resto lo deben tomar el concreto y estribos

$$V' = 70000 - 31200 = 38800 \text{ kgs}$$

$$v = 7.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 1.04 \text{ m.}$$

$$V'_s = 192 \text{ kg/cm.}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

Entro al abaco para estribos y obtengo:

Estribos de 1/2":- 2@25, 1@30 y 1@40 cms

esto es para el lado izquierdo de la viga. Para el lado derecho tengo:

$$v = \frac{49000}{60 \times 866 \times 1.02} = 9.35 \text{ Kg/cm}^2$$

no son necesarias las barras dobladas luego:

$$v' = 9.35 - 4.20 = 5.15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 1.45 \text{ cms}$$

$$v'b = 309 \text{ Kg/cm}$$

Con estas datos y sabiendo que $S_{max} = \frac{d}{4} = 25 \text{ cms}$, obtengo del abaco:

Estribos de 1/2":- 1@10, 2@15, 1@20, 3@25

b) Voladizo Izquierdo:-

$$V_{max} = 51000 \text{ Kgs}$$

$$v = 9.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v' = 5.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = .63 \text{ m}$$

$$v'b = 342 \text{ Kg/cm}$$

Estribos de 1/2":- 1@10, 1@15, 2@20.

c) Voladizo derecho:-

$$V_{max} = 13,000 \text{ Kgs} < V_e = 22,000 \text{ Kgs}$$

luego no necesita estribos pero los coloco como procedimiento constructivo.

Verificación de la adherencia:

$$\text{Apoyo 3:- } \epsilon_0 = 78 \text{ cms} < 14 \text{ } \phi \text{ 7/8" } = 98 \text{ cms}$$

$$\text{Apoyo 2:- } \epsilon_0 = 14.5 \text{ cms} < 3 \text{ } \phi \text{ 7/8" } = 21 \text{ cms}$$

$$\text{PT:- } \epsilon_0 = 57 \text{ cms} \cdot \text{perimetro:- } 8 \text{ } \phi \text{ 7/8" } = 56 \text{ cms. (satisfecho)}$$

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

PRESUPUESTO

PARTIDA	Medido	U.	Precio Unitario	Parcial	Total
<u>Movimiento de Tierras</u>					
Excavación	3365	m ³	7.00	23555.00	
Acarreo	4374	m ³	8.00	34992.00	
Relleno	108	m ³	6.00	648.00	
 <u>Fundación</u>					
Excavación y acarreo	26.00	m ³	15.00	390.00	
Cimientos corridos.- concreto simple.	24.65	m ³	88.00	2169.20	
 <u>Estructuras de Concreto:-</u>					
<u>Zapatas:-</u>					
Excavación y acarreo	130.70	m ³	15.00	1960.00	
Acero	8.077	Kg	3.90	31500.30	
Concreto	119	m ³	207.00	24633.00	
Encofrados	65.40	m ²	21.00	1372.60	
<u>Viga de cimentación:-</u>					
Acero	570	Kg	3.90	2223.00	
Concreto	6.25	m ³	207.00	1293.75	
<u>Calzadura:-</u>					
Concreto (1:10)	97.5	m ³	88.00	8580.00	
Encofrados	325	m ²	21.00	6825.00	
				VAN :	140,031.85

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

PARTIDA	Medida	U.	Precio Unitario	Parcial	Total
VIENEN :					140,031.85
<u>Muro de contención:-</u>					
Acero	5200	kg	3.90	20,280.00	
Concreto	72	m ³	208.00	14,976.00	
encofrados	288	m ²	21.00	6,048.00	
<u>Columnas:-</u>					
Acero	32,801	kg	3.90	127,923.90	
Concreto	143	m ³	208.00	29,744.00	
encofrados	1037.	m ²	21.50	22,295.50	
<u>Caja de Ascensores:-</u>					
Acero	2550	kg	3.90	9,945.00	
Concreto	79.30	m ³	208.00	16,494.40	
encofrados	793	m ²	21.50	17,049.50	
<u>Escaleras:-</u>					
Acero	2550	kg	3.90	9,945.00	
Concreto	44.1	m ³	210.00	9,261.00	
Encofrados	234	m ²	22.00	5,148.00	
<u>Vigas:-</u>					
Acero	20,506	kg	3.90	79,973.40	
Concreto	321	m ³	210.00	67,410.00	
Encofrados	2532	m ²	21.00	53,172.00	
VAN :					579,696.75

PROYECTO DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Dpto. de Ingeniería Civil — Promoción 1954 — Exalumno: Manuel Tami P.

PARTIDA	Metodo	U.	Precio Unitario	Parcial	Total
<u>Aligerados de .25m.</u>					
encofrados	3,394	m ²	15.60	51,386.40	
acero	24,670	Kg	3.90	96,213.00	
concreto	401	m ³	210.00	84,210.00	
ladrillos	30,450	U.	1.38	42,021.00	
<u>Aligerados de .35m.</u>					
encofrado	848	m ²	15.60	13,228.00	
acero	5598	Kg	3.90	21,832.20	
concreto	12350	m ³	210.00	25,935.00	
ladrillos	9400	U.	2.10	19,740.00	
<u>Losas-</u>					
encofrado	39	m ²	19.50	760.50	
acero	455	Kg	3.90	1,774.50	
concreto	39	m ³	210.00	8,190.00	
<u>Rampas:-</u>					
encofrado	42.5	m ²	19.50	828.75	
acero	620	Kg	3.90	2,418.00	
concreto.	8.5	m ³	210	1,785.00	
Total :-					942,646.70
Leyes Sociales :- 14%					131,970.50
					1,074,617.20
Imprevistos 7%					75,223.20
Utilidad.					107,461.70
Son:					1,257,302.20
					800,000