

Universidad Nacional de Ingeniería

Programa Académico de Ingeniería Civil



**Calculo Estructural y Diseño de Concreto
Armado de un Edificio de 8 Pisos.**

T E S I S

Para Optar el Título Profesional de

INGENIERO CIVIL

MICHAEL O. VASQUEZ GARCIA

Promoción 1978 - 1

LIMA-PERU

1981

I N D I C E

:	PAG
CAPITULO I : GENERALIDADES	1
CAPITULO II : DIMENSIONAMIENTO Y DISTRIBUCION DE CARGAS	3
CAPITULO III: LOSAS ALIGERADAS	34
CAPITULO IV : ANALISIS SISMICO	103
CAPITULO V : ANALISIS ESTRUCTURAL POR GRAVEDAD"	239
CAPITULO VI : DISEÑO DE VIGAS	287
CAPITULO VII: DISEÑO DE COLUMNAS	313
CAPITULO VIII: DISEÑO DE ESCALERA, TANQUE ELEVADO, CAJA DE ASCENSOR, CISTERNA.	338
CAPITULO IX: DISEÑO DE CIMENTACION	370
CAPITULO X : PRESUPUESTO.	383

* *****

CAPITULO I

GENERALIDADES.

I-1.- La actividad de Ingeniería en cualquier proyecto puede considerarse que pasa por cuatro pasos diferentes que son:

1.- PLANEACION. Se puede considerar como que incluye - toda la actividad que trata con el desarrollo de una idea inicial a un plan general.

2.- ANALISIS DE UNA ESTRUCTURA. - Se considera que incluye, normalmente toda labor relacionada con la evaluación de esfuerzos Axiales, esfuerzos de Corte o momentos flexionantes causados por cualquier acción que deba resistir la Estructura.

3.- DISEÑO. - Este paso incluye todo el trabajo que trata del dimensionado de las partes componentes de la Estructura, todas las partes deben ser adecuadas -- con la máxima economía para resistir los esfuerzos determinados por el Análisis.

4.- CONSTRUCCION. - Comprende todas las Actividades para la erección de la estructura.

En este proyecto de Grado nos limitaremos al Análisis Estructural y diseño de Concreto armado de un edificio de 8 pisos destinados a oficinas.

I - 2

DESCRIPCION DEL PROYECTO.

El edificio presenta la siguiente distribución:

Un sotano donde se encuentra la Cisterna, la Caja de ascensor y el cuarto de bombas.

El Primer Piso esta destinado una zona para oficinas y otra para estacionamientos.

El Segundo Piso sucesivamente hasta el 8º Piso, es tan destinados para oficinas (típicos).

Finalmente el último nivel lo constituye la Azotea donde se encuentra la caseta de máquinas, el tanque elev do.

CAPITULO II

DIMENSIONAMIENTO Y METRADO DE CARGAS

II-1.- DIMENSIONAMIENTO PREVIO.-

El Reglamento Nacional de Construcciones (Ver Concreto Ciclopeo y Armado, Sección 909) presenta espesores mínimos para vigas y losas en una dirección cuando no se calculan deflexiones, estos espesores dependen de la luz de la Viga o losa.

En el Análisis de de porticos continuos se usaran la distancia centro a centro y en los elementos que no esten constituidos monolíticamente con los apoyos la longitud d la luz debe considerarse como el claro libre más el per lte de la losa o viga pero sin exceder la distancia centro a centro a l^o apoyos.

ESPESOR O PERALTE MINIMO DE ELEMENTOS SUJETOS
A FLEXION CUANDO NO SE CALCULAN DEFLEXIONES.

ELEMENTOS	ESPESOR O PERALTE MINIMO (h)		
	libremente <u>apoyados</u>	Con un Ext. continuo	Ambos Ext. continuos
losa Macisas en una Direc- ción.	1/25	1/30	1/35
[Vigas y losas [Nervada	1/20	1/23	1/26

1 Luz d un viga o losa

Para los s lig radas se usa como valor práctico

$$h = 1/25$$

Tom ndo la luz mayor qu , prevalece en mi proyecto se tiene:

$$h = 6.05/25 = 0.242$$

Se adopta $h = 0.25$ mt. valor que puede cambiar si la sobrecarga s alta.

II - 2 .- METRADO DE CARGA DE LOS ALIGERADOS:

Para el propósito de cálculo y diseño se consideran los siguiente pesos para los diferentes materiales: (Títu. lo VIII, Cap. II-1,1 del R.N.C.).

MUROS

Peso muerto par muros tarrajeados de albañilería de la drillos, tipo Pand reta:

espe or	carga
Ø.12 mt.	180 g/m ² .
0.24 t.	325 Kg/m ² .

ALIGERADOS DE CO C TO A IADO:

E pe or Bruto (mt.)	Espesor de Losa (mt.)	Peso Propio (Kg./m ²)	Peso muerto (Kg./m ²)
0.17	0.05	280	100
0.20	0.05	300	100
0.25	0.05	350	100
0.30	0.05	420	100

Pa a cargas vivas el R.N.C. d tall las Cargas in mas que por o upac ón y u o corre ondan al proyecto (Ver ca pítulo VIII, Cap tulo III - 4.1).

TABLA N°1 d USO Y OCUPACION	CARGA (Kg/M2)
CASAS-HABITACION	200
AZOTEAS-PLANAS	150
OFICINAS	250
etc.	

Se tomarán provisiones especiales cuando en el diseño de pisos de oficinas hayan cargas de 1 TN métrica colocada dentro de una Area Cuadrada de 0.75 x 0.75 mt. y cuando esta carga indicada anteriormente, en un piso - sin cargar produce esfuerzos mayores que cuando este piso se h ya cargadado con una carga especificada uniformemente repartida de 250 Kg/m2.

METRADO DE CARGA DE ALIGERADO DE AZOTEAS.-

a) CARGAS MUERTAS (C. .)

Peso Propio	CM	50 Kg/m2.
Piso Terminado		<u>100</u> "
PPeso Total	CM	450 Kg/m2.

b) CARGA VIVA (C.V.)

S/c	CV	150 Kg/m2.
-----	----	------------

c) CARGA DE DISEÑO (Wn)

$$W_u = 1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV} = 1.5 \times 450 + 1.8 \times 150 = 945 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}.$$

**METRADO DE CARGA DE ALIGERADO DEL SOTANO Y L 1°PISO AL 8°PISO
(tipico)**

a) Cargas muertas

Peso Propio	350	Kg/m ²
Peso Piso terminado	100	"
Peso Tabiquería	100	"
Peso Total	C.M= 550	Kg/m ² .

b) CARGA VIVA

s/c CV = 250 Kg/m².

c) Carga de Diseño

$$W_u = 1.5 \times 550 + 1.8 \times 250 = 1275 \text{ Kg/m}^2.$$

RESUMEN

Piso	h (mt.)	CM Kg/m ²	CV Kg/m ²	Wu Kg/m ²
AZOTEA	0.25	450	150	945
1º al 8º	0.25	550	250	1275
SOTANO	0.25	550	250	1275

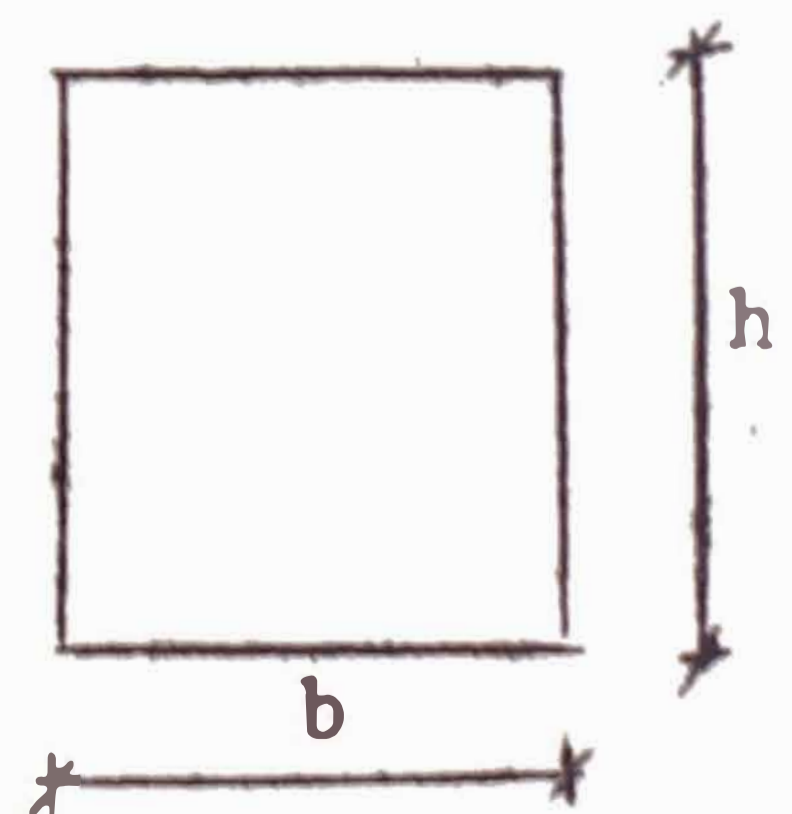
2.3.- DIMENSIONAMIENTO Y METRADO DE CARGAS DE VIGAS

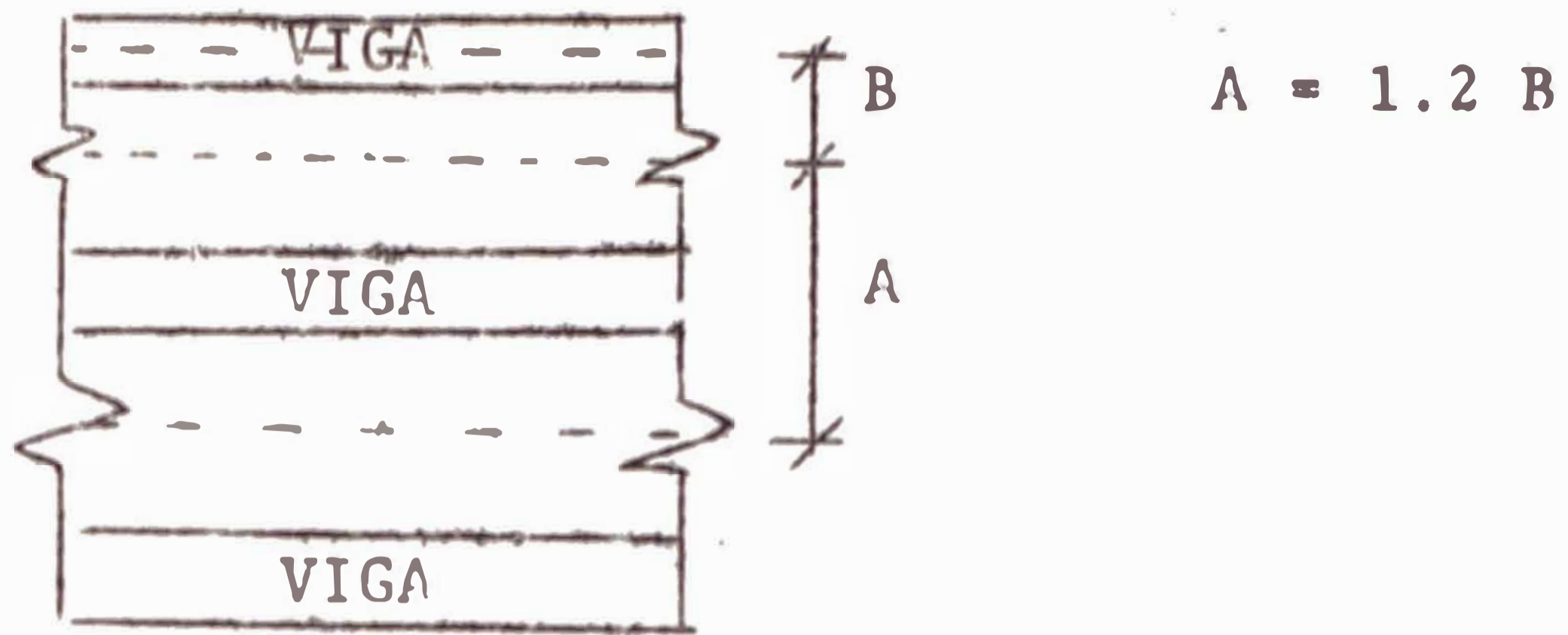
2.3.1.- DIMENSIONAMIENTO PREVIO DE VIGAS

Existen criterios prácticos para determinar la Sección de una viga y uno de ellos es que el peralte es aproximadamente igual de 1/10 a 1/12 de la luz y como ancho aproximadamente la mitad del Peralte o la longitud de influencia en la viga sobre 20

MOMENCLATURA

- b = Ancho de la Viga
- h = Altura de la Viga
- l = luz de la viga entre ejes
- lp = luz promedio de vigas
- A = longitud de influencia.





2.32.- DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES.-

Criterio Práctico $h = 1/10$ a $1/12$

$b = h/2$

Generalmente en los proyectos las longitudes de las vigas son variables y si se dimensiona para estas diferentes longitudes se tendría una variedad de secciones de Vigas, que no es práctico ni económico para la Construcción, por lo tanto es conveniente uniformizar las secciones de las vigas teniendo en cuenta los casos más críticos.

Momenclatura:

$l =$ luz libre entre ejes

$$h_o = \frac{h_1 + h_2}{2}$$

$h_1 = 1/10$ $h_2 = 1/12$

$h =$ longitud adoptada

$$b_o = \frac{h_o}{2}$$

$b =$ longitud adoptada

VIGA PRINCIPAL 2 - 2

l mt.	h_1 mt.	h_2 mt.	h_o mt.	b_o mt.	h mt.	b mt.	tramo
7.15	0.715	0.595	0.655	0.327	0.65	0.35	A - B
7.15	0.715	0.595	0.655	0.327	0.65	0.35	B - C

VIGA PRINCIPAL EJE 4-4

l mts.	h ₁ mts.	h ₂ mts.	h _o mts.	bo mts.	h mts.	b mts.	Tramo
7.15	0.715	0.595	0.655	0.327	0.65	0.35	A - B
7.15	0.715	0.595	0.655	0.327	0.65	0.35	B - C
3.00	0.30	0.25	0.275	0.137	0.65	0.35	C - D
4.00	0.40	0.33	0.366	0.183	0.35	0.25	D - E

2.33 DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS SECUNDARIAS

CRITERIO PRACTICO $h = 1/14$ $b = h/2$

MOMENCLATURA $h_o = 1/14$ $bo = h_o/2$

$h =$ longitud adoptada $b =$ Longitud adoptada

l mt	h _o mt	bo mtmt.	h mt.	b mt.	Tramo
2.30	0.164	0.082	0.45	0.25	0 - 1
6.05	0.432	0.216	0.45	0.25	1 - 2
6.05	0.432	0.216	0.45	0.25	2 - 3
6.05	0.432	0.216	0.45	0.25	3 - 4
6.05	0.432	0.216	0.45	0.25	4 - 5
2.30	0.164	0.216	0.45	0.25	5 - 6

2.34 .- METRADO DE CARGAS DE VIGAS.

MOMENCLATURA.-

$l =$ longitud de Influencia (mts.)

P.P = Peso Propio (Kg/mt)

C.T.A. = Carga que transmite el aligerado

P.P = Peso propio (Kg/ml)

C.T.A. = Carga que transmite el aligerado
 = 1 x C.M. del aligerado (Kg/ml.)

C.M_v = Carga muerta sobre la viga (Kg/ml)

S/c_a = Sobre Carga del aligerado

CP = Carga Perimetral (Kg/ml.)

CV_v = Carga viva sobre la viga (Kg/ml.)

CV_a = " " sobre el aligerado (Kg/ml)

Viga Principal Portico EJE 2 - 2

NIVEL	TRAMO	SECCION	P.P.	l	C _{Ma}	CTA.	C _{Mv}	CV _a .	CV _v .
AZOTEA	A-B-C	.65x.35	546	6.05	450	2723	3269	150	908
8 al 2	A-B-C	.65x.35	546	6.05	550	3328	3874	250	1513

Viga Principal Portico EJE 3 - 3

NIVEL	TRAMO	SECCION	P.P.	l	C _{Ma}	CTA.	C _{Mv} .	CV _a .	CV _v .
AZOTEA	A-B	.65 x .35	546	6.05	450	2723	3269	150	908
"	B-B'	.65 x .25	390	6.05	450	2723	3113	150	908
"	B'-C	.65 x .25	390	3.02 ⁵	450	1361	1751	150	454
"	C-D	.65 x .25	390	3.02 ⁵	450	1361	1751	150	454
"	D-E	.35 x .25	368	4.15	450	1868	2236	150	623
8 al 2	A-B	.65 x .35	546	6.05	550	3328	3874	250	1513
	B-B'	.65 x .25	390	6.05	550	3328	3718	250	1513
	B'-C	.65 x .25	390	3.02 ⁵	550	1664	2054	250	756
	C-D	.65 x .25	390	-	-	-	390	-	-
	D-E	.35 x .25	368	4.15	550	2283	2651	250	1038

VIGA PRINCIPAL - PORTICO EJE 4-4

NIVEL	TRAMO	SECCION	P.P.	l	Q _{Ma.}	CTA.	Q _{V.}	CVa.	CVv.
AZOTEA	A-B	.65x.35	546	6.05	450	2723	3269	150	908
				6.05		2723	3269		
	B-C	.65x.35	546	4.50	450	2025	2571	150	675
	C-D	.65x.35	546	3.025	450	1361	1907	150	454
8°al 2°	D-E	.25x.35	210	4.15	450	1868	2078	150	623
	A-B	.65x.35	546	6.05	550	3328	3824	250	1513
				6.05		3328	3874	250	1513
	B-C	.65x.35	546	4.50	550	2475	3021	250	1125
	C-D	.65x.35	546	3.025	1026 *	3104	3650	500	1513
	D-E	.25x.35	210	4.15	550	2283	2493	250	1028

* Referido al Peso de la Escalera Principal

VIGA SECUNDARIA PORTICO EJE B-B

NIVEL	TRAMO	SECCION	P.P.	l	Q _{Ma.}	Cta.	C.P.	Q _{V.}	CVa.	CVv.
AZOTEA	0 al 6	.25x.45	270	1.00	450	450	180	900	150	150
8°al 2°	0 al 6	.25x.45	270	1.00	550	550	180	1000	250	250

RESUMEN

VIGA PRINCIPAL-PORTICO EJE 2-2

NIVEL	TRAMO	SECCION cm.xcm.	Q _{Ma.} Kg/ml.	CVv. Kg/ml.
AZOTEA	A-B-C	65x35	3269	908
8°al 2°	A-B-C	65x35	3874	1513

VIGA PRINCIPAL-PORTICO EJE 3-3

VIGA PRINCIPAL-PORTICO EJE 4-4-

NIVEL	TRA MO	SECCION cm.xcm.	Q _v . Kg/ml.	CV _v . Kg/ml.
AZOTEA	A-B	65x35	3269	908
"	B-B	65x25	3113	908
"	B'-C	65x25	1751	454
"	C-D	65x25	1751	454
"	D-F	35x25	2236	623
8°al 2°	A-B	65x35	3874	1513
	B-B	65x25	3718	1513
	B'-C	65x25	2054	756
	C-D	65x25	390	-
	D-E	35x25	2651	1038

NIVEL	TRA MO	SECCION cm.xcm.	Q _v kg/ml	CV _v Kg/ml
AZOTEA	A-B	65x35	3269	908
			3269	908
	B-C	65x35	2571	675
	C-D	65x35	1907	454
	D-E	25x35	2078	623
8°al 2°	A-B	65x35	3874	1513
			3874	1513
	B-C	65x35	3021	1125
	C-D	65x35	3650	1513
	D-E	25x35	2493	1038

VIGA SECUNDARIA - PORTICO B-B

NIVEL	TRAMO	SECCION cm.xcm.	Q _v . Kg/ml.	CV _v . Kg/ml.	$W_u=1.25(Q_v+CV_v)$ Kg./ml.
AZOTEA	0 al 6°	45 x 25	900	150	1313
8°al 2°	0 al 6°	45 x 25	1000	250	1563

NOTA: Como los aligerados no transmiten su carga directamente a las vigas secundarias, pero si actúan como elementos rigidizantes de la viga, se ha considerado cierta influencia de los aligerados en el metrado de carga.

2.36 METRADO DE CARGAS Y DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

1.- Consideraciones sobre reducción de sobrecargas

n vigas y columnas.

Existen recomendaciones del Código ASCE, respecto a la reducción de sobrecargas en vigas y columnas, así tenemos lo siguiente:

- a) En la azotea no se efectuará ninguna reducción de sobrecarga.
- b) En los niveles intermedios, para cargas vivas de 500 Kg/m² o menos, la sobrecarga de diseño en cualquier elemento que soporte más de 15.00 m², se reducirá a razón de 0.8%, por cada metro cuadrado de area sopor ada del Elemento; no hay reducción para el diseño de aligerado.
- c) La reducción no excedera el valor de R₂

$$R_z = 100 \times \frac{CV + CM}{4.33 \text{ C.V.}} \leq 60\%$$

donde: R_z = Reducción %

C.V. = Carga Viva Kg/m²

C.M. = " Muerta Kg/m²

La reducción se basa en que la probabilidad es mínima de que un elemento este sometido a carga plena o esfuerzos máximos.

En el caso de columnas la reducción se puede aplicar con bastante acierto, sobretodo en el cálculo de la carga normal de compr ión.

En el metrado de vigas, no se aplica ninguna reducción, dado que durante l análisis, con los ju gos de carga s reduce la sobre c rga en un 50%

2. - DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS DEL PORTICO PRINCIPAL

2-2

REDUCCION DE SOBRECARGA

NIVEL	C.M.	C.V.	4.33 C.V.	$R_2 = 100 \frac{CM+CV}{4.33C.V.}$	REDUCCION MAXIMA R_2
9°	450	150	-	-	-
8° al 2°	550	250	1,083	73.9 > 60	60%

Coeficientes de Reducción de S/c (f)

At = Area tributaria

Ata = Area tributaria acumulada

R_1 R_2 = Porcentajes de reducción

R = Porcentaje de reducción final

$R_1 = 0.8 \text{ Ata}$

$f = 1 - R$

PORTICO PRINCIPAL 2 - 2

C O L U M N A		At	Ata	R ₁	R ₂	R	f
EJE	NIVEL	m ²	m ²	§	§	§	
A y C	9	21.62	21.62	No hay reducción			1.00
	8	21.62	43.24	34.6	60	35	0.65
	7	21.62	64.86	51.9	60	52	0.48
	6	21.62	86.48	69.2	60	60	0.40
	5	21.62	108.10	86.5	60	60	0.40
	4	21.62	129.72	103.8	60	60	0.40
	3	21.62	151.34	121.0	60	60	0.40
	2	21.62	172.96	138.4	60	60	0.40
B	9	43.26	43.25	No hay Reducción			1.00
	8	43.26	86.52	69.2	60	60	0.40
	7	43.26	129.78	103.8	60	60	0.40
	6	43.26	173.04	138.4	60	60	0.40
	5	43.26	216.30	173.0	60	60	0.40
	4	43.26	259.56	207.7	60	60	0.40
	3	43.26	302.82	242.2	60	60	0.40
	2	43.26	346.08	276.9	60	60	0.40

PORTICO PRINCIPAL 2 - 2

METRADO DE CARGAS AXIALES

COLUMNA		CARGA MUERTA (PD) KG.				CARGA VIVA SIN REDUCCION	
EJE	NIVEL	V.P.	V.S.	P.Pc	Pd.	P1 (Kg.)	
A	9	0.5 x 3269 x 7.15 = 11,687	0.5 x 270 x 12.10 = 1634	600	13921	0.5 x 908 x 7.15 =	3246
	8	0.5 x 3874 x 7.15 = 13,850	0.5 x 270 x 12.10 = 1634	600	16084	0.5 x 1510 x 7.15 =	5398
	7	0.5 x 3874 x 7.15 = 13,850	0.5 x 270 x 12.10 = 1634	600	16084	0.5 x 1510 x 7.15 =	5398
	6	0.5 x 3874 x 7.15 = 13,850	0.5 x 270 x 12.10 = 1634	1600	17084	0.5 x 1510 x 7.15 =	5398
Y	5	0.5 x 3874 x 7.15 = 13,850	0.5 x 270 x 12.10 = 1634	1600	17084	0.5 x 1510 x 7.15 =	5398
	4	0.5 x 3874 x 7.15 = 13,850	0.5 x 270 x 12.10 = 1634	1600	17084	0.5 x 1510 x 7.15 =	5398
	3	0.5 x 3874 x 7.15 = 13,850	0.5 x 270 x 12.10 = 1634	2200	17684	0.5 x 1510 x 7.15 =	5398
C	2	0.5 x 3874 x 7.15 = 13,850	0.5 x 270 x 12.10 = 1634	2200	17684	0.5 x 1510 x 7.15 =	5398
	9	0.5 x 3269 x 14.30 = 23,373	0.5 x 270 x 12.10 = 1634	600	25607	0.5 x 908 x 14.3 =	6492
B	8	0.5 x 3874 x 14.30 = 27,699	0.5 x 270 x 12.10 = 1634	600	29933	0.5 x 1510 x 14.3 =	10797
	7	0.5 x 3874 x 14.30 = 27,699	0.5 x 270 x 12.10 = 1634	600	29933	0.5 x 1510 x 14.3 =	10797
	6	0.5 x 3874 x 14.30 = 27,699	0.5 x 270 x 12.10 = 1634	1600	30933	0.5 x 1510 x 14.3 =	10797
	5	0.5 x 3874 x 14.30 = 27,699	0.5 x 270 x 12.10 = 1634	1600	30933	0.5 x 1510 x 14.3 =	10797
	4	0.5 x 3874 x 14.30 = 27,699	0.5 x 270 x 12.10 = 1634	1600	30933	0.5 x 1510 x 14.3 =	10797
	3	0.5 x 3874 x 14.30 = 27,699	0.5 x 270 x 12.10 = 1634	2200	31533	0.5 x 1510 x 14.3 =	10797
2	0.5 x 3874 x 14.30 = 27,699	0.5 x 270 x 12.10 = 1634	2200	31533	0.5 x 1510 x 14.3 =	10797	

V.P. = Reacción debido a Carga Muerte en la viga principal

V.S. = Reacción debido al peso propio de la viga secundaria

P.Pc = Peso propio de la columna (estimado)

Wvs = 0.25 x 0.45 x 2400 = 270 Kg/ml.

CARGAS AXIALES DE SERVICIO Y ULTIMAS EN LAS COLUMNAS DEL PORTICO PRINCIPAL 2-2

C O L U M N A	Pd.	1.5 Pd	P1.	f	P1	1.8 PL	Ps	Pu
EJE NIVEL	Acumulada	Acumulada	Acumulada	Reducida				
A	9	13921	20882	3246	1.00	3246	17167	26725
	8	30005	45008	8644	0.65	5619	35624	55122
	7	46089	69134	14042	0.48	6740	52829	81266
		63173	94760	19440	0.40	7776	70949	108757
Y	5	80257	120386	24838	0.40	9935	90192	138269
	4	97341	146012	30236	0.40	12094	109435	167782
	3	115025	172538	35634	0.40	14254	129279	198195
	2	132709	199064	41032	0.40	16413	149122	228607
	9	25607	38411	6492	1.00	6492	32099	50097
	8	55540	83310	17289	0.40	6916	62456	95758
		85473	128210	28086	0.40	11234	96707	148432
	6	116406	174609	38883	0.40	15553	131959	202605
B	5	147339	221009	49680	0.40	19872	167211	256779
	4	178272	267408	60477	0.40	24190	202462	310951
	3	209805	314708	71274	0.40	28510	238315	366025
	2	241338	362007	82071	0.40	32828	274166	421098

Pu = 1.5 Pd + 1.8 P1.

Pu = Carga Axial ultima de rotura

Ps = Carga Axial de Servicios.

PORTICO PRINCIPAL 3 - 3

COLUMNA		At	Ata	R ₁	R ₂	R	f
EJE	NIVEL	m2	m2	%	%		
A	9	21.63	21.63	No hay reducción			1.00
	8	21.63	43.26	34.60	60	35	0.65
	7	21.63	64.89	51.90	60	52	0.48
	6	21.63	86.52	69.20	60	60	0.40
	5	21.63	108.15	86.50	60	60	0.40
	4	21.63	129.78	103.70	60	60	0.40
	3	21.63	151.41	121.10	60	60	0.40
	2	21.63	173.04	138.40	60	60	0.40
B	9	28.58	28.58	No hay reducción			1.00
	8	28.58	57.16	45.70	60	46	0.54
	7	28.58	85.74	68.60	60	60	0.40
	6	28.58	114.32	91.40	60	60	0.40
	5	28.58	142.90	114.30	60	60	0.40
	4	28.58	171.48	137.20	60	60	0.40
	3	28.58	200.96	160.00	60	60	0.40
	2	28.58	228.64	182.90	60	60	0.40
B'	9	22.38	22.38	No hay reducción			1.00
	8	22.38	44.76	35.80	60	36	0.64
	7	22.38	67.14	53.70	60	54	0.46
	6	22.38	89.52	71.60	60	60	0.40
	5	22.38	111.90	89.50	60	60	0.40
	4	22.38	134.28	107.40	60	60	0.40
	3	22.38	156.66	125.30	60	60	0.40
	2	22.38	179.04	143.20	60	60	0.40
C	9	15.12	15.12	No hay reducción			1.00
	8	15.12	30.24	24.10	60	24	0.76
	7	15.12	45.36	36.30	60	36	0.64
	6	15.12	60.48	48.30	60	48	0.52
	5	15.12	75.60	60.50	60	60	0.40
	4	15.12	90.72	72.60	60	60	0.40
	3	15.13	105.84	84.60	60	60	0.40
	2	15.12	120.96	96.70	60	60	0.40
D Y E	9	8.40	8.40	No hay reducción			1.00
	8	8.40	16.80	13.40	60	13	0.87
	7	8.40	25.20	20.20	60	20	0.80
	6	8.40	33.60	26.90	60	27	0.73
	5	8.40	42.00	33.60	60	34	0.66
	4	8.40	50.40	40.30	60	40	0.60
	3	8.40	58.80	47.00	60	47	0.53
	2	8.40	67.20	53.80	60	54	0.46

COLUMNA		CARGA MUERTA (Pd) Kg.				CARGA viva sin Reducc.	
EJE	NIVEL	V. P.	V.S.	P.Pc.	Pd.	P1 (Kg.)	
A	9	0.5 x 326 x 7.15 = 11,687	0.5 x 270 x 12.10 = 1,634	600	13,921	0.5 x 908 x 7.15 = 3,246	
	8	0.5 x 3874 x 7.15 = 13,850	= 1,634	600	16,084	0.5 x 1513 x 7.15 = 5,409	
	7	= 13,850	= 1,634	600	16,084	= 5,409	
	6	= 13,850	= 1,634	1,600	17,084	= 5,409	
	5	= 13,850	= 1,634	1,600	17,084	= 5,409	
	4	= 13,850	= 1,634	1,600	17,084	= 5,409	
B	3	= 13,850	= 1,634	2,200	17,684	= 5,409	
	2	= 13,850	= 1,634	2,200	17,684	= 5,409	
	9	0.5 x 326 x 7.15 = 15,422	0.5 x 270 x 12.10 = 1,634	600	17,656	0.5 x 908 x 7.15 = 4,336	
	8	0.5 x 3113 x 2.40 = 18,311	= 1,634	600	20,545	0.5 x 908 x 2.40 = 7,225	
	7	= 18,311	= 1,634	600	20,545	0.5 x 1513 x 7.15 = 7,225	
	6	= 18,311	= 1,634	1,600	21,545	0.5 x 1513 x 2.40 = 7,225	
B'	5	= 18,311	= 1,634	1,600	21,545	= 7,225	
	4	= 18,311	= 1,634	1,600	21,545	= 7,225	
	3	= 18,311	= 1,634	2,200	22,145	= 7,225	
	2	= 18,311	= 1,634	2,200	22,145	= 7,225	
	9	0.5 x 3113 x 2.40 = 8,113	-	600	8,713	0.5 x 908 x 2.40 = 2,225	
	8	0.5 x 1751 x 5.00 = 9,597	-	600	10,197	0.5 x 454 x 5.00 = 3,706	
B'	7	= 9,597	-	600	10,197	0.5 x 1513 x 2.40 = 3,706	
	6	= 9,597	-	600	10,197	= 3,706	
	5	= 9,597	-	600	10,197	= 3,706	
	4	= 9,597	-	600	10,197	= 3,706	
3	= 9,597	-	600	10,197	= 3,706		
2	= 9,597	-	600	10,197	= 3,706		

Continua....

C	9	0.5 x 1751 x 5.00} = 7,004 0.5 x 1751 x 3.00}	0.5 x 270 x 6.05 = 817	600	13,821	0.5 x 454 x 5.00 = 1,816 0.5 x 454 x 3.00
	8	0.5 x 2054 x 5.00} = 5,720 0.5 x 390 x 3.00}	817	600	12,537	0.5 x 756 x 5.00 = 1,890
	7	= 5,720	= 817	600	12,537	= 1,890
	6	= 5,720	= 817	600	12,537	= 1,890
	5	= 5,720	= 817	600	12,537	= 1,890
	4	= 5,720	= 817	600	12,537	= 1,890
	3	= 5,720	= 817	600	12,537	= 1,890
	2	= 5,720	= 817	600	12,537	= 1,890
D	9	0.5 x 1751 x 3.00} = 7,155 0.5 x 2236 x 4.05}	0.5 x 240 x 5.00 = 960 1.00x 240 x 1.50	600	8,715	0.5 x 454 x 3.00} = 1,943 0.5 x 623 x 4.05}
	8	0.5 x 390 x 3.00} = 5,953 0.5 x 2651 x 4.05}	= 960	600	7,513	0.5 x 1038 x 4.05 = 2,102
	7	= 5,953	= 960	600	7,513	= 2,102
	6	= 5,953	= 960	600	7,513	= 2,102
	5	= 5,953	= 960	600	7,513	= 2,102
	4	= 5,953	= 960	600	7,513	= 2,102
	3	= 5,953	= 960	600	4,513	= 2,102
	2	= 5,953	= 960	600	7,513	= 2,102
E	9	0.5 x 2236 x 4.05 = 4,528	0.5 x 240 x 5.00 = 960 1.0 x 240 x 1.50	600	6,088	0.5 x 623 x 4.05 = 1,262
	8	0.5 x 2651 x 4.05 = 5,368	= 960	600	6,928	0.5 x 1038x 4.05 = 2,102
	7	= 5,368	= 960	600	6,928	= 2,102
	6	= 5,368	= 960	600	6,928	= 2,102
	5	= 5,368	= 960	600	6,928	= 2,102
	4	= 5,368	= 960	600	6,928	= 2,102
	3	= 5,368	= 960	600	6,928	= 2,102
	2	= 5,368	= 960	600	6,928	= 2,102

CARGAS AXIALES DE SERVICIO Y ULTIMAS EN LAS DEL PORTICO PRINCIPAL 3-3

CO CUMNA	EJE NIVEL	AI	PII	Pd	1.5 Pd.	Pl.	f	Pl. REDUCID	1.8 Pl.	Ps.	Pu.
	9			13,921	20,882	3,246	1.50	3,246	5,843	17,167	26,725
	8			30,005	45,008	8,655	0.65	5,626	10,127	35,631	55,136
	7			46,089	69,134	14,064	0.48	6,751	12,152	52,840	81,286
A	6			63,173	94,760	19,473	0.40	7,789	14,020	70,962	108,780
	5			80,257	120,386	24,882	0.40	9,953	17,915	90,210	138,295
	4			97,341	146,012	30,291	0.40	12,116	21,809	109,457	167,821
	3			115,025	172,538	35,700	0.40	14,280	25,704	129,305	198,242
	2			132,709	199,064	41,109	0.40	16,444	29,599	149,153	228,663
	9			17,656	26,484	4,336	1.00	4,336	7,805	21,992	34,289
	8			38,201	57,302	11,561	0.54	6,243	11,237	44,444	68,539
	7			58,746	88,119	18,786	0.40	7,514	13,525	66,260	101,644
B	6			80,291	120,437	26,011	0.40	10,404	18,727	90,695	139,164
	5			101,836	152,754	33,236	0.40	13,294	23,929	115,130	176,683
	4			123,381	185,072	40,461	0.40	16,184	29,131	139,565	214,203
	3			145,526	218,289	47,686	0.40	19,074	34,333	164,600	252,622
	2			167,671	251,507	54,911	0.40	21,964	39,535	189,635	291,042
	9			8,713	13,070	2,225	1.00	2,225	4,005	10,938	17,075
	8			18,910	28,365	5,931	0.64	3,796	6,833	22,706	35,198
	7			29,107	43,661	9,637	0.46	4,433	7,979	23,540	51,640
B'	6			39,304	58,956	13,343	0.40	5,337	9,607	44,641	68,563
	5			49,501	74,252	17,049	0.40	6,820	12,276	56,321	86,528
	4			59,698	89,547	20,755	0.40	8,302	14,944	68,000	104,491
	3			69,895	104,843	24,461	0.40	9,784	17,611	79,679	122,454
	2			80,092	120,131	28,167	0.40	11,267	20,281	91,359	140,419

Continua...

* COLUMNA

EJE NIVEL	Pu Acumulada	1.5 P	P1. Acumulada	f	P1. Reducción	1.8 P1.	Ps.	Pu.	
C	9	17,821	1,816	1.00	1,816	3,269	15,637	24,001	
	8	26,358	3,706	0.76	2,817	5,071	29,175	44,608	
	7	38,896	5,596	0.64	3,581	6,446	42,476	64,789	
	6	51,432	7,486	0.52	3,893	7,007	55,325	84,155	
	5	63,969	9,376	0.40	3,750	6,750	67,719	102,704	
	4	76,506	11,266	0.40	4,506	8,111	81,012	122,870	
	3	89,043	13,156	0.40	5,262	9,472	94,305	143,037	
	2	101,580	15,046	0.40	6,018	10,832	107,598	163,202	
	D	9	8,715	1,943	1.00	1,943	3,497	10,658	16,570
		8	16,228	4,045	0.87	3,519	6,334	19,747	30,676
7		23,741	6,147	0.80	4,918	8,852	28,659	44,464	
6		31,254	8,249	0.73	6,022	10,840	37,276	57,721	
5		38,767	10,351	0.66	6,832	12,298	45,599	70,449	
4		46,280	12,453	0.60	7,472	13,450	53,752	82,870	
3		53,793	14,555	0.53	7,714	13,885	61,507	94,575	
2		61,306	16,657	0.46	7,662	13,792	68,968	105,751	
E		9	6,068	1,262	1.00	1,262	2,272	7,350	11,404
		8	13,016	3,364	0.87	2,927	5,269	15,943	24,793
	7	19,944	5,466	0.80	4,373	7,871	24,317	37,787	
	6	26,872	7,568	0.73	5,525	9,945	32,397	50,253	
	5	33,800	9,670	0.66	6,382	11,488	40,182	62,188	
	4	40,728	11,772	0.60	7,063	12,713	47,791	73,805	
	3	47,656	13,874	0.53	7,353	13,235	55,009	84,719	
	2	54,584	15,976	0.46	7,349	13,228	61,933	95,104	

PORTICO PRINCIPAL 4-4

COLUMNA	At	Ata	R ₁	R ₂	R	if	
EJE NIVEL	m2	m2	%	%			
A	9	21.63	21.63	No hay reducción		1.00	
	8	21.63	43.26	34.60	60	35	0.65
	7	21.63	64.89	51.90	60	52	0.48
	6	21.63	86.52	69.20	60	60	0.40
	5	21.63	108.15	86.50	60	60	0.40
	4	21.63	129.78	103.70	60	60	0.40
	3	21.63	151.41	121.10	60	60	0.40
	2	21.63	173.04	138.40	60	60	0.40
B	9	29.20	29.20	No hay reducción		1.00	
	8	29.20	58.40	46.72	60	47	0.53
	7	29.20	75.92	60.74	60	60	0.40
	6	29.20	105.12	84.10	60	60	0.40
	5	29.20	134.32	107.46	60	60	0.40
	4	29.20	163.52	130.82	60	60	0.40
	3	29.20	192.72	154.18	60	60	0.40
	2	29.20	221.92	177.54	60	60	0.40
C	9	16.26	16.26	No hay reducción		1.00	
	8	16.26	32.52	26.02	60	26	0.74
	7	16.26	48.78	39.02	60	39	0.61
	6	16.26	65.04	52.03	60	52	0.48
	5	16.26	81.30	65.04	60	60	0.40
	4	16.26	97.56	78.05	60	60	0.40
	3	16.26	113.82	91.06	60	60	0.40
	2	16.26	130.08	104.06	60	60	0.40
D	9	12.78	12.78	No hay reducción		1.00	
	8	12.78	25.56	20.45	60	21	0.79
	7	12.78	38.34	30.67	60	31	0.69
	6	12.78	51.12	40.90	60	41	0.59
	5	12.78	63.90	51.12	60	51	0.49
	4	12.78	76.68	61.34	60	60	0.40
	3	12.78	89.46	71.56	60	60	0.40
	2	12.78	102.24	81.80	60	60	0.40
E	9	8.25	8.25	No hay reducción		1.00	
	8	8.25	16.50	13.20	60	13	0.87
	7	8.25	24.75	19.80	60	20	0.80
	6	8.25	33.00	26.40	60	26	0.76
	5	8.25	41.25	33.00	60	33	0.67
	4	8.25	49.50	39.60	60	40	0.60
	3	8.25	57.75	46.20	60	46	0.54
	2	8.25	66.00	52.80	60	53	0.47

EJE	COLUMNA	CARGA MUERTA (Pd) Kg.		V.S.	P.Pc.	Pd.	Carga Viva sin Reducción
		V.P.	V.S.				
A	9	0.5 x 3259 x 7.15 =	11,687	0.5 x 270 x 12.10 =	1,634	13,921	0.5 x 908 x 7.15 =
	8	0.5 x 3874 x 7.15 =	13,850	=	1,634	16,084	0.5 x 1513 x 7.15 =
	7	=	13,850	=	1,634	16,084	=
	6	=	13,850	=	1,634	17,084	=
	5	=	13,850	=	1,634	17,084	=
	4	=	13,850	=	1,634	17,084	=
	3	=	13,850	=	1,634	17,684	=
	2	=	13,850	=	1,634	17,684	=
B	9	=	21,242	0.5 x 270 x 12.10 =	1,634	23,476	=
	8	=	26,238	=	1,634	28,472	=
	7	=	26,238	=	1,634	28,472	=
	6	=	26,238	=	1,634	29,472	=
	5	=	26,238	=	1,634	29,472	=
	4	=	26,238	=	1,634	29,472	=
	3	=	26,238	=	1,634	30,072	=
	2	=	26,238	=	1,634	30,072	=
C	9	=	10,552	0.5 x 270 x 8.85 =	1,195	12,347	=
	8	=	16,564	=	1,195	18,359	=
	7	=	16,564	=	1,195	18,359	=
	6	=	16,564	=	1,195	19,359	=
	5	=	16,564	=	1,195	19,359	=
	4	=	16,564	=	1,195	19,359	=
	3	=	16,564	=	1,195	19,959	=
	2	=	16,564	=	1,195	19,959	=

Continua.....

9	0.5 x 1907 x 3.00 0.5 x 2078 x 4.00	= 7,017	0.5 x 2.70 x 3.025 2.70 x 1.10	= 705	600	8,322	0.5 x 1907 x 3.00 0.5 x 2078 x 4.00	- 7,017
8	0.5 x 3650 x 3.00 0.5 x 2493 x 4.00	= 10,461		= 705	600	11,766	0.5 x 3650 x 3.00 0.5 x 2493 x 4.00	= 10,461
7		= 10,461		= 705	600	11,766		= 10,461
6		= 10,461		= 705	600	11,766		= 10,461
5		= 10,461		= 705	600	11,766		= 10,461
4		= 10,461		= 705	600	11,766		= 10,461
3		= 10,461		= 705	600	11,766		= 10,461
2		= 10,461		= 705	600	11,766		= 10,461

D

9	0.5 x 2078 x 4.00 0.5 x 2493 x 4.00	= 4,156 = 4,986		= 705 = 705	600 600	5,461 6,291	0.5 x 2078 x 4.00 0.5 x 2493 x 4.00	= 4,156 = 4,986
7		= 4,986		= 705	600	6,291		= 4,986
5		= 4,986		= 705	600	6,291		= 4,986
4		= 4,986		= 705	600	6,291		= 4,986
2		= 4,986		= 705	600	6,291		= 4,986

E

CARGAS AXIALES DE SERVICIO Y MUERTAS EN LAS COLUMNAS DEL PORTICO PRINCIPAL 4-4

COLUMNA	Pd.	1.5 Pd.	F1.	f	P1.	1.8P1.	Ps.	Pu.	
EJE NIVEL	Acum.		Acum.		Reduc.				
A	9	13,921	20,882	3,246	1.00	3,246	5,843	17,167	26,725
	3	30,005	45,008	8,655	0.65	5,626	10,126	35,631	55,134
	7	46,089	69,134	14,054	0.48	6,751	12,151	52,840	81,285
	6	63,173	94,760	19,473	0.40	7,789	14,021	70,962	108,781
	5	80,257	120,386	24,882	0.40	9,953	17,915	90,210	138,301
	4	97,341	146,012	30,291	0.40	12,116	21,810	109,457	167,822
	3	115,025	172,538	35,700	0.40	14,280	25,704	129,305	198,242
	2	132,709	199,064	41,109	0.40	16,444	29,598	149,153	228,662
	B	9	22,476	35,214	22,176	1.00	22,176	39,917	45,652
8		51,948	77,922	48,413	0.53	25,659	46,186	77,607	124,108
7		80,420	120,630	74,650	0.40	29,860	53,748	110,280	174,378
6		109,892	164,838	100,887	0.40	40,355	72,639	150,247	237,477
5		139,364	209,046	127,124	0.40	50,850	91,529	190,214	300,575
4		168,836	253,254	153,361	0.40	61,344	110,420	230,180	363,674
3		199,308	298,962	179,598	0.40	71,839	129,311	271,147	428,273
2		229,780	344,670	205,835	0.40	82,334	148,201	312,114	492,871
C		9	12,347	18,521	12,289	1.00	12,289	22,120	24,636
	8	30,706	46,059	28,853	0.74	21,351	38,432	52,057	84,491
	7	49,065	73,598	45,417	0.61	27,704	49,868	76,769	123,466
	6	78,537	117,806	61,981	0.48	29,751	53,552	108,288	171,358
	5	108,009	162,014	78,545	0.40	31,418	56,552	139,427	218,566
	4	137,481	206,222	95,109	0.40	38,044	68,478	175,525	274,700
	3	167,953	251,930	11,673	0.40	44,669	80,405	212,622	332,334
	2	198,425	297,638	128,237	0.40	51,295	92,331	249,720	389,969
	D	9	8,322	12,483	7,017	1.00	7,017	12,631	15,339
8		20,088	30,132	17,478	0.79	13,808	24,854	33,896	54,986
7		31,854	47,781	27,339	0.69	19,278	34,700	51,132	82,481
6		43,620	65,430	38,400	0.59	22,656	40,781	66,276	106,211
5		55,386	83,079	48,861	0.49	23,942	43,095	79,328	126,174
4		67,152	100,728	59,322	0.40	23,729	42,712	90,881	143,440
3		78,918	118,377	69,783	0.40	27,913	50,244	106,831	168,621
2		90,684	136,026	80,244	0.40	32,098	57,776	122,782	193,802
		9	5,461	8,192	4,156	1.00	4,156	7,481	9,617
	8	11,752	17,628	9,142	0.87	7,954	14,316	19,706	31,944
	7	18,043	27,065	14,128	0.80	11,302	20,344	29,345	47,409
	6	24,334	36,501	19,114	0.76	14,527	26,148	38,861	62,649
	5	30,625	45,938	24,100	0.67	16,147	29,065	46,772	75,003
	4	36,916	55,374	29,086	0.60	17,452	31,413	54,368	86,787
	3	43,207	64,811	34,072	0.54	18,399	33,118	61,606	97,929
	2	49,498	74,247	39,058	0.47	18,357	33,043	67,855	107,290

3.- CONSIDERACIONES PARA EL DIMENSIONAMIENTO PREVIO.-

Se dimensionaran las columnas usando el diseño por carga axial para lo cual la carga de diseño (P_u) se afectara de un coeficiente "c" mayor que uno para tomar los efectos de la flexión dicho coeficiente tendrá un valor de Acuerdo a la ubicación de la columna en planta y elevación.

En Planta la influencia de los momentos de flexión es mayor en las columnas exteriores que en las interiores.

En elevación la flexión influye más en las columnas de los pisos ltos que los bajos.

Para recomendaciones prácticas se usarán los siguientes valores de "C".

COLUMNA EXTERIOR

c = 1.7 columna por encima del Tercer Piso

c = 1.5 " " debajo del " "

COLUMNA INTERIOR

C = 1.3

COLUMNA DE ESQUINA

c = 2.00

Usando el 'Método de la Rotura' se tiene

$$cP_u = \phi (0.85 f'c A_c + f_y A_s)$$

$$A_s = p A_c$$

$$A_c = \frac{cP_u}{\phi (0.85 f'c + p f_y)}$$

Para columna Estribada $\phi = 0.7$

Asumiendo una cuantía balanceada apropiada

$$p = 0.02$$

$$0.01 \leq p \leq 0.08$$

$$f'c = 210 \text{ Kg/m}^2.$$

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

$$A_c = \frac{cP_u}{0.7 (0.85 \times 210 + 0.02 \times 4200)}$$

$$Ac = 0.00544 \text{ CPu}$$

NOTA: Por razones prácticas y para facilitar el proceso constructivo las secciones de las columnas se uniformizarán por niveles.

DIMENSIONES DE LAS SECCIONES DE LAS COLUMNAS DEL PORTICO PRINCIPAL 2 - 2

COLUMNA	C	Pu	Ac	Sección	Sección Adopt.
EJE NIVEL		Kg.	cm ²	cm x cm.	cm.x cm.
	9	1.7 26,725	247.2	16 x 16	40 x 40
	8	1.7 55,122	509.8	23 x 23	40 x 40
A	7	1.7 81,266	751.2	28 x 28	40 x 40
y	6	1.7 108,757	1005.8	32 x 32	45 x 50
C	5	1.7 138,269	1278.7	36 x 36	45 x 50
		1.5 167,782	1369.1	37 x 37	45 x 50
	3	1.5 198,95	1617.3	41 x 41	50 x 60
	2	1.5 228,607	1865.4	43 x 43	50 x 60
	9	1.3 50,097	354.3	19 x 19	40 x 40
	8	1.3 95,758	677.2	26 x 26	40 x 40
	7	1.3 148,432	1049.8	33 x 33	40 x 40
B	6	1.3 202,605	1432.8	38 x 38	45 x 50
	5	1.3 256,779	1815.9	43 x 43	45 x 50
	4	1.3 310,951	2199.0	47 x 47	45 x 50
	3	1.3 366,025	2588.5	51 x 51	50 x 60
	2	1.3 421,098	2978.0	55 x 55	50 60

DIMENSIONES DE LAS SECCIONES DE LAS COLUMNAS DEL PORTICO
PRINCIPAL 3 - 3

COLUMNA	C	Pu	Ac	Sección	Sección Adopt.	
NIVEL		Kg.	cm ²	cm x cm	cm x cm.	
	9	1.7	26,725	247.2	16 x 16	40 x 40
	8	1.7	55,135	509.8	23 x 23	40 x 40
	7	1.7	81,286	751.3	28 x 28	40 x 40
A	6	1.7	108,780	1005.9	32 x 32	45 x 50
	5	1.7	138,295	1278.9	36 x 36	45 x 50
		1.7	167,821	1552.0	39 x 39	45 x 50
	3	1.5	198,242	1617.3	41 x 41	50 x 60
	2	1.5	228,663	1865.9	43 x 43	50 x 60
	9	1.3	34,289	242.5	16 x 16	40 x 40
	8	1.3	68,539	484.7	22 x 22	40 x 40
	7	1.3	101,644	718.8	27 x 27	40 x 40
B	6	1.3	139,164	984.1	32 x 32	45 x 50
	5	1.3	176,683	1249.5	36 x 36	45 x 50
	4	1.3	214,203	1514.8	39 x 39	45 x 50
	3	1.3	252,622	1786.5	42 x 42	50 x 60
	2	1.3	291,012	2058.2	45 x 45	50 x 60
	9	1.3	17,075	120.8	11 x 11	25 x 25
	8	1.3	35,198	248.9	16 x 16	25 x 25
	7	1.3	51,640	365.2	19 x 19	25 x 25
B'	6	1.3	68,563	484.9	22 x 22	30 x 25
	5	1.3	86,528	611.9	25 x 25	30 x 25
	4	1.3	104,491	738.9	27 x 27	30 x 25
	3	1.3	122,454	865.9	29 x 29	40 x 25
	2	1.3	140,419	993.0	32 x 32	40 x 25

DIMENSIONES DE LAS SECCIONES

LAS COLUMNAS DEL PORTICO PRINCIPAL 4-4

COLUMNA	C	Pu	Ac	Sección	Sección do t.	
EJE NIVEL		Kg.	cm ²	cm x cm	cm x cm.	
A	9	1.7	26,725	247	16 x 16	40 x 40
		1.7	55,134	509	23 x 23	40 x 40
	7	1.7	81,285	751	27 x 27	40 x 40
	6	1.7	108,781	1006	32 x 32	45 x 50
	5	1.7	138,301	1279	36 x 36	45 x 50
	4	1.5	167,822	1369	37 x 37	45 x 50
	3	1.5	198,242	1618	41 x 41	50 x 60
	2	1.5	228,662	1866	43 x 43	50 x 60
B	9	1.3	75,131	531	23 x 23	40 x 40
		1.3	124,108	878	30 x 30	40 x 40
	7	1.3	174,378	1233	35 x 35	40 x 40
	6	1.3	237,477	1679	41 x 41	45 x 50
	5	1.3	300,575	2126	46 x 46	45 x 50
	4	1.3	363,674	2572	51 x 51	45 x 50
	3	1.3	428,273	3029	55 x 55	50 x 60
	2	1.3	492,871	3485	59 x 59	50 x 60
C	9	1.3	40,641	287	17 x 17	40 x 40
	8	1.3	84,491	597	24 x 24	40 x 40
	7	1.3	123,466	873	30 x 30	40 x 40
	6	1.3	171,358	1212	35 x 35	45 x 50
	5	1.3	218,566	1546	39 x 39	45 x 50
	4	1.3	274,700	1943	44 x 44	45 x 50
	3	1.3	332,334	2350	48 x 48	50 x 60
	2	1.3	389,969	2758	53 x 53	50 x 60
D	9	1.3	25,114	177	13 x 13	25 x 25
	8	1.3	54,986	389	20 x 20	25 x 25
	7	1.3	82,481	583	24 x 24	25 x 25
	6	1.3	106,211	751	27 x 27	30 x 25
	5	1.3	126,174	892	30 x 30	30 x 25
	4	1.3	143,440	1014	32 x 32	30 x 25
	3	1.3	168,621	1192	35 x 35	40 x 25
	2	1.3	193,802	1371	37 x 37	40 x 25
E	9	1.7	15,673	145	12 x 12	25 x 25
	8	1.7	3,944	295	17 x 17	25 x 25
	7	1.7	47,409	438	21 x 21	25 x 25
	6	1.7	62,649	579	24 x 24	30 x 25
	5	1.7	75,003	694	26 x 26	30 x 25
	4	1.3	86,787	614	25 x 25	30 x 25
	3	1.3	97,929	692	26 x 26	40 x 25
	2	1.3	107,290	759	28 x 28	40 x 25

COLUMNA	C	Pu.	Ac.	Sección	Secc. Adopt.	
EJE NIVEL				cm. x cm.	cm. x cm.	
C	9	1.3	24,001	169.7	13 x 13	25 x 25
	8	1.3	44,608	315.5	18 x 18	25 x 25
	7	1.3	64,789	458.2	21 x 21	25 x 25
	6	1.3	84,155	595.1	24 x 24	30 x 25
	5	1.3	102,704	726.3	27 x 27	30 x 25
	4	1.3	122,870	868.9	29 x 29	30 x 25
	3	1.3	143,037	1011.5	32 x 32	40 x 25
	2	1.3	163,202	1154.2	34 x 34	40 x 25
	9	1.3	16,570	117.2	11 x 11	25 x 25
	8	1.3	30,676	216.9	15 x 15	25 x 25
	7	1.3	44,464	314.5	18 x 18	25 x 25
	6	1.3	57,721	408.2	20 x 20	30 x 25
	5	1.3	70,419	498.2	22 x 22	30 x 25
	4	1.3	82,870	586.0	24 x 24	30 x 25
	3	1.3	94,575	668.8	26 x 26	40 x 25
	2	1.3	105,751	747.9	27 x 27	40 x 25
E	9	1.7	11,404	105.5	11 x 11	25 x 25
		1.7	24,793	229.3	15 x 15	25 x 25
	7	1.7	37,787	349.5	19 x 19	25 x 25
	6	1.7	50,253	464.7	22 x 22	30 x 25
	5	1.7	62,188	575.1	24 x 24	30 x 25
	4	1.7	73,805	682.5	26 x 26	30 x 25
	3	1.5	84,719	691.3	26 x 26	40 x 25
	2	1.5	95,104	776.0	28 x 28	40 x 25

2.37.- DIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE CONCRETO ARMADO

El ACI-7 en la sección 14-2 sobre diseño empírico de muros especifica lo siguiente:

"Los muros de carga en concreto reforzado usados en edificios deben tener un espesor no menor de 15 cms. en los 4.5 mts. superiores y por cada 7.5 m. medidos hacia abajo el espesor mínimo debe aumentarse en 2.5 cm.

El edificio en estudio tiene 24.40 mts. entonces:
 espesor: 15.0 cms. por los 4.5 mts. superiores
 2,5 cms. para los 7.5 mts. subsiguientes
 2.5 cm. para los 7.5 mts. "
 2.5 cm. por los 4.9 mts. últimos

To 22.5 cm altura a 24.40 mts.

Se adopta el espesor uniforme de 22.5 cms. en toda la altura.

2.38.- METRADO DE LA CAJA DE ASCENSORES

1.- Niveles 9, 8, 7, 6, 5, 4, 3, 2.

- CARGA MUERTA

Muros de Concreto Armado

$$\text{EJE 3A } 0.225 \times 5.00 \times 3.05 \times 2400 = 8,235$$

$$\text{" 3B } 0.225 \times 5.00 \times 3.05 \times 2400 = 8,235$$

$$\text{Menos } 2 \times 1.20 \times 0.225 \times 2.10 \times 2400 = -2,721$$

$$\text{EJE B' } 0.225 \times 2.00 \times 3.05 \times 2400 = 3,294$$

$$\text{EJE C } 0.225 \times 2.00 \times 3.05 \times 2400 = 3,294$$

$$\text{C1} = 20,337 \text{ Kg.}$$

2.39.- METRADO DE LA CASETA MAQUINAS

a.- Carga Muerta

$$\text{EJE 3A } 0.225 \times 5.00 \times 2.50 \times 2400 = 6,750$$

$$\text{" 3B } 0.225 \times 5.00 \times 2.50 \times 2400 = 6,750$$

$$\text{Menos } 2 \times 0.225 \times 1.20 \times 2.10 \times 2400 = -2,721$$

$$\text{EJE B' } 0.225 \times 2.00 \times 2.50 \times 2400 = 2,700$$

$$\text{" C } 0.225 \times 2.00 \times 2.50 \times 2400 = 2,700$$

$$\text{losa inferior } 0.20 \times 5.225 \times 2.225 \times 2400 = 5,580$$

$$\text{losa superior } 0.20 \times 5.225 \times 2.225 \times 2400 = 5,580$$

$$\text{C1} = 27,339 \text{ Kg.}$$

b.- Carga viva

$$\text{S/C } 5.225 \times 2.225 \times 500 \text{ CV} = 5,813 \text{ Kg.}$$

2.40 METRADO DEL TANQUE DE AGUA

a - Carga muerta.

EJE 3A y 3B	$2 \times 0.225 \times 5.225 \times 2.10 \times 2400 =$	11,850
" B' y C	$2 \times 0.225 \times 2.225 \times 2.10 \times 2400 =$	5,046
losa superior	$0.20 \times 5.225 \times 2.225 \times 2400 =$	5,580
Peso del Agua	$4.80 \times 1.80 \times 2.10 \times 1,000 =$	18,144

$$C1 = 40,620 \text{ Kgr.}$$

2.40 METRADO DE ESCALERAS.-

ESCALERA PRINCIPAL.-

1) DIMENSIONAMIENTO

Número de Pasos = 17

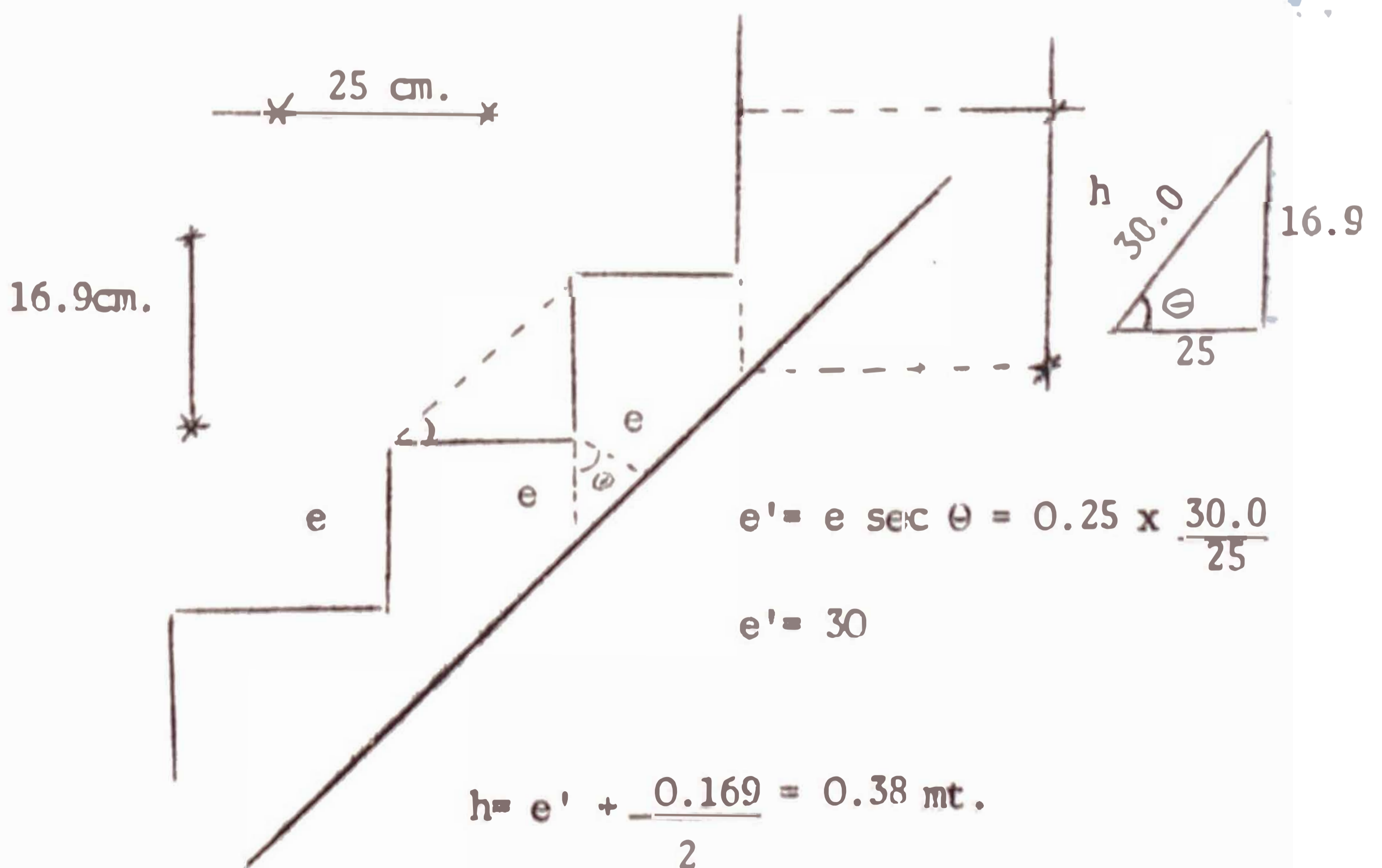
Números de contra pasos = 18

a) Altura de cada contrapaso (hc)

$$hc = \frac{3.05}{18} = 0.169$$

b) Cálculo del espesor de la losa

$$e = \frac{1}{24} = \frac{6.05}{24}$$



2.- METRADO DE CARGAS

- NIVEL 9

PESO PROPIO $1.25 \times 6.05 \times 0.38 \times 2400 = 6897$

PISO TERMINADO $1.25 \times 6.05 \times 100 = 756$

CM = 7653

CARGA VIVA $1.25 \times 6.05 \times 500$ CV = 3781

-NIVEL 8 al 2°

Peso propio $2 \times 1.25 \times 6.05 \times 0.34 \times 2400 = 13794$

Peso terminado $2 \times 1.25 \times 6.05 \times 100 = 1513$

CM = 15307 Kg

Carga viva $2 \times 1.25 \times 6.05 \times 500$ CV = 7563 Kg.

ESCALERA SECUNDARIA

- Niveles 9° al 2°

Carga muerta $0.95 \times 5.00 \times 0.38 \times 2400 = 4332$

Piso terminado $0.95 \times 5.00 \times 100 = 475$

CM = 4807

Carga viva $0.95 \times 5.00 \times 500$ CV = 2375 Kg.

CAPITULO III

LOSAS ALIGERADAS

3.00 GENERALIDADES

3.01 Definición y Comportamiento

Este sistema de Construcciones consiste en una serie de nervaduras de Concreto Armado, en una sola dirección llenadas entre bloques huecos, usados como aligeradores.

q Generalmente se usan como aligeradores, ladrillos de arcilla o de concreto con huecos stan
darizados.

La losa superior y las nervaduras se vacían monolíticamente constituyendo una unidad resistente a la flexión y al corte, como si se tratase de una serie de vigas de Sección T.

3.02 Especificaciones

El R.N.C. (Concreto ciclopeo y armado), sección 2001 especifica las siguientes limitaciones:

a) El espesor de la losa estructural no será menor que $1/12$ de la distancia libre entre nervaduras ni menos de 3 cms. Se proveerá a esta losa una armadura mínima perpendicular a las nervaduras.

b) El ancho mínimo de las nervaduras será de 7.5 cms.

- c) El desplazamiento máximo en la loa estructural cuando ella exista no será mayor de 4 veces el ancho.

3.03 ANÁLISIS

Para el cálculo de los esfuerzos, se usa el método de Hardy Cross por tratarse de vigas continuas, in embargo también se puede usar "el método de Coeficientes del ACI" que permite un cálculo rápido de los esfuerzos siempre que se cumplan las siguientes limitaciones:

-Debe tratarse de elementos continuos, aproximadamente iguales, con momentos de inercia constante en todos los tramos (el menos de 2 tramos adyacentes no será menos que 0.8 veces el mayor), con cargas uniformemente distribuidas y con carga viva unitaria que no exceda tres veces la carga muerta unitaria

3.04 DISEÑO DE LA ROTURA

1. CALCULO POR FLEXION

- a) Momento resistente a la rotura

El B.N.C. en su sección 1601 nos da la fórmula del momento resistente a la rotura, para vigas rectangulares con refuerzo de tracción únicamente.

$$M_u = \phi \left[A_s f_y (d - a/2) \right] \quad \text{Siendo } a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b'}$$

M_u = Momento resistente a la rotura

ϕ = factor de reducción de capacidad (Se especifica que el Coeficiente ϕ será 0.9 para flexión y tracción Simple).

A_s = Area del refuerzo de tracción

f_y = Límite de fluencia del refuerzo

d = Peralte efectivo

a = Profundidad del prisma rectangular de esfuerzos

b' = Ancho del Aluna en secciones I o T

b = 40 cms. (para momento positivo)

b = 10 cms. (para momento negativo)

Conocido el μ (obtenido del Análisis) se calcula el Area de Acero por iteraciones sucesivas.

b) Cuantía Máxima ($p_{max.}$)

para asegurar la ductibilidad

$$p_{max} = 0.75 p_b$$

p_b = cuantía de refuerzo que produce las condiciones de falla balanceada.

$$p_b = 0.85 K_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{6300}{6300 + f_y}$$

c) Cuantía mínima ($p_{min.}$)

$$p_{min} = \frac{14}{f_y}$$

En todo caso el area de refuerzo sera por lo menos 1/3 mayor que el requerido por el análisis.

d) Cuantía de deflexiones: Para no comprobar flechas.

$$p = 0.18 \frac{f'_c}{f_y} \quad (\text{si excede de este valor hay que verificar de flexiones}).$$

2. - RESISTENCIA A LA ROTURA POR FZA. CORTANTE:

- a) El esfuerzo cortante nominal en la rotura, como medida de la tracción diagonal se calculara por

$$v_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u - Fuerza cortante total a la rotura, situado a una distancia "d" de la cara del apoyo.

v_u - Fsfuerzo cortante nominal

- b) El esfuerzo cortante que toma el concreto (V_c) no debe de exceder de $0.50 \phi \sqrt{f'_c}$ (Kg/cm²), este valor se puede incrementar en 10%.

3. - ADHERENCIA Y ANCLAJE

- a) El esfuerzo máximo de adherencia por flexión en cualquier sección transversal se calculará segun:

$$\mu_u = \frac{V_u}{\phi \sum o Jd}, \quad J = 7/8 \quad \text{y} \quad \phi = 0.85$$

$\sum o$ - Suma de perimetros de todas las barras efectivas que cruzan la sección, en el lado de la tracción si son del mismo tamaño.

d - peralte efectivo.

El esfuerzo de adherencia calculado no excedera los siguientes limites:

-Barras de capa superior (son aquellas colocadas de tal manera que existe 30 cms. o más de concreto por debajo de las barras.

$$rec \geq 4 \text{ cms.}$$

$$\mu_u = \frac{4.5 \sqrt{f'_c}}{D} \ll 39.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$2 \text{ cm} \leq \text{rec} \leq 4 \text{ cm}$$
$$\mu_u = 1.77 \sqrt{f'c}$$

D - diametro nominal de la barra (cm s)

- Barra de la capa inferior (corrugadas)

$$\text{rec} \geq 4 \text{ cms.}$$

$$\mu_u = \frac{6.39 \sqrt{f'c}}{D} \leq 56.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$2 \leq \text{rec} \leq 4$$

$$\mu_u = 2.5 \sqrt{f'c}$$

b).- Se proporcionará un anclaje al refuerzo de tracción en todos los elementos sujetos a flexión.

c).- Se puede dejar de lado la comprobación de adherencia por flexión siempre que el largo desarrollo se haga 25% mayor que el calculado.

$$L_d = \frac{A_s f_y}{0.8 \phi \sum o \mu_u} \quad L_d = \text{largo desarrollo}$$

4.- UTILIZACION DEL ENSANCHE DE VIGUETAS EN LOS EXTREMOS

a) Ensanche por flexión.

Es necesario cuando $\mu_u > \mu_{uc}$

μ_u = Momento resistente a la rotura actuante

$\mu_{uc} = \phi A_s f_y \left(\frac{d-a}{2} \right)$ para la cuantía máxima.

$$p_{\text{max.}} = 0.75 p_b$$

$$\mu_{uc} = \phi f_y b d p_{\text{max.}} (d - a/2)$$

$$b_n = \frac{\mu_{uc}}{\phi f_y d p_{\text{max.}} (d - a/2)}$$

$$x = \frac{L}{2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{\mu_u - \mu_{uc}}{M'}} \right)$$

$$M' = \frac{WL^2}{8}$$

b) Ensanche por Corte

El más frecuente se usa cuando:

$$V_d > V_{uc} \quad b_n = \frac{V_d}{V_c d}$$

$$\text{longitud de ensanche } X = \frac{V_d - V_{uc}}{W}$$

5.- CORTADO DE VARILLAS

Cuando se usa el método de coeficientes, se calcula a partir de los puntos de inflexión, en otros se determina a partir de las envolventes

En la figura No. 1, se presenta un esquema de cortado de varillas dado por la práctica cuando se usa el método de coeficientes del ACI.

Siendo.

La - largo de Anclaj :

D - diámetro de la varilla

d - peralte efectivo

6.- REFUERZO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA

Cuando se usa barras lisas $A_{st} = 0.0025 b t$ y el espaciamiento entre barras no sera mayor de $5t$ - ni tampoco mayor de 45 cms.

3.05.- ALIGERADO DE LAS AZOTEAS PLANAS

METRADO DE CARGAS

a) Cargas muertas (C.M.)

Peso propio	350 Kg/m ²
Piso terminado	100 "
	<hr/>
CM =	450 Kg/m ²
1.5 CM =	675 Kg/m ²

b) Carga Viva (C.V.)

$$s/c \dots \dots \dots C V = 150 \text{ Kg/m}^2.$$

$$1.8 C V = 270 \text{ Kg/m}^2$$

c) Carga última de rotura (W_u)

$$W_u = 1.5 CM + 1.8 CV = 675 + 270 = 945 \text{ Kg/m}^2.$$

d) Carga repartida por vigueta (W_u)

$$W_u = \frac{945}{2.5} = 378 \text{ Kg/ml.}$$

e) Peralte útil (d)

$$d = h - \text{sec} = 0.25 - 0.025 = 0.225 \text{ mt.}$$

$$d = 22.5 \text{ cm.}$$

3.06-CARACTERISTICAS MAXIMAS Y MINIMAS EN DISEÑO

1. Momentos Máximos

a). Cantidad máxima (p max.)

$$p_b = 0.85 K_1 \frac{f'c}{f_y} \times \frac{6300}{6300+f_y} = \frac{.85 \times .85 \times 210}{4200} \times \frac{6300}{6300+4200}$$

$$p_b = 0.0217$$

$$p \text{ max.} = .75 p_b = .75 \times 0.0217 = 0.0163$$

b) Momento Máximo positivo para el cual la vigueta trabaja como sección rectangular de ancho $b = 40 \text{ cm.}$ y

$t = 5 \text{ cm.}$

$$t = 5 \text{ cm.}$$

$$a = K_1 t = .85 \times 5$$

$$A_s = \frac{.85 \times f'c \times K_1 \times t \times b}{f_y} = \frac{.85 \times 210 \times .85 \times 5 \times 40}{4200}$$

$$A_s = 7.23 \text{ cm}^2.$$

$$M_u = \phi \left[A_s f_y (d - a/2) \right] = 0.9 \left[7.23 \times 4200 \left(22.5 - \frac{.85 \times 5}{2} \right) \right]$$

$$M_u = 556.84 \text{ Tn-cm.}$$

c) Momento máximo negativo, a partir del cual la viga necesita ensanches por momentos.

$$A_s = p \text{ max. } b \times d = 0.016 \times 10 \times 22.5 = 3.60 \text{ cm}^2.$$

$$a = \frac{A_s f_y}{.85 f' c b} = \frac{3.60 \times 4200}{.85 \times 210 \times 10} = 8.47 \text{ cm.}$$

$$M_u \text{ max.} = 0.9 \times 3.6 \times 4.2 \left(22.5 - \frac{8.47}{2} \right) = 248.5 \text{ Tn-cm.}$$

d) Cuantía de deflexiones (pf)

$$p_f = 0.18 \times \frac{f'_c}{f_y} = 0.18 \times \frac{210}{4200} = 0.009$$

e) Momento Máximo para no verificar flechas:

$$A_s = p_b d = 0.009 \times 40 \times 22.5 = 8.1 \text{ cm}^2.$$

$$a = \frac{8.1 \times 4200}{.85 \times 210 \times 40} = 4.76 \text{ cm.}$$

$$M_u \text{ max.} = .9 \times 8.1 \times 4.2 \left(22.5 - \frac{4.76}{2} \right) = 616.0 \text{ Tn-cm.}$$

2. -MOMENTOS MINIMOS

a) Cuantía Mínima (p min.)

$$P_{\text{min}} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.003$$

b) Area de Acero mínimo

$$A_{s_{\text{min.}}} = p_{\text{min.}} \times b \times d = 0.0033 \times 10 \times 22.5 = 0.74 \text{ cm}^2.$$

c) Momento mínimo positivo : (b = 0.40 mt.)

$$a = \frac{A_s \min f_y}{.85 f'c b} = \frac{0.74 \times 4200}{.85 \times 210 \times 240} = 0.44 \text{ cm.}$$

$$M_u \min = 0.9 \times 0.74 \times 4.2 \frac{(22.5 - 0.44)}{2} = 62.3 \text{ Tn - cm}$$

d) Momento mínimo negativo

$$a = \frac{0.74 \times 4200}{.85 \times 210 \times 10} = 1.74 \text{ cm.}$$

$$M_u \min. = 0.9 \times 0.74 \times 4.2 \frac{(22.5 - 1.74)}{2} = 60.5 \text{ Tn-cm.}$$

3. FUERZA CORTANTE MAXIMA QUE TOMA EL CONCRETO (Vuc)

$$V_{uc} = 1.1 \times \phi \times 0.5 \times \sqrt{f'c} = 1.1 \times 0.85 \times 0.5 \times \sqrt{210}$$

$$V_{uc} = 6.77 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{uc} = 6.77 \times 10 \times 22.5 = 1,523.3 \text{ Kg.}$$

Si el cortante actuante excede de este valor la vigueta requiere ensanche

4. - ADHERENCIA Y ANCLAJE

-Barras de capa Inferior (corrugadas) :

$$rec \geq 4 \text{ cm.} \quad \mu'_{u} = \frac{6.39}{D} \sqrt{f'c} \leq 56.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$2 \text{ cm} \leq rec \leq 4 \text{ cm} \quad \mu = 2.5 \sqrt{f'c}$$

En nuestro caso tenemos $rec = 2.5 \text{ cm.}$

$$\mu'_{u} = 2.5 \sqrt{210} = 37.25 \text{ Kg/cm}^2$$

b) Largo desarrollos (Incrementado para no Comprobar adherencia por flexión)

$$L_d = \frac{A_s f_y}{0.8 \phi \sum o \mu'_{u}}$$

$$\phi 3/8'' (\sum o = 3 \text{ cm.}) \quad L_d = \frac{0.71 \times 4200}{0.80 \times 0.85 \times 3 \times 37.25} = 39.24 \text{ cm.}$$

$$\emptyset 1/2'' (\Sigma o = 3\text{cm.}) \quad I_d = \frac{1.26 \times 4200}{0.80 \times 0.85 \times 4 \times 37.25} = 52.23 \text{ cm.}$$

$$\emptyset 5/8'' (\Sigma o = 5\text{cm.}) \quad I_d = \frac{1.98 \times 4200}{0.80 \times 0.85 \times 5 \times 37.25} = 65.66 \text{ cm.}$$

5. REFUERZO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA

$$A_{st} = 0.0025 b t = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separación (s) usando } \emptyset 1/4'' \quad S = \frac{0.316}{1.25} = 0.25 \text{ mt.}$$

$$S \leq \begin{cases} 5t = 5 \times 5 = 25 \text{ cm.} \\ 45 \text{ cm.} \end{cases}$$

alzamos $\emptyset 1/4''$ a 0.25

6. RESUMEN DE LAS CARACTERISTICAS MAXIMAS Y MINIMAS PARA LOS ALIGERADOS DEL 1er. PISO Y PISOS TIPICOS.

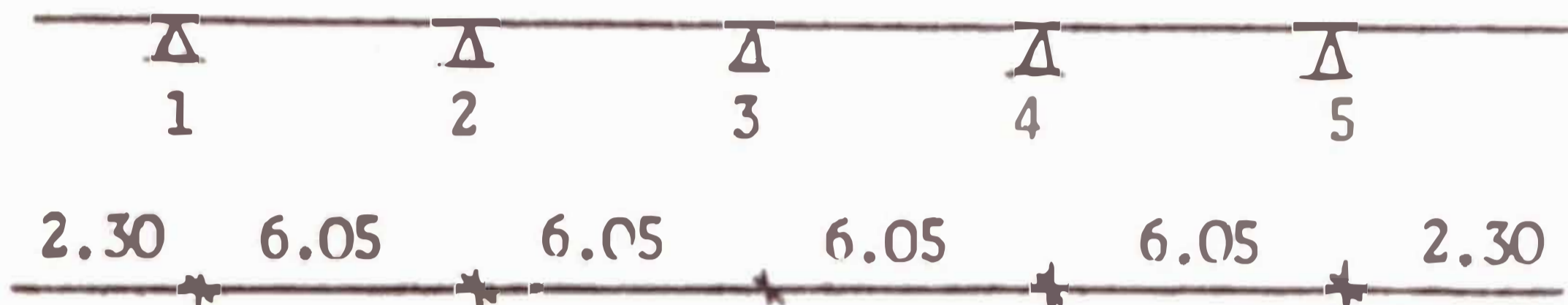
$$h = 25 \text{ cm.} \quad d = 22.5 \text{ cm.} \quad f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2. \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

MOMENTOS MAXIMOS			MOMENTO MAX. PARA FLECHAS (Tn - cm)		MOMENTOS MINIMOS (Tn - cm)			CORTANTE MAX. PARA EL CONCRETO		ACERO	
P _{max.}	M ⁺ _{max.}	M ⁻ _{max.}	Pf,	M _{max.}	P _{min.}	M ⁺ _{min.}	M ⁻ _{min.}	V _{uc} ₂ Kg/cm	V _{uc} Kg.	A _s _{min} cm ²	A _{st} cm ²
0.163	556.84	248.50	0.009	616.00	0.0033	62.3	60.5	6.77	1523.3	0.74	1.25

3.06.- DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS Y ACERO DE REFUERZO

Aligerado A - 1 (Azotea)

A) CALCULO DE LOS ESFUERZOS.



Rigideces

$$K_{1-2} = K_{5-4} = 1$$

$$K_{2-3} = K_{3-2} = K_{3-4} = K_{4-3} = \frac{1}{6.05} = 0.165$$

$$K_{2-1} = K_{4-5} = \frac{3}{4} \times \frac{1}{6.05} = 0.124$$

Cálculo de los coeficientes de Distribución

$$D_{1-2} = 1 \quad D_{2-1} = \frac{0.124}{0.124 + 0.165} = 0.429$$

$$D_{2-1} = D_{4-5} = 0.429 \quad D_{2-3} = \frac{0.165}{0.289} = 0.571$$

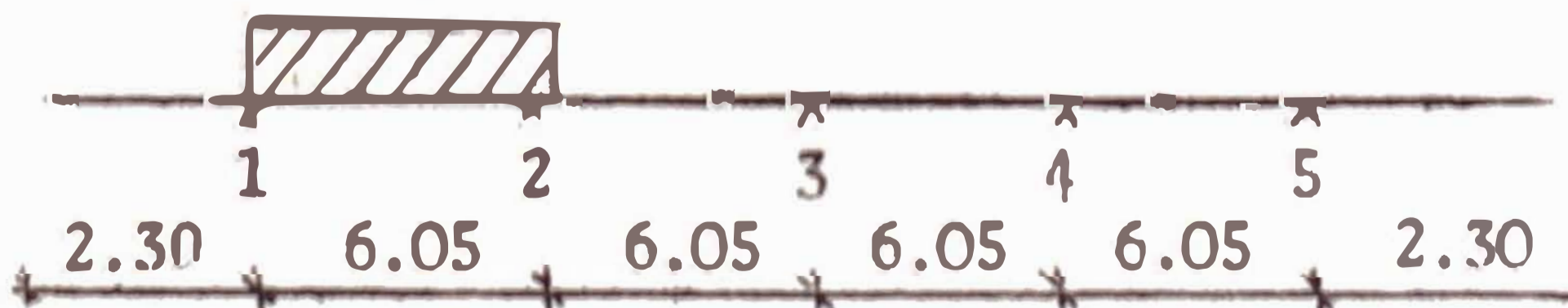
$$D_{2-3} = D_{4-3} = 0.571 \quad D_{3-2} = \frac{0.165}{2 \times 0.165} = 0.5$$

$$D_{3-2} = D_{3-4} = 0.500$$

El Analisis se efectuara para una carga unitaria (W = 1 Tn/ml, luego los resultados se multiplicarán por la carga real.

-SEGUNDO JUEGO DE CARGAS.-

W = 1 Tn/ml.



MOMENTO DEBIDO AL VOLADO

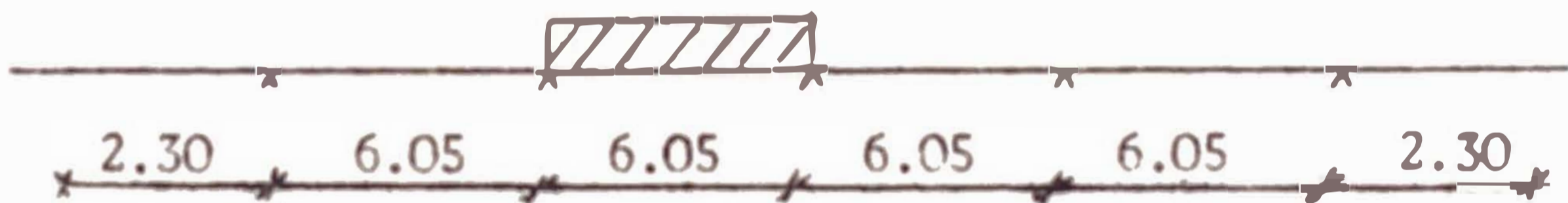
$$M_1 = \frac{2.30 \times 1.00}{2} = 1.15 \text{ Tn-mt.}$$

MOMENTO EMPOTRAMIENTO PERFECTO

$$M_{1-2} = -M_{2-1} = -\frac{1 \times 6.05^2}{12} = -3.05 \text{ Tn - mt.}$$

0	1	.429	.571	0.50	0.50	.571	.429	1	0
0.00	-3.05	3.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	+3.05	1.525							
		-1.963	-2.612	-1.306					
			0.326	0.653	0.653	0.326			
		-0.139	-0.186			-0.186	-0.139		
0.00	0.00	2.473	-2.473	-0.653	0.653	0.140	-0.140	0.00	0.00

-TERCER JUEGO DE CARGAS



-MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO

$$M_{2-3} = -M_{3-2} = -\frac{1 \times 6.05^2}{12} = -3.05 \text{ Tn-mt.}$$


0	1	.429	.571	0.50	0.50	.571	.429	1	0
0.00	0.00	0.00	-3.05	3.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		1.308	1.742	0.871					
			-0.98	-1.96	-1.96	-0.98			
		0.42	0.56			0.56	0.42		
0.00	0.00	1.728	-1.728	1.96	-1.96	-0.42	0.42	0.00	0.00

NOTA.- Por simetría se obtiene los mismos valores que los anteriores, cuando la carga unitaria se encuentre

en los tramos 3 y 4, en el 4 y 5 y en el volado. Carga plena en todos los tramos.

Por superposición de los anteriores y como es simétrico se obtiene.

$$W = 1 \text{ Tn/ml.}$$



1º Juego	2.64	-2.64	0.753	0.188	-0.188	0.00	0.00	0.00	0.00	
2º Juego	0.00	0.00	-2.473	-0.653	0.653	0.14	-0.14	0.00	0.00	
3º Juego	0.00	0.00	-1.728	-1.960	-1.960	-0.42	0.42	0.00	0.00	
4º Juego	0.00	0.00	-0.42	0.42	1.960	1.728	-1.728	0.00	0.00	
5º Juego	0.00	0.00	0.14	0.653	0.653	2.473	-2.473	0.00	0.00	
6º Juego	0.00	0.00	0.00	0.188	-0.188	-0.753	0.753	2.640	-2.640	
TOTAL	2.64	-2.64	3.168	-3.168	2.990	-2.990	3.168	-3.168	2.640	-2.640

NOTA. -

Se toma de izquierda a derecha

1º Juego - La carga unitaria en el volado izquierdo

2º Juego - " " " en el tramo entre los cjes 1 y 2

3º Juego - " " " " " " " " " 2 y 3


4º Juego - " " " " " " " " " 3 y 4

5º Juego - " " " " " " " " " 4 y 5

6º Juego - " " " en el volado derecho.

1ER JUEGO DE CARGAS

$$W = 1 \text{ Tn/ml.}$$



	0	1	429	571	0.50	0.50	0.571	0.429	1	0
2.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-2.64	-1.32	0.566	0.753	0.376	-0.188	-0.188			
2.64	-2.64	-0.753	0.753	0.188	-0.188	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

COMBINACIONES DE CARGA

Coef. CM	2.64	-2.64	3.168	-3.168	2.99	-2.99	3.168	-3.168	2.640	-2.640
Coef. CV	2.64	-2.64	1.115	-1.115	1.495	-1.495	2.053	-2.053	0.00	0.00
$W_{CM}=0.27$	0.72	-0.72	0.86	-0.86	0.81	-0.81	+0.86	-0.86	0.72	-0.72
$W_{CV}=0.108$	0.29	-0.29	0.12	-0.12	0.16	-0.16	0.22	-0.22	0.00	0.00
Momentos Finales	1.01	-0.01	0.98	-0.98	0.97	-0.97	1.08	-1.08	0.72	-0.72

CALCULO DEL CORTE

$$V_{1-0} = \frac{0.378 \times 2.30}{2} - \frac{1.01}{2.30} = 0.874 \text{ Tn.}$$

$$V_{1-2} = \frac{0.27 \times 6.05}{2} - \frac{-1.01 + 0.98}{6.05} = 0.82$$

$$V_{2-1} = -0.82 - (-0.005) = -0.82$$

$$V_{2-3} = \frac{0.378 \times 6.05}{2} - \frac{-0.98 + 0.97}{6.05} = 1.14$$

$$V_{3-2} = -1.14 - 0 = -1.14$$

$$V_{3-4} = \frac{0.27 \times 6.05}{2} - \frac{-0.97 + 1.08}{6.05} = 0.80$$

$$V_{4-3} = -0.82 - 0.02 = -0.84$$

$$V_{4-5} = \frac{0.378 \times 6.05}{2} - \frac{-1.08 + 0.72}{6.05} = 1.20$$

$$V_{5-4} = -1.14 - (-0.06) = -1.08$$

$$V_{5-0} = \frac{0.27 \times 2.80}{2} - \frac{-0.72}{2.30} = 0.62$$

$CV = 0.108 \text{ TN/ml.}$

	①	②	③	④	⑤					
Coef. cm.	2.64	-2.64	3.168	-3.168	2.99	-2.99	3.168	-3.168	2.64	-2.64
Coef. cv.	2.64	-2.64	1.440	-1.440	0.842	-0.842	4.341	-4.341	0.00	0.00
$W_{cm}=0.27$	0.72	-0.72	0.86	-0.86	0.81	-0.81	0.86	-0.86	0.72	-0.72
$W_{cv}=0.108$	0.29	-0.29	0.16	-0.16	0.09	-0.09	0.47	-0.47	0.00	0.00
	1.01	-1.01	1.02	-1.02	0.90	-0.90	1.33	-1.33	0.72	-0.72

CALCULO DEL CORTE

$$V_{0-1} = - \frac{0.378 \times 2.30}{2} - \frac{1.01}{2.30} = -0.88$$

$$V_{1-2} = \frac{0.378 \times 6.05}{2} - \frac{-1.01+1.02}{6.05} = 1.14$$

$$V_{2-1} = - 1.14 - 0 = -1.14$$

$$V_{2-3} = \frac{0.27 \times 6.05}{2} - \frac{-1.02+0.90}{6.05} = 0.84$$

$$V_{3-2} = -0.82 + 0.02 = -0.80$$

$$V_{3-4} = \frac{0.378 \times 6.05}{2} - \frac{-0.90 + 1.33}{6.05} = 1.07$$

$$V_{4-3} = -1.14 - 0.07 = -1.21$$

$$V_{4.5} = \frac{0.378 \times 6.05}{2} - \frac{-1.33 + 0.72}{6.05} = 1.24$$

$$V_{5-4} = - 1.14 + 0.10 = -1.04$$

$$V_{5-0} = \frac{0.27 \times 2.30}{2} - \frac{-0.72}{2.30} = 0.62$$

CV = 0.108 TN/ml.



	①		②		③		④		⑤	
Coef.cm.	2.64	-2.64	3.168	-3.168	2.99	-2.99	3.168	-3.168	2.64	-2.64
Coef.cv	2.64	-2.64	1.860	-1.860	-0.93	0.93	1.86	-1.86	2.64	-2.64
Wcm=0.27	0.72	-0.72	0.86	-0.86	0.81	-0.81	0.86	-0.86	0.72	-0.72
Wcu=0.108	0.29	-0.29	0.20	-0.20	-0.10	0.10	0.20	-0.20	0.29	-0.29
Momentos finales	1.01	-1.01	1.06	-1.06	0.71	-0.71	1.06	-1.06	1.01	-1.01

CALCULO DEL CORTE

$$V_{0-1} = - \frac{0.378 \times 2.30}{2} - \frac{1.01}{2.30} = - 0.874 \text{ Tn.}$$

$$V_{1-2} = \frac{0.378 \times 6.05}{2} - \frac{-1.01 + 1.06}{6.05} = 1.14$$

$$V_{2-1} = -1.14 - 0 = -1.14$$

$$V_{2-3} = \frac{0.27 \times 6.05}{2} - \frac{-1.06 - 0.71}{6.05} = 0.88$$

$$V_{3-2} = - 0.82 + 0.06 = 0.76$$

$$V_{3-4} = \frac{0.27 \times 6.05}{2} - \frac{-0.71 + 1.06}{6.05} = 0.76$$

$$V_{4-3} = -0.82 - 0.06 = -0.88$$

$$V_{4-5} = \frac{0.378 \times 6.05}{2} - \frac{-1.06 + 1.01}{6.05} = 1.14$$

$$V_{5-4} = - 1.14 - 0 = -1.14$$

$$V_{5-0} = \frac{0.378 \times 2.30}{2} - \frac{-1.01}{2.30} = 0.874$$

$CV = 0.103 \text{ Tn/mi.}$

$CM = 0.27 \text{ Tn/mi.}$

	①		②		③		④		⑤	
Coef. cv	2.64	-2.64	3.168	-3.168	2.99	-2.99	3.168	-3.168	2.64	-2.64
Coef. cv.	2.64	-2.64	0.555	-0.555	4.296	-4.296	0.555	-0.555	2.67	-2.64
$W_{cm}=0.27$	0.72	-0.72	0.86	-0.86	0.81	-0.81	0.86	-0.86	0.72	-0.72
$W_{cu}=0.108$	0.29	-0.29	0.05	-0.06	0.46	-0.46	0.05	-0.06	0.29	-0.29
	1.01	-1.01	0.92	-0.92	1.27	-1.27	0.92	-0.92	1.01	-1.01

CALCULO DEL CORTE

$$V_{1-0} = - \frac{0.378 \times 2.30}{2} - \frac{1.01}{2.30} = - 0.874$$

$$V_{1-2} = \frac{0.27 \times 6.05}{2} - \frac{-1.01+0.92}{6.05} = 0.84$$

$$V_{2-1} = - 0.82 + 0.02 = - 0.80$$

$$V_{2-3} = 1.14 - \frac{-0.92+1.27}{6.05} = 1.08$$

$$V_{3-2} = - 1.14 - 0.06 = - 1.20$$

$$V_{3-4} = 1.14 - \frac{-1.27+0.92}{6.05} = 1.20$$

$$V_{4-3} = - 1.14 + 0.06 = - 1.08$$

$$V_{4-5} = + 0.82 - \frac{-0.92+1.01}{6.05} = 0.80$$

$$V_{5-4} = - 0.82 - 0.02 = - 0.84$$

$$V_{5-0} = \frac{+0.378 \times 2.30}{2} - \frac{1.01}{2.30} = 0.874$$

$W = 0.387 \text{ Tn/m.l.}$



	2.64	-2.64	3.168	-3.168	2.99	-2.99	3.168	-3.168	2.64	-2.64
$W = 0.378$	0.998	-0.998	1.197	-1.197	1.13	-1.13	1.197	-1.197	0.998	-0.998

CALCULO DEL CORTE

$$V_{1-0} = \frac{-0.378 \times 2.30}{2} - \frac{0.998}{2.30} = -0.868$$

$$V_{1-2} = 1.14 - \frac{-0.998+1.197}{6.05} = 1.11$$

$$V_{2-1} = -1.14 - 0.03 = -1.17$$

$$V_{2-3} = 1.14 - \frac{-1.197+1.13}{6.05} = 1.15$$

$$V_{3-2} = -1.14 + 0.01 = -1.13$$

$$V_{3-4} = 1.14 - \frac{-1.13+1.197}{6.05} = 1.13$$

$$V_{4-3} = -1.14 - 0.01 = -1.15$$

$$V_{4-5} = 1.14 - \frac{-1.197+0.998}{6.05} = 1.17$$

$$V_{5-4} = -1.14 + 0.03 = -1.11$$

$$V_{5-0} = 0.434 - \frac{-0.998}{2.30} = 0.868$$

B. - CALCULO DE LAS AREAS DE ACERO Y SELECCION DEL REFUERZO

El momento ultimo en la Cara del apoyo y el cortante crítico a la distancia "d" de la cara del apoyo se obtiene de los diagramas envolventes de momentos y corte respectivamente.

Fórmulas simplificadas

$$A_s = \frac{M_u}{3780 (d - a) / 2}, \quad a = 25.53 \frac{A_s}{b}$$

ZONA	b cm	Mu Tn-mt	Vd Tn	Asumido a cm.	As cm2	Comprob. a cm.	REFUERZO
APO YOS	1	0.85	0.70	2.71	1.06	2.71	1 Ø 1/2"
		0.85	1.00	2.71	1.06	2.71	1 Ø 1/2"
	2	1.12	1.10	3.65	1.43	3.65	1 Ø 5/8"
		1.12	1.06	3.65	1.43	3.65	1 Ø 5/8"
	3	1.08	1.06	3.51	1.37	3.51	2 Ø 3/8"
		1.08	1.06	3.51	1.37	3.51	2 Ø 3/8"
	4	1.12	1.06	3.65	1.43	3.65	1 Ø 5/8"
		1.12	1.10	3.65	1.43	3.65	1 Ø 5/8"
	5	0.85	1.00	2.71	1.06	2.71	1 Ø 1/2"
		0.85	0.70	2.71	1.06	2.71	1 Ø 1/2"
TRA MOS	1-2	0.83		0.63	0.99	0.63	1 Ø 1/2"
	2-3	0.74		0.56	0.88	0.56	1 Ø 1/2"
	3-4	0.74		0.56	0.88	0.56	1 Ø 1/2"
	4-5	0.83		0.63	0.99	0.63	1 Ø 1/2"

B-1 . VERIFICACION POR CORTE

Observando el cuadro anterior vemos que el Cortante en todos los tramos es siempre menos que el corte permisible V_{uc} , por lo tanto la vigueta no necesita ensanche por corte.

B-2. CORTADO DE VARILLAS

En vigas continuas se recomienda el siguiente criterio para el cortado de varillas (encontrándose este punto, más detallado en el capítulo de vigas).

-A partir del punto de inflexión de momento negativo debe pasar por lo menos la tercera parte del Area de Acero una distancia mayor o igual que las siguientes dimensiones " d ", 12ϕ , $l_n/16$, escogiéndose de estos tres el mayor.

-A partir del punto de inflexion de momento positivo, debe pasar hasta el apoyo e introducirse 15 cm. en él por lo menos la cuarta parte del acero de refuerzo positivo.

MOMENCLATURA

d : peralte útil

d_{pi} : distancia de la Cara del apoyo al punto de inflexión (ver diagrama de envolventes de momentos).

l_n : Claro libre

ϕ : diámetro de varillas de refuerzo

a). Selección de la dimensión que se prolonga más allá del punto de inflexión negativo.

$$d = 22.5 \text{ cm.}$$

$$12\phi = 18.8 \text{ cm.}$$

$$1n/16 = 35.6 \text{ cm.}$$

Usamos 35.6 cm.

b).- Cortado de varillas en la zona de tracción debido a momentos negativos.

El punto de cortado estara ubicado a la distancia:

$$d_{pi} + 35 \text{ cms.}$$

$$\text{Apoyo 1 .- Tramo 1 - 2 : } 1.50 + 0.35 = 1.85$$

$$\text{Apoyo 2 .- Tramo 2 - 1 : } 1.50 + 0.35 = 1.85$$

$$\text{Apoyo 2 .- Tramo 2 - 3 : } 1.80 + 0.35 = 2.15$$

*Apoyo 3

Apoyo 3

$$\text{Apoyo 4 : Tramo 4 - 3 : } 1.90 + 0.35 = 2.15$$

$$\text{Apoyo 4 : Tramo 4 - 5 : } 1.50 + 0.35 = 1.85$$

$$\text{Apoyo 5 : Tramo 5 - 4 : } 1.50 + 0.35 = 1.85$$

*NOTA.- Como en este apoyo hay 2 varillas de ϕ 3/8", entonces solo pasara una sola varilla más alla del PI (-)

El punto teorico de corte para ϕ 3/8 ($A_s = .71 \text{ cm}^2$)

$$a = \frac{0.71 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 10} = 1.67 \text{ cm.}$$

$$M_u = A_s \phi f_y (d - a/2) = 0.7 \times 0.9 \times 4200 (22.5 - \frac{1.67}{2})$$

2

$$M_u = 0.716 T_n - m_t$$

Entrando con $M_u = 0.716$ al diagram de envolvente - se obtiene para;

el tramo 3 - 2 $dx = 0.35$ mt..agregándole '12 d'
ó "d" (el mayor) se obtiene el primer punto de corte
a partir de la cara de apoyo, entonces:

$$ls = 0.35 + 0.225 = 0.575 \text{ mts.}$$

en el tramo 3 - 4 $dx = 0.575$ mts.

El segundo punto de corte se obtiene como en los casos anteriores:

$$lr = d p.i + ln/16 = 1.50 + 0.35 = 1.85$$

tanto para el tramo 3 - 2 como para el 3 - 4

B-3 VERIFICACION POR ADECUENCIA

$$Mu \text{ actuante} = \frac{Vu}{\phi \sum_0 Jd} = \frac{Vu \times 1000}{.85 \sum_0 \times 0.875 \times 22.5} = \frac{59.76 Vu}{\sum_0}$$

Vu en toneladas se obtiene el diagrama de envolventes de corte.

\sum_0 en cms.

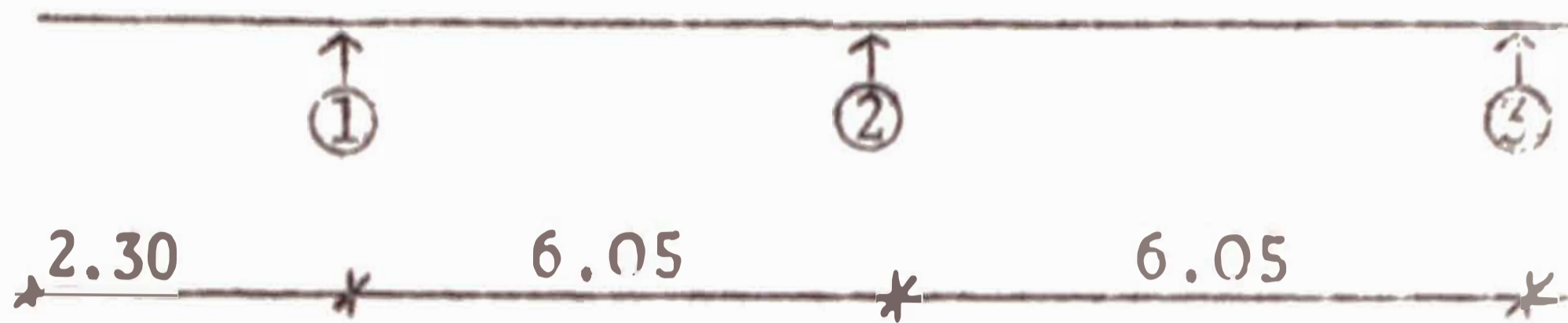
Mu permisible:

cuando $2 \text{ cm.} < rec < 4 \text{ cm.}$ $Mu = 2.5 \sqrt{f'c} = 37.3 \text{ Kg/cm}^2$

SECCION CRITICA	Vu	Refuerzo	o	Mu actuant	Mu permi-	
TIPO	TPAMO	(Tn)	(cms)	(Kg/cm2)	sible.	
					(Kg/cm2)	
	1 - 0	0.80	1 Ø 1/2	4	11.95	
	1 - 2	1.08	1 Ø 1/2	4	16.14	
	2 - 1	1.18	1 Ø 5/8	5	14.10	
	2 - 3	1.16	1 Ø 5/8	5	13.86	
CARGA DE	3 - 2	1.16	2 Ø 3/8	6	11.55	37.3
APOYOS	3 - 4	1.16	2 Ø 3/8	6	11.55	
	4 - 3	1.16	1 Ø 5/8	5	13.86	
	4 - 5	1.18	1 Ø 5/8	5	14.10	
	5 - 4	1.08	1 Ø 1/2	4	16.14	
	5 - 0	0.80	1 Ø 1/2	4	11.95	
ZONA DE TRACCION PARA	3 - 2	1.00	1 Ø 3/8	3	19.92	37.3
	3 - 4	1.00	1 Ø 3/8	3	19.92	
	1 - 2	0.85	1 Ø 1/2	4	12.70	
	2 - 1	0.90	1 Ø 1/2	4	13.45	
PUNTO DE INFLEXION.	2 - 3	0.83	1 Ø 1/2	4	12.40	
	3 - 2	0.83	1 Ø 1/2	4	12.40	
	3 - 4	0.83	1 Ø 1/2	4	12.40	37.3
	4 - 3	0.83	1 Ø 1/2	4	12.40	
	4 - 5	0.90	1 Ø 1/2	4	13.45	
	5 - 4	0.85	1 Ø 1/2	4	12.70	

De acuerdo al cuadro 1 esfu rzo actuantes por adheren-
cia es menos que l permisible ntonces no hay proble-
mas por a herencia.

2.- ALIGERADO A - 2 (AZOTEA)



Rigideces

$$K_{1-2} = K_{3-2} = 1.00$$

$$K_{2-1} = K_{2-3} = \frac{3}{4} \times \frac{1}{6.05} = 0.124$$

Cálculo de los Coeficientes de Distribución:

$$D_{1-2} = D_{3-2} = 1.00$$

$$D_{2-1} = D_{2-3} = \frac{.124}{.124+.124} = 0.5$$

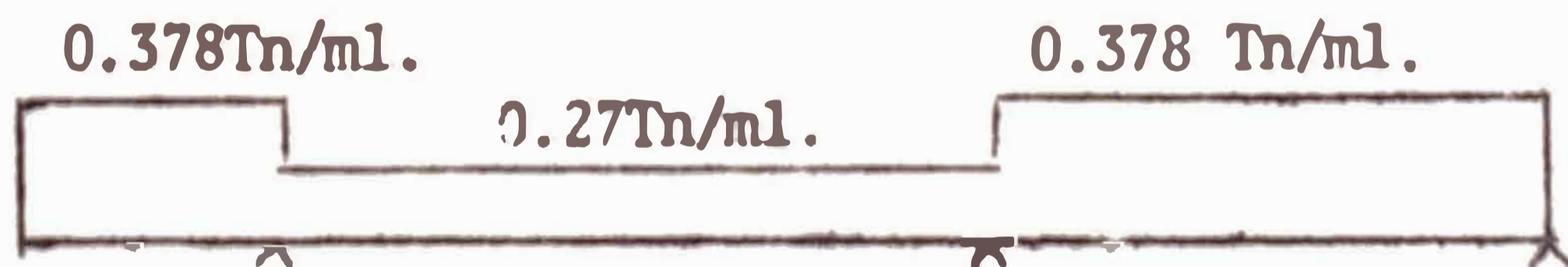
let. Juego de Cargas

Cálculo de Momentos

$$M_{0-1} = \frac{0.378 \times 2.30^2}{2} = 1.00 \text{ Tn} \cdot \text{mt.}$$

$$M_{1-2} = -M_{2-1} = -\frac{1}{12} \times 0.27 \times 6.05^2 = 0.82 \text{ Tn} \cdot \text{mt.}$$

$$M_{2-3} = -M_{3-2} = \frac{1}{12} \times 0.378 \times 6.05^2 = -1.15 \text{ Tn} \cdot \text{mt.}$$



	1.00		0.50	0.50		1.00
1.00	-0.82		0.82	-1.15		1.15
	-0.18		-0.09	-0.29		-0.57
			0.36	0.36		
1.00	-1.00		1.09	-1.09		0.58
						-0.58

Calculo de las Reacciones

$$V_{1-0} = \frac{-0.378 \times 2.30}{2} - \frac{1.00}{2.30} = -0.87 \text{ Tn}$$

$$V_{1-2} = \frac{0.27 \times 6.05}{2} - \frac{-1.00 + 1.09}{6.05} = 0.80$$

$$V_{2-1} = -0.82 - 0.02 = -0.84$$

$$V_{2-3} = \frac{0.378 \times 6.06}{2} - \frac{-1.09 + 0.58}{6.05} = 1.22$$

$$V_{3-2} = -1.14 + 0.08 = -1.06$$

2do. Juego de Cargas

Cálculo de Momentos

$$M_{1-0} = \frac{0.27 \times 2.30^2}{2} = 0.71 \text{ Tn - mt.}$$

$$M_{1-2} = -M_{2-1} = \frac{-1}{12} \times 0.378 \times 6.05^2 = -1.15 \text{ Tn-mt.}$$

$$M_{2-3} = -M_{3-2} = \frac{-1}{12} \times 0.27 \times 6.05^2 = -0.82 \text{ Tn-mt.}$$

0.378Tn/ml.

0.27Tn/ml		0.27 Tn/ml.			
	1.00	0.5	0.5	1.00	
0.71	-1.15	1.15	-0.82	0.82	-0.41
	0.44	0.22	-0.21	-0.41	
		-0.17	-0.17		
0.71	-0.71	1.20	-1.20	0.41	-0.41

Cálculo de las Reacciones

$$V_{1-0} = \frac{-0.27 \times 2.30}{2} - \frac{0.71}{2.30} = 0.62$$

$$V_{1-2} = \frac{0.378 \times 6.05}{2} - \frac{-0.71 + 1.20}{6.05} = 1.06$$

$$V_{2-1} = -1.14 - 0.08 = -1.22$$

$$V_{2-3} = \frac{0.27 \times 6.05}{2} - \frac{-1.20 + 0.41}{6.05} = 0.95$$

$$V_{3-2} = -0.82 + 0.13 = -0.69$$

3er. Juego de Cargas

Cálculo de Momentos

$$M_{1-0} = 1 \text{ Tn} \cdot \text{mt.}$$

$$M_{1-2} = -M_{2-1} = M_{2-3} = -M_{3-2} = -1.15 \text{ Tn} \cdot \text{mt.}$$

0.378 Tn/ml.

	0.378 Tn/ml.					
	↑					
	1.00	0.50	0.50	1.00		
1.00	-1.15	1.15	-1.15	1.15	-0.58	
	0.15	0.08	-0.29	-0.57		
		0.11	0.11			
1.00	-1.00	1.34	-1.34	0.58	-0.58	

Cálculo de las Reacciones

$$V_{1-0} = \frac{-0.378 \times 2.30}{2} - \frac{1.00}{2.30} = -0.87 \text{ Tn.}$$

$$V_{1-2} = \frac{0.378 \times 6.05}{2} - \frac{-1.00 + 1.34}{6.05} = 1.08$$

$$V_{2-1} = -1.14 - 0.06 = -1.20$$

$$V_{2-3} = \frac{+0.378 \times 6.05}{2} - \frac{-1.34 + 0.58}{6.05} = 1.27$$

$$V_{3-2} = -1.14 + 0.13 = -1.01$$

- CALCULO DE LAS AREAS DE ACERO Y SELECCION DEL REFUERZO

ZONA	b cms	Mu Tn-mt	Vd TN	Asumido a cms.	As cm ²	Comprob. a cm.	Refuerzo	
APOYO	1	10	0.86	1.03	2.55	1.08	2.55	1 Ø 1/2"
	2	10	1.18	1.20	3.64	1.55	3.64	1 Ø 5/8"
	3	10	0.45	0.95	U S E	As mínimo		1 Ø 1/2"
TRA- MO	1-2	40	0.77	-	0.55	0.94	0.55	1 Ø 1/2"
	2-3	40	0.87	-	0.62	1.06	0.62	1 Ø 1/2"

-CORTADO DE VARILLAS EN ZONA DE TRACCION DEBIDO A MOMEN-
TOS NEGATIVOS.

$$\text{Pto. de Corte} = d_{pi} + 0.35$$

Apoyo 1	Tramo 1-2	Pto. Corte =	1.65 + 0.35 =	2.00
Apoyo 2	Tramo 2-1	" "	= 1.75 + 0.35 =	2.10
	Tramo 2-3	" "	= 1.50 + 0.35 =	1.85
Apoyo 3	Tramo 3-2	" "	= 0.65 + 0.35 =	1.00

ALIGERADO A - 3 (azotea)



$$Q' = 0.27 \text{ Tn/ml.}$$

$$CV = 0.108 \text{ Tn/ml.}$$

$$K_{3'-4} = K_{5-4} = 1$$

$$K_{4-3'} = \frac{3}{4} \times \frac{1}{2.95} = 0.254$$

$$K_{4-5} = \frac{3}{4} \times \frac{1}{6.05} = 0.124$$

Cálculo de los Coeficientes de Distribución.

$$D_{3'-4} = 1.00 = D_{5-4}$$

$$D_{4-3'} = \frac{0.254}{0.254 + 0.124} = 0.67$$

$$D_{4-5} = 0.33$$

1er Juego de Cargas .-

Cálculo de momentos

$$M_{3'-4} = -\frac{1}{2} \times 0.378 \times 2.95^2 = -0.27 \text{ Tn-mt.}$$

$$M_{4-5} = -M_{5-4} = -\frac{1}{12} \times 0.27 \times 6.05^2 = -0.82 \text{ Tn-mt.}$$

$$M_{5-0} = \frac{0.378 \times 2.30^2}{2} = 1.00$$

- 62 -

	0.378 Tn/ml.		0.27 Tn/ml.		0.378 Tn/ml.	
	1.00	0.67	0.330		1.00	
0.14	-0.27	0.27	-0.82		0.82	1.00
	0.13	0.07	0.09		0.18	
		0.26	0.13			
0.14	-0.14	0.60	-0.60		1.00	- 1.00

Cálculo de las Reacciones

$$V_{3'-4} = \frac{0.378 \times 2.95}{2} - \frac{-0.14 + 0.60}{2.95} = 0.40$$

$$V_{4-3'} = -0.56 - 0.16 = -0.72$$

$$V_{4-5} = \frac{0.27 \times 6.05}{2} - \frac{-0.60 + 1.00}{6.05} = 0.75$$

$$V_{5-4} = -0.82 - 0.07 = -0.89$$

$$V_{5-0} = \frac{0.378 \times 2.30}{2} - \frac{1.00}{2.30} = 0.87$$

2do. JUEGO DE CARGAS

Cálculo de Momentos

$$M_{3'-4} = -\frac{1}{12} \times 0.27 \times 2.95^2 = -0.20 = -M_{4-3'}$$

$$M_{4-5} = -M_{5-4} = \frac{1}{12} \times 0.378 \times 6.05^2 = -1.15 \text{ Tn-mt.}$$

$$M_{5-0} = \frac{0.27 \times 2.30^2}{2} = 0.71 \text{ Tn-mt.}$$

	0.27 Tn/ml.		0.378 Tn/ml.		0.27Tn/ml.	
	1.00	0.67	0.33	1.00		
0.10	-0.20	0.20	-1.15	1.15	-0.71	
	0.10	0.05	-0.22	-0.44		
		0.75	0.37			
0.10	-0.10	1.00	-1.00	0.71	-0.71	

Cálculo de las Reacciones

$$V_{3'-4} = \frac{0.27 \times 2.95}{2} - \frac{-0.10 + 1.00}{2.95} = 0.09$$

$$V_{3'-4} = -0.40 - 0.31 = -0.71$$

$$V_{4-5} = \frac{0.378 \times 6.05}{2} - \frac{-1.00 + 0.71}{6.05} = 1.19$$

$$V_{5-4} = -1.14 + 0.05 = -1.09$$

$$V_{5-0} = \frac{0.27 \times 2.30}{2} - \frac{-0.71}{2.30} = 0.62$$

3er. JUEGO DE CARGAS

Cálculo de Momentos.-

$$M_{3'-4} = -0.27 \text{ Tn-mt} = -M_{4-3'} \quad M_{5-0} = -1.00$$

$$M_{4-5} = -M_{5-4} = -1.15$$

	0.378 Tn/ml.					
	1.00	0.67	0.33	1.00		
0.14	-0.27	0.27	-1.15	1.15	-1.00	
	0.13	0.07	-0.08	-0.15		
		0.60	0.29			
0.14	-0.14	0.94	-0.94	1.00	-1.00	

Cálculos de las Reacciones

$$V_{3'-4} = \frac{0.378 \times 2.95}{2} - \frac{-0.14 + 0.94}{2.05} = 0.29$$

$$V_{4-3'} = -0.56 - 0.27 = -0.83$$

$$V_{4-5} = \frac{0.378 \times 6.05}{2} - \frac{-0.94 + 1.00}{6.05} = 1.14$$

$$V_{5-4} = -1.14 - 0 = -1.14$$

$$V_{5-0} = \frac{0.378 \times 2.30}{2} - \frac{-1.00}{2.30} = 0.87$$

Cálculo de las Areas de Acero y Selección del Refuerzo

Z O N A	b cm	Mu	Vd	Asumido a cms.	As cm ²	Comprob a cms.	Refuerzo
APOYO	3	0.44	1.10	As minimo	-	-	1 Ø 1/2"
	4	0.44	1.10	"	-	-	1 Ø 1/2"
TRAMO	3-4	1.14	-	0.82	1.40	0.82	2 Ø 3/8"

Cortado de Varillas

Apoyo 3 = Apoyo 4

Corte = 0.40 + 0.35 = 0.75

ALIGFRADO A - 5 (Azotea)

A) Cálculo de los Esfuerzos (Método Cross)



$$CM = 0.27 \text{ Tn/ml.}$$

$$CN = 0.108 \text{ Tn/ml.}$$

Cálculo de las Areas de Acero y Selección del Refuerzo:

ZONA	b	Mu	Vd*	asumido cm.	As cms.	Comprob cms.	Refuerzo	
AFO YO	3'	10	0.09	0.35	Use	As mínimo	1 Ø 1/2"	
	4	10	0.89	1.13	2.68	1.14	2.68	1 Ø 1/2"
	5	10	0.85	1.03	2.56	1.08	2.56	1 Ø 1/2"
TRA- MO	3'-4	40	0.07	-	Use	As mínimo	1 Ø 1/2"	
	4 -5	40	0.87	-	0.62	1.06	0.62	1 Ø 1/2"

* Vd < Vc = 1.52 Tn.

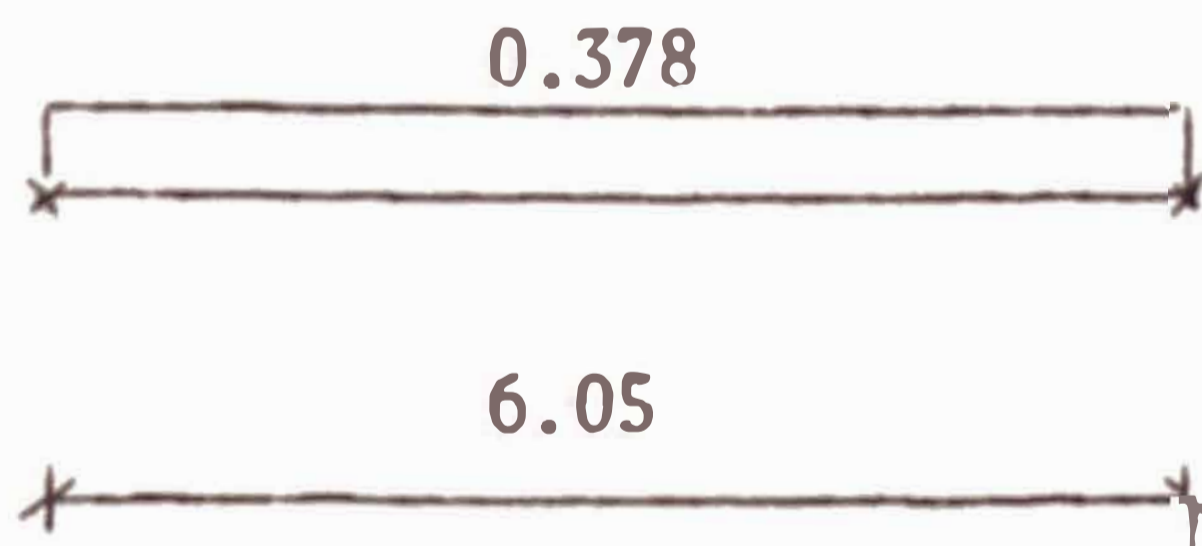
Punto de Corte de Varillas

Tramo 4 - 5

Pto. corte = 0.35 + 0.82 = 1.17 (Tramo 4 - 5)

Pto. corte = 0.35 + 1.25 = 1.60 (Tramo 5 - 4)

ALIGERADO A-4 (Azotea)



CM = 0.27 Tn/ml.

CV = 0.108

Como es un solo tramo se considerara la carga total como la suma de la CM + CV = Wu

- Cálculo de los Empotramientos

$$M_{3-4}^- = -M_{4-3}^- = \frac{1}{24} \times Wl^2 = \frac{1}{24} \times 0.378 \times 6.05^2 = 9.58 \text{ Tn-mt.}$$

$$M_{3-4}^+ = \frac{1}{12} Wl^2 = 1.15 \text{ Tn-mt.}$$

$$V_{3-4} = V_{4-3} = 1.14 \text{ Tn.}$$



0	1		1	0
0.23	-0.50		0.50	-0.23
	0.27		-0.27	
<hr/>				
0.23	-0.23		0.23	-0.23

$V_{vol\ d} = 0.42\ Tn.$

$V_{3-4} = 0.82\ Tn.$

$V_{4-3} = 0.82\ Tn.$

$V_{vol\ I} = 0.42\ Tn.$



0	1		1	0
.16	-1.15		1.15	-.16
	0.99		-0.99	
<hr/>				
.16	-.16		0.16	-0.16

$V_{vol.\ d} = 0.30\ Tn$

$V_{3 - 4} = 1.14\ Tn.$

$V_{4 - 3} = 1.14\ Tn.$

$V_{vol.\ I} = 0.30\ Tn.$



0	1		1	0
0.23	-1.15		1.15	-0.23
	0.92		-0.92	
<hr/>				
0.23	-0.23		0.23	-0.23

$V_{vol.\ d} = 0.42\ Tn.$

$V_{3 - 4} = 1.14\ Tn.$

$V_{4 - 3} = 1.14\ Tn.$

$V_{vol.\ I} = 0.42\ Tn.$

B.- CALCULO DE LAS AREAS DE ACERO Y SELECCION DEL REFUERZO

1.-

ZONA	R	Mu	Vd	Asumido	As	Comprob.	REFUERZO
	cm.	Tn-mt.	Tn.	a cms.		a cm.	
APOYO	3	0.16 0.14	0.38 1.10	USE	As	mínimo	1 Ø 1/2"
	4	0.14 0.16	1.10 0.38	USE	As	mínimo	1 Ø 1/2"
TRAMO	3-4	1.56		1.11	11.88	1.11	1 Ø 1/8"

2.- Cortado de Varillas en Zona de Tracción debido a Momentos Negativos.

El punto de cortado estará ubicado a la distancia:

$$d \text{ pi} + 0.35$$

$$\text{Apoyo 3 Tramo 3 -4 : } 0.17 + 0.35 = 0.52$$

$$\text{Apoyo 4 Tramo 4 -3 : } 0.17 + 0.35 = 0.52$$

3.- Verificación por adherencia.

SECCION	CRITICA	Vu	REFUERZO	Σ_o	μ_u	μ_u
TIPO	TRAMO	(Tn)	REFUERZO	(cms.)	actuante	Permisible
					(Kg/cm ²)	(Kg/cm.2)
Carga de	3 - 0	0.30	1 Ø 1/2	4	4.48	
Apoyos	3 - 4	1.00	1 Ø 1/2	4	14.94	
	4 - 3	1.00	1 Ø 1/2	4	14.94	37.3
	4 - 0	0.30	1 Ø 1/2	4	4.48	
	Pto. Infl.	3 - 4	1.10	1 Ø 5/8	5	13.15
M ⁺ u	4 -33	1.10	1 Ø 5/8	5	13.15	

Observamos que los esfuerzos actuantes son menores que el permisible por lo tanto esta correcto.

ALIGERADO A-2 (Planta Típica)

-1er. JUEGO DE CARGAS

Cálculo de Momentos

$$M_{1-0} = \frac{0.51 \times 2.30^2}{2} = 1.35 \text{ Tn-mt.}$$

$$M_{1-2} = -M_{2-1} = -\frac{1}{12} \times 0.33 \times 6.05^2 = -1.01 \text{ Tn-mt.}$$

$$M_{2-3} = -M_{3-2} = -\frac{1}{12} \times 0.51 \times 6.05^2 = -1.56 \text{ Tn-mt.}$$

	0.51 Tn/ml.		0.33 Tn/ml.		0.51 Tn/ml.	
	1.00	0.50	0.50	1.00		
1.35	-1.01	1.01	-1.56	1.56	-0.78	
	-0.34	-0.17	-0.39	-0.78		
		0.56	0.56			
1.35	-1.35	1.40	-1.40	0.78	-0.78	

Cálculo de las Reacciones

$$V_{1-0} = \frac{-0.51 \times 2.30}{2} - \frac{1.35}{2.30} = -11.18$$

$$V_{1-2} = \frac{0.33 \times 6.05}{2} - \frac{-1.35 + 1.40}{6.05} = 0.99$$

$$V_{2-1} = -1.00 - 0.01 = -1.01$$

$$V_{2-3} = \frac{0.5 \times 6.05}{2} - \frac{-1.40 + 0.78}{6.05} = 1.64$$

$$V_{3-2} = -1.54 + 0.10 = -1.44$$

-2do. JUEGO DE CARGAS

Cálculo de Momentos

$$M_{1-0} = \frac{0.33 \times 2.30^2}{2} = 0.87 \text{ Tn - mt.}$$

$$M_{1-2} = -M_{2-1} = -\frac{1}{12} \times 0.51 \times 6.05^2 = -1.56 \text{ Tn} \cdot \text{mt.}$$

$$M_{2-3} = -M_{3-2} = -\frac{1}{12} \times 0.33 \times 6.05^2 = -1.01 \text{ Tn} \cdot \text{mt.}$$

	0.51 Tn/ml.		0.33 Tn/ml.		
	0.33 Tn/ml.				
	1.00	0.50	0.50	1.00	
0.87	-1.56	1.56	-1.01	+1.01	-0.51
	0.69	-0.35	-0.25	-0.50	
		0.03	0.03		
0.87	-0.87	1.24	-1.24	0.51	-0.51

-Cálculo de las Reacciones

$$V_{1-0} = \frac{-0.33 \times 2.30}{2} - \frac{0.87}{2.30} = 0.76$$

$$V_{1-2} = \frac{0.51 \times 6.05}{2} - \frac{-0.87 + 1.24}{6.05} = 1.48$$

$$V_{2-1} = -1.54 - 0.06 = -1.60$$

$$V_{2-3} = \frac{+0.33 \times 6.05}{2} - \frac{-1.24 + 0.51}{6.05} = 1.12$$

$$V_{3-2} = -1.00 + 0.12 = -0.88$$

- 3er. JUEGO DE CARGAS

- Cálculo de Momentos

$$M_{1-0} = 1.35 \text{ Tn} \cdot \text{mt.}$$

$$M_{1-2} = -M_{2-1} = M_{2-3} = -M_{3-2} = -1.56$$

0.51 Tn/ml.

	1.00	0.50	0.50	1.00	
1.35	-1.56	1.56	-1.56	1.56	- 0.78
	0.21	0.11	-0.39	-0.78	
		0.14	0.14		
1.35	-1.35	1.81	-1.81	0.78	- 0.78

- Cálculo de las Reacciones

$$V_{1-0} = \frac{- 0.51 \times 2.30}{2} - \frac{1.35}{2.30} = -1.18$$

$$V_{1-2} = \frac{+ 0.51 \times 6.05}{2} - \frac{-1.35 + 1.81}{6.05} = 1.46$$

$$V_{2-1} = - 1.54 - 0.08 = -1.62$$

$$V_{2-3} = \frac{0.51 \times 6.05}{2} - \frac{-1.81 + 0.78}{6.05} = 1.71$$

$$V_{3-2} = - 1.54 + 0.17 = - 1.37$$

ALIGERADO A - 3 (Planta Típica)

-1er Juego de Carga

Cálculo de Momentos

$$M_{3'-4} = -M_{4-3'} = - \frac{1}{12} \times 0.51 \times 2.95^2 = - 0.37$$

$$M_{4-5} = - M_{5-4} = - \frac{1}{12} \times 0.33 \times 6.05^2 = - 1.01$$

$$M_{5-0} = \frac{-0.51 \times 2.30^2}{2} = - 1.35$$

	0.51 Tn/ml.		0.33 Tn/ml.		0.51 Tn/ml.	
	1.00	0.67	0.33		1.00	
0.19	-0.37	0.37	-1.01		1.01	- 1.35
	0.18	0.09	0.17		0.34	
		0.25	0.13			
0.19	-0.19	0.71	-0.71		1.35	- 1.35

$$V_{3'-4} = \frac{0.51 \times 2.95}{2} - \frac{-0.19 + 0.71}{2.95} = 0.57$$

$$V_{4-3} = - 0.75 - 0.18 = -0.93$$

$$V_{4-5} = \frac{0.33 \times 6.05}{2} - \frac{-0.71 + 1.35}{6.05} = 0.89$$

$$V_{5-4} = - 1.00 - 0.11 = - 1.11$$

$$V_{5'-0} = \frac{0.51 \times 2.30}{2} - \frac{-1.35}{2.30} = 1.18$$

- 2do. JUEGO DE CARGAS

Cálculo de Momentos

$$M_{3'-4} = - M_{4-3'} = - \frac{1}{12} \times 0.33 \times 2.95^2 = - 0.24 \text{ Tn - mt.}$$

$$M_{4-5} = - M_{5-4} = - \frac{1}{12} \times 0.51 \times 6.05^2 = - 1.56 \text{ Tn-mt.}$$

$$M_{5-0} = - \frac{0.33 \times 2.30^2}{2} = - 0.87 \text{ Tn - mt.}$$

	0.33 Tn/ml.		0.51 Tn/ml.		0.33 Tn/ml.
	1.00	0.67	0.33	1.00	
0.12	-0.24	0.24	-1.56	1.56	-0.87
	0.12	0.06	-0.35	-0.69	
		1.08	0.53		
0.12	-0.12	1.38	-1.38	0.87	-0.87

Cálculo de las Reacciones

$$V_{3'-4} = \frac{0.33 \times 2.95}{2} - \frac{-0.12 + 1.38}{2.95} = 0.06$$

$$V_{4-3} = -0.49 - 0.43 = -0.92$$

$$V_{4-5} = \frac{0.51 \times 6.05}{2} - \frac{-1.38 + 0.87}{6.05} = 1.62$$

$$V_{5-4} = -1.54 + 0.08 = -1.46$$

$$V_{5-0} = \frac{0.33 \times 2.30}{2} - \frac{-0.87}{2.30} = 0.76$$

3er. JUEGO DE CARGAS

$$M_{3'-4} = -M_{4-3'} = -0.37$$

$$M_{4-5} = -M_{5-4} = -1.56$$

$$M_{5-0} = -1.35$$

	0.33 Tn/ml.		0.51 Tn/ml.		0.33 Tn/ml.
	1.00	0.67	0.33	1.00	
0.19	-0.37	0.37	-1.56	1.56	-1.35
	0.18	0.09	-0.11	0.21	
		0.81	0.40		
0.19	-0.19	1.27	-1.27	1.35	-1.35

Cálculo de las Reacciones

$$V_{3'-4} = \frac{0.51 \times 2.95}{2} - \frac{-0.19 + 1.27}{2.95} = 0.39$$

$$V_{4-3'} = -0.75 - 0.37 = -1.12$$

$$V_{4-5} = \frac{0.51 \times 6.05}{2} - \frac{-1.27 + 1.35}{6.05} = 1.53$$

$$V_{5-4} = -1.54 - 0.01 = -1.55$$

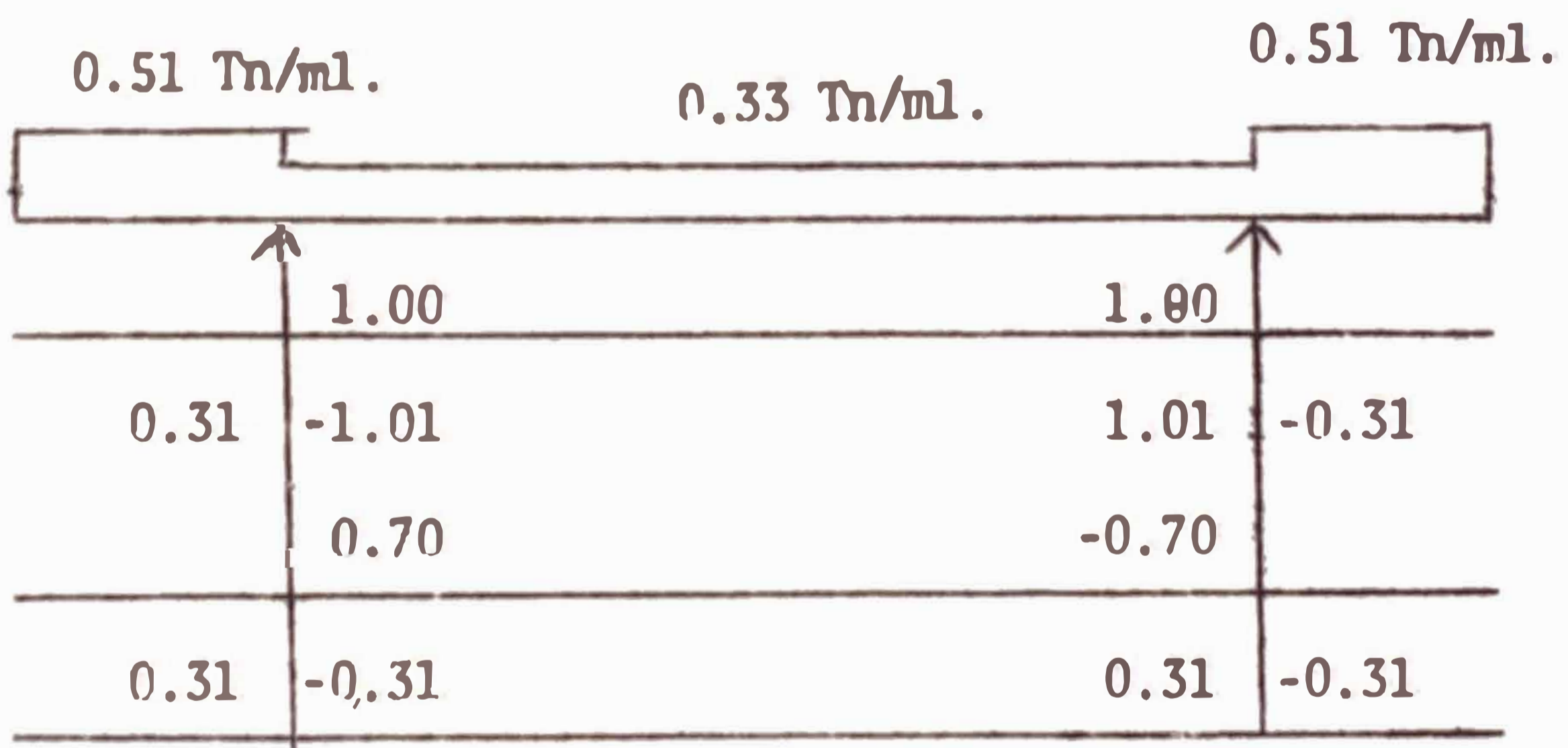
$$V_{5-0} = \frac{0.51 \times 2.30}{2} - \frac{-1.35}{2.30} = 1.18$$

ALIGERADO A - 5 (Planta Típica)

-1er. Juego de Cargas

$$M_{3-0} = -M_{4-0} = \frac{0.51 \times 1.10^2}{2} = -0.31$$

$$M_{3-4} = -M_{4-3} = -\frac{1}{12} \times 0.33 \times 6.05^2 = -1.01$$



Cálculo de las Reacciones

$$V_{3-0} = -\frac{0.51 \times 1.10}{2} - \frac{0.31}{1.10} = -0.56$$

$$V_{3-4} = \frac{+0.33 \times 6.05}{2} - \frac{-0.31 + 0.31}{7.05} = 1.00$$

$$V_{4-3} = -1.00 - 0 = -1.00$$

$$V_{5-0} = \frac{0.51 \times 1.10}{2} - \frac{-0.31}{1.10} = 0.56$$

-2do. JUEGO DE CARGAS

$$M_{3-0} = -M_{4-0} = + \frac{0.33 \times 1.10^2}{2} = 0.20$$

$$M_{3-4} = -M_{4-3} = \frac{-1}{12} \times 0.51 \times 6.05^2 = -1.56$$

0.51 Tn/ml.

	0.33 Tn/ml.	
0.20	1.00 1.00	-0.20
1.36	-1.56 1.56	-1.36
0.20	-0.20 0.20	-0.20

Cálculo de las Reacciones

$$V_{3-0} = \frac{-0.33 \times 1.10}{2} - \frac{0.20}{1.10} = -0.36$$

$$V_{4-5} = \frac{-0.51 \times 6.05}{2} - \frac{-0.20 + 0.20}{6.05} = 1.54$$

$$V_{5-4} = -1.54 - 0 = -1.54$$

$$V_{5-0} = \frac{0.33 \times 1.10}{2} - \frac{-0.20}{1.10} = 0.36$$

3er. JUEGO DE CARGAS

$$M_{3-0} = -M_{4-0} = 0.31$$

$$M_{3-4} = -M_{4-3} = -1.56$$

0.51 Tn/ml.

	1.00 1.00	
0.31	-1.56 1.56	-0.31
1.25	-1.25	
0.31	-0.31 0.31	-0.31

Cálculo de las Peacciones

$$V_{3-0} = \frac{-0.51 \times 1.10}{2} - \frac{0.31}{1.10} = -0.56$$

$$V_{3-4} = \frac{0.51 \times 6.05}{2} - \frac{-0.31 + 0.31}{6.05} = 1.54$$

$$V_{4-3} = -1.54 - 0 = -1.54$$

$$V_{4-0} = \frac{0.51 \times 1.10}{2} - \frac{-0.31}{1.10} = 0.56$$

ALIGERADO	Z O N A	b CMS.	Mu Tn-mt.	Vd* Tn.	a asumido CMS.	AS CM2	a COMPROB. CMS.	REFUERZO	
A - 2	APO- YOS	1	1.18	1.25	3.64	1.55	3.64	1 ∅ 5/8	
		2	1.57	1.50	5.01	2.13	5.01	2 ∅ 1/2"	
		3	0.57	1.25	USE	AS	mínimo	1 ∅ 1/2"	
	TRA- MO	1-2	40	1.23	-	0.89	1.51	0.89	1 ∅ 5/8
		2-3	40	1.05	-	0.76	1.28	0.76	1 ∅ 1/2"
	A - 3	APO- YOS	3'	0.12	0.40	USE	AS	mínimo	1 ∅ 1/2"
4			1.18	1.38	3.64	1.55	3.64	1 ∅ 5/8"	
5			1.18	1.30	3.64	1.55	3.64	1 ∅ 5/8"	
TRA- MO		3'-4	40	0.09	-	USE	AS	mínimo	1 ∅ 1/2"
		4-5	40	1.19	-	0.86	1.46	0.86	2 ∅ 3/8"
A - 5		APO- YOS	3	0.19	1.35	USE	AS	mínimo	1 ∅ 1/2"
	4		0.19	1.35	USE	AS	mínimo	1 ∅ 1/2"	
	TRA- MO	3-4	40	2.13	-	1.56	2.66	1.56	2 ∅ 1/2

* $v_d < v_c = 1.52 T_n$.

- CORTADO DE VARILLAS EN ZONA DE TRACCION D: IDO A MOMENTOS NE
GATIVOS.

$$\text{Pto. Corte} = \frac{d}{12 \phi} + \frac{1n}{16}, \text{ el mayor}$$

ALIGERADO A-2

Apoyo 1, Tramo 1-2	Pto. Corte	1.95 + 0.40	2.35
Apoyo 2, Tramo 2-1	Pto. Cort	2.05 + 0.40 =	2.45
Tramo 2-3	Pto. Corte =	1.20 + 0.40 =	1.60
Apoyo 3, Tramo 3-2	Pto. Corte =	0.50 + 0.40 =	0.90

ALIGERADO A - 3

Apoyo 3', Tramo 3'-4	No se cortara la varilla		
Tramo 4-3'			
Apoyo 4 , Tramo 4 -5	Pto. Corte =	0.85 + 0.40 =	1.25
Tramo 5 - 4	Pto. Corte =	1.50 + 0.40	1.90

ALIGERADO A-5

Apoyo 3	Apoyo 4		
Tramo 3-4 = Tramo 4-3	Pto. Corte=	9.30+0.4	0.70

ALIGERADO A-1 (PLANTA TIPICA)

A. - CALCULO DE LOS ESFUERZOS

$W_{CV} = .18$

		$W_{CM} = .33$							
2.64	-2.64	3.168	-3.168	2.99	-2.99	3.168	-3.168	2.64	-2.64
2.64	-2.64	1.115	-1.115	1.495	-1.495	2.053	-2.053	0.00	00.00
.87	-.87	1.05	-1.05	0.99	-.99	1.05	-1.05	.87	-.87
.48	-.48	0.20	-0.20	0.27	-.27	.19	-.19	0.00	0.00
1.35	-1.35	1.25	-1.25	1.26	-1.26	1.24	-1.24	.87	-.87

$$V_{1-0} = - \frac{.51 \times 2.30}{2} - \frac{1.35}{2.30} = 1.17$$

$$V_{3-4} = \frac{0.33 \times 6.05}{2} - \frac{-1.26 + 1.24}{6.05} = 1.00$$

$$V_{1-2} = \frac{.33 \times 6.05}{2} = \frac{-1.35 + 1.25}{6.05} = 1.02$$

$$V_{4-3} = -1.00 - 0 = 1.00$$

$$V_{2-1} = -1.00 + 0.02 = 0.98$$

$$V_{4-5} = \frac{.51 \times 6.05}{2} - \frac{-1.24 + .87}{6.05} = 1.60$$

$$V_{2-3} = \frac{0.51 \times 6.05}{2} - \frac{-1.25 + 1.26}{6.05} = 1.54$$

$$V_{5-4} = -1.54 + 0.06 = -1.48$$

$$V_{3-2} = -1.54 - 0 = 1.54$$

$$V_{5-0} = \frac{.33 \times 2.30}{2} - \frac{.87}{2.30} = .38 + .38 = .76$$

ALIGERADO A-1 (PLANTA TIPICA)

OM = 550 Kg/m²

CV = 250 Kg/m²

1.5 CV = 825 Kg/m²

1.8 CV = 450 Kg/m

$W_{CV} = .18$

$W_{OM} = .33Tn/ml$

Coef. OM.	2.64	-2.64	3.168	-3.168	2.99	-2.99	3.168	-3.168	2.64	-2.64
Coef. CV	2.64	-2.64	1.44	-1.44	0.842	-0.842	4.341	-4.341	0.00	0.00
	0.87	- .87	1.05	-1.05	0.99	- .99	1.05	-1.05	0.87	- .87
	0.48	- .48	0.26	-0.26	0.15	- .15	0.78	-0.78	0.00	.00
	1.35	-1.35	1.31	-1.31	1.14	-1.14	1.83	-1.83	0.87	- .87

CALCULO DEL CORTE

$$V_{0-1} = \frac{-0.51 \times 2.30}{2} - \frac{+1.35}{2.30} = 1.17 \text{ Tn.}$$

$$V_{1-2} = \frac{0.51 \times 6.05}{2} - \frac{-1.35 + 1.31}{6.05} = 1.55 \text{ Tn.}$$

$$V_{2-1} = -1.54 - \frac{0}{6.05} = -1.54$$

$$V_{2-3} = \frac{0.33 \times 6.05}{2} - \frac{-1.31 + 1.14}{6.05} = 1.03$$

$$V_{3-2} = -1.00 + .03 = -0.97$$

$$V_{3-4} = \frac{0.51 \times 6.05}{2} - \frac{-1.14 + 1.83}{6.05} = 1.43$$

$$V_{4-3} = -1.54 - \frac{0}{6.05} = 1.65$$

$$V_{4-5} = \frac{0.51 \times 6.05}{2} - \frac{-1.83 + .87}{6.05} = 1.70$$

$$V_{5-4} = -1.54 + .16 = -1.38$$

$$V_{5-0} = \frac{0.33 \times 2.30}{2} - \frac{-.87}{2.30} =$$

$$= .38 + .38 = .76$$

$W_{CV} = .18$

$W_{CM} = .33$

2.64	-2.64	3.168	-3.168	2.99	-2.99	3.168	-3.168	2.64	-2.64
2.64	-2.64	1.860	-1.86	.93	.93	1.86	-1.86	2.64	-2.64
.87	-.87	1.05	-1.05	0.99	-.99	1.05	-1.05	.87	-.87
.48	-.47	.33	-.33	.17	+.17	.33	-.33	.48	-.48
1.35	-1.35	1.38	-1.38	.82	-.82	1.38	-1.38	1.35	-1.35

$$V_{1-0} = \frac{-.51 \times 2.30}{2} - \frac{1.35}{2.30} = 1.17$$

$$V_{4-3} = -1.00 - .09 = 1.09$$

$$V_{1-2} = \frac{.51 \times 6.05}{2} - \frac{-1.35 + 1.38}{6.05} = 1.54$$

$$V_{4-5} = \frac{.51 \times 6.05}{2} - \frac{-1.38 + 1.35}{6.05} = 1.54$$

$$V_{2-1} = -1.54 - 0 = -1.54$$

$$V_{5-4} = -1.54 + 0 = -1.54$$


$$V_{2-3} = \frac{.33 \times 6.05}{2} - \frac{-1.38 + .82}{6.05} = 1.09$$

$$V_{5-0} = \frac{.51 \times 2.30}{2} - \frac{-1.35}{2.30} = 1.17$$

$$V_{3-2} = -1.00 + 0.09 = 0.91$$

$$V_{3-4} = \frac{.33 \times 6.05}{2} - \frac{-.82 + 1.38}{6.05} = 0.91$$

$W_{CV} = 0.18$
 $W_{OM} = 0.33$



2.64	-2.64	3.168	-3.168	2.99	-2.99	3.168	-3.168	2.64	-2.64
2.64	-2.64	.555	-.555	4.296	-4.296	.555	-.555	2.64	-2.64
.87	-.87	1.05	-1.05	0.99	-.99	1.05	-1.05	.87	-.87
.48	-.48	0.10	-.10	0.77	-.77	0.10	-0.10	.48	-.48
1.35	-1.35	1.15	-1.15	1.76	-1.76	1.15	-1.15	1.35	-1.35

$$V_{1-0} = \frac{.51 \times 2.30}{2} - \frac{1.35}{2.30} = 1.17$$

$$V_{1-2} = \frac{0.33 \times 6.05}{2} - \frac{-1.35 + 1.15}{6.05} = 1.03$$

$$V_{2-1} = -1.00 + 0.03 = 0.97$$

$$V_{2-3} = \frac{.51 \times 6.05}{2} - \frac{-1.15 + 1.76}{6.05} = 1.44$$

$$V_{3-2} = -1.54 - .10 = -1.64$$

$$V_{3-4} = \frac{.51 \times 6.05}{2} - \frac{-1.76 + 1.15}{6.05} = 1.64$$

$$V_{4-3} = -1.54 + .10 = -1.44$$

$$V_{4-5} = \frac{.33 \times 6.05}{2} - \frac{-1.15 + 1.35}{6.05} = 0.97$$

$$V_{5-4} = -1.00 - 0.03 = -1.03$$

$$V_{5-C} = \frac{.51 \times 2.30}{2} - \frac{-1.35}{2.30} = 1.17$$

W = .51 Tm/ml.

2.64	-2.64	3.168	-3.168	2.99	-2.99	3.168	-3.168	2.64	-2.64
1.35	-1.35	1.62	-1.62	1.52	-1.52	1.62	-1.62	1.35	-1.35

$$V_{1-0} = \frac{.51 \times 2.30}{2} - \frac{1.35}{2.30} = -1.17$$

$$V_{3-4} = \frac{.51 \times 6.05}{2} - \frac{-1.52 + 1.62}{6.05} = 1.56$$

$$V_{1-2} = \frac{.51 \times 6.05}{2} - \frac{-1.35 + 1.62}{6.05} = 1.49$$

$$V_{4-3} = -1.54 + 0.02 = -1.52$$

$$V_{2-1} = -1.54 - 0.05 = -1.59$$

$$V_{4-5} = \frac{.51 \times 6.05}{2} - \frac{1.62 + 1.35}{6.05} = 1.59$$

$$V_{2-3} = \frac{.51 \times 6.05}{2} - \frac{-1.62 + 1.52}{6.05} = 1.56$$

$$V_{5-4} = -1.54 + .05 = -1.49$$

$$V_{3-2} = -1.54 + .02 = -1.52$$

$$V_{5-0} = \frac{.51 \times 2.30}{2} - \frac{-1.35}{2.30} = 1.17$$

CALCULO DE LAS AREAS DE ACERO Y SELECCION DEL REFUERZO

FORMULA SIMPLIFICADAS:

$$As = \frac{Mu}{3780 \left(d - \frac{a}{2}\right)}, \quad a = 25.53 \frac{As}{b}$$

ZONA	b cms.	Mu Tn-mt.	Vd. Tn.	ASUMIDO a (cms)	As (cm2)	Comprab. a (cm.)	REFUERZO
APO	1	1.10	1.00	3.87	1.52	3.87	1 Ø 5/8
	2	1.48	1.54*	4.99	1.95	4.99	1 Ø 5/8
	3	1.48	1.46	4.84	1.89	4.84	1 Ø 5/8
YOS	4	1.44	1.48	4.99	1.95	4.99	1 Ø 5/8
	5	1.48	1.54*	3.87	1.52	3.87	1 Ø 5/8
	1-2	1.18	1.34	0.99	1.54	0.99	1 Ø 5/8
TRA	2-3	1.10	1.00	0.82	1.29	0.82	1 Ø 1/2
	3-4	1.08	1.08	0.82	1.29	0.82	1 Ø 1/2
MOS	4-5	1.28	1.28	0.99	1.54	0.99	1 Ø 5/8

* NOTA: En los Apoyos 2 y 4, vemos que el cortante actuante: 1.54 TN es mayor que el permisible 1.52 TN.

El ancho necesario será d

$$b_n = \frac{1540}{6.77 \times 22.5} = 10.10 \text{ cms.}$$

$$X_{2-3} = X_{4-3} = \frac{1.54 - 1.52}{0.51} = 0.04 \text{ mts.}$$

Como los requerimientos de ensanche son mínimos no se tomará en cuenta.

2. CORTADO DE VARILLAS.

POYO 1 - Tramo 1-2	1.80 + 0.35	= 2.15 mts.
POYO 2 - Tramo 2-1	1.65 + 0.35	= 2.00 mts.
APOYO 2 - Tramo 2-3	1.65 + 0.35	= 2.00 mts.
APOYO 3 - Tramo 3-2	1.65 + 0.35	= 2.00 mts.
" Tramo 3-4	1.65 + 0.35	= 2.00 mts.
POYO 4 - Tramo 4-5	1.65 + 0.35	= 2.00 mts.
Tramo 4-3	1.65 + 0.35	= 2.00 mts.
APOYO 5 Tramo 5-4	1.80 + 0.35	= 2.15 mts.

VERIFICACION POR ADHERENCIA

μ_u permisible

$$2 \text{ cm} < \text{rec} < 4 \text{ cm.}$$

$$\mu_u = 2.5 \sqrt{f'c} = 37.3 \text{ KG/cm}^2$$

SECCION CRITICA		Vu (TN)	REFUERZO	Σo (cm)	μ_u Actuante (KG/cm ²)	μ_u Permissible (KG/cm ²)
TIPO	TRAMO					
CARGA DE APOYOS	1 - v	1.00	1 Ø 5/8	5	11.95	37.3
	1 - 2	1.34	1 Ø 5/8	5	16.02	
	2 - 1	1.54	1 Ø 5/8	5	18.41	
	2 - 3	1.46	1 Ø 5/8	5	17.45	
	3 - 2	1.48	1 Ø 5/8	5	17.69	
PUNTO DE INFLE XION	3 - 4	1.48	1 Ø 5/8	5	17.69	37.3
	4 - 3	1.46	1 Ø 5/8	5	17.45	
	4 - 5	1.54	1 Ø 5/8	5	18.41	
	5 - 4	1.34	1 Ø 5/8	5	16.02	
	5 - v	1.00	1 Ø 5/8	5	11.95	
PUNTO DE INFLE XION	1 - 2	1.18	1 Ø 5/8	5	14.10	37.3
	2 - 1	1.20	1 Ø 5/8	5	14.34	
	2 - 3	1.14	1 Ø 1/2	4	17.03	
	3 - 2	1.14	1 Ø 1/2	4	17.03	
	3 - 4	1.14	1 Ø 1/2	4	17.03	
PUNTO DE INFLE XION	4 - 3	1.14	1 Ø 1/2	4	17.03	37.3
	4 - 5	1.20	1 Ø 5/8	5	14.34	
	5 - 4	1.18	1 Ø 5/8	5	14.10	

Conclusión: El esfuerzo cortante por adherencia es menor que el permisible.

DIAGRAMA DE ENVOLVENTE DE MOMENTOS

ALIGERÃO A-5 (PLANTA TÍPICA)

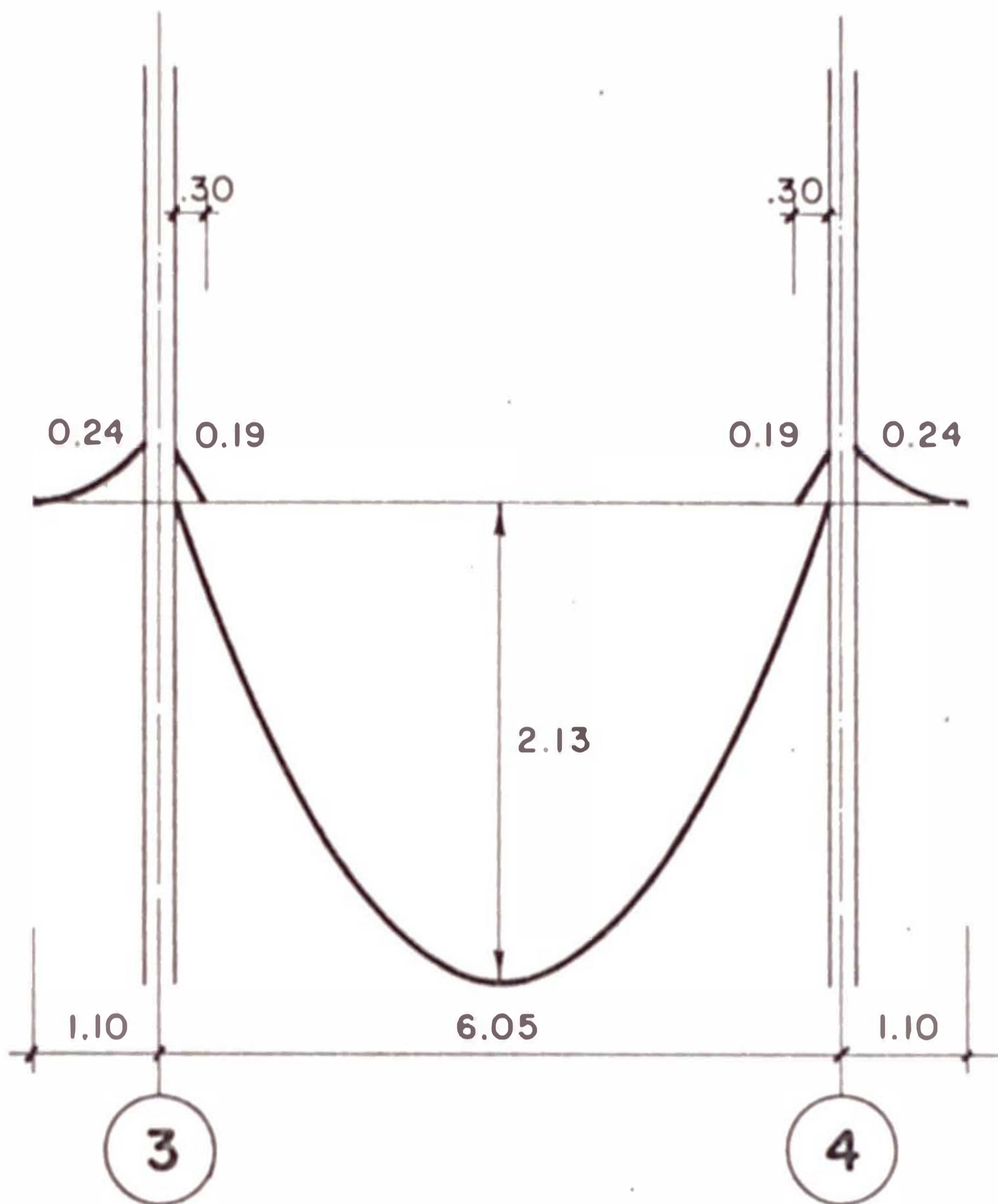
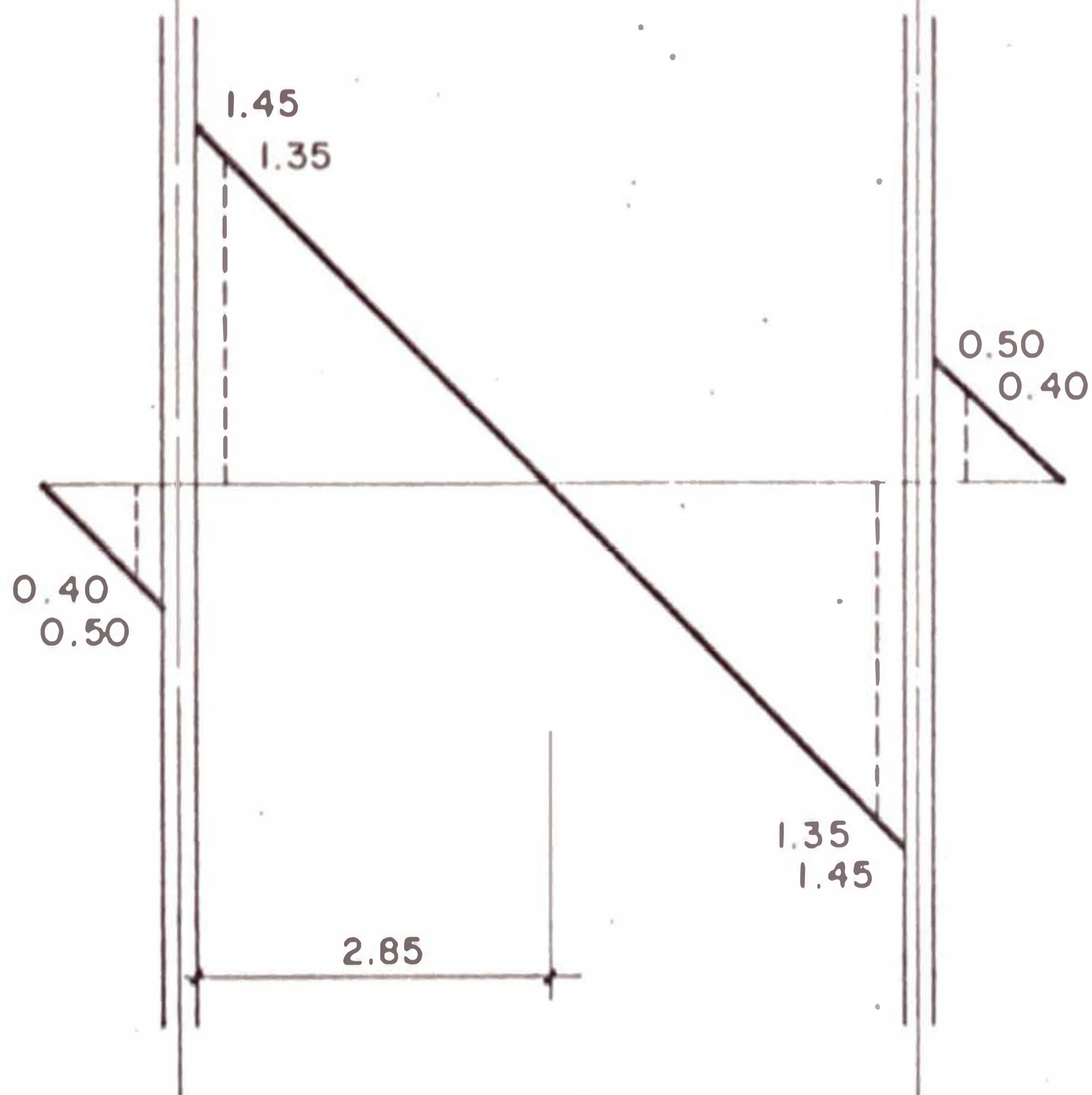


DIAGRAMA DE ENVOLVENTES DE FUERZAS CORTANTES



CAPITULO IV

ANALISIS SISMICO

El Analisis Sísmico se efectuará de acuerdo a las "NORMAS PERUANAS DE DISEÑO SISMICO RESISTENTE 1977".

1). Los factores que se tienen en cuenta en determinar la fuerza horizontal o cortante total en la base debido a la acción sísmica son:

FACTOR DE ZONA (Z). - Depende de la zona sísmica donde este ubicada la edificación.

El territorio peruano se encuentra dividido en 3 zonas de acuerdo a la sismicidad observada y la potenciabilidad sísmica de dichas zonas, (Ver mapa N° 1 de Zonificación Sísmica del Perú).

FACTOR DE USO E IMPORTANCIA (U). - Depende de la Categoría de la edificación, las edificaciones atendiendo a su uso han sido clasificadas en cuatro diferentes categorías.

FACTOR DE SUELO (S). - Este factor considera los efectos de amplificación de la Acción Sísmica que se producen por las características del sub-suelo de cimentación, considerando este de una profundidad de 1/2 de la menor dimensión de la base de la edificación y dependiendo fundamentalmente de su capacidad portante.

COEFICIENTE SISMICO (C). - Es la fracción del peso de la edificación "P" que debe de tomarse para la determinación de la fuerza cortante en la base, el que se calculará mediante el espectro de respuesta

de aceleración generalizado y expresado mediante fórmula función del período fundamental de la estructura (T) y del período predominante del suelo (Ts).

$$C = \frac{0.8}{\frac{T}{T_s} + 1}$$

donde, $0.16 \leq C \leq 0.40$
y $0.3 \text{ seg.} \leq T_s \leq 0.9 \text{ seg.}$

FACTOR DE DUCTIBILIDAD. (Rd), Este factor se determina de acuerdo a los materiales usados y el Sistema de estructuración para resistir la fuerza sísmica.

PESO DE LA EDIFICACION (P).- El peso "P" se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga.

La carga viva que se considera en Edificaciones comunes (EDIFICACION DE CATEGORIA "C") es del 25% C.V., -para todos los niveles inclusive azoteas.

PERIODO DE VIBRACION FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA (T).- Se determinará mediante procedimientos teóricos que cumplan con las Ecuaciones de la dinámica y que tengan en cuenta las características Estructurales y la distribución de masas de la edificación o en su defecto se podrá emplear las fórmulas dadas por las Normas.

$$H = \frac{Z \times U \times S \times C \times P}{R_d}$$

H = Fza. Horizontal o Cortante Total en la base debido a la Acción Sismica.

2). DISTRIBUCION "H" EN LA ALTURA DEL EDIFICIO.-

La Fuerza horizontal o cortante "H" en la base se distribuirá en la altura de la Edificación según la siguiente fórmula:

$$F_i = f \cdot H \cdot \frac{P_i \times h_i}{\sum P_i h_i}$$

donde: $f = 0.85$ para edificios cuya relación alto/ancho en la dirección considerada exceda de 6

$f = 1.00$ cuando esta relación no exceda de 3

Para relaciones alto/ancho entre 3 y 6 se deberá interpolar linealmente.

El resto de la Fuerza H se aplicará en el último nivel.

P_i : Peso del piso considerado i . En el último nivel se incluirá el peso de elementos tales como tanques de agua, caseta de Ascensores, etc

h_i : Altura del nivel i respecto a la base.

3). FUERZAS SISMICAS VERTICALES

No se considera, solo se efectúa la verificación en elementos en voladizos.

4). MOMENTO DE VOLTEO.-

Toda estructura y su cimentación deberán ser diseñadas para resistir conjuntamente el momento de volteo que produce un Sismo. Este momen-

to de volteo se determinará mediante la fórmula.

$$M_v = (F_i \cdot h_i)$$

5). EFFECTOS DE TORSION.-

Se considera que la fuerza Sismica actua horizontalmente a través del Centro de gravedad de la Estructura y si dicho centro no coincide en el centro de rigideces, se producirá torción. Se entiende por centro de rigides al centro estático de las rigídecas de los Elementos resistentes verticales.

La fuerza horizontal se distribuirá proporcionalmente a las rigideces relativas de los Elementos resistentes verticales y luego se corriga por torción, considerando el Aumento producido pero 'no las dimenciones.

El momento de Torsión se determinará según las siguientes fórmulas:

$$M_{ti} = H_i (1.5 e_i + 0.05 b x)$$

$$t_i = H_i (e_i - 0.05 b x)$$

M_{ti} = Momento de Torción en el nivel i

H_i = Cortante en el nivel i

e_i = Excentricidad estática en el nivel i

$b x$ Dimensión del Edificio en la dirección perpendicular que se esta analizando.

6) DESPLAZAMIENTO LATERAL

El máximo desplazamiento relativo de entre pisos (S_r), calculado sera de 0.01 la altura del piso considerada cuando existan elementos suscep

tíbles de dañarse por la deformación relativa,
para otros casos $S_r = 0.015$

7.4. JUNTAS DE SEPARACION SISMICAS

La dimensión "S" de la junta de separación en
trer dos bloques de un edificio en cada nivel
no sera menor que los 2/3 de la suma ^{de} los
desplazamientos máximos de los bloques calcu-
lados ni menor que:

$$S = 3 + 0.4 (h_i - S) \text{ ni menor que } 3 \text{ cms.}$$

4.10. METRADO DE CARGAS

Para el análisis sismico se considera al edi-
ficio empotrado al nivel del 1er. Piso, esto-
es, teniendo en cuenta que los muros de concreto
Armado del Sotano son de gran rigídes y
practicamente indeformables.

El peso en cada nivel estará constituídos por
la carga de la porción comprendida entre los
ptos. medios de cada entre piso tal como se
indica en la figura 4-1a.

4.11.- PESO DE LOS ELEMENTOS

1. Vigas Principales

Niveles del 9° al 2°

EJE 1	14.30 x .35 x .65 x 2.4 Tn/m ³	= 7.81 Tn.
" 2	14.30 x .35 x .65 x 2.4 "	= 7.81 "
" 5	14.30 x .35 x .65 x 2.4 "	= 7.81 "
" 3	7.15 x .35 x .65 x 2.4 "	= 3.90 "
"	10.40 x .25 x .65 x 2.4 "	= 4.06 "
	4.00 x .25 x .35 x 2.4 "	= 0.84
EJE 4	14.30 x .35 x .65 x 2.4 "	= 7.81 "
	3.00 x .25 x .65 x 2.4 "	= 1.17 "
	4.00 x .25 x .35 x 2.4 "	= 0.84 "

Peso/nivel = 42.05 Tn.

2.- VIGAS SECUNDARIAS

Niveles del 9° al 2°

EJE A	28.80 x .25 x .45 x 2.4 Tn/m ³ .	= 7.78 Tn.
EJE B	28.80 x .25 x .45 x 2.4 Tn/m ³	= 7.78 "
" C	25.75 x .25 x .45 x 2.4 Tn/m ³	= 6.95 "
" D	8.20 x .25 x .45 x 2.4 Tn/m ³	= 2.21 "
" E	8.20 x .25 x .45 x 2.4 Tn/m ³	= 2.21 "

Peso/nivel = 26.93 Tn.

3.- COLUMNAS

Nivel 9	0.5 (14 x 0.40 x 2.80 x 2.4 Tn/m ³)	= 7.53
	0.5 (6 x .25 x .25 x 2.80 x 2.4)	= 1.26
Niveles 8y7	14 x 0.40 x .40 x 2.80 x 2.4	= 15.05
	6 x .25 x .25 x 2.80 x 2.4	= 2.52

Niveles 6,5 y 4	14 x .45 x .50 x 2.80 x 2.40	=	21.17
	6 x .30 x .25 x 2.80 x 2.40	=	3.02
Nivel 3 y 2	14 x .50 x .60 x 2.80 x 2.40	=	28.22
	6 x .40 x .25 x 2.80 x 2.40	=	4.03

TOTAL = 82.8 Tn.

4.- MUROS DE CONCRETO ARMADO (ASCENSOR)

-Nivel 9 :

EJE 3A	- .5 x .225 x 5.00 x 3.10 x 2.4	=	4.18
" 3B	- .5 x .225 x 5.00 x 3.10 x 2.4	=	4.18
" B'	- .5 x .225 x 2.00 x 3.10 x 2.4	=	1.67
" C	= .5 x .225 x 2.00 x 3.10 x 2.4	=	1.67

TOTAL =11.70 Tn.

-Niveles 8, 7, 6, 5, 4, 3 y 2

Peso/nivel = 23.40 Tn.

5.- CARGAS DISTRIBUIDAS

- Nivel 9	400 m2 x 0.45 Tn/m2	=	180 Tn.
- Nivel 8 al 2	388 m2 x 0.55	=	213.4 "

6.- MUROS PERIMETRALES

-Nivel 9

EJE A	28.80 x 1.10 x 0.28 T/m2	=	8.87 Tn.
" C	28.80 x 1.10 x 0.28	=	8.87 "
Voladizos	14.30 x 1.10 x 0.28	=	4.40 "
	14.30 x 1.10 x 0.28	=	4.40m "

TOTAL= 26.54 Tn.

-NIVELES 8, 7, 6, 5, 4, 3 y 2

EJE A	28.80 x 1.05 x 0.28 Tn/m2	=	8.47 Tn.
" C	22.75 x 1.05 x 0.28	=	6.69
Volad.	14.30 x 1.05 x 0.28	=	4.20
	14.30 x 1.05 x 0.28	=	4.20

EJE 4	3.00 x 1.05 x 0.28	=	0.88
EJE D	2.00 x 2.85 x 0.28	=	1.60
EJE E	8.20 x 2.85 x 0.28	=	6.54
Volad.	8.00 x 2.00 x 0.28	=	4.48

37.06 Tn.

7) 25% de CARGA VTVA:

NIVEL 9 0.25 x 400 x 0.15 Tn/m² = 15 Tn.

NIVELES 8 al 2 0.25 x 388 x 0.25 Tn/m² = 24.25 Tn.

8) RESUMEN DEL METRADO DE CARGAS

a) PESO DE LA ESTRUCTURA POR PISO

	Vigas Princip	VIGAS SEC.	COLUMNAS	MUROS DE C.A. (A en)	CARGAS DISTRIBUIDAS	MUROS PERIM	ESCAL	25%CV	PESO POR PISO (T)
9	42.05	26.93	8.79	11.70	180	26.54	6.23	15.00	317.24
8	42.05	26.93	17.57	23.40	213.40	37.06	20.11	24.25	404.77
7	42.05	26.93	17.57	23.40	213.40	37.06	20.11	24.25	404.77
6	42.05	26.93	24.19	23.40	213.40	37.06	20.11	24.25	411.39
5	42.05	26.93	24.19	23.40	213.40	37.06	20.11	24.25	411.39
4	42.05	26.93	24.19	23.40	213.40	37.06	20.11	24.25	411.39
3	42.05	26.93	32.25	23.40	213.40	37.06	20.11	24.25	419.45
2	42.05	26.93	32.25	23.40	213.40	37.06	20.11	24.25	419.45

P = 3199.85Tn.

NOTA.- Los pesos de los Elementos estandados en toneladas.

b) Peso de los Elementos situados encima de la Azotea:

Caseta Máquinas = 27.34 Tn.

Tanque de Agua = 40.62 Tn

Peso Total = 67.96 Tn.

4. Análisis Estático en la Dirección Principal

4.21 Método de Muto para el Cálculo de las Rigideces de los Elementos y sus puntos de inflexión.

1.- PRINCIPIOS

a). En el Análisis solo se considera la Componente horizontal de la fuerza Sísmica.

La fuerza horizontal se asume que actúa separadamente en las direcciones longitudinal y transversal

b). Se asume que la fuerza Sísmica actúa en el nivel de cada piso.

c). Se asume que las Estructuras de los pisos son rígidos en la dirección horizontal, De acuerdo a esto se asume que todos los elementos resistentes en cualquier piso, tienen el mismo desplazamiento relativo.

d). Cuando exista excentricidad entre el Centro de Corte (Centro de masas G) y el centro de rigidez (Centro de valores "D") la torción resultante debe de tomarse en cuenta.

e). La distribución del Corte y el Análisis de esfuerzos de los elementos resistentes sera hecho de acuerdo con la teoría elástica.

f). Se debe prevenir el Asentamiento, desplazamiento lateral o la rotación.

2.- Definición del Valor "D" (Coeficiente de Distribución).

El valor "D" de los Elementos resistentes en un piso cualquiera, es la fuerza de Corte que

actua en el elemento cuando el desplazamiento relativo en el piso considerado tiene un valor Unitario (rigidez expresado en una unidad comun).

3.- METODO DE ANALISIS

1.- Evaluación de los Valores "D"

2.- Distribución del Corte del Piso de los E
Elementos:

$$V_n = V_t \times \frac{D_n}{\sum D_n}$$

V_n = Corte en un elemento o grupo de elementos. resistentes.

V_t = Corte total en el piso considerado

D_n = Valor "D" de un elemento o grupo de elementos resistentes del piso considerado.

3.- Corrección por torción

4.- Determinación de los puntos de Inflexión

5.- Cálculo de Fuerzas y Momentos.

4.22 CALCULO DE LA FUERZA HORIZONTAL EN LA BASE (H)

1.- Valor de Z

Zona 1 (Lima está ubicada en la Zona 1, segun el mapa de Zonificación Sísmica del Perú)

Para esta zona $Z = 1.0$

2.- Valor de U

El edificio esta en la categoría C, entonces

$U = 1.0$

3. Valor de S:

Se considera un suelo tipo II (Suelo Cohesivo duro o firme) ya que esta característica se presenta en algunas partes de Lima, entonces:

$$T_s = 0.6 \quad S = 1.2$$

4. Valor de Rd

La calificación se considera del tipo E-3

$$R_d = 4.0$$

5. Valor de P

$$P = 3,199.85 \text{ Tn.}$$

P = Peso muerto del Edificio más un porcentaje de la carga viva (ver cuadro de resumen de metrado de Cargas).

6. Valor C

$$T = \frac{0.09 h}{\sqrt{D}} \quad C = \frac{0.8}{\frac{T}{T_s} + 1.0}$$

h = altura de la edificación respecto al nivel del terreno en metros.

D - Dimensión, horizontal en metros de la edificación en la dirección del Sismo.

$$h = 24.40 \text{ mt.}, \quad D = 21.30 \text{ mts.}$$

$$T = \frac{0.09 \times 24.40}{\sqrt{21.30}} = 0.475$$

$$C = \frac{0.8}{\frac{0.475}{0.60} + 1.0} = -0.446 \text{ como } 0.16 \leq C \leq 0.40$$

Se tomara C = 0.40

7. Cálculo de 'H'

$$H = Z \times U \times S \times C \times P = 1 \times 1 \times 1.2 \times 0.4 \times 3,199.85$$

$$Rd \qquad \qquad \qquad 4.0$$

$$H = 383.98 \text{ Tn}$$

4.23. DISTRIBUCION EN ALTURA DE LA FUERZA 'H' (POR NIVELES)

$$F_i = f H \frac{P_i h_i}{\sum P_i h_i}$$

$$f=1.0 \text{ porque relación } \frac{24.40}{21.30} = 1.14 < 3$$

$$6 \frac{24.40}{14.30} = 1.70 < 3$$

$$F_i = \frac{H P_i h_i}{\sum P_i h_i} \qquad H = 383.98 \text{ Tn}$$

NIVEL	Pi	hi	Pi hi	Fi	Hi=Vi
* 9	385.20	24.275	9350.73	81.72	81.72
8	404.77	21.225	8591.24	75.08	156.80
7	404.77	18.175	7356.70	64.28	221.08
6	411.39	15.125	6222.27	54.38	275.46
5	411.39	12.075	4967.53	43.41	318.87
4	411.39	9.025	3712.80	32.45	351.32
3	419.45	5.975	2506.21	21.90	373.22
2	419.45	2.925	1226.90	10.72	383.94

$$\sum P_i h_i = 43934.38$$

*NOTA.- En este nivel se ha considerado además el peso de tanque de agua y caseta de máquina.

$$317.24 + 67.96 = 385.20 \text{ Tn.}$$

POPTICO PRINCIPAL 4-4 ; CARACTERISTICAS PRINCIPALES

Secciones de Vigas y columnas, Kc y Kv.

Para las columnas:

$$I_c = \frac{bh^3}{12}$$

$$K_c = \frac{I_c}{h}$$

$$K_c = \frac{K_c}{K_o}$$

Siendo $K_o = 100$

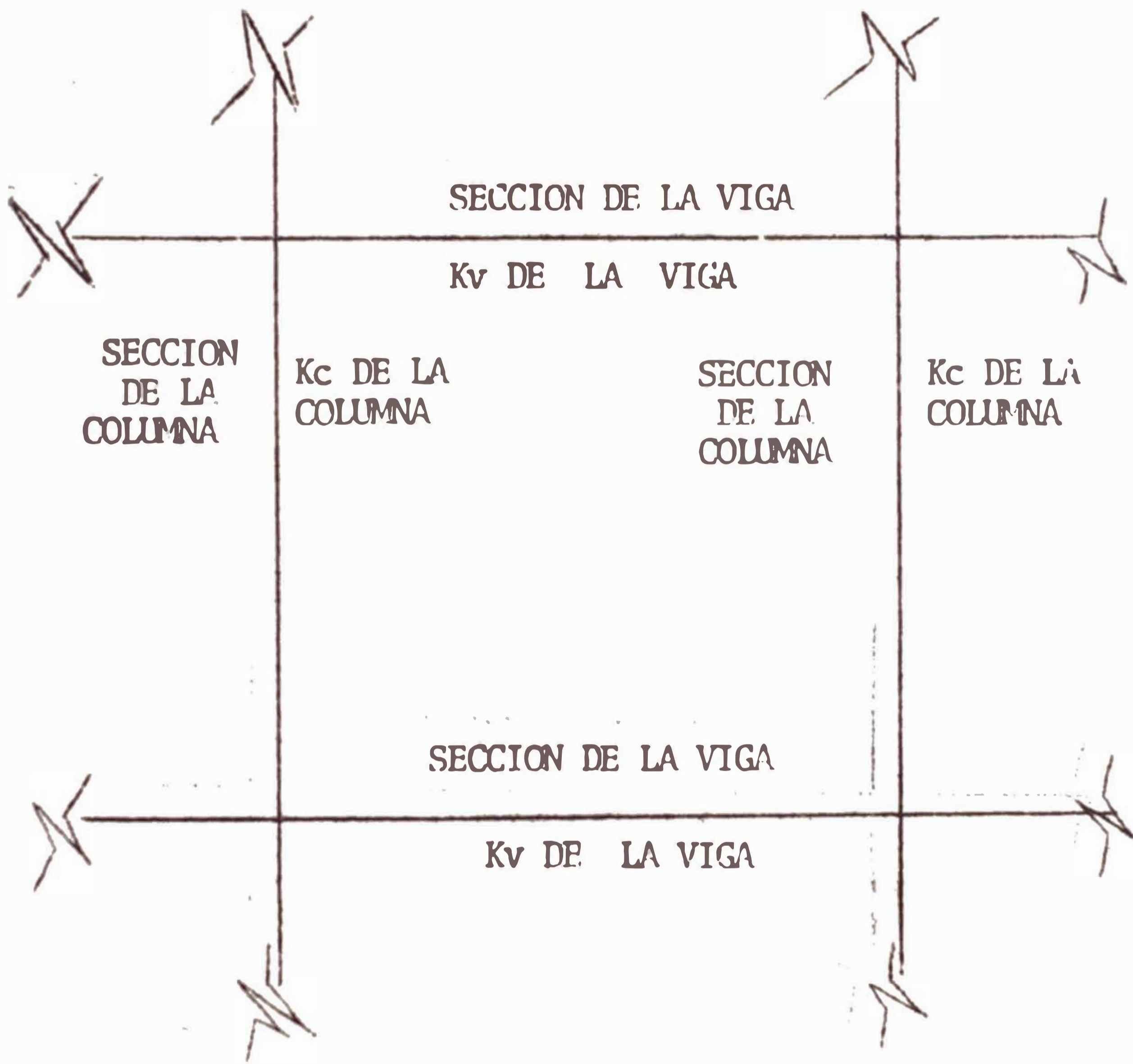
Para las Vigas:

$$I_v = \frac{bh^3}{12}$$

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

$$K_v = \frac{K_v}{K_o}$$

MOMENCLATURA



4.24. EVALUACION DE LOS VALORES "D" EN LOS PORTICOS DE LA DIRECCION PRINCIPAL

1.- Presentación de las Dimensiones y Rigideces de los Porticos (Fig. 4-2a)

En la figura 4-2a, se presentan los porticos con las dimensiones de sus secciones y sus respectivas rigideces

$K_v = \frac{K_v}{K_o}$ Coeficiente de rigides relativa de vigas

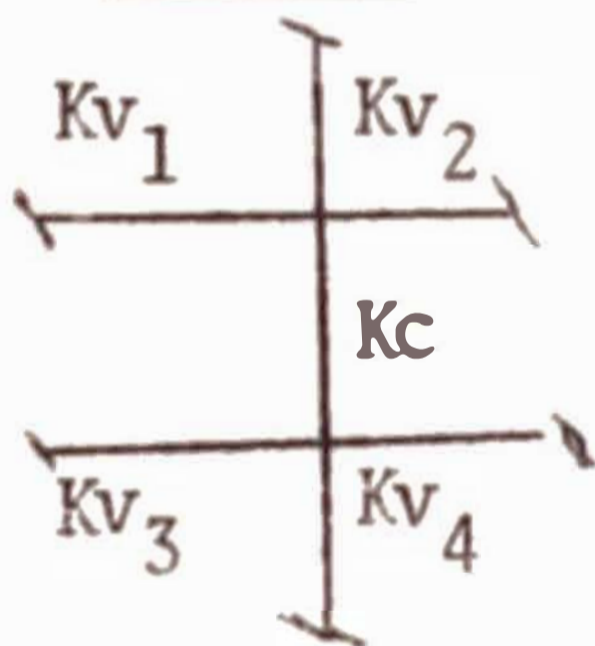
$K_c = \frac{K_c}{K_o}$ Coeficiente de rigides relativa de Columnas.

$K_v = \frac{I_v}{L}$ Coeficiente de rigides de Vigas

$K_c = \frac{I_c}{h}$ Coeficiente de rigides de Columnas

2.- Cálculo de los Valores "D" en los Porticos Principales: Se presentan 3 casos

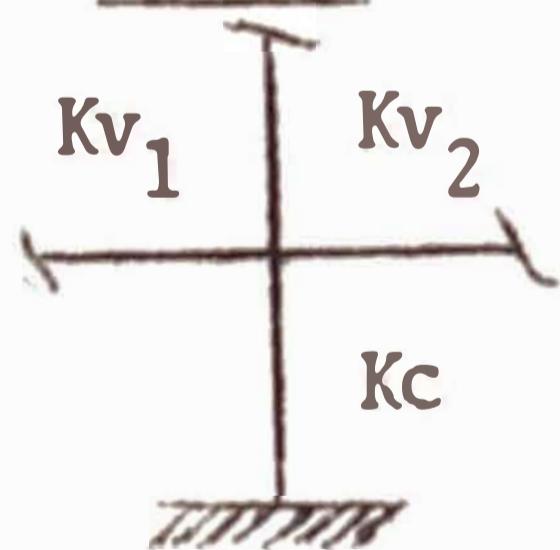
CASO 1



$$\bar{K} = \frac{Kv_1 + Kv_2 + Kv_3 + Kv_4}{2 Kc}$$

$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} \rightarrow \boxed{D = a Kc}$$

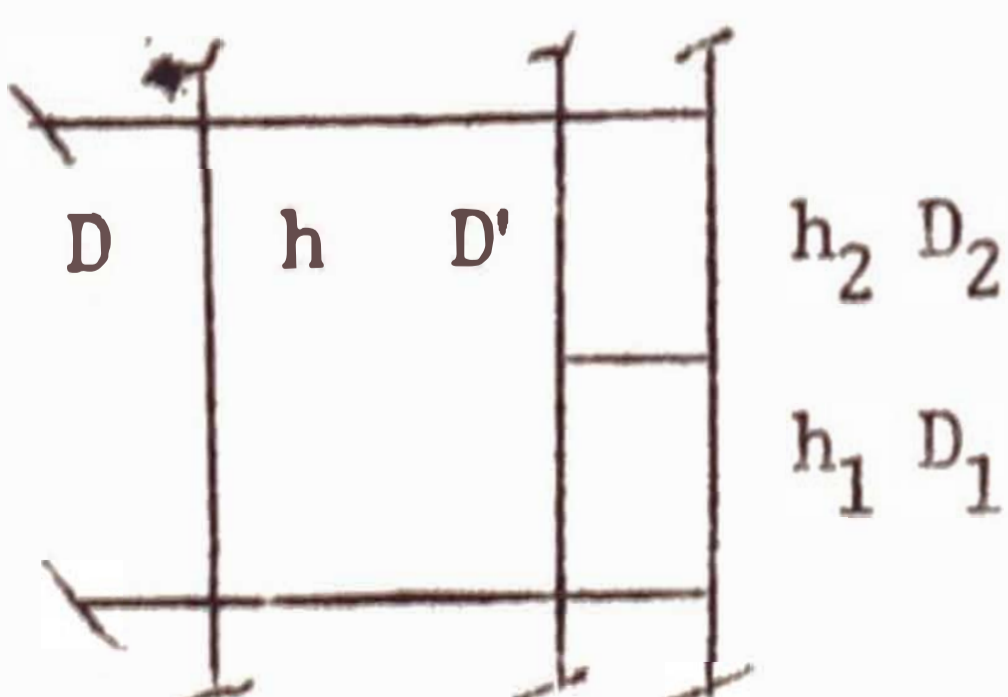
CASO 2



$$K = \frac{Kv_1 + Kv_2}{Kc}$$

$$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} \rightarrow \boxed{D = a Kc}$$

CASO 3



$$D' = \frac{1}{\frac{1}{D_1} \left(\frac{h_1}{h}\right)^2 + \frac{1}{D_2} \left(\frac{h_2}{h}\right)^2}$$

COLUMNA		$\frac{Kv_1 + Kv_2 + Kv_3 + Kv_4}{2Kc}$	\bar{K}	$\frac{\bar{K}}{(2+\bar{K})}$	a	Kc	D
NI-VEL	EJE						
PORTICOS PRINCIPALES 1-1, 2-2, 5-5							
9° al 7°	A	$\frac{11.20 + 11.20}{2 \times 7.62}$	1.47	$\frac{1.47}{2+1.47}$	0.42	7.62	3.22
	B	$\frac{11.20+11.20+11.20+11.20}{2 \times 7.62}$	2.94	$\frac{2.94}{2+2.94}$	0.59	7.62	4.53
	C	$\frac{11.20 + 11.20}{2 \times 7.62}$	1.47	$\frac{1.47}{2+1.47}$	0.42	7.62	3.22
6° al 4°	A	$\frac{11.20 + 11.20}{2 \times 13.56}$	0.83	$\frac{0.83}{2+0.83}$	0.29	13.56	3.98
	B	$\frac{11.20 + 11.20 + 11.20 + 11.20}{2 \times 13.56}$	1.65	$\frac{1.65}{2+1.65}$	0.45	13.56	6.13
	C	$\frac{11.20 + 11.20}{2 \times 13.56}$	0.83	$\frac{0.83}{2+0.83}$	0.29	13.56	3.98
3°	A	$\frac{11.20 + 11.20}{2 \times 22.32}$	0.50	$\frac{0.50}{2+0.50}$	0.20	22.32	4.46
	B	$\frac{11.20 + 11.20 + 11.20 + 11.20}{2 \times 22.32}$	1.00	$\frac{1.00}{2+1.00}$	0.33	22.32	7.44
	C	$\frac{11.20 + 11.20}{2 \times 22.32}$	0.50	$\frac{0.50}{2+0.50}$	0.20	22.32	4.46
2°	A	$\frac{11.20}{22.32}$	0.50	$\frac{0.50+0.50}{2+0.50}$	0.40	22.32	8.93
	B	$\frac{11.20 + 11.20}{22.32}$	1.00	$\frac{0.50+1.0}{2+1.0}$	0.50	22.32	11.16
	C	$\frac{11.20}{22.32}$	0.50	$\frac{0.5 + 1.0}{2+1.0}$	0.40	22.32	8.93
PORTICO PRINCIPAL 4 - 4							
9° al 7°	A	Idem Port.Principal 1-1	1.47				3.22
	B	" " " "	2.94				4.53
	C	$\frac{11.20+26.70+11.20+26.70}{2 \times 7.62}$	4.97	$\frac{4.97}{2+4.97}$	0.71	7.62	5.43
	D	$\frac{26.70 + 2.23 + 26.70 + 2.23}{2 \times 1.16}$	24.94	$\frac{24.94}{2+24.94}$	0.92	1.16	1.07
	E	$\frac{2.23+2.23}{2 \times 1.16}$	1.92	$\frac{1.92}{2+1.92}$	0.49	1.16	0.57

PORTICO PRINCIPAL 4-4

6° al 4°	A	Idem Portico Principal 1-1	0.83				3.98
	B	" " " 1-1	1.65				6.13
	C	$\frac{11.20+26.70+11.20 + 26.70}{2 \times 13.56}$	2.79	$\frac{2.79}{2 + 2.79}$	0.58	13.56	7.90
	D	$\frac{26.70 + 2.23 + 26.70 + 2.23}{2 + 2.00}$	14.46	$\frac{14.46}{2 + 14.46}$	0.88	2.00	1.76
	E	$\frac{2.23 + 2.23}{2 \times 2.00}$	1.11	$\frac{1.11}{2 + 1.11}$	0.36	2.00	0.72
3°	A	Idem Portico Principal 1-1	0.50				4.46
	B	" " " 1-1	1.00				7.44
	C	$\frac{11.20 + 26.70 + 11.20 + 26.70}{2 \times 22.32}$	1.70	$\frac{1.70}{2 + 1.70}$	0.46	22.32	10.26
	D	$\frac{26.70 + 2.23 + 26.70 + 2.23}{2 \times 4.76}$	6.08	$\frac{6.08}{2 + 6.08}$	0.75	4.76	3.58
	F	$\frac{2.23 + 2.23}{2 \times 4.76}$	0.47	$\frac{0.47}{2 + .47}$	0.19	4.76	0.91
2°	A	Idem Portic. Principal 1-1	0.50				8.93
	B	" " " 1-1	1.00				11.16
	C	$\frac{11.20 + 26.70}{22.32}$	1.70	$\frac{0.5 + 1.70}{2 + 1.70}$	0.59	22.32	13.27
	D	$\frac{26.70 + 2.23}{4.76}$	6.08	$\frac{0.5+6.08}{2 + 6.08}$	0.81	4.76	3.88
	E	$\frac{2.23}{4.76}$	0.47	$\frac{0.5+0.47}{2 + 0.47}$	0.39	4.76	1.87

PORTICO PRINCIPAL 3 - 3

9° al	A	Idem Portico Principal 1-1	1.47				3.22
	B	$\frac{11.20 + 23.83 + 11.20 + 23.83}{2 \times 7.62}$	4.60	$\frac{4.60}{2+ 4.60}$	0.69	7.62	5.31
	B'	$\frac{23.83 + 11.44 + 23.83 + 11.44}{2 \times 1.16}$	30.40	$\frac{30.40}{2+30.40}$	0.94	1.16	1.09
	C	Se calculara aparte					
	D	Se calculará aparte					
E	$\frac{2.23 + 2.23}{2 \times 1.16}$	1.92	$\frac{1.92}{2+1.92}$	0.49	1.16	0.57	

2	A	Idem port.principal 1-1					3.98
1							
4°	E	$\frac{11.20+23.83+11.20+23.83}{2 \times 13.56}$	2.58	$\frac{2.58}{2+2.58}$	0.56	13.56	7.64
	B'	$\frac{23.83+11.44+23.83+11.44}{2 \times 2.00}$	17.63	$\frac{17.63}{2+17.63}$	0.90	2.00	1.80
	C	Se calculará aparte					
	D	" " "					
	E	$\frac{2.23 + 2.23}{2 \times 2.00}$	1.11	$\frac{1.11}{2+1.11}$	0.36	2.00	0.72
3°	A	Idem Port.Princip. 1-1					4.46
	B	$\frac{11.20+23.83+11.20+23.83}{2 \times 22.32}$	1.57	$\frac{1.57}{2+1.57}$	0.44	22.32	9.82
	B'	$\frac{23.83+11.44+23.83+11.44}{2 \times 4.76}$	7.41	$\frac{7.41}{2+7.41}$	0.79	4.76	3.75
	C	Se calculará aparte					
	D	Se calculará aparte					
	E	$\frac{2.23 + 2.23}{2 \times 4.76}$	0.47	$\frac{0.47}{2+0.47}$	0.19	4.76	0.91
2°	A	Idem Port.Principal 1-1					8.93
	B	$\frac{11.20 + 23.83}{22.32}$	1.57	$\frac{0.5+1.57}{2+1.57}$	0.58	22.32	12.94
	B'	$\frac{23.83 + 11.44}{4.76}$	7.41	$\frac{0.5+7.41}{2+7.41}$	0.84	4.76	4.00
	C	Se calculará aparte					
	D	Se calculará aparte					
	E	$\frac{2.23}{4.76}$	0.47	$\frac{0.5+0.47}{2+0.47}$	0.39	4.76	1.87

CALCULO DE LOS VALORES "D" EN EL PORTICO PRINCIPAL 3-3 EN LOS EJE C y D.

a). En el nivel 9 en el eje "C", se tiene

$$D = a K_c \quad a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

$$\bar{K} = \frac{Kv_1 + Kv_2 + Kv_3 + Kv_4}{2Kc} = \frac{11.44 + 19.07 + 11.44 + 19.07}{2 \times 1.16}$$

$$\bar{K} = 26.30 \quad a = \frac{26.30}{2 + 26.30} = 0.929$$

$$D = 0.929 \times 1.16 = 1.078$$

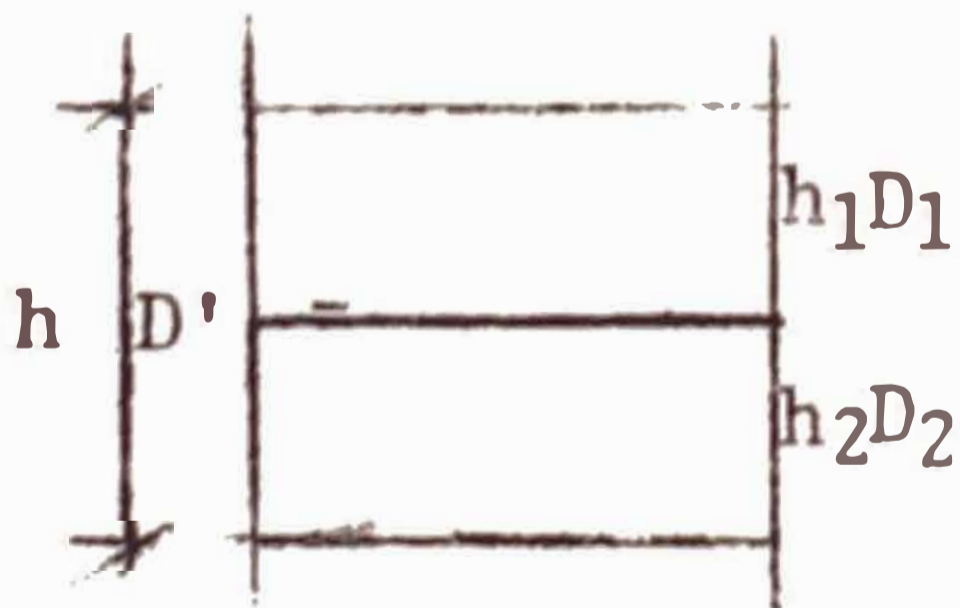
-En el nivel 9 en el eje "D" se tiene:

$$\bar{K} = \frac{19.07 + 2.23 + 19.07 + 2.23}{2 \times 1.16} = 18.362$$

$$a = \frac{18.362}{2 + 18.362} = 0.902 \quad D = 0.902 \times 1.16 = 1.046$$

b) En los niveles 8° y 7°

1). En el eje "C"



$$\bar{K}_1 = \frac{11.44 + 19.07 + 1.875}{2 \times 2.32} = 6.98$$

$$a_1 = \frac{6.98}{2 + 6.98} = 0.78$$

$$D_1 = 0.78 \times 2.32 = 1.80, \quad h_1 = 1.40$$

$$K_2 = \frac{1.875 + 11.44 + 19.07}{2 \times 2.32} = 6.98$$

$$a = \frac{6.98}{2 + 6.98} = 0.78$$

$$D_2 = 0.78 \times 2.32 = 1.80 \quad h_2 = 1.40$$

Vemos que $D_1 = D_2$ y $h_1 = h_2$

como $D' = \frac{1}{\frac{1}{D_1} \left(\frac{h_1}{h} \right)^2 + \frac{1}{D_2} \left(\frac{h_2}{h} \right)^2}$ Simplificando,

Se obtiene $D' = 2 D$ $D' = 2 \times 1.80 = 3.60$

2). En el eje "D"

$$\bar{K}_1 = \frac{19.07 + 2.23 + 1.875}{2 \times 2.32} = 4.994$$

$$a = \frac{4.994}{2 + 4.994} = 0.714$$

$$D_1 = 0.714 \times 2.32 = 1.656$$

$$\bar{K}_2 = \frac{1.875 + 19.07 + 2.23}{2 \times 2.32} = 4.994$$

$$a = \frac{4.994}{2 + 4.994} = 0.714$$

$$D_2 = 0.714 \times 2.32 = 1.656$$

$$D' = 2 \times 1.656 = 3.312$$

C). Desde 6° nivel al 4° nivel.

1). En el eje "c"

$$\bar{K} = \frac{11.44 + 19.07 + 1.875}{2 \times 4.02} = 4.028$$

$$a = \frac{4.028}{2 + 4.028} = 0.668$$

$$D_1 = 0.668 \times 4.02 = 2.686$$

$$D_1 = D_2$$

- 125 -

$$D' = 2 \times 2.686 = 5.372$$

2). En el eje "D" $K_1 = K_2$ y $h_1 = h_2$

$$\bar{K} = \frac{19.07 + 2.23 + 1.875}{2 \times 4.02} = 0.50$$

$$a = \frac{0.50}{2+0.5} = 0.20 \quad D = 0.20 \times 4.02 = 0.80$$

$$D' = 2 \times 0.80 = 1.60$$

D). En el 3er nivel

1). En el eje "c"

$$\bar{K} = \frac{19.07 + 11.44 + 1.875}{2 \times 9.52} = 1.70$$

$$a = \frac{1.70}{2 + 1.70} = 0.459 \quad D = 0.459 \times 9.52 = 4.375$$

$$D' = 2 \times 4.375 = 8.75$$

2). En el eje "D"

$$\bar{K} = \frac{19.07 + 2.23 + 1.875}{2 \times 9.52} = 1.22$$

$$a = \frac{1.22}{2 + 1.22} = 0.38 \quad D = 0.38 \times 9.52 = 3.62$$

$$D' = 2 \times 3.62 = 7.24$$

E). En el 2º nivel

1). En el eje "c"

$$K_1 = \frac{11.44 + 19.07 + 1.875}{2 \times 9.52} = 1.70$$

$$a = \frac{1.70}{2+1.70} = 0.459 \quad D_1 = 0.459 \times 9.52 = 4.375$$

$$K_2 = \frac{1.875}{9.52} = 0.20 \quad a_2 = \frac{0.5 + 0.20}{2 + 0.20} = 0.32$$

$$D_2 = 0.32 \times 9.52 = 3.03$$

- 126 -

$$D' = \frac{4 D_1 D_2}{D_1 + D_2} = \frac{4 \times 4.375 \times 3.03}{4.375 + 3.03} = 7.16$$

2). En el eje 'D'

$$K_1 = \frac{19.07 + 2.23 + 1.875}{2 \times 9.52} = 1.22$$

$$a_1 = \frac{1.22}{2 + 1.22} = 0.38 \quad D_1 = 0.38 \times 9.52 = 3.62$$

$$K_2 = \frac{1.875}{9.52} = 0.20 \quad a_2 = \frac{0.5 + 0.2}{2 + 0.20} = 0.32$$

$$D_2 = 0.32 \times 9.52 = 3.03$$

$$D' = \frac{4 \times 3.62 \times 3.03}{3.62 + 3.03} = 6.67$$

3). VALORES "D" EN PORTICOS PRINCIPALES POR NIVELES:

COLUMNA	NIVEL 9 D	NIVEL 8 y 7 D	NIVEL 6°, 5°, 4° D	NIVEL 3° D	NIVEL 2° D
A - 1	3.22	3.22	3.98	4.46	8.93
A - 2	3.22	3.22	3.98	4.46	8.93
A - 3	3.22	3.22	3.98	4.46	8.93
A - 4	3.22	3.22	3.98	4.46	8.93
A - 5	3.22	3.22	3.98	4.46	8.93
B - 1	4.53	4.53	6.13	7.44	11.16
B - 2	4.53	4.53	6.13	7.44	11.16
B - 3	5.31	5.31	7.64	9.82	12.94
B - 4	4.53	4.53	6.13	7.44	11.16
B - 5	4.53	4.53	6.13	7.44	11.16
B' - 3	1.09	1.09	1.80	3.75	4.00
C - 1	3.22	3.22	3.98	4.46	8.93
C - 2	3.22	3.22	3.98	4.46	8.93
C - 3	1.08	3.60	5.38	8.75	7.16
C - 4	5.43	5.43	7.90	10.26	13.27
C - 5	3.22	3.22	3.98	4.46	8.93
D - 3	1.05	3.31	1.60	7.24	6.60
D - 4	1.07	1.07	1.76	3.58	3.88
E - 3	0.57	0.57	0.72	0.91	1.87
E - 4	0.57	0.57	0.72	0.91	1.87
$\Sigma D=$	60.05	64.83	83.88	110.66	167.67

RESUMEN

NIVEL	9	8	7	6	5	4	3	2
D	60.05	64.83	64.83	83.88	83.88	83.88	110.66	167.67

B. - PRIMERA INTERACCION

	Vn	A	R	$\Delta sn \times 10^3$	27.6 K ₀	σ_{sn}
9	5	18.112	1.2	0.44	9.86	0.003
8	60	18.112	1.2	3.98	9.86	0.039
7	125	18.112	1.2	8.28	9.86	0.082
6	150	18.112	1.2	9.94	9.86	0.098
5	210	18.112	1.2	13.91	9.86	0.137
4	240	18.112	1.2	15.90	9.86	0.157
3	280	18.112	1.2	18.55	9.86	0.183
2	320	18.112	1.2	21.20	9.86	0.209

NIVEL	$x 10^2$	M/hn	M'n $x 10^2$	2 Mn $x 10^2$	Kn $x 10^3$	$\frac{2 Mn}{Kn}$ $x 10^{-1}$	4 Δ Bn $x 10^{-1}$	3/hn $x 10^{-4}$	σ Bn
9	2.8	14	14	14	33.92	0.41	1236.13	1.071	1.324
8	2.8	168	200	214	33.92	6.31	1229.41	1.071	1.317
7	2.8	350	550	750	33.92	22.11	1200.99	1.071	1.286
6	2.8	420	970	1520	33.92	44.81	1134.07	1.071	1.215
5	2.8	588	1558	2528	33.92	74.53	1014.73	1.071	1.087
4	2.8	670	2228	3786	33.92	111.62	828.58	1.071	0.887
3	2.8	784	3012	5240	33.92	154.48	562.48	1.071	0.602
2	2.8	896	3908	6920	33.92	204.00	204.00	1.071	0.218

NIVEL	Vn	\int_{sn}	bn	\int_{wn}	D _{asc}
9	5	0.003	1.324	1.327	3.77
8	60	0.039	1.317	1.356	44.25
7	125	0.082	1.286	1.368	91.37
6	150	0.098	1.215	1.313	114.24
	210	0.137	1.087	1.224	171.57
4	240	0.157	0.887	1.044	229.89
3	280	0.183	0.602	0.785	356.68
2	320	0.209	0.218	0.427	749.41

NIVEL	$\sum D_{port.}$	D _{asc.}	$\sum D_{Total}$	V	V _{asc.}
9	60.05	3.77	63.82	81.72	4.83
8	64.83	44.25	109.08	156.80	63.60
7	64.83	91.37	156.20	221.08	129.31
6	83.88	114.24	198.12	275.46	158.83
5	83.88	171.57	255.45	318.87	214.17
4	83.88	229.89	313.77	351.32	257.40
3	110.66	356.68	467.34	373.22	284.85
2	167.67	749.41	917.08	383.94	313.74

NI- VEL	Vn	A	R	$\Delta sn \times 10^{-3}$	27.6 Ko hn	$\int sn$
9	4.83	18.112	1.2	0.32	9.86	0.003
8	63.60	18.112	1.2	4.21	9.86	0.042
7	129.31	18.112	1.2	8.57	9.86	0.085
6	158.83	18.112	1.2	10.52	9.86	0.104
5	214.17	18.112	1.2	14.19	9.86	0.140
4	257.40	18.112	1.2	17.05	9.86	0.168
3	284.85	18.112	1.2	18.57	9.86	0.186
2	313.74	18.112	1.2	20.79	9.86	0.205

N	hn x10 ²	Vnhn	M'n x 10 ²	2 Mn x10 ²	Kn x10 ³	$\frac{2Mn}{Kn}$ x10 ⁻¹	4 Δ Bn x10 ⁻¹	.3/hn x10 ⁻²	$\int Bn$
9	2.8	13.52	13.52	13.52	33.92	0.40	1271.64	1.071	1.362
8	2.8	178.08	191.60	205.12	33.92	6.05	1265.29	1.071	1.355
7	2.8	362.07	553.67	745.27	33.92	21.97	1237.27	1.071	1.325
6	2.8	444.72	998.39	1552.06	33.92	45.75	1169.55	1.071	1.252
5	2.8	599.68	1598.07	2596.46	33.92	76.55	1047.25	1.071	1.121
4	2.8	720.72	2318.79	3916.86	33.92	115.47	855.23	1.071	0.916
3	2.8	797.58	3116.37	5435.16	33.92	160.23	579.53	1.071	0.620
2	2.8	878.47	3994.84	7111.21	33.92	209.65	209.65	1.071	0.224

	V	\int_{sn}	\int_{bn}		Dasc.
9	4.83	0.003	1.362	1.365	3.54
8	63.60	0.942	1.355	1.397	45.53
7	129.31	0.985	1.325	1.410	91.71
6	158.83	0.104	1.252	1.356	117.13
5	214.17	0.140	1.121	1.261	169.84
4	284.85	0.186	0.620	0.806	353.41
3	284.85	0.186	0.620	0.806	353.41
	313.74	0.205	0.224	0.429	731.33

N	$\sum D_{port.}$	Dasc.	$\sum D_{total}$	V	Vasc.
9	60.05	3.54	63.59	81.72	4.55
8	64.83	45.53	110.36	156.80	64.69
7	64.83	91.71	156.54	221.08	129.52
6	83.88	117.13	201.01	275.46	160.51
5	83.88	169.84	253.72	318.87	213.45
4	83.88	237.45	321.33	351.32	259.61
3	110.66	353.41	464.07	373.22	284.23
2	167.64	731.33	899.00	383.94	312.33

TERCERA INTERACCION

NI ^{-t}	Vn	A	R	$\Delta_{sn} \times 10^{-3}$	27.6 Ko hn	\int_{sn}
9	4.55	18.112	1.2	0.30	9.86	0.003
8	64.69	18.112	1.2	4.29	9.86	0.042
7	129.52	18.112	1.2	8.58	9.86	0.085
6	160.51	18.112	1.2	10.63	9.86	0.105
5	213.45	18.112	1.2	14.14	9.86	0.139
4	259.61	18.112	1.2	17.20	9.86	0.170
	284.23	18.112	1.2	18.83	9.86	0.186
2	312.33	18.112	1.2	20.69	9.86	0.204

N	hn	Vnhn	M'n x 10 ²	Z'n x 10 ²	Kn x 10 ²	Z'n Kn	4 Δ Bn x10 ⁻¹	3/hn x10 ⁻²	Σ Bn
						x10 ⁻¹			
9	2.8	12.74	12.74	12.74	33.92	0.37	1276.71	1.071	1.367
8	2.8	181.13	193.87	206.61	33.92	6.09	1270.25	1.071	1.360
7	2.8	362.66	556.53	750.40	33.92	22.12	1242.04	1.071	1.330
6	2.8	449.43	1005.96	1562.49	33.92	46.06	1173.86	1.071	1.257
5	2.8	597.66	1603.62	2609.58	33.92	76.93	1050.87	1.071	1.125
4	2.8	726.91	2330.53	3934.15	33.92	115.98	857.96	1.071	0.918
3	2.8	795.84	3126.37	5456.90	33.92	160.87	581.11	1.071	0.622
2	2.8	874.52	4000.89	7127.26	33.92	210.12	210.12	1.071	0.225

NIVEL	V	Σ sn	Σ bn	Σ vn	Dasc.
9	4.55	0.003	1.367	1.370	3.32
8	64.69	0.042	1.360	1.402	46.14
7	129.52	0.085	1.330	1.416	91.53
6	160.51	0.105	1.257	1.362	117.85
5	213.45	0.139	1.125	1.264	168.87
4	259.61	0.170	0.918	1.088	238.61
3	284.23	0.186	0.622	0.808	351.77
2	312.33	0.204	0.225	0.429	728.04

NIVEL	Σ Dport.	Dasc.	Σ Total	V	Vasc.
9	60.05	3.32	62.37	81.72	4.28
8	64.83	46.14	110.97	156.80	65.20
7	64.83	91.53	156.36	221.08	129.42
6	83.88	117.85	201.73	275.46	160.92
5	83.88	168.87	252.75	318.87	213.05
4	83.88	238.61	322.49	351.32	259.94
3	110.66	351.47	462.13	373.22	283.91
2	167.67	728.04	895.71	383.94	312.07

C). COMPARACION DE LOS VALORES "D" Y LAS FUERZAS DE CORTE DE LA PRIMERA, SEGUNDA, Y TERCERA ITERACION

N	EL	VALORES "D"			Ini- cial	FUERZA CORTANTE		
		1a.Iter	2a.Iter.	3a.Iter.		1a.Iter.	2a.Iter	3a. Iterac
9		3.77	3.54	3.32	5	4.83	4.55	4.28
8		44.25	45.53	46.14	60	63.60	64.69	65.20
7		91.37	91.71	91.53	125	129.31	129.52	129.42
6		114.24	117.13	117.85	150	158.83	160.51	160.92
5		171.57	169.84	168.87	210	214.17	213.45	213.05
4		229.89	237.45	238.61	40	257.40	259.61	259.94
3		356.68	353.41	351.77	280	284.85	284.23	283.91
2		749.41	731.33	728.04	320	313.74	312.33	312.07

Observamos que el valor de las cortantes en la tercera Iteración ha variado muy poco, con relación a la anterior y que los Elementos más esforzados son las placas de la Caja de Ascensores. Asumiento que el corte es tomado por las placas paralelas a la dirección-Sísmica considerada, según el ACI, los esfuerzos máximimos Resistentes podrán incrementarse en un 33% para cargas horizontales, esto es:

Corte que puede tomar la Sección:

$$a) \text{ Con esfuerzo: } 1.33 \quad 1.3 \quad /f'c' = 25Kg/cm^2$$

$$\text{Area de la Sección} = 18,112 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Vad.} = 25 \times 18.112 = 452.8Tn > 312.07$$

Luego no sera necesario cambiar la sección.

$$b) \text{ Sin refuerzo : } 1.33 \quad 0.29 \quad /f'c' = 5.6Kg/cm^2$$

$$\text{Vad.} = 5.6 \times 18.112 = 101.43 \text{ Tn.}$$

Notamos que los Cortes, en los pisos, del nivel 7° al 2° son mayores que el admisible (101.43 TN) lo que indica que en estas zonas se producirá una deformación plástica que trae consigo una Redistribución de esfuerzos; como medida de seguridad tomaremos un coeficiente de deformación (β) menor de 4
 Niveles 2°, 3° y 4° $\rightarrow \beta = 4$ Niveles 5°, 6° y 7° $\rightarrow \beta = 2$
 los niveles restantes $\beta = 1$

NIVEL	Vn	A	R	$\Delta sn \times 10^{-3}$	β	$\frac{276K\sigma}{hn}$	$\frac{r}{r'sn}$
	4.28	18.112	1.2	0.28	1	9.86	0.002
8	65.20	18.112	1.2	4.32	1	9.86	0.043
7	129.42	18.112	1.2	8.57	2	19.72	0.168
6	160.92	18.112	1.2	10.66	2	19.72	0.210
5	213.05	18.112	1.2	14.12	2	19.72	0.278
4	259.94	18.112	1.2	17.22	4	39.44	0.679
3	283.91	18.112	1.2	18.81	4	39.44	0.742
2	312.07	18.112	1.2	20.67	4	39.44	0.816

NIVEL	$hn \times 10^2$	Vn hn	M'n $\times 10^{2w}$	$\Sigma Mn \times 10^2$	$\Sigma Kn \times 10^3$	$\frac{\Sigma Mn}{\Sigma Kn} \times 10^{-1}$	$\frac{4 \Delta Bn}{3/hn} \times 10^{-1}$	$\frac{3}{hn} \times 10^{-2}$	$\int bn$
9	2.8	11.98	11.98	11.98	33.92	0.35	1277.21	1.071	1.367
8	2.8	182.56	194.54	296.52	33.92	6.09	1270.77	1.071	1.361
7	2.8	362.37	556.91	751.45	33.92	22.15	1242.53	1.071	1.331
6	2.8	450.57	1007.48	1564.39	33.92	46.12	1174.26	1.071	1.258
5	2.8	596.54	1604.02	2611.50	33.92	76.99	1051.15	1.071	1.125
4	2.8	727.83	2331.85	3935.87	33.92	116.03	858.13	1.071	0.919
3	2.8	794.95	3126.80	5458.65	33.92	160.93	581.17	1.071	0.622
2	2.8	873.80	4000.60	7127.40	33.92	210.12	210.12	1.071	0.225

NI-	V	\int_{sn}	\int_{Bn}	\int_{i}	D
9	4.28	0.002	1.367	1.369	3.13
8	65.20	0.043	1.361	1.404	46.44
7	129.42	0.168	1.331	1.499	86.34
6	160.92	0.210	1.258	1.468	109.62
5	213.05	0.278	1.125	1.403	151.85
4	259.94	0.679	0.918	1.598	162.67
3	283.91	0.742	0.622	1.364	208.15
2	312.07	0.816	0.225	1.041	299.78

NI- VEL	$\sum D_{pori}$	Dasc.	$[\sum D_{total}]$	V	Vasc.	β	Reducción del Corte por de
9	60.05	3.13	63.18	81.72	4.05	1	- -
8	64.83	46.44	111.27	156.80	65.44	1	- -
7	64.83	86.34	151.17	221.08	126.27	2	2.4 %
6	83.88	109.62	193.50	275.46	156.05	2	3.0 %
5	83.88	151.85	235.73	318.87	205.41	2	3.6 %
4	83.88	162.67	246.55	351.32	231.80	4	10.8 %
3	110.66	208.15	318.81	373.22	243.67	4	14.1 %
2	167.67	299.78	467.45	383.94	246.22	4	21.1 %

El remanente de Corte sera tomado por Armadura de alma .

4.25.- CORRECCION POR TORSION

1). Centro de Masas

a). Definición.- Centro de masas es el cen
tro de todas las Cargas permanentes mas

el porcentaje correspondiente de la carga viva por encima del plano considerado.

b). Ubicación del Centro de Masas:

En edificios regulares se considera que el Centro de Masas coincide con el Centro Geométrico.

En edificios irregulares debe hacerse la determinación del Centro de Masas debido a las cargas axiales acumuladas desde la azotea hasta el 2º piso.

Las coordenadas del Centro de masas (G), respecto a dos ejes perpendiculares en el plano está dado por las siguientes fórmulas.

$$X_G = \frac{\sum WX}{\sum W} \qquad Y_G = \frac{\sum WY}{\sum W}$$

c). En el presente estudio por tratarse de un edificio Geométricamente regular, se va a considerar que el Centro de masas se encuentra en el Centro Geométrico.

d). Cálculo del Centro Geométrico

A). Planta típica (niveles 9, 8, 7, 6, 5, 4, 3, 2)

i	A_i	X_i	$A_i X_i$	Y_i	$A_i Y_i$
1	411.84	7.15	2944.66	14.40	5930.50
2	18.15	15.80	286.77	17.425	316.26
3	32.80	19.30	633.04	17.425	571.54
4	-10.00	11.80	-118.00	16.60	-166.00

$$\sum A_i = 452.79 \quad \sum A_i X_i = 3746.47 \quad \sum A_i Y_i = 6652.30$$

$$X = \frac{3746.47}{452.79} = 8.27$$

$$Y = \frac{6652.30}{452.79} = 14.69$$

e). Centro de Masas en cada piso (X_g), Y_g)

NI VEL	W (T)	W_{acumul} (T)	CENT. GEOM.		MOMENTOS ESTATI-		$\sum W X$	$\sum W Y$
			X (m)	Y (m)	W X	W Y		
9	385.20	385.20	8.27	14.69	3185.60	5658.60	3185.60	5658.60
8	404.77	789.97	8.27	14.69	3347.50	5946.10	6533.10	11604.70
7	404.77	1194.74	8.27	14.69	3347.50	5946.10	9880.60	17550.80
6	411.39	1606.13	8.27	14.69	3402.20	6043.30	13282.80	23594.10
	411.39	2017.52	8.27	14.69	3402.20	6043.30	16685.00	29637.40
4	411.39	2428.91	8.27	14.69	3402.20	6043.30	20087.20	35680.70
3	419.45	2348.36	8.27	14.69	3468.90	6161.70	23556.10	41842.40
2	419.45	3267.81	8.27	14.69	3468.90	6161.70	27025.00	48004.10

NIVEL	CENTRO DE MASAS	
	X _G	Y _G
9	8.27	14.69
8	8.27	14.69
7	8.27	14.69
6	8.27	14.69
5	8.27	14.69
4	8.27	14.69
3	8.27	14.69
2	8.27	14.69

2). CENTRO DE RIGIDEZ O CENTRO DE VALORES D

-Es el Centro estático de las rigideces de los elementos verticales resistentes. Es el punto en torno al cual se produce la rotación por torsión del edificio

-En el "Método de Muto" las rigideces estan dadas por el coeficiente D que llevará el Sub-índice correspondiente a la dirección donde se es ta realizando el analisis. Las coordenadas del Centro de rigidez esta dado por las siguientes fórmulas:

$$X_R = \frac{\sum D_Y X}{\sum D_Y} \qquad Y_R = \frac{\sum D_X Y}{\sum D_X}$$

a). MOMENTO POLAR DE INERCIA

Es la resistencia que la estructura ofrece como un todo a la rotación. Es igual a la suma de los

Momentos de inercia en las dos direcciones perpendiculares

$$I_x = \sum (D_x Y^2) - \bar{Y}_R^2 \sum D_x$$

$$M_p = I_x + I_y$$

$$I_y = \sum (D_y X^2) - \bar{X}_R^2 \sum D_y$$

NOTA.- Los valores D_y se toman del análisis estático en la dirección secundaria

M_p =Momento polar de inercia

I_x, I_y =Momentos de inercia

D_x =Rigidez en la dirección principal

D_y =Rigidez en la dirección Secundaria

A.- NIVEL 9

VALORES DY

EJE	DY	X	D _y X	D _y X ²
A	9.26	0.00	0.00	0.00
B	9.26	7.15	66.21	473.39
B'	1.90	9.55	18.14	173.28
Asc.	0.09	12.05	1.08	13.07
C	12.55	14.30	179.46	2566.35
D	1.34	17.30	23.18	401.05
E	1.34	21.30	28.54	607.94
	= 35.74		316.61	4235.08

VALORES Dx

E	Dx	Y	DxY	DxY ²
1	10.97	0.00	0.00	0.00
2	10.97	6.05	66.37	401.53
3	12.32	12.10	149.07	1803.77
Asc.	3.13	13.717	42.93	588.93
	14.82	18.15	268.98	4882.04
5	10.97	21.20	265.47	6424.47
	Σ = 63.18		792.82	14100.74

CENTRO DE RIGIDEZ

$$\bar{X} = \frac{\sum DyX}{\sum Dy} = \frac{316.61}{35.74} = 8.86$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum DxY}{\sum Dx} = \frac{792.82}{63.18} = 12.55$$

$$I_x = 14,100.74 - (12.55)^2 \cdot 63.18 = 4,149.73$$

$$I_y = 4,235.08 - (8.86)^2 \cdot 35.74 = 1,429.50$$

$$M_p = 4,149.73 + 1,429.50 = 5,579.23$$

B. - NIVEL 8

VALORES D_y

EJE	D _y	X	D _y X	D _y X ²
A	9.26	0.00	0.00	0.00
B	9.26	7.15	66.21	473.39
B'	1.60	9.55	15.28	145.92
Asc.	20.46	12.05	246.54	2970.84
C	11.59	14.30	165.73	2370.04
D	1.34	17.30	23.18	401.05
E	1.34	21.30	28.54	607.94
Σ =	54.85		545.48	6969.18

VALORES D_x

EJE	D _x	Y	D _x Y	D _x Y ²
1	10.97	0.00	0.00	0.00
2	10.97	6.05	66.37	401.53
3	17.10	12.10	206.91	2503.61
Asc.	46.44	13.717	637.02	8737.96
	14.82	18.15	268.98	4882.04
5	10.97	24.20	265.47	6424.47
Σ =	111.27		1444.75	22949.61

CENTRO DE RIGIDEZ. -

$$X_R = \frac{545.48}{54.85} = 9.94$$

$$Y_R = \frac{1444.75}{111.24} = 12.98$$

$$I_X = 22.949.61 - (12.98)^2 \times 111.24 = 4,202.80$$

$$I_Y = 6,969.18 - (9.94)^2 \times 54.85 = 1,549.80$$

$$M_P = 4,202.80 + 1,549.80 = 5,752.60$$

C. - NIVEL 7

VALORES DY

EJ	DY	X	DyX	DyX ²
A	9.26	0.00	0.00	0.00
B	9.26	7.15	66.21	473.39
B'	1.56	9.55	14.90	142.28
Asc.	39.63	12.05	477.54	5754.37
C	10.57	14.30	151.15	2161.46
D	1.34	17.30	23.18	401.05
	1.34	21.30	28.54	607.94
$\Sigma =$	72.96		761.52	9540.49

VALORES Dx

EJE	Dx	Y	DxY	DxY ²
1	10.97	0.00	0.00	0.00
2	10.97	6.05	66.37	401.53
3	17.10	12.10	206.91	2503.61
Asc.	86.34	13.717	1184.32	16245.40
4	14.82	18.15	268.98	4882.04
5	10.97	24.20	265.47	6424.47
$\Sigma =$	151.17		1992.05	30457.05

CENTRO DE RIGIDEZ

$$\bar{X}_R = \frac{761.52}{72.96} = 10.44 \quad \bar{Y}_R = \frac{1992.05}{151.17} = 13.17$$

$$I_x = 30,457.05 - (13.17)^2 \times 72.96 = 4236.78$$

$$I_y = 9540.49 - (10.44)^2 \times 151.17 = 1588.32$$

$$M_p = 4236.78 + 1588.32 = 5825.10$$

D. NIVEL 6

EJE	Dy	X	DyX	DyX ²
A	10.91	0.00	0.00	0.00
B	10.91	7.15	78.00	557.74
B'	1.72	9.55	16.43	156.87
Asc.	47.83	12.05	576.35	6945.04
C	14.22	14.30	203.35	2907.85
D	1.48	17.30	25.60	442.95
E	1.48	21.30	31.52	671.46
Σ	= 88.55		931.25	11681.91

EJE	Dx	Y	DxY	DxY ²
1	14.09	0.00	0.00	0.00
2	14.09	6.05	85.24	515.73
3	21.12	12.10	255.55	3092.18
Asc.	109.62	13.717	1503.66	20625.67
4	20.49	18.15	371.89	6749.87
5	14.09	24.20	340.98	8251.67
Σ	= 193.50		2557.32	39235.12

CENTRO DE RIGIDEZ

$$\bar{X}_R = \frac{931.25}{88.55} = 10.52 \quad \bar{Y}_R = \frac{2557.32}{193.50}$$

$$I_x = 39,235.12 - (13.22)^2 \times 193.50 = 5417.44$$

$$I_y = 11,681.91 - (10.52)^2 \times 88.55 = 1882.05$$

$$M_p = 5417.44 + 1882.05 = 7299.49$$

B. - NIVEL 5

EJF	Dy	X	DyX	DyX ²
A	10.81	0.00	0.00	0.00
B	10.91	7.15	78.00	557.74
B'	1.60	9.55	15.28	145.92
Asc.	62.80	12.05	756.74	9118.72
C	12.77	14.30	182.61	2611.34
D	1.48	17.30	25.60	442.95
E	1.48	21.30	31.52	671.46
Σ	= 101.95		1089.75	13548.13

EJE	Dx	Y	DxY	DxY ²
1	14.09	0.00	0.00	0.00
2	14.09	6.05	85.24	515.73
3	21.12	12.10	255.55	3092.18
Asc.	151.85	13.717	2082.93	28571.50
4	20.49	18.15	371.89	6749.84
5	14.09	24.20	340.98	8251.67
Σ	= 235.73		3136.59	47180.95

CENTRO DE RIGIDEZ

$$\bar{X}_R = \frac{1089.75}{101.95} = 10.69 \quad \bar{Y}_R = \frac{3136.59}{235.73} = 13.30$$

$$I_x = 47,180.95 + (13.30)^2 \times 235.73 = 5482.67$$

$$I_y = 13,548.13 + (10.69)^2 \times 101.95 = 1897.68$$

$$I_p = 5,482.67 + 1897.68 = 7380.35$$

- NIVEL 4

EJE	Dy	X	DyX	DyX ²
A	10.91	0.00	0.00	0.00
B	10.91	7.15	78.00	557.74
B'	1.39	9.55	13.27	126.77
Asc.	66.89	12.05	806.02	9712.60
C	12.69	14.30	181.47	2594.98
D	1.48	17.30	25.60	442.95
E	1.48	21.30	31.52	671.46
$\Sigma =$	105.75		1135.88	14106.50

EJF	Dx	Y	DxY	DxY ²
1	14.09	0.00	0.00	0.00
2	14.09	6.05	85.24	515.73
3	21.12	12.10	255.55	3092.18
ASc.	162.67	13.717	2231.34	30607.35
4	20.49	18.15	371.89	6749.87
5	14.09	24.20	340.98	8251.67
$\Sigma =$	246.55		3285.00	49216.80

CENTRO DE RIGIDEZ. -

$$\bar{X}_R = \frac{1135.88}{105.75} = 10.74$$

$$\bar{Y}_R = \frac{3285}{246.55} = 13.32$$

$$I_x = 49,216.80 - (13.32)^2 \times 246.55 = 5,473.31$$

$$I_y = 14,106.50 - (10.74)^2 \times 105.75 = 1,908.49$$

$$M_p = 5,473.31 + 1,908.49 = 7,381.80$$

NIVEL 3

EJE	Dy	X	DyX	DyX ²
A	11.82	0.00	0.00	0.00
B	11.82	7.15	84.51	604.27
B'	1.61	9.55	15.37	146.84
Asc.	90.53	12.05	1090.88	13145.18
C	16.87	14.30	241.24	3449.74
D	1.70	17.30	29.41	508.79
E	1.70	21.30	36.21	771.27
Σ	= 136.05		1497.62	18626.09

EJE	Dx	Y	DxY	DxY ²
1	16.36	0.00	0.00	0.00
2	16.36	6.05	98.98	598.82
3	34.93	12.10	422.65	5114.10
Asc.	208.15	13.717	2855.10	39164.60
4	26.65	18.15	483.70	8779.11
5	16.36	24.20	395.91	9581.07
Σ	= 318.81		4256.43	63237.79

CENTRO DE RIGIDEZ.-

$$X_R = \frac{1497.62}{136.05} = 11.00$$

$$Y_R = \frac{4256.43}{318.81} = 13.35$$

$$I_x = 63,237.79 - (13.35)^2 \times 318.81 = 6418.67$$

$$I_y = 18,626.09 - (11.00)^2 \times 136.05 = 2164.04$$

$$M_p = 6418.67 + 2164.04 = 8582.71$$

- NIVEL 2

EJE	Dy	X	DyX	DyX ²
A	49.05	0.00	0.00	0.00
B	49.05	7.15	350.71	2507.56
B'	1.57	9.55	14.99	143.19
Asc.	129.47	12.05	1560.11	18799.37
C	44.29	14.30	633.35	9056.86
D	2.20	17.30	38.06	658.44
E	2.20	21.30	46.86	998.12
$\Sigma =$	277.83		2644.08	32163.54

EJE	Dx	Y	DxY	DxY ²
1	29.02	0.00	0.00	0.00
2	29.02	6.05	175.57	1062.20
3	41.50	12.10	502.15	6076.02
Asc.	299.78	13.717	4112.08	56405.43
4	39.11	18.15	709.84	12883.71
5	29.02	24.20	702.28	16995.27
$\Sigma =$	467.45		6201.92	93422.63

CENTRO DE RIGIDEZ. -

$$\bar{X}_R = \frac{2644.08}{277.83} = 9.52$$

$$\bar{Y}_R = \frac{6201.92}{467.45} = 13.27$$

$$I_x = 93,422.63 - (13.27)^2 \times 467.45 = 11,108.00$$

$$I_y = 32,163.54 - (9.52)^2 \times 277.83 = 6,983.70$$

$$M_p = 11,108.00 + 6,983.70 = 18,091.70$$

3.-Corte debido a la Torción.-

Llamando D_x al Coeficiente de distribución de una columna o placa, cuando se analiza la estructura en la Dirección X, el Corte debido a la torción es:

$$V_T = \frac{M_T}{M_P} D_x Y$$

M_T = Momento Torsor

M_P = Momento Polar

Y = Distancia del Elemento considerado al eje X. En forma similar, cuando el análisis se efectúa en la Dirección Y, el Corte por torsión será:

$$V_T = \frac{M_T}{M_P} D_y X$$

La corrección por efecto de la torsión se tiene en cuenta solo en aquellos elementos que tienen igual signos que el corte debido a la cortante del entre piso.

A. CALCULO DEL MOMENTO TORSOR EN LA DIRECCION DEL EJE X

$$e_y = Y_g - \bar{Y}_r$$

$$M_{TX} = V_x (1.5e_y + 0.05b_y)$$

$$M'_{TX} = V_x (e_y - 0.05 b_y)$$

. MOMENCLATURA. -

Y_g = Coordenadas en el eje y del centro de masas.

\bar{Y}_r = Coordenadas en el eje y del centro de rigidez.

e_y = Excentricidad

b_y = Dimensión del Edificio en la Dirección perpendicular en que se esta analizando.

NI-	Y_G (m)	Y_R 'm'	e_y 'm'	b_y 'm)	V	$1.5e_y + e_y$	M_{TX}	M'	M_P	
						$0.05b_y$	$0.05b_y$			
9	14.69	12.55	2.14	24.20	81.72	4.42	0.93	361.20	76.00	5579.23
8	14.69	12.98	1.71	24.20	156.80	3.775	0.50	591.92	78.40	5752.60
7	14.69	13.17	1.52	24.20	221.08	3.490	0.31	771.57	68.53	5825.10
	14.60	13.22	1.47	24.20	275.46	3.415	0.26	940.70	71.62	7299.49
5	14.69	13.30	1.39	24.20	318.87	3.295	0.18	1050.67	57.40	7380.35
	14.69	13.32	1.37	24.20	351.32	3.265	0.16	1147.06	56.21	7381.80
3	14.69	13.35	1.34	24.20	375.22	3.220	0.13	1201.77	48.52	8582.71
2	14.69	13.27	1.42	24.20	383.94	3.340	0.21	1282.36	80.63	18091.70

A	3.98	235.73	5.66	- 4.46	* -.-	* -.-	5.66
	7.64		10.88	- 8.55	-.-	-.-	10.88
B'	1.80	-1.12	2.56	- 2.02	-.-	-.-	2.56
C	5.38		7.66	- 6.03	-.-	-.-	7.66
D	1.60	193.50	2.27	- 1.79	-.-	-.-	2.27
E	0.72		1.02	- 0.81	-.-	-.-	1.02
A	3.98		5.38	- 4.77	* -.-	* -.-	5.38
B	7.64		10.33	- 9.17	-.-	-.-	10.33
B'	1.80	-1.20	2.43	- 2.16	-.-	-.-	2.43
C	5.38		7.28	- 6.46	-.-	-.-	7.28
D	1.60	235.73	2.16	- 1.92	-.-	-.-	2.16
E	0.72		0.97	- 0.86	-.-	-.-	0.97
A	3.98		5.67	- 4.86	* -.-	-.-	5.67
B	7.64		10.88	- 9.32	-.-	-.-	10.88
B'	1.80	-1.22	2.56	- 2.20	-.-	-.-	2.56
C	5.38		7.66	- 6.56	-.-	-.-	7.66
D	1.60	246.55	2.28	- 1.95	-.-	-.-	2.28
	0.72		1.03	- 0.88	-.-	-.-	1.03

Continúa.....

	A	4.46	5.22	5.57	*-.-	*-.-	5.22
	B	9.82	11.49	-12.27	-.-	-.-	11.49
3	B'	373.22	4.39	- 6.69	-.-	-.-	4.39
	C	8.75	10.24	-10.94	-.-	-.-	10.24
	D	7.24	318.81	8.47	- 9.05	-.-	8.47
	E	0.91	1.06	- 1.14	-.-	-.-	1.06
	A	8.93	7.33	-10.45	*-.-	*-.-	7.33
	B	12.94	10.63	-15.14	-.-	-.-	10.63
2	B'	383.94	3.28	- 4.68	-.-	-.-	3.28
	C	7.16	5.88	- 8.37	-.-	-.-	5.88
	D	6.60	467.45	5.42	- 7.72	-.-	5.42
	E	1.87	1.54	- 2.19	-.-	-.-	1.54

* Se obtienen valores negativos y de acuerdo al Reglamento no se consideran.

ORDENANTE FINAL EN LAS PLACAS DE LA CAJA DE ASCENSOR

COLUMNA N	V _X	D _X	Y	∑ D _X	V _X ∑ D _X	D _X	M _P D _X	M _P D _X	M _P D _X	V _F (T)
9	81.72	3.13	1.17	63.18	4,05	3.66	*0.24	*0.05	4.29	
8	156.80	0.74	0.74	111.27	65.44	34.35	3.53	0.47	68.97	
7	221.08	86.34	0.55	151.17	126.27	47.49	6.29	0.55	132.56	
6	275.46	109.62	0.50	193.50	156.05	54.81	7.06	0.54	163.11	
5	318.87	151.85	0.42	235.73	205.41	63.78	9.08	0.50	214.49	
4	351.32	162.67	0.40	246.55	231.80	65.07	10.11	0.50	241.91	
3	373.22	208.15	0.37	318.81	243.67	77.02	10.78	0.44	254.45	
2	383.94	299.78	0.45	467.45	246.22	134.90	9.56	0.60	255.78	

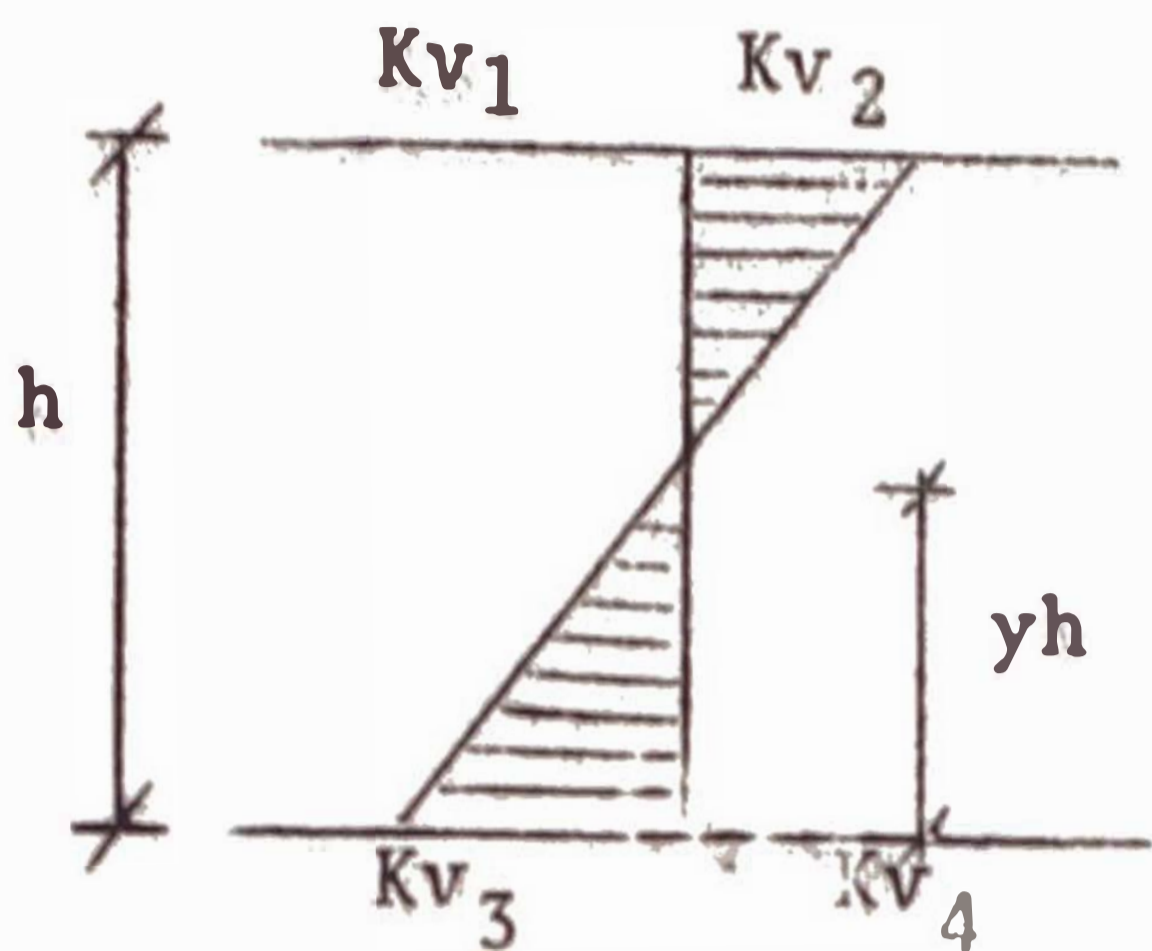
* Comparamos valores de estas 2 columnas, observamos que los valores de

$\frac{M_{tx}}{M_p} D_{xY}$ son mayores que $\frac{M'_{tx}}{M_p} D_{xY}$, luego se tomara $M_{tx} D_{xY}$ por

ser el mas desfavorable.

4.26 PUNTOS DE INFLEXION

Se calcula con la siguiente fórmula



$$Y = Y_0 + Y_1 + Y_2 + Y_3$$

Y_0 : Porcentaje inicial de la altura standar que se determina con el valor de \bar{K} y la ubicación del piso n .

Este valor se lo encontrado considerando que las alturas de los pisos superior e inferior con respecto al piso en consideración, son iguales al de este ultimo y que la suma de rigideces de las vigas superiores es igual a la suma de rigideces de las vigas inferiores.

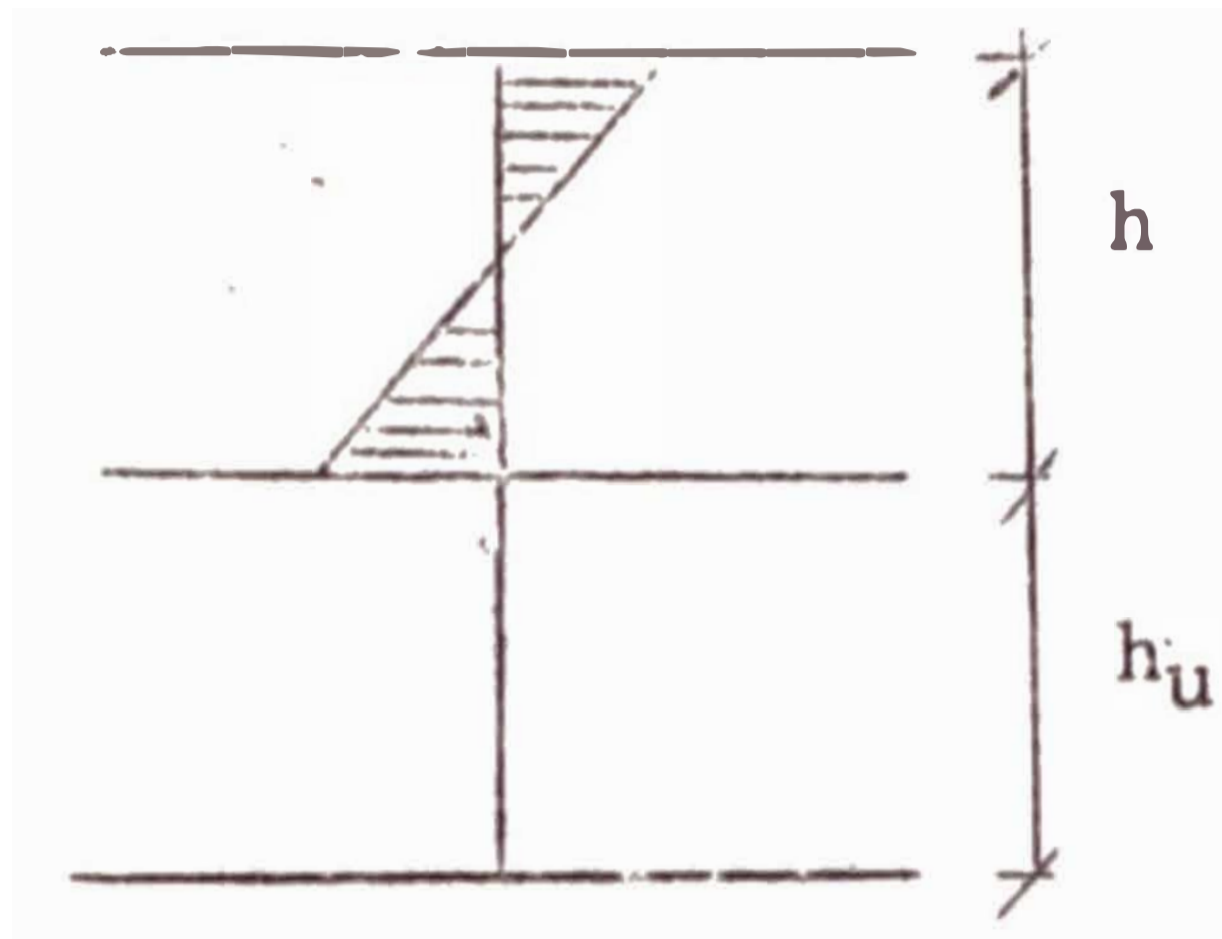
Y_1 : Término de Corrección debido a la variación de valores de las vigas superiores e inferiores. Se da en función de

$$\alpha_1 = (Kv_1 + Kv_2) / (Kv_3 + Kv_4)$$

Y_2 : Término de Corrección debido a la variación de la altura del piso adyacente superior. Se da en función del valor $\alpha_2 = \frac{hu}{h}$



Y_3 = Término de corrección debido a la variación de la altura del piso adyacente inferior. Se da en función del valor: $\alpha_3 = \frac{h_u}{h}$



PUNTOS DE INFLEXION FN EL PORTICO PRINCIPAL 4-4

COLUMNA EJE A									
Nº VLT	\bar{k}	α_1	α_2	α_3	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y
9	1.47	1.00	-	1.00	0.37	-	-	-	0.37
8	1.47	1.00	1.00	1.00	0.42	0	0	0	0.42
7	1.47	1.00	1.00	1.00	0.45	0	0	0	0.45
6	0.83	1.00	1.00	1.00	0.45	0	0	0	0.45
5	0.83	1.00	1.00	1.00	0.45	0	0	0	0.45
4	9.83	1.00	1.00	1.00	0.47	0	0	0	0.47
3	0.50	1.00	1.00	1.00	0.50	0	0	0	0.50
2	0.50	-	1.00	-	0.75	-	0	-	0.75
COLUMNA EJE B									
9	2.94	1.00	-	1.00	0.45	0	-	0	0.45
8	2.94	1.00	1.00	1.00	0.50	0	0	0	0.50
7	2.94	1.00	1.00	1.00	0.50	0	0	0	0.50
6	1.65	1.00	1.00	1.00	0.48	0	0	0	0.48
5	1.65	1.00	1.00	1.00	0.48	0	0	0	0.48
4	1.65	1.00	1.00	1.00	0.50	0	0	0	0.50
3	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0	0	0	0.50
2	1.00	-	1.00	-	0.65	-	0	-	0.65
COLUMNA EJE C									
9	4.97	1.00	-	1.00	0.45	0	-	0	0.45
8	4.97	1.00	1.00	1.00	0.50	0	0	0	0.50
7	4.97	1.00	1.00	1.00	0.50	0	0	0	0.50
6	2.79	1.00	1.00	1.00	0.50	0	0	0	0.50
5	2.79	1.00	1.00	1.00	0.50	0	0	0	0.50
4	2.79	1.00	1.00	1.00	0.50	0	0	0	0.50
3	1.70	1.00	1.00	1.00	0.50	0	0	0	0.50
2	1.70	-	1.00	-	0.55	-	0	-	0.55

Continua...

COLUMNA EJE D

9	24.94	1.00	-	1.00	0.45	0	-	0	0.45
8	24.94	1.00	1.00	1.00	0.50	0	0	0	0.50
7	24.94	1.00	1.00	1.00	0.50	0	0	0	0.50
6	14.46	1.00	1.00	1.00	0.50	0	0	0	0.50
5	14.46	1.00	1.00	1.00	0.50	0	0	0	0.50
4	14.46	1.00	1.00	1.00	0.50	0	0	0	0.50
	6.08	1.00	1.00	1.00	0.50	0	0	0	0.50
2	6.08	-	1.00	-	0.55	-	0	0	0.55

COLUMNA EJE E

9	1.92	1.00	-	1.00	0.40	0	-	0	0.40
8	1.92	1.00	1.00	1.00	0.45	0	0	0	0.45
	1.92	1.00	1.00	1.00	0.45	0	0	0	0.45
6	1.11	1.00	1.00	1.00	0.45	0	0	0	0.45
5	1.11	1.00	1.00	1.00	0.45	0	0	0	0.45
4	1.11	1.00	1.00	1.00	0.50	0	0	0	0.50
3	0.47	1.00	1.00	1.00	0.50	0	0	0	0.50
2	0.47	-	1.00	-	0.75	-	0	-	0.75

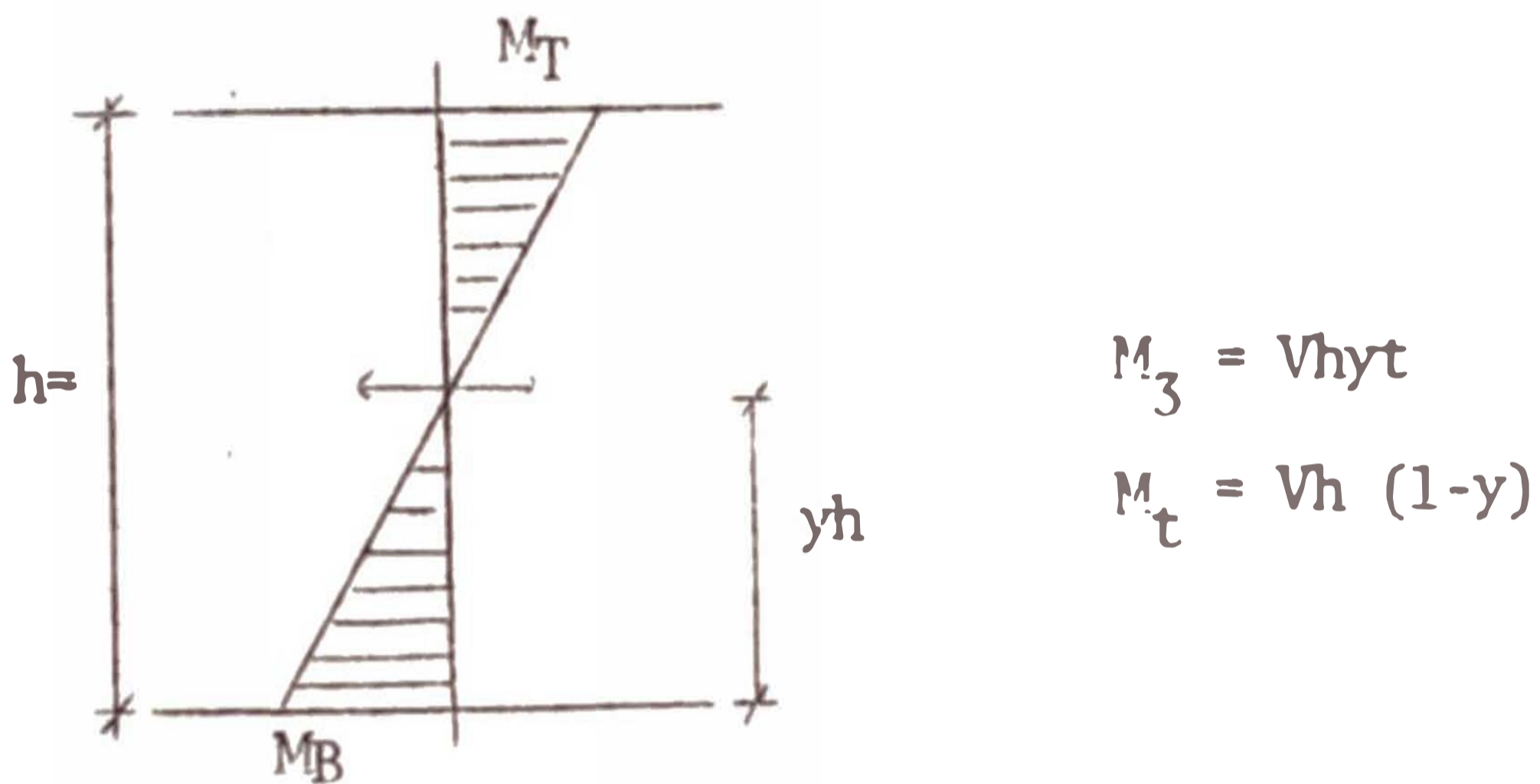
-MOMENTOS DE FLEXION

EN LAS COLOMNAS DEL PORTICO PRINCIPAL 4 - 4

COLUMNA		$M_B = Vhy, M_T = Vh(1-y)$					
NIVEL	EJE	V (Tn)	h (mt)	Y	1-Y	M_B (Tn-mt.)	M_T (Tn-mt.)
9	A	5.58	2.80	0.37	0.63	5.78	9.84
	B	7.84	2.80	0.45	0.55	9.87	12.07
	C	9.40	2.80	0.45	0.55	11.84	14.48
	D	1.85	2.80	0.45	0.55	2.33	2.85
	E	0.99	2.80	0.40	0.60	1.11	1.66
8	A	6.48	2.80	0.42	0.58	7.62	10.62
	B	9.11	2.80	0.50	0.50	12.75	12.75
	C	10.92	2.80	0.50	0.50	15.29	15.29
	D	2.16	2.80	0.50	0.50	3.02	3.02
	E	1.14	2.80	0.45	0.55	1.44	1.75
7	A	7.02	2.80	0.45	0.55	8.84	10.81
	B	9.88	2.80	0.50	0.50	13.83	13.83
	C	11.84	2.80	0.50	0.50	16.58	16.58
	D	2.33	2.80	0.50	0.50	3.26	3.26
	E	1.24	2.80	0.45	0.55	1.56	1.91
6	A	8.37	2.80	0.45	0.55	10.55	12.89
	B	12.92	2.80	0.48	0.52	17.36	18.81
	C	16.65	2.80	0.50	0.50	23.31	23.31
	D	3.72	2.80	0.50	0.50	5.21	5.21
	E	1.51	2.80	0.45	0.55	1.90	2.32
5	A	8.28	2.80	0.45	0.55	10.43	12.75
	B	12.75	2.80	0.48	0.52	17.14	18.56
	C	16.44	2.80	0.50	0.50	23.02	23.02
	D	3.67	2.80	0.50	0.50	5.14	5.14
	E	1.50	2.80	0.45	0.55	1.89	2.31
4	A	8.81	2.80	0.47	0.53	11.60	13.07
	B	13.56	2.80	0.50	0.50	18.98	18.98
	C	17.48	2.80	0.50	0.50	24.47	24.47
	D	3.89	2.80	0.50	0.50	5.45	5.45
	E	1.60	2.80	0.50	0.50	2.24	2.24

Continua...

3	A	8.34	2.80	0.50	0.50	11.68	11.68
	B	13.91	2.80	0.50	0.50	19.47	19.47
	C	19.19	2.80	0.50	0.50	26.87	26.87
	D	6.70	2.80	0.50	0.50	9.38	9.38
	E	1.70	2.80	0.50	0.50	2.38	2.38
	<hr/>						
	A	10.61	2.80	0.75	0.25	22.28	7.43
	B	13.26	2.80	0.65	0.35	24.13	13.00
	C	15.78	2.80	0.55	0.45	24.30	19.88
	D	4.61	2.80	0.55	0.45	7.10	5.81
	E	2.23	2.80	0.75	0.25	4.68	1.56



4.28 - MOMENTOS Y FUERZAS CORTANTES EN VIGAS

Los momentos en los extremos de las vigas son determinadas por la distribución en un modo de la suma de los momentos extremos de la columna superior e inferior proporcionalmente a las rigideces. La fuerza cortante en una viga se calcula dividiendo la suma de los momentos extremos por la longitud de la viga.

MOMENTOS EN VIGAS DEL PORTICO PRINCIPAL 4-4

NI	EJE A		EJE B		EJE C		EJE D		EJE E							
VEL	$\sum K_v$	$\sum M_{coL}$	K_{b-a}	K_{b-c}	$\sum K_v$	$\sum M_{coL}$	K_{c-d}	$\sum K_v$	$\sum M_{coL}$	K_{d-e}	$\sum K_v$	$\sum M_{coL}$	K_v	$\sum M_{coL}$		
9	11.20	9.84	11.20	11.20	22.40	12.07	11.20	26.70	37.90	14.48	26.70	2.23	28.93	2.85	2.23	1.66
8	11.20	16.30	11.20	11.20	22.40	22.62	11.20	26.70	37.90	27.13	26.70	2.23	28.93	5.35	2.23	2.86
7	11.20	18.43	11.20	11.20	22.40	26.58	11.20	26.70	37.90	31.87	26.70	2.23	28.93	6.28	2.23	3.35
6	11.20	21.73	11.20	11.20	22.40	32.64	11.20	26.70	37.90	39.89	26.70	2.23	28.93	8.47	2.23	3.88
5	11.20	23.30	11.20	11.20	22.40	35.92	11.20	26.70	37.90	46.33	26.70	2.23	28.93	10.35	2.23	4.21
4	11.20	23.50	11.20	11.20	22.40	36.12	11.20	26.70	37.90	47.49	26.70	2.23	28.93	10.59	2.23	4.13
3	11.20	23.28	11.20	11.20	22.40	38.45	11.20	26.70	37.90	51.34	26.70	2.23	28.93	14.83	2.23	4.62
2	11.20	19.11	11.20	11.20	22.40	32.47	11.20	26.70	37.90	46.75	26.70	2.23	28.93	15.19	2.23	3.94

1. MOMENTOS EN VIGAS DEL PORTICO PRINCIPAL 4 - 4

NI VEL	TRAMO A-B	TRAMO B-C	TRAMO C-D	TRAMO D-E			
M_{A-B} (Tn-mt)	M_{B-C}	M_{C-D}	M_{D-E}	M_{E-D}			
9	9.84	6.04	4.28	10.20	2.63	0.22	1.66
8	16.30	11.31	8.02	19.11	4.94	0.41	2.86
7	18.43	13.29	9.42	22.45	5.80	0.48	3.35
6	21.73	16.32	11.79	28.10	7.82	0.65	3.88
5	23.30	17.96	13.69	32.64	9.55	0.80	4.21
4	23.50	18.06	14.04	33.46	9.77	0.82	4.13
3	23.28	19.22	15.17	36.17	13.69	1.14	4.62
2	19.11	16.23	13.82	32.93	14.02	1.17	3.94

2.- FUERZA CORTANTE EN VIGAS : Ver Fig. 4-4

$$f = 1 \text{ porque relación } \frac{24.40}{28.80} = 0.847 < 3$$

$$F_i = \frac{H p_i h_i}{\sum P_i h_i} \quad H = 383.98 \text{ Tn.}$$

$$\sum P_i h_i$$

NIVEL	P _i	H _i	P _i h _i	F _i	H _i = V _i
* 9	385.20	24.275	9350.73	81.72	81.72
8	404.77	21.225	8591.24	75.08	156.80
7	404.77	18.175	7356.70	64.28	221.08
6	411.39	15.125	6222.27	54.38	275.46
5	411.39	12.075	4967.53	43.41	318.87
4	411.39	9.025	3712.80	32.45	351.32
3	419.45	5.975	2506.21	21.90	373.22
2	419.45	2.925	1226.90	10.72	383.94

$$\sum P_i h_i = 43,934.30$$

V_i = Peso del piso considerado "i"

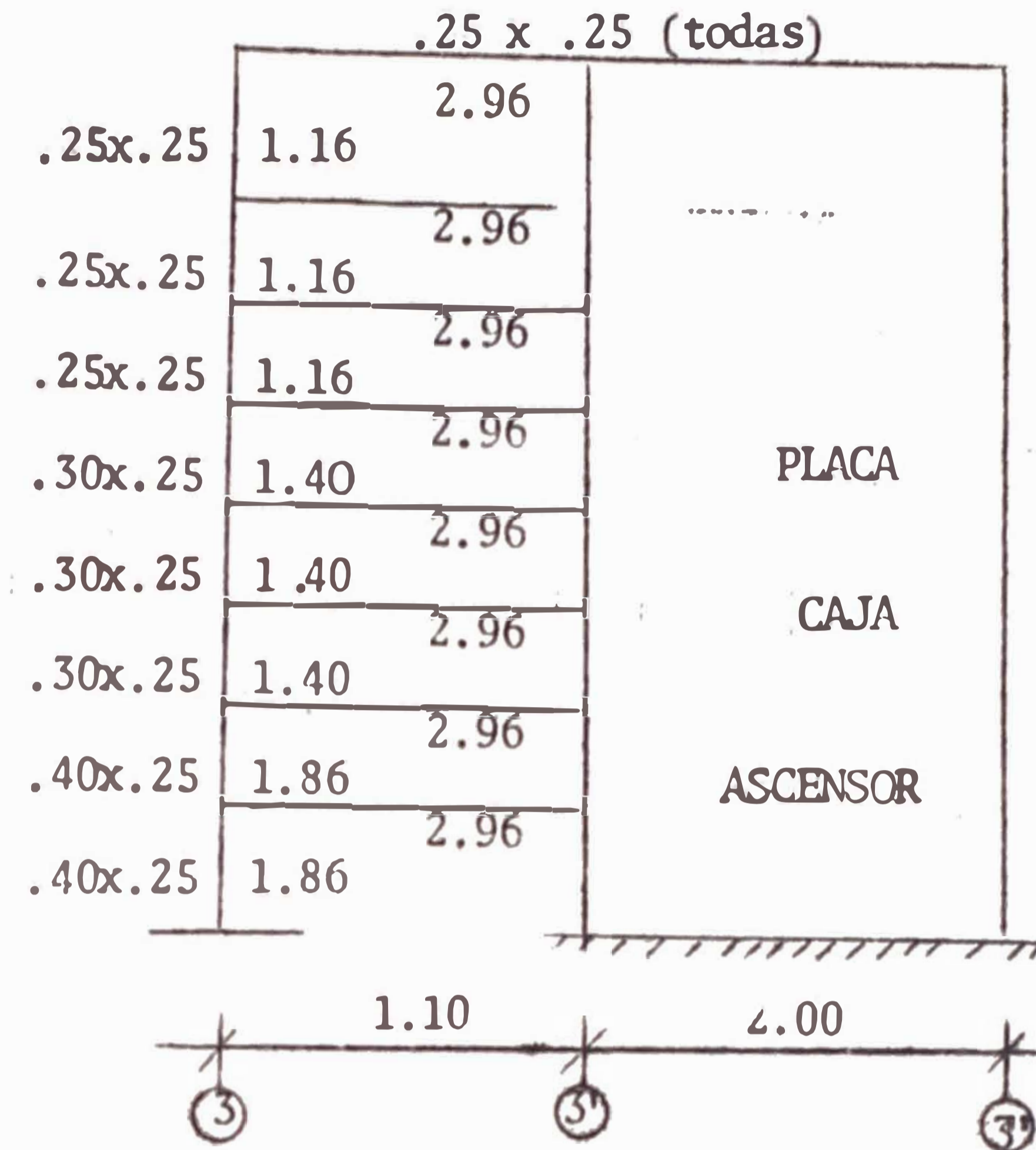
h_i = altura del nivel "i" respecto a la base

F_i = Fuerza horizontal en el nivel "i"

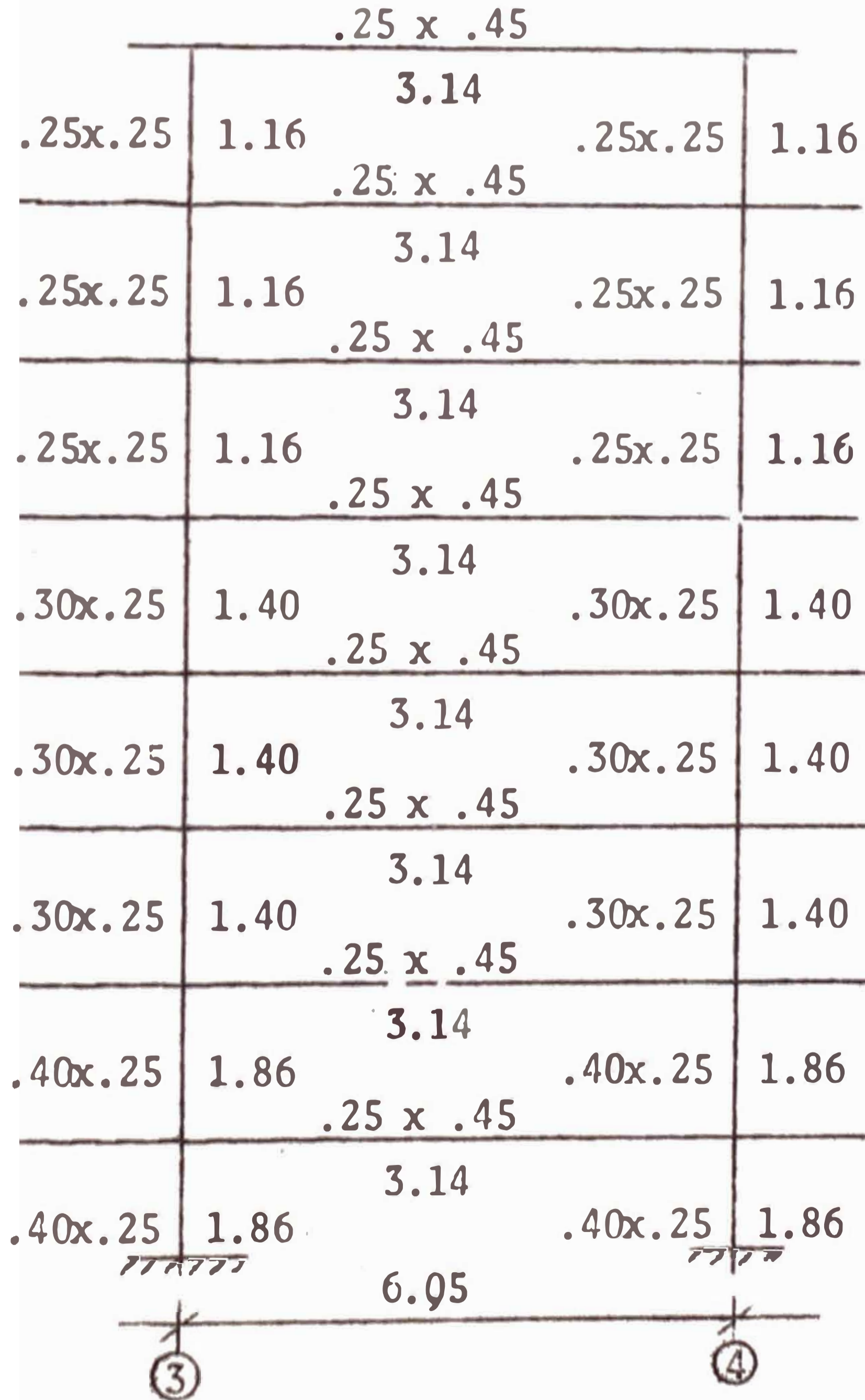
V_i = Cortante en el nivel "i"

4.33. EVALUACION DE LOS VALORES "D" EN LOS PORTICOS Y PLACAS DE CAJA DE ASCENSOR EN LA DIRECCION SECUNDARIA.

PORTICO SECUNDARIO "B' - B''"



PORTICOS SECUNDARIOS "D-D" y "E-E"



CALCULO DE LOS VALORES 'D' EN LOS PORTICOS SECUNDARIOS

PORTICO SECUNDARIO A-A y B-B						PORTICO SECUNDARIO C-C					
COLUMNA	EJE	K̄	a	Kc	D	COLUMNA	NIVEL EJE	a	Kc	D	
											9°,8°
y 7°	2	0.82	0.29	7.62	2.22	7°	2	0.82	0.29	7.62	2.22
	3	0.82	0.29	7.62	2.22		3	17.59	0.90	1.16	1.04
	4	0.82	0.29	7.62	2.22		4	1.26	0.38	7.62	2.95
	5	0.41	0.17	7.62	1.30		5	0.41	0.17	7.62	1.30
6°,5°	1	0.19	0.09	16.74	1.45	6°,5°	1	0.19	0.09	16.74	1.45
y 4°	2	0.38	0.16	16.74	2.67	y 4°	2	0.38	0.16	16.74	2.67
	3	0.38	0.16	16.74	2.67		3	14.57	0.88	1.40	1.23
	4	0.38	0.16	16.74	2.67		4	0.57	0.22	16.74	3.73
	5	0.19	0.09	16.74	1.45		5	0.19	0.09	16.74	1.45
3°	1	0.10	0.05	32.14	1.53	3°	1	0.10	0.05	32.14	1.53
	2	0.20	0.09	32.14	2.92		2	0.20	0.09	32.14	2.92
		0.20	0.09	32.14	2.92		3	10.97	0.84	1.86	1.57
	4	0.20	0.09	32.14	2.92		4	0.30	0.13	32.14	4.17
	5	0.10	0.05	32.14	1.53		5	0.10	0.05	32.14	1.53
2°	1	0.10	0.29	32.14	9.18	2°	1	0.10	0.29	32.14	9.18
	2	0.20	0.32	32.14	10.23		2	0.20	0.32	32.14	10.23
	3	0.20	0.32	32.14	10.23		3	10.97	0.88	1.86	1.64
	4	0.20	0.32	32.14	10.23		4	0.30	0.35	32.14	11.16
	5	0.10	0.29	32.14	9.18		5	0.10	0.29	32.14	9.18

PORTICO SECUNDARIO D-D Y E-E

C O L U M N A					
NIVEL	EJE		a	Kc	D
9,8 y	3	2.71	0.58	1.16	0.67
7°	4	2.71	0.58	1.16	0.67
6, 5 y	3	2.24	0.53	1.40	0.74
4°	4	2.24	0.53	1.40	0.74
3°	3	1.69	0.46	1.86	0.85
	4	1.69	0.46	1.86	0.85
	3	1.69	0.59	1.86	1.10
	4	1.69	0.59	1.86	1.10

PORTICO SECUNDARIO B'-B'

C O L U M N A					
NIVEL		K̄	a	Kc	D
9, 8 y	3	2.55	0.56	1.16	0.65
7°					
6, 5 y	3	2.11	0.51	1.40	0.72
4°					
3°	3	1.59	0.44	1.86	0.82
2°	3	1.59	0.58	1.86	1.08

3. VALORES "D" EN LOS PORTICOS SECUNDARIOS POR NIVELES

COLUMNA	NIVEL	D	NIVEL	NI- VEL	D	NI- VEL	D
A-1	9, 8 y	1.30	6°, 5° y	1.45	3°	1.53	2° 9.18
A-2	7	2.22	4°	2.67		2.92	10.23
A-3		2.22		2.67		2.92	10.23
A-4		2.22		2.67		2.92	10.23
A-5		1.30		1.45		1.53	9.18
B-1		1.30		1.45		1.53	9.18
B-2		2.22		2.67		2.92	10.23
B-3		2.22		2.67		2.92	10.23
B-4		2.22		2.67		2.92	10.23
B-5		1.30		1.45		1.53	9.18
C-1		1.30		1.45		1.53	9.18
C-2		2.22		2.67		2.92	10.23
C-3		1.0		1.23		1.57	1.64
C-4		2.95		3.73		4.17	11.16
C-5		1.30		1.45		1.53	9.18
D-3		0.67		0.74		0.85	1.10
D-4		0.67		0.74		0.85	1.10
E-3		0.67		0.74		0.85	1.10
E-4		0.67		0.74		0.85	1.10
B'-3		0.65		0.72		0.82	1.08

$$\sum D = 30.66$$

$$\sum D = 36.03$$

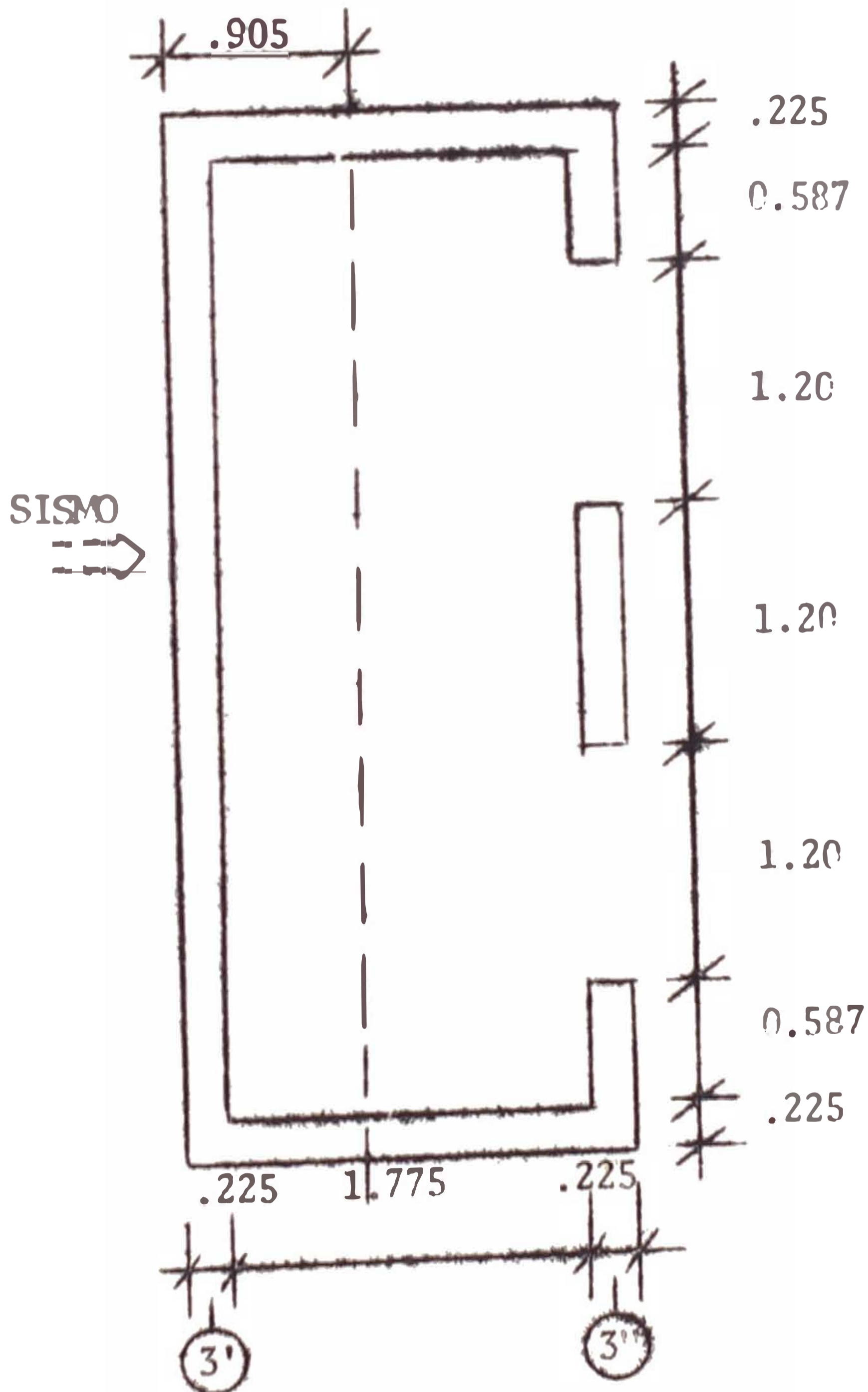
$$\sum D = 39.58$$

$$\sum D = 144.97$$

RESUMEN

NIVEL	D
	30.66
	30.66
7	30.66
6	36.03
5	36.03
4	36.03
3	39.58
2	144.97

ASCENSOR (DIRECCION X)



El momento de inercia se ha calculado con respecto a un eje que pasa por el Centroide del Marco Rígido cerrado que forma la Caja de Ascensor s.

$$Placa 3' \quad \frac{1}{12} \times 522.5 \times (22.5)^3 + 11,756.25 \times (79.25)^2 = 0.7433 \times 10^8$$

$$Placas 3' \quad 2 \left(\frac{1}{12} \times 81.2 \times (22.5)^3 + 1827 \times (120.75)^2 \right) = 0.5343 \times 10^8$$

$$\frac{1}{12} \times 120 \times (22.5)^3 + 2700 \times (120.75)^2 = 0.3948 \times 10^8$$

$$Placas \quad 2 \left(\frac{1}{12} \times 22.5 \times (177.5)^3 + 3993.75 \times (20.75)^2 \right) = 0.2441 \times 10^8$$

Laterales

$$I_x = 1.9165 \times 10^8 \text{ cm}^4$$

1era. ITERACION:

NIVEL ¹	Vn	A	R	$\Delta sn \times 10^{-3}$	27.6 Ko hn	ϵsn
9	2	10.012	1.20	0.24	9.86	0.002
8	30	10.012	1.20	3.60	9.86	0.035
7	80	10.012	1.20	9.59	9.86	0.095
	90	10.012	1.20	10.79	9.86	0.106
5	120	10.012	1.20	14.38	9.86	0.142
4	0	10.012	1.20	19.18	9.86	0.189
3	280	10.012	1.20	33.56	9.86	0.330
2	310	10.012	1.20	37.16	9.86	0.366

NI- VEL	hn x10 ²	Vnhn	M'n x 10 ²	Z'n x. 10 ²	Kn x 10 ³	$\frac{2Mu}{Kn}$ x 10 ⁻¹	4ΔBn x 10 ⁻¹	3/hn x10 ⁻²	S _{bn}
N9	2.8	5.6	5.6	5.6	6.84	0.82	4010.88	1.071	4.296
8	2.8	84.0	89.6	95.2	6.84	13.92	3996.14	1.071	4.280
7	2.8	224.0	313.6	403.20	6.84	58.95	3923.27	1.071	4.202
6	2.8	252.0	565.6	879.20	6.84	128.54	3735.78	1.071	4.001
5	2.8	336.0	901.6	1467.20	6.84	214.50	3392.74	1.071	3.634
4	2.8	448.0	1349.6	2251.20	6.84	329.12	2849.12	1.071	3.051
3	2.8	784.0	2133.6	3483.20	6.84	509.24	2010.76	1.071	2.153
2	2.8	868.0	3001.6	5135.20	6.84	750.76	750.76	1.071	0.804

NIVEL	v	S _{sn}	S _{Bn}	S _{wn}	D
9	2	0.002	4.296	4.298	0.47
8	30	0.035	4.280	4.315	6.95
7	80	0.095	4.202	4.297	18.62
6	90	0.106	4.001	4.107	21.91
5	120	0.142	3.634	3.776	31.78
4	160	0.189	3.051	3.240	49.38
3	280	0.330	2.153	2.483	112.77
2	310	0.366	0.804	1.170	264.95

NIVEL	$\sum D_{port.}$	$D_p.$	$\sum D$ total	V	V_p
9	30.66	0.47	31.13	81.72	1.23
8	30.66	6.95	37.61	156.80	28.97
7	30.66	18.62	49.28	221.08	83.53
6	36.03	21.91	57.94	275.46	104.16
5	36.03	31.78	67.81	318.87	149.44
4	36.03	49.38	85.41	351.32	203.12
3	39.58	112.77	152.35	373.22	276.26
2	144.97	264.95	409.92	383.94	248.15

2da. INTERACCION

NIVEL	V_n	A	P.	$\Delta s_n \times 10^{-3}$	$\frac{27.6 K_o}{h_n}$	S_{sn}
9	1.23	10.012	1.20	0.15	9.86	0.001
8	28.94	10.012	1.20	3.47	9.86	0.034
7	83.53	10.012	1.20	10.01	9.86	0.099
6	104.16	10.012	1.20	12.48	9.86	0.123
5	149.44	10.012	1.20	17.91	9.86	0.176
4	203.12	10.012	1.20	24.35	9.86	0.240
3	276.25	10.012	1.20	33.11	9.86	0.326
2	248.15	10.012	1.20	29.74	9.86	0.293

NIVEL	hn x10 ²	Vn hn	M'n x10 ²	ZMn x10 ²	Kn x10 ³	$\frac{2 Mn}{Kn}$ x10 ⁻¹	4Δ Bn x10 ⁻¹	3/hn x10 ⁻²	ΣBn
9	2.8	3.44	3.44	3.44	6.84	0.50	4412.26	1.071	4.725
8	2.8	81.11	84.55	87.99	6.84	12.86	4398.90	1.071	4.711
7	2.8	233.88	318.43	402.98	6.84	58.92	4327.12	1.971	4.634
6	2.8	291.65	610.08	928.51	6.84	135.75	4132.45	1.071	4.426
5	2.8	418.43	1028.51	1638.59	6.84	239.56	3757.14	1.071	4.024
4	2.8	568.74	1597.25	2625.75	6.84	383.88	3133.70	1.071	3.356
3	2.8	773.53	2370.78	3968.03	6.84	580.12	2169.70	1.071	2.324
2	2.8	694.82	3065.60	5436.32	6.84	794.79	794.79	1.071	0.851

NIVEL	V	Σsn	Σbn	Σwn	D
9	1.23	0.001	4.725	4.726	0.26
8	28.97	0.034	4.711	4.745	6.10
7	83.53	0.099	4.634	4.733	17.65
6	104.16	0.123	4.426	4.549	22.89
5	149.44	0.176	4.024	4.200	35.58
4	203.12	0.240	3.356	3.596	56.48
3	276.26	0.326	2.324	2.650	104.25
2	248.15	0.293	0.851	1.144	216.91

NIVEL	Σ Dport.	Dp	Σ Dtot.	V	Vp
9	30.66	0.26	90.92	81.72	0.69
8	30.66	6.10	36.75	156.80	26.02
7	30.66	17.65	48.31	221.08	80.77
6	36.03	22.89	58.92	275.46	107.01
5	36.03	35.58	71.61	318.84	158.43
4	36.03	56.48	92.51	351.32	214.49
3	39.58	104.25	143.83	373.22	270.52
2	144.97	216.91	361.88	383.94	230.13

3era. ITERACION:

NIVEL	Vn	A	R	$\Delta sn \times 10^{-3}$	$\frac{27.6Ko}{hn}$	$\int sr$
9	0.69	10.012	1.2	0.08	9.86	0.000
8	26.02	10.012	1.2	3.11	9.86	0.031
7	80.77	10.012	1.2	9.68	9.86	0.095
6	107.01	10.012	1.2	12.82	9.86	0.126
5	158.43	10.012	1.2	18.98	9.86	0.187
4	214.49	10.012	1.2	25.71	9.86	0.254
3	270.52	10.012	1.2	32.42	9.86	0.320
2	230.13	10.012	1.2	27.58	9.86	0.272

NIVEL	hn $\times 10^2$	Vnhn	N'n $\times 10^2$	Z'n $\times 10^2$	Kn $\times 10^3$	$\frac{Z'u}{Kn}$	4 Δ Bn $\times 10^{-1}$	3 hn $\times 10^{-2}$	$\int Bn$
9	2.8	1.93	1.93	1.93	6.84	0.28	4439.86	1.071	4.755
8	2.8	72.86	74.49	76.72	6.84	11.22	4428.36	1.071	4.743
7	2.8	226.16	300.95	375.74	6.84	54.93	4362.21	1.071	4.672
6	2.8	299.63	600.58	901.53	6.84	131.80	4175.48	1.071	4.472
5	2.8	443.60	1044.18	1644.76	6.84	240.46	3803.22	1.071	4.073
4	2.8	600.57	1644.75	2688.93	6.84	393.12	3169.64	1.071	3.395
3	2.8	757.46	2402.21	4046.96	6.84	591.66	2184.86	1.071	2.340
2	2.8	644.37	3046.58	5448.79	6.84	796.60	796.60	1.071	0.853

NIVEL	V	\int_{sn}	\int_{bn}	\int_{wn}	D
9	0.69	0.000	4.755	4.755	0.45
8	26.02	0.031	4.743	4.774	5.45
7	80.77	0.095	4.672	4.767	16.94
6	107.01	0.126	4.472	4.598	23.27
5	158.43	0.187	4.073	4.260	37.19
4	214.49	0.254	3.395	3.649	58.78
3	270.52	0.320	2.340	2.66	101.69
2	230.13	0.272	0.853	1.125	204.56

NIVEL	$\sum D_{port.}$	$D_p.$	$\sum D_{total}$	V	$V_p.$
9	30.66	0.15	30.81	81.72	0.40
8	30.66	5.45	36.11	156.80	23.67
7	30.66	16.94	47.60	221.08	78.68
6	36.03	23.27	59.30	275.46	108.09
5	36.03	37.19	73.22	318.87	161.96
4	36.03	58.78	94.81	351.32	217.81
3	39.58	101.69	141.27	373.22	268.65
2	144.97	204.56	349.53	383.94	224.69

El corte que puede tomar la sección es:

$$), \text{ Con refuerzo : } 1.33 (1.3 \sqrt{f'c}) = 25 \text{ Kg/cm}^2$$

Area de la Sección 10,012 cm².

$$= 25 \times 10,012 = 250.3 \text{ Tn.}$$

Notamos que el corte actuante es mayor que el admisible por tanto hay necesidad de incrementar el Area de la Sección, y se hara incrementando en 20 cm. la longitud de las placas laterales.

Entonces el Area de la nueva sección sera:

$$10,012 \text{ cm}^2 + 2(22.5 \times 20) = 10,912 \text{ Cm}^2$$

Despreciaremos la influencia del peso de este incremento de longitud de placas ya que es mínima.

El nuevo Momento de Inercia sera:

$$I_x = 7.16 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

Nuevamente iterando:

I	L	Vn	A x 10 ³	P	$\Delta s_n \times 10^{-3}$	$\frac{27.6K_o}{h_n}$	$\int s_n$
9		0.40	10.912	1.2	0.044	9.86	0.000
		23.67	10.912	1.2	2.603	9.86	0.026
7		78.68	10.912	1.2	8.652	9.86	0.085
6		108.09	10.912	1.2	11.887	9.86	0.117
5		161.96	10.912	1.2	17.811	9.86	0.176
4		217.81	10.912	1.2	23.952	9.86	0.236
3		268.65	10.912	1.2	29.544	9.86	0.291
2		224.69	10.912	1.2	24.709	9.86	0.244

NIVEL	h_n $\times 10^2$	V_n h_n	M_n $\times 10^2$	$2 M_n$ $\times 10^2$	K_n 10^3	$\frac{2 M_n}{K_n}$ $\times 10^{-1}$	$4 \Delta B_n$ $\times 10^{-1}$	β/h_n 10^{-4}	\bar{U}_{Bn}
9	2.8	1.12	1.12	1.12	7.16	0.16	4227.52	1.071	4.527
8	2.8	66.28	67.40	68.52	7.16	9.57	4217.79	1.071	4.517
	2.8	220.30	237.70	355.10	7.16	49.59	4158.63	1.071	4.454
6	2.8	302.65	590.35	878.05	7.16	122.63	3986.41	1.071	4.269
5	2.8	453.49	1043.84	1634.19	7.16	228.24	3635.54	1.071	3.894
4	2.8	609.87	1653.71	2697.55	7.16	376.75	3030.55	1.071	3.245
3	2.8	752.22	2405.93	4059.64	7.16	566.99	2086.81	1.071	2.235
	2.8	629.13	3035.06	5440.99	7.16	759.91	759.91	1.071	0.814

NIVEL	\bar{U}_{sn}	\bar{U}_{tn}	\bar{U}_{wn}	D
9	0.40	0.000	4.527	0.09
8	23.67	0.026	4.517	5.21
7	78.68	0.085	4.454	17.33
6	108.09	0.117	4.269	24.64
5	161.96	0.176	3.894	39.79
4	217.81	0.236	3.245	62.57
3	268.65	0.291	2.235	106.35
2	224.69	0.244	0.814	212.37

NIVEL	$\sum D_{port.}$	$D_p.$	$\sum D_{tot.}$	V	V_p
9	30.66	0.09	30.75	81.72	0.24
8	30.66	5.21	35.87	156.80	22.77
7	30.66	17.33	47.99	221.08	79.84
6	36.03	24.64	60.67	275.46	111.87
5	36.03	39.79	75.82	318.87	167.34
4	36.03	62.57	98.60	351.32	222.94
3	39.58	106.35	145.93	373.22	271.99
2	144.97	212.37	357.34	383.94	228.18

El esfuerzo cortante máximo admisible es:

a) con refuerzo $1.33 (\sqrt{f'c}) \times 1.3 = 25 \text{ Kg/cm}^2$

$$V_{ad.min.} = 25 \times 10,912 = 272.80 \text{ Tn.}$$

que es mayor que el actuante

b) Sin refuerzo $1.33 (0.29 \sqrt{f'c}) = 5.6 \text{ Kg./cm}^2$

$$V_{ad.} = 5.6 \times 10,912 = 61.10 \text{ Tn.}$$

Como el Vad. es mayor a partir del 7º nivel tomaremos un

coeficiente de deformación (β) de la siguiente forma:

niveles 2º, 3º y 4º $\beta = 4$, niveles 5º, 6º y 7º; $\beta = 2$

niveles restantes $\beta = 1$

NIVEL	Vn	A	R	$\Delta sn \times 10^3$	β	$\frac{27.6 K o \beta}{hn}$	$\int sn$
9	0.24	10.912	1.2	0.03	1	9.86	0.000
8	22.77	10.912	1.2	2.50	1	9.86	0.025
7	79.84	10.912	1.2	8.78	2	19.72	0.173
6	111.87	10.912	1.2	12.30	2	19.72	0.242
5	167.34	10.912	1.2	18.40	2	19.72	0.363
4	222.94	10.912	1.2	24.52	4	39.44	0.967
3	271.99	10.912	1.2	29.91	4	39.44	1.179
2	228.18	10.912	1.2	25.09	4	39.44	0.989

NIVEL	hn x10 ²	Vn hn	M'n x10 ²	Z'n x10 ²	Kn x10 ³	$\frac{2 M'n}{Kn}$ x10 ⁻¹	4 Δ bn x10 ⁻¹	3/hn x10 ⁻²	\int_{bn}
9	2.8	0.67	0.67	0.67	7.16	0.09	4323.25	1.071	4.630
8	2.8	63.76	64.43	65.10	7.16	9.09	4314.07	1.071	4.620
7	2.	223.55	287.98	352.41	7.16	49.22	4255.76	1.071	4.558
6	2.8	313.24	601.22	889.20	7.16	129.19	4077.35	1.071	4.367
5	2.8	468.55	1069.77	1670.99	7.16	233.38	3714.78	1.071	3.978
4	2.8	624.23	1694.00	2763.77	7.16	386.00	3095.40	1.071	3.315
3	2.8	761.57	2455.57	4149.57	7.16	579.55	2129.85	1.071	2.281
2	2.8	638.00	3094.47	5550.04	7.16	775.15	775.15	1.071	0.830

NIVEL	V	\int_{sn}	\int_{bn}	\int_{wn}	D
9	0.24	0.000	4.630	4.630	0.05
8	22.77	0.025	4.630	4.645	4.90
7	79.84	0.143	4.558	4.731	16.88
6	111.87	0.242	4.368	4.609	24.27
5	167.34	0.363	3.978	4.341	38.55
4	222.94	0.967	3.315	4.282	52.06
3	271.99	1.179	2.281	3.460	78.60
2	228.18	0.989	0.830	1.819	125.44

NIVEL	$\sum D_{port.}$	Dp.	$\sum D_{tot.}$	V	Vp.
9	30.66	0.05	30.71	81.72	0.13
8	30.66	4.90	35.56	156.80	21.61
7	30.66	16.88	47.54	221.08	78.50
6	36.03	24.27	60.30	275.46	110.87
5	36.03	38.55	74.58	318.87	164.82
4	36.03	52.06	88.09	351.32	207.63
3	39.58	78.60	118.18	373.22	248.22
2	144.97	125.44	273.41	383.94	176.15

* NOTA: El remanente del Corte será tomado por Armadura de alma.

INTERACCION (Dirección X - Lado Izquierdo) Portico
C-C

a) Nomenclatura

R_v = Rotación de la viga

R_{brn} = Rotación de la pared debido a la flexión y rotación de la fundación.

R_c = Rotación total considerando la deformación total

R_{sn} = Rotación debido a la deformación por corte.

θ_n = Valor promedio de los valores R_{brn} de los pisos adyacentes superior e inferior.

b) Cálculo de las Rotaciones

$$\theta_n = \frac{R_{brn} + R_{brn-1}}{2}, \quad R_v = \frac{-\theta_n}{2} \times \frac{L_1}{L_2}$$

$$L_1 = 2.20$$

$$L_2 = 0.90$$

$$R_c = \frac{V_n}{D_w n} \times \frac{h_n}{2}$$

$$R_{sn} = \int sn \times \frac{h_n}{2}$$

$$R_{brn} = R_c - R_{sn}$$

NIVEL	Vn (Tn)	1/D _{cm}	hn 2	Rc	∫ sn	Rsn	Rbrn	e _n	Rv*
9	0.13	1/0.05	140	364.00	0.000	0.000	3.64	3.64	-444.88
8	21.61	1/4.90	140	617.43	0.025	3.500	613.93	488.97	-597.63
7	78.50	1/16.82	140	651.07	0.173	24.220	626.85	620.39	-768.25
6	110.87	1/24.27	140	639.55	0.242	33.880	605.67	616.26	-753.21
5	164.82	1/38.55	140	598.57	0.363	50.820	547.75	576.71	-704.87
4	207.63	1/52.06	140	558.36	0.967	135.380	422.98	485.37	-193.23
3	248.22	1/78.60	140	442.12	1.179	165.060	277.06	350.02	-427.80
3	176115	1/125.44	140	196.60	0.989	138.460	58.14	167.60	-204.84

$$* Rv = -\frac{\theta}{2} \frac{L_2}{L_1}, \quad L_1 = 0.90 \quad L_2 = 2.20 \text{ mts.}$$

Momentos del Empotramiento perfecto (debido a la deformación)

EN VIGAS:

$$M_{3'-3} = \frac{Kv}{3} \left[2\theta_{3'} - 3(-P_V) \right] = \frac{Kv}{3} (2\theta_{3'} + 3R_V)$$

$$M_{3-3'} = \frac{Kv}{3} \left[\theta_{3'} - 3(-P_V) \right] = \frac{Kv}{3} (\theta_{3'} + 3R_V)$$

NIVEL 9

$$M_{3'-3} = \frac{17.25}{3} (2 \times 364 + 3 \times 444.880) = 11,866 \text{ (Tn-cm)}$$

$$M_{3-3'} = \frac{17.26}{3} (364 + 3 \times 444.88) = 9,772$$

NIVEL 8

$$M_{3'-3} = \frac{17.26}{3} (2 \times 488.97 + 3 \times 597.63) = 15,940$$

$$M_{3-3'} = \frac{17.26}{3} (488.97 + 3 \times 597.63) = 13,127$$

NIVEL 7

$$M_{3'-3} = \frac{17.26}{3} (2 \times 620.39 + 3 \times 758.25) = 20,225$$

$$M_{3-3'} = \frac{17.26}{3} (620.39 + 3 \times 758.25) = 16,656$$

NIVEL 6

$$M_{3'-3} = \frac{17.26}{3} (2 \times 616.26 + 3 \times 753.21) = 20,090$$

$$M_{3-3''} = \frac{17.26}{3} (616.26 + 3 \times 753.21) = 16,545$$

NIVEL 5

$$M_{3'-3} = \frac{17.26}{3} (2 \times 576.71 + 3 \times 704.87) = 18,801$$

$$M_{3-3'} = \frac{17.26}{3} (576.71 + 3 \times 704.87) = 15,483$$

NIVEL 4

$$M_{3'-3} = \frac{17.26}{3} (2 \times 485.37 + 3 \times 593.23) = 15,823$$

$$M_{3-3'} = \frac{17.26}{3} (485.37 + 3 \times 593.23) = 13,031$$

NIVEL 3

$$M_{3'-3} = \frac{17.26}{3} (2 \times 350.02 + 3 \times 427.80) = 11,411$$

$$M_{3-3'} = \frac{17.26}{3} (350.02 + 3 \times 427.80) = 9,397$$

NIVEL 2

$$M_{3'-3} = \frac{17.26}{3} (2 \times 167.60 + 3 \times 204.84) = 5,464$$

$$M_{3-3} = \frac{17.26}{3} (167.60 + 3 \times 204.84) = 4,500$$

La Unida para determinar las rotaciones normalizadas es:

$$6EK_oP_c = 364.00, \text{ luego los momentos a usar:}$$

serán:

a) en vigas:

M VIGA \ NIVEL	9	8	7	6	5	4	3	2
M _{3'-3} / 364.00	32.60	43.79	55.56	55.19	51.65	43.47	31.35	15.01
M _{3-3'} / 364.00	26.85	36.06	45.76	45.45	42.54	35.80	25.82	12.36

b) en columnas

$$M_{col} = \text{Momento Superior} = \text{Momento inferior} = K_c P_c$$

Para determinar las rotaciones normalizadas se tomará :

$$6 E K_o P_c = 364.00$$

$$M_{col} = K_c P_c / 364.00$$

M _{col} \ Piso	8	7	6	5	4	3	2	1
K _c	1.16	1.16	1.16	1.40	1.40	1.40	1.86	1.86
C _n = P _c /364	1.00	1.70	1.79	1.76	1.64	1.53	1.21	0.54
M _{col}	1.16	1.97	2.08	2.45	2.30	2.14	2.25	1.00

Cálculo de los Coeficientes de Distribución.

NIVEL 9

$$K_{vi} = 3.14 \quad C_{vi} = 0.146$$

$$K_{vd} = 17.26 \quad C_{vd} = 0.800$$

$$K_{cs} = 0.000 \quad C_{ci} = 0.054$$

$$K_{ci} = 1.160$$

NIVELES 8 y 7

$K_{vi} = 3.14$	$C_{vi} = = 0.138$
$K_{vd} = 17.26$	$C_{vd} = 0.760$
$K_{cs} = 1.16$	$C_{cs} = 0.051$
$K_{ci} = 1.16$	$C_{ci} = 0.051$

NIVEL 6

$K_{vi} = 3.14$	$C_{vi} = 0.137$
$K_{vd} = 17.26$	$C_{vd} = 0.752$
$K_{cs} = 1.16$	$C_{cs} = 0.050$
$K_{ci} = 1.40$	$C_{ci} = 0.061$

NIVELES 5 y 4

$K_{vi} = 3.14$	$C_{vi} = 0.135$
$K_{vd} = 17.26$	$C_{vd} = 0.744$
$K_{cs} = 1.40$	$C_{cs} = 0.06$
$K_{ci} = 1.40$	$C_{ci} = 0.06$

NIVEL 3

$K_{vi} = 3.14$	$C_{vi} = 0.133$
$K_{vd} = 17.26$	$C_{vd} = 0.730$
$K_{cs} = 1.40$	$C_{cs} = 0.059$
$K_{ci} = 1.86$	$C_{ci} = 0.078$

NIVEL 2

$K_{vi} = 3.14$	$C_{vi} = 0.130$
$K_{vd} = 17.26$	$C_{vd} = 0.716$
$K_{cs} = 1.86$	$C_{cs} = 0.077$
$K_{ci} = 1.86$	$C_{ci} = 0.077$

DISTRIBUCION DE MOMENTOS

Cvi	Ccs	Cci	Cvd	
1.46		.054	.800	
		- 1.16	+ 26.85	32.60
-3.750		- 1.39	- 20.55	- 10.28
-3.750		- 2.55	6.30	22.32
.138	.051	.051	.760	
	- 1.16	- 1.97	+ 36.06	43.79
-4.54	- 1.68	- 1.68	- 25.03	- 12.51
-4.54	- 2.84	- 3.65	11.03	31.28
.138	.051	.051	.760	
	- 1.97	- 2.08	+ 45.76	55.56
-5.76	- 2.13	- 2.13	- 31.70	- 15.85
-5.76	- 4.10	- 4.21	14.06	39.71
.137	.050	.061	.752	
	- 2.08	- 2.46	+ 45.45	55.19
-5.60	- 2.05	- 2.50	- 30.76	- 15.38
-5.60	- 4.13	- 4.06	14.69	39.81
.135	.06	.06	.744	
	- 2.46	- 2.30	+ 42.54	51.65
-5.10	- 2.27	- 2.27	- 28.10	- 14.05
-5.10	- 4.73	- 4.57	14.44	37.60
.135	.060	.060	.744	
	- 2.30	- 2.14	+ 35.80	43.47
-4.23	- 1.88	- 1.88	- 23.33	- 11.66
-4.23	- 4.18	- 4.02	12.47	31.81
.133	.050	.078	.730	
	- 2.14	- 2.25	+ 25.82	21.35
-2.85	- 1.26	- 1.67	- 15.64	- 7.82
-2.85	- 3.40	- 3.92	10.18	13.53
0.13	.077	.077	.716	
	- 2.25	- 1.00	+ 12.36	15.01
-1.18	- 0.70	- 0.70	- 6.52	- 3.26
-1.18	- 2.95	- 1.70	5.84	11.75
	- 1.00			

PLACA CAJA DE ASCENSORES

INTERACCION (Dirección X - Lado derecho)

N	Vn	1/Dwn	hn	Rc	∫ sn	Rsn	Rtrn	On	Rv
			2						
9	0.13	1/ 0.05	140	364.00	0.000	0.000	364.00	364.50	-135.73
8	21.61	1/ 4.90	140	617.43	0.025	3.500	613.93	488.97	-182.33
7	78.50	1/ 16.88	140	651.07	0.173	21.220	626.85	620.39	-231.33
6	110.87	1/ 24.27	140	639.55	0.242	33.880	605.67	616.26	-229.79
5	164.82	1/ 38.55	140	598.57	0.363	50.820	547.75	576.41	-215.04
4	207.63	1/ 52.06	140	552.36	0.967	135.380	422.98	485.37	-180.99
3	248.22	1/ 78.60	140	442.12	1.179	165.060	277.06	350.02	-130.52
2	176.15	1/125.44	140	196.60	0.989	138.460	58.14	167.60	- 62.49

$$R_v = - \frac{\ominus}{2} \times \frac{l_1}{l_2} \quad \begin{array}{l} l_1 = 2.20 \\ l_2 = 2.95 \end{array}$$

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO (DEBIDO A LA DEFORMACION) EN VIGAS

FORMULAS: $M_{3''-4} = \frac{Kv}{3} (2 \frac{\ominus}{3} - 3(-Rv)) = \frac{Kv}{3} (2 \frac{\ominus}{3} + 3Rv)$

$$M_{4-3''} = \frac{Kv}{3} (\frac{\ominus}{3''} - 3(-Rv)) = \frac{Kv}{3} (\frac{\ominus}{3''} + 3Rv)$$

NIVEL 9

$$M_{3''-4} = \frac{6.44}{3} (2 \times 364.00 + 3 \times 135.73) = 2437$$

$$M_{4-3''} = \frac{6.44}{3} (364.00 + 3 \times 135.73) = 1655$$

NIVEL 8

$$M_{3''-4} = \frac{6.44}{3} (2 \times 488.94 + 3 \times 182.33) = 3,272$$

$$M_{4-3''} = \frac{6.44}{3} (488.97 + 3 \times 182.33) = 2,223$$

NIVEL 7

$$M_{3''-4} = \frac{6.44}{3} (2 \times 620.39 + 3 \times 231.33) = 4,152$$

$$M_{4-3''} = \frac{6.44}{3} (620.39 + 3 \times 231.33) = 2,821$$

NIVEL 6

$$M_{3''-4} = \frac{6.44}{3} (2 \times 616.26 + 3 \times 229.79) = 4,124$$

$$M_{4-3''} = \frac{6.44}{3} (616.26 + 3 \times 229.79) = 2,802$$

NIVEL 5

$$M_{3''-4} = \frac{6.44}{3} (2 \times 576.71 + 3 \times 215.04) = 3,860$$

$$M_{4-3''} = \frac{6.44}{3} (576.71 + 3 \times 215.04) = 2,622$$

NIVEL 4

$$M_{3''-4} = \frac{6.44}{3} (2 \times 485.37 + 3 \times 180.99) = 3,248$$

$$M_{4-3''} = \frac{6.44}{3} (485.37 + 3 \times 180.99) = 2,207$$

NIVEL 3

$$M_{3''-4} = \frac{6.44}{3} (2 \times 350.02 + 3 \times 130.52) = 2,343$$

$$M_{4-3''} = \frac{6.44}{3} (350.02 + 3 \times 130.52) = 1,591$$

NIVEL 2

$$M_{3''-4} = \frac{6.44}{3} (2 \times 167.60 + 3 \times 62.49) = 1,122$$

$$M_{4-3''} = \frac{6.44}{3} (167.60 + 3 \times 62.49) = 762$$

La unidad para determinar las rotaciones normalizadas es

$6F K_o P_c = 364.00$, los momentos a usar son:

a) En vigas

NIVEL	9	8	7	6	5	4	3
$M_{3''-4''}/364.00$	6.70	8.99	11.41	11.33	10.60	8.92	6.44
$M_{4''-3''}/364.00$	4.55	6.11	7.75	7.70	7.20	6.06	4.37

b) En columnas

$M_{col} = \text{Momento superior} = \text{Momento inferior} = K_c R_c$

(Para determinar las rotaciones normalizadas se tomará:

$$6 E K_o P_c = 364.00$$

$$M_{col} = K_c R_c / 364.00$$

PISO	8	7	6	5	4	3	2	1
K_c	7.62	7.62	7.62	16.74	16.74	16.74	32.14	32.14
$C_n = P_c / 364$	1.00	1.70	1.70	1.76	1.64	1.53	1.21	0.54
M_{col}	7.62	12.95	13.64	29.46	27.45	25.61	38.89	17.36

CALCULO DE LOS COEFICIENTES DE DISTRUCION

NIVEL 9

$$K_{vi} = 6.44$$

$$C_{vi} = 0.374$$

$$K_{vd} = 3.14$$

$$C_{vd} = 0.183$$

$$K_{cs} = 0.00$$

$$C_{ci} = 0.443$$

$$K_{ci} = 7.62$$

NIVELES 8 y 7

Kvi = 6.44	Cvi = 0.259
Kvd = 3.14	Cvd = 0.127
Kcs = 7.62	Ccs = 0.307
Kci = 7.62	Cci = 0.307

NIVEL 6

Kvi = 6.44	Cvi = 0.190
Kvd = 3.14	Cvd = 0.092
Kcs = 7.62	Ccs = 0.225
Kci = 16.74	Cci = 0.193

NIVELES 5 y 4

Kvi = 6.44	Cvi = 0.150
Kvd = 3.14	Cvd = 0.072
Kcs = 16.74	Ccs = 0.389
Kci = 16.74	Cci = 0.389

NIVELES 3

Kvi = 6.44	Cvi = 0.110
Kvd = 3.14	Cvd = 0.054
Kcs = 16.74	Ccs = 0.286
Kci = 32.14	Cci = 0.550

NIVEL 2

Kvi = 6.44	Cvi = 0.087
Kvd = 3.14	Cvd = 0.043
Kcs = 32.14	Ccs = 0.435
Kci = 32.14	Cci = 0.435

	Cvi	Cci	Ccs	Cvd
	.374	.443		.183
6.70	4.55 - 7.62			
0.58	1.15	1.36		0.56
7.28	5.70 - 6.26			0.56
	.259	.307	.307	.127
8.99	6.11	-12.95	-7.62	
1.87	3.75	4.44	4.44	1.84
10.86	9.86	-8.51	-3.18	1.84
	.259	.307	.307	.127
11.41	7.75	-13.64	-12.95	
2.44	4.88	5.78	5.78	2.39
	12.63	-7.86	-7.17	2.39
	0.19	.493	.225	0.092
11.33	7.70	-29.46	-13.64	
3.36	6.73	17.45	7.96	3.26
14.69	14.43	-12.01	-5.68	3.26
	0.15	0.389	0.389	0.072
10.60	7.20	-27.45	-29.45	
3.73	7.45	19.33	19.33	3.58
14.33	14.65	-8.12	-10.13	3.58
	0.15	0.389	0.389	0.072
8.92	6.06	-25.61	-27.45	
3.53	7.05	18.28	18.28	3.38
12.45	13.11	-7.33	-9.17	3.38
	0.11	.55	.286	.054
6.44	4.37	-38.89	-25.61	
3.31	6.61	33.07	17.20	3.25
9.75	10.98	-5.82	-8.41	3.25
	.087	.435	.435	.043
3.08	2.09	-17.36	-38.89	
2.35	4.71	23.56	23.56	2.33
5.43	6.80	6.20	-15.33	2.33
			-17.3	

INTERACCION! (DIRECCION X - LADO IZQUIERDO) PORTICO B'-B'

Cumplen los mismos valores que en el lado izquierdo del Pórtico C-C de los momentos de Empotramiento y los Coeficientes de Distribución.

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO (Debido a la deformación).

EN VIGAS

FORMULAS:

$$M_{3'-3} = \frac{Kv}{3} \left[2\Theta_{3'} - 3(-Rv) \right] = \frac{Kv}{3} (2\Theta_{3'} + 3Rv)$$

$$M_{3-3'} = \frac{Kv}{3} (\Theta_{3'} - 3(-Rv)) = \frac{Kv}{3} (\Theta_{3'} + 3Rv)$$

NIVEL 9

$$M_{3'-3} = \frac{2.96}{3} (2 \times 364 + 3 \times 444.88) = 2,035$$

$$M_{3-3'} = \frac{2.96}{3} (364 + 3 \times 444.88) = 1,676$$

NIVEL 8

$$M_{3'-3} = \frac{2.96}{3} (2 \times 488.94 + 3 \times 597.63) = 2,734$$

$$M_{3-3'} = \frac{2.96}{3} (488.97 + 3 \times 597.63) = 2,251$$

NIVEL 7

$$M_{3'-3} = \frac{2.96}{3} (2 \times 620.39 + 3 \times 758.25) = 3,469$$

$$M_{3-3'} = \frac{2.96}{3} (620.39 + 3 \times 758.25) = 2,857$$

NIVEL 6

$$M_{3'-3} = \frac{2.96}{3} (2 \times 616.26 + 3 \times 753.21) = 3,446$$

$$M_{3-3'} = \frac{2.96}{3} (616.26 + 3 \times 753.21) = 2,838$$

NIVEL 5

$$M_{3'-3} = \frac{2.96}{3} (2 \times 576.71 + 3 \times 704.87) = 3,224$$

$$M_{3-3'} = \frac{2.96}{3} (576.71 + 3 \times 704.87) = 2,655$$

NIVEL 4

$$M_{3'-3} = \frac{2.96}{3} (2 \times 485.37 + 3 \times 593.23) = 2,714$$

$$M_{3-3'} = \frac{2.96}{3} (485.37 + 3 \times 593.23) = 2,235$$

NIVEL 3

$$M_{3'-3} = \frac{2.96}{3} (2 \times 350.02 + 3 \times 427.80) = 1,957$$

$$M_{3-3'} = \frac{2.96}{3} (350.02 + 3 \times 427.80) = 1,612$$

NIVEL 2

$$M_{3'-3} = \frac{2.96}{3} (2 \times 167.60 + 3 \times 204.84) = 937$$

$$M_{3-3'} = \frac{2.96}{3} (167.60 + 3 \times 204.84) = 772$$

Rotaciones normalizadas y momentos en los extremos debido a las deformaciones

- Unidad Standar : $6EKoPc = 364.00$, los momentos en los extremos seran:

a) en vigas

NIVEL	9	8	7	6	5	4	3	2
No vigas								
$M_{3'-3}/364$	5.59	7.51	9.53	9.47	8.86	7.46	5.37	2.57
$M_{3-3'}/364$	4.60	6.18	7.85	7.80	7.29	6.14	4.43	2.12

b) En columnas

$$M_{col} = M_{sup.} = M_{inf.} = Kc Rc$$

$$\text{Unidad Standard : } 6EKoRc = 364$$

$$M_{col} = Kc Rc / 364$$

Mo Col mna \	PISO							
	8	7	6	5	4	3	2	1
Kc	1.16	1.16	1.16	1.40	1.40	1.40	1.86	1.86
Cn= Rc/364	1.00	1.70	1.79	1.76	1.64	1.53	1.21	0.54
Mcol.	1.16	1.97	2.08	2.46	2.30	2.14	2.25	1.00

CALCULO DE LOS COEFICIENTES DE DISTRIBUCION.

NIVEL 9

$$Kvd = 2.96 \quad Cvd = 0.718$$

$$Kci = 1.16 \quad Cci = 0.282$$

NIVEL 8 y 7

$$Kvd = 2.96 \quad Cvd = 0.56$$

$$Kcs = 1.16 \quad Ccs = 0.22$$

$$Kci = 1.16 \quad Cci = 0.22$$

NIVEL 6

$$Kvd = 2.96 \quad Cvd = 0.536$$

$$Kcs = 1.16 \quad Ccs = 0.210$$

$$Kci = 1.40 \quad Cci = 0.254$$

NIVEL 5 y 4

$$Kvd = 2.96 \quad Cvd = 0.514$$

$$Kcs = 1.40 \quad Ccs = 0.243$$

$$Kci = 1.40 \quad Cci = 0.243$$

NIVEL 3

$$Kvd = 2.96 \quad Cvd = 0.476$$

$$Kcs = 1.40 \quad Ccs = 0.225$$

$$Kci = 1.86 \quad Cci = 0.299$$

NIVEL 2

$$Kvd = 3.14 \quad Cvd = 0.458$$

$$Kcs = 1.86 \quad Ccs = 0.271$$

$$Kci = 1.86 \quad Cci = 0.271$$

D INICIALES

D CORREGIDOS.

PI - I	TOTAL ELEMENTOS DEL:	ELEMENTOS DEL PORTICO:						TOTAL
SOS	Di	Port cc-c(Izq.)	Port.c-c (Der.)	Port.B'-B'	(Izq.) c-c	(Derecho) c-c	B'B'	ΣDc^*
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	+- -- --
8	30.66	1.04	2.95	0.65	2.695	4.720	2.065	35.52
7	30.66	1.04	2.95	0.65	2.279	4.612	1.426	34.337
6	30.66	1.04	2.95	0.65	1.117	3.782	1.587	32.506
5	36.03	1.23	3.73	0.72	2.753	6.290	1.807	41.200
4	36.03	1.23	3.73	0.72	2.668	5.271	1.713	40.002
3	36.03	1.23	3.73	0.72	2.425	5.144	1.536	39.455
2	39.58	1.57	4.17	0.82	2.839	8.740	1.992	46.591
1	144.97	1.64	11.16	1.08	2.500	10.330	2.139	146.059

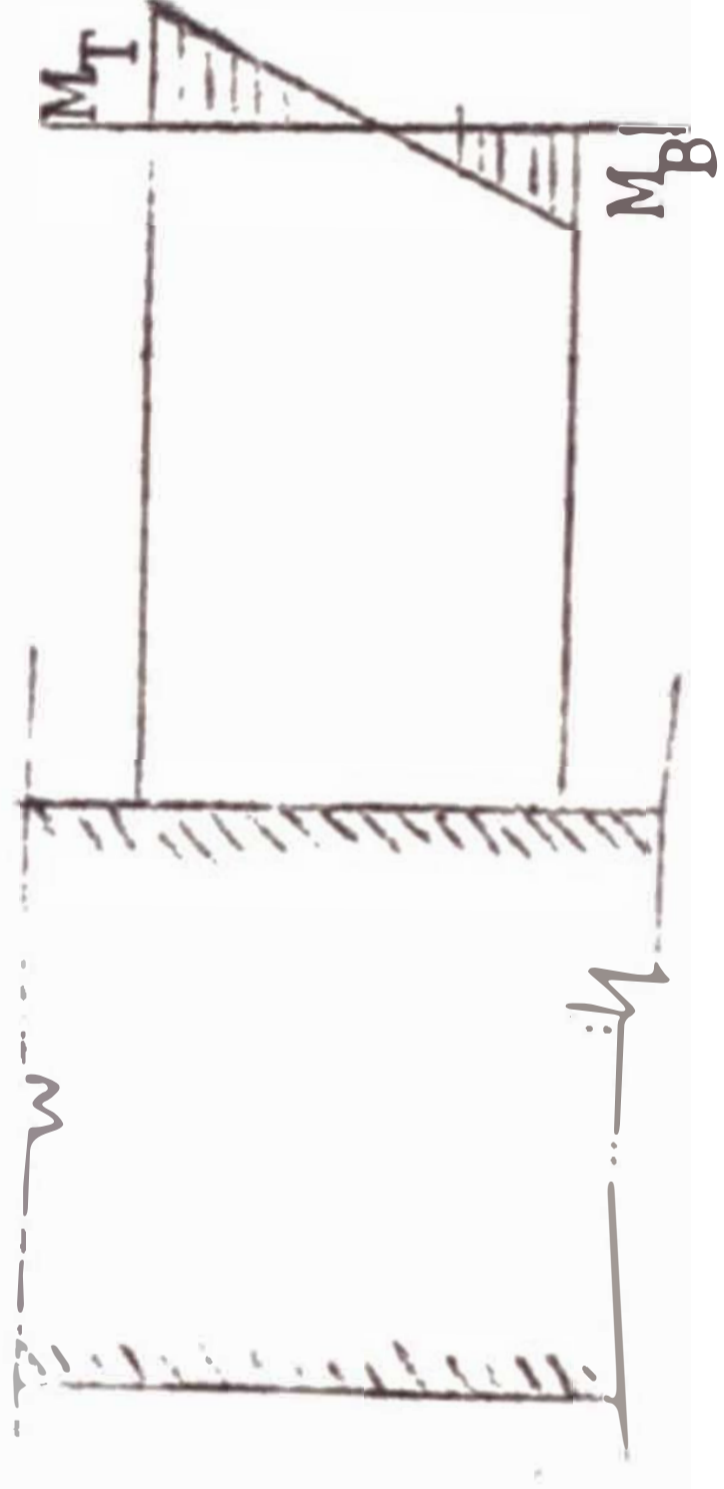
$$* Dc = \Sigma Di - [(1) + (2) + (3)] + [(4) + (5) + (6)]$$

21
DISTRIBUCION CORTANTE

	Dc	Dasc.	$\sum D$	V_T	Vc.	Vasc.
8	35.520	0.050	35.570	81.72	81.60	0.12
7	34.337	4.900	39.237	156.80	137.22	19.58
6	32.506	16.880	49.386	221.08	145.51	75.57
5	41.200	24.27	65.470	275.46	173.35	102.11
4	40.002	38.55	78.552	318.87	162.38	156.49
	39.455	52.06	91.515	351.32	151.47	199.85
2	46.591	78.60	125.191	373.22	138.90	234.32
1	146.059	125.44	271.499	383.94	206.55	177.39

PORTICO SECUNDARIO C-C (LADO IZQUIERDO)

NI- VEL	MOMENTOS EN COLUMNAS ADYACENTES							MOMENTOS EN VIGAS : $M_{ij} = (P''B + M''T / m_{ij} + h_{ik}) \times M_{ij}$					
	C-M	M _B	M _T	M' _B = $\frac{C \cdot M}{B}$	M' _T = $\frac{C \cdot M_T}{B}$	M' _B + M' _T	m _{3'-3}	m ₃₋₂	(m ₃₋₃ ' + m ₃₋₂)	M _{3'-3}	M ₃₋₃ '	M ₃₋₂	
9	3.216		2.55		8.20	8.20	22.32	6.30	3.75	10.05	18.21	5.14	3.06
8	3.290	2.84	3.65	9.34	12.01	21.35	31.28	11.03	4.54	15.57	42.89	15.12	6.3
7	1.679	4.10	4.21	6.88	7.07	13.95	39.71	14.06	5.76	19.82	27.95	9.90	4.05
6	3.347	4.13	4.96	13.82	16.60	30.42	39.81	14.69	5.60	20.29	59.69	22.02	8.40
25	3.466	4.73	4.57	16.39	15.84	32.23	37.60	14.44	5.10	19.54	62.02	23.82	8.41
4	3.513	4.18	4.02	14.68	14.12	28.80	31.81	12.47	4.23	16.70	54.86	21.51	7.29
3	3.450	3.40	3.92	11.73	13.52	25.25	13.53	10.18	2.85	13.03	26.22	19.73	5.52
2	3.666	2.95	1.70	10.81	6.23	17.04	11.75	5.84	1.18	7.02	28.52	14.18	2.86
1		1.00											



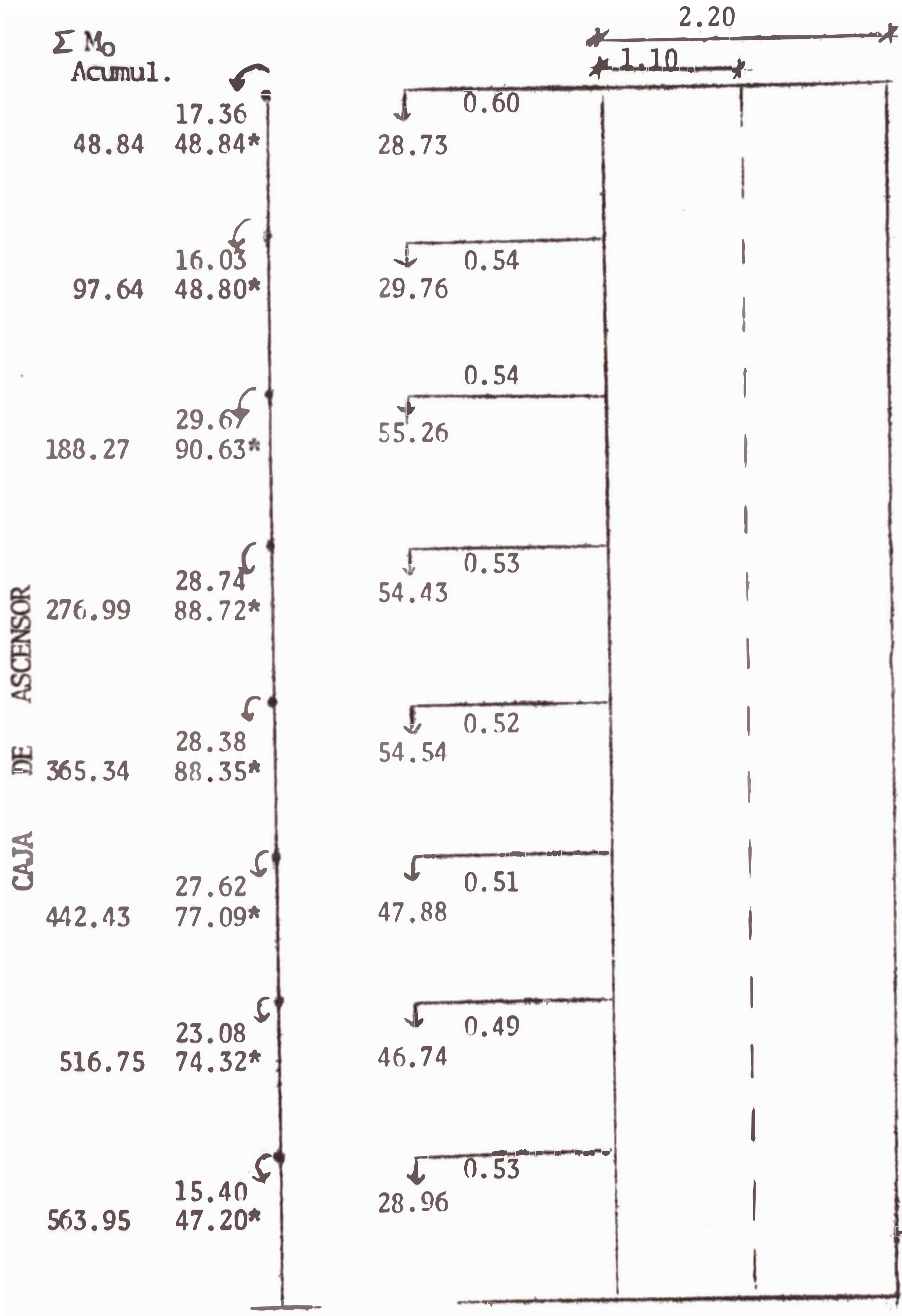
$$C = \frac{v \cdot h}{M_B + M_T}$$

PORTICO SECUNDARIO "B-B"

NI- VEL	MOMENTOS EN COLUMNAS ADYACENTES				EN VIGAS:				M ₃₋₃ ^M
	M _B	M _T	M _B '=Q _B '	M _T '=Q _T '	M ₃₋₃ '	M ₃₋₃ '	M ₃₋₃ '	M ₃₋₃ '	
9	3.992	2.13	8.50	8.50	8.50	2.13	17.36	8.50	
8	3.290	1.23	6.71	10.76	6.66	2.17	16.03	10.76	
7	3.502	2.81	10.23	20.07	8.47	5.73	29.67	20.07	
6	3.347	2.76	11.01	20.25	8.60	6.06	28.74	20.25	
5	3.464	3.07	10.08	20.71	8.71	5.99	28.38	20.71	
4	3.513	2.71	8.96	18.48	7.02	5.27	24.62	18.48	
3	4.307	2.15	9.73	18.99	5.36	4.41	23.08	18.99	
2	3.666	1.60	4.80	10.67	2.31	1.60	15.40	10.67	
	1.00								

M_{ij} = (M_B' + M_T' / m_{ij} + M_{ik}) x m_{ij}

MOMENTOS MAXIMOS ACUMULADOS EN LA CAJA



CHEQUEO DE LOS VALORES 'D' 1era. ITERACION

NI- VEL	PARA CORRECCION			$\times 10^{-2}$ 3/hn	\bar{S}_{Bn}	\bar{S}_{Bni}	$(\bar{S}_{Bni} - \bar{S}_{Bn})$
	$\times 10^2$ - $\frac{Z_{Mn}}{K_n}$	$\frac{Z_{Mn}}{K_n}$	$-4 \Delta M_2$				
9	268.88	71.60	3,755	1.071	- 5.043	4.630	9.673
8	747.48	71.60	10,440	1.071	- 5.004	4.520	9.624
7	1209.56	71.60	16,893	1.071	- 4.710	4.558	9.268
6	1877.68	71.60	26.224	1.071	- 4.249	4.367	8.616
5	2562.66	71.60	35,791	1.071	- 3.585	3.978	7.563
4	3168.48	71.60	44,252	1.071	- 2.728	3.315	6.043
3	3602.22	71.60	50,310	1.071	- 1.715	2.281	3.996
2	3931.14	71.60	54,904	1.071	- 0.588	0.830	1.418

NOTA: En el Cálculo de \bar{S}_{Bn} , cuando este valor es mayor que \bar{S}_{Bni} se corrige según la

siguiente fórmula:

$$\bar{S}_{Bn} = \frac{\bar{S}_{Bni}}{\bar{S}_{Bni} - \bar{S}_{Bn}}$$

\bar{S}_{Bn} = Deformación para corrección.

Continua..

CHEQUEO DE LOS VALORES 'D' 1era. ITERACION

NI- VEL	\int_{Bn}	\int_{Bn}	\int_{sn}	\int_{wn}	V	D _{asc.}	D _{Final}	V _{Total}	V _{asc.}
9	- 2.414	2.216	0.000	2.216	0.13	0.059	35.579	81.72	0.135
8	- 2.402	2.218	0.025	2.243	21.61	9.634	43.971	156.80	34.354
7	- 2.316	2.242	0.173	2.415	78.50	32.505	65.011	221.08	110.538
6	- 2.153	2.214	0.242	2.456	110.87	45.142	86.342	275.46	144.018
5	- 1.886	2.092	0.363	2.455	164.82	67.136	107.138	318.87	199.814
4	- 1.496	1.819	0.967	2.786	207.63	74.526	113.981	351.32	229.709
3	- 0.979	1.302	1.179	2.481	248.22	100.048	146.639	373.22	254.638
2	- 0.344	0.486	0.989	1.475	176.15	119.42	265.479	383.94	172.707

\int_{Bni} = Deformación que se obtiene considerando la caja independiente.

\int_{Bn} = Deformación para corrección cuando $\int_{Bn} > \int_{Bni}$

$$\int_{wn} = \int_{Bn} + \int_{sn} \quad (\text{Deformación total})$$

$$\int_{Bn} = \int_{Bni} + \int_{Bn} \quad (\text{Deformación Corregida})$$

SIGUIENDO EL PROCEDIMIENTO ANTERIOR SE OBTIENE EL SIGUIENTE CUADRO PESUNTEN:

CHEQUEO DE LOS VALORES "D" 2da. ITERACION

N	$x_{10} - \frac{Z_{10}}{K_n}$	$\frac{X_{10}}{K_n}$	$-\frac{Z_{10}}{K_n}$	$-4\Delta M_2$	$4\Delta M_1$	$4\Delta M$	$\frac{X_{10} - 2}{3/n}$	$\sum b_n$	$\sum s_n$	$\sum v_n$	V	Dasc.	D _{final}	V _{total}	V _{asc.}
9	224.46	7.16	+ 31.34	-4,015.80	5,040.34	1024.57	1.071	1.097	0.000	1.097	0.135	0.123	34.709	21.72	0.283
8	667.50	7.16	93.22	-3,891.24	5,026.78	1135.54	1.071	1.216	0.037	1.253	34.354	27.417	61.940	156.80	69.405
7	1177.34	7.16	164.43	-3,633.59	4,943.04	1309.45	1.071	1.402	0.239	1.641	110.538	67.360	101.051	221.08	147.37
6	1610.66	7.16	226.21	-3,242.95	4,703.00	1460.14	1.071	1.564	0.312	1.876	144.018	76.768	117.811	275.46	179.49
5	2113.06	7.16	295.12	-2,721.62	4,229.13	1507.51	1.071	1.614	0.433	2.047	199.814	97.613	137.143	318.87	226.96
4	2551.58	7.16	356.36	-2,070.14	3,452.74	1382.60	1.071	1.480	0.996	2.476	229.709	92.774	132.094	351.32	246.74
3	2945.58	7.16	411.40	-1,302.38	2,318.08	1016.60	1.071	1.088	1.104	2.192	254.638	116.167	161.466	373.22	268.51
2	3180.76	7.16	445.49	-	828.70	383.21	1.071	0.410	0.749	1.159	172.707	149.014	297.436	383.94	192.35

CHEQUEO DE LOS VALORES 'D' 3a. ITERACION

N	$X10^2$ - Z_{fn}	$X10^2$ Kn	$\frac{-Z_{fn}}{Kn}$	$-4 \Delta M_2$	$4 \Delta M_1$	$4 \Delta M$	$x \cdot 10^{-2}$ $\frac{3}{hn}$	S_{bn}	S_{sn}	S_{wn}	V	Dasc.	D _{Final}	V _{Total}	V _{asc.}
9	248.20	7.16	34.66	-3231.58	6241.75	3010.17	1.071	3.223	0.000	3.223	0.29	0.090	35.735	8172	0.205
8	618.36	7.16	86.36	-3110.56	6214.32	3103.76	1.071	3.324	0.075	3.399	69.56	20.465	54.849	15680	58.504
7	965.94	7.16	134.91	-2889.29	6074.53	3185.24	1.071	3.411	0.321	3.732	147.91	39.633	72.958	22158	120.097
6	1304.90	7.16	182.24	-2572.14	5721.36	3149.22	1.071	3.373	0.390	3.763	179.99	47.832	88.550	27546	148.795
5	1659.52	7.16	231.77	-2159.13	5080.56	2922.43	1.071	3.130	0.494	3.624	227.59	62.800	101.948	31887	196.424
4	2001.84	7.16	279.58	-1646.78	4094.75	2447.97	1.071	2.622	1.072	3.694	247.09	66.889	106.022	35132	221.646
3	2326.04	7.16	324.75	-1042.34	2721.82	1679.46	1.071	1.799	1.163	2.962	268.15	90.530	136.049	37322	248.348
2	2568.64	7.16	358.74	-368.74	967.31	608.57	1.071	0.652	0.834	1.486	192.39	129.468	277.835	38394	178.911

-DISTRIBUCION FINAL DEL CORTE :

$$V_n = \frac{V_T}{D_T} \times D_n$$

NIVEL	D _{asc.}	D _{port.}	D _{total}	V _{total}	asc	V _{port.}
9	0.09	35.645	35.735	81.72	0.205	81.515
8	20.465	34.384	54.849	156.80	58.504	98.296
7	39.633	33.325	72.958	221.08	120.097	100.983
6	47.832	40.718	88.550	275.46	148.795	126.665
5	62.800	39.148	101.948	318.84	196.424	122.446
4	66.889	39.133	106.022	351.32	221.646	129.674
3	90.530	45.519	136.049	373.22	248.348	124.872
2	129.468	148.367	277.835	383.04	178.911	205.029

COMPARACION DE LOS VALORES 'D'

DISTRIBUCION DEL CORTE

NIVEL CAJA DE ASCENSOR

CAJA DE ASCENSOR 'Vasc'

NIVEL	CAJA DE ASCENSOR				CAJA DE ASCENSOR 'Vasc'			
	Volado	1era	2da	3ra.	Volado	1era	2da.	3era.
9	0.05	0.06	0.12	0.09	0.13	0.14	0.29	0.21
8	4.90	9.63	27.42	20.47	21.61	34.35	69.41	58.50
7	16.88	32.51	67.36	39.63	78.50	110.54	147.37	120.10
6	24.27	45.14	76.77	47.83	110.87	144.02	179.49	148.80
5	38.55	67.14	97.61	62.80	164.82	199.81	226.96	196.42
4	52.06	74.53	92.77	66.89	207.63	229.71	246.74	221.65
3	78.60	100.05	116.17	90.53	248.22	254.64	268.51	248.35
2	125.44	119.42	149.01	129.47	176.15	172.71	192.35	178.91

NI- VEL	Inicial	" V " PORTICOS 1era.	2da	3ra.
9	81.59	81.58	81.43	81.51
8	135.19	122.45	87.39	98.30
7	142.58	110.54	73.71	100.98
6	164.59	131.44	95.97	126.66
5	154.05	119.06	91.91	122.45
4	143.69	121.61	104.58	129.67
3	125.00	118.58	104.71	124.87
2	207.79	211.23	191.59	205.03

.34.- CORRECCION POR TORSION

1.- MOMENTO TORSOR EN LA DIRECCION PFL EJE Y

N	X _G (m)	X _R (m)	e _x (r)	bx (m)	0.005 bx	V _y (Tn)	(1.5e _x + 0.05bx) (ex- 0.05bx)	* M _{TY}	* M'	M _P
9	8.27	8.86	0.59	21.30	1.065	81.72	1.95 -0.48	159.35	-39.22	5579.23
8	8.27	9.94	1.67	21.30	1.065	156.80	3.57 0.61	559.78	95.65	5752.60
7	8.27	10.44	2.17	21.30	1.065	221.08	4.32 1.11	955.06	245.40	5825.10
6	8.27	10.52	2.25	21.30	1.056	275.46	4.44 1.19	1223.04	327.80	7299.49
5	8.27	10.69	2.42	21.30	1.065	318.87	4.69 1.36	1495.50	433.66	7380.35
4	8.27	10.74	2.47	21.30	1.065	351.32	4.77 1.41	1675.79	495.36	7381.20
3	8.27	11.00	2.73	21.30	1.065	373.22	5.16 1.67	1925.81	623.28	8582.71
2	8.27	9.52	1.25	21.30	1.065	323.94	2.94 0.19	1128.78	72.95	18091.70

$$e_x = X_G - X_R$$

$$M_{TY} = V_Y (1.5 e_x + 0.05 bx)$$

$$M'_{TY} = V_Y (e_x - 0.05 bx)$$

* Comparando los Momentos torsores M_{TY} con M'_{TY} se observa que los valores de M_{TY} son mayores que

M'_{TY}, luego se usara M_{TY} por ser el más desfavorable.

CO 'ANTF FINAL FN EL PORTICO PRINCIPAL '14 - 4'

COLUMNA	Vy	Dy	X	$\sum Dy$	Vy	Dy	DyX	$\frac{M_{Ty}}{M_p}$	DyX	Vfinal
FJF	(Tn)		(mt.)	(total $\sum Dy$)						'Tn'
		1.30	1.71			2.97	2.22	0.06		3.03
2		2.22	1.71			5.08	3.80	0.11		5.19
9	81.72	2.22	1.71	35.74		5.08	3.80	0.11		5.19
4		2.22	1.71			5.08	3.80	0.11		5.19
5		1.30	1.71			2.97	2.22	0.06		3.03
1		1.30	2.79			3.72	3.63	0.35		4.07
2		2.22	2.79			6.35	6.19	0.60		6.95
8	156.80	2.22	2.79	54.85		6.35	6.19	0.60		6.95
4		2.22	2.79			6.35	6.19	0.60		6.95
		1.30	2.79			3.72	3.63	0.35		4.07
1		1.30	3.29			3.94	4.28	0.70		4.64
2		2.22	3.29			6.73	7.30	1.20		7.93
3	221.08	2.22	3.29	72.96		6.73	7.30	1.20		7.93
4		2.22	3.29			6.73	8.30	1.20		7.93
5		1.30	3.29			3.94	4.28	0.70		4.64
1		1.45	3.37			4.51	4.89	0.82		5.33
2		2.67	3.37			8.31	9.00	1.51		9.82
6	275.46	2.67	3.37	88.55		8.31	9.00	1.51		9.82
4		2.67	3.37			8.31	9.00	1.51		9.82
5		1.45	3.37			4.51	4.89	0.82		5.33

Continua..

	1		1.45	3.54		4.54	5.13	1.04	5.58
	2		2.67	3.54		8.35	9.45	1.91	10.26
5	3	318.87	2.67	3.54	101.95	8.35	9.45	1.91	10.26
	4		2.67	3.54		8.35	9.45	1.91	10.26
	5		1.45	3.54	4.	4.54	5.13	1.04	5.58
	1		1.45	3.59		4.80	5.21	1.18	5.98
	2		2.67	3.59		8.85	9.59	2.18	11.03
4	3	351.32	2.67	3.59	106.02	8.85	9.59	2.18	11.03
	4		2.67	3.69		8.85	9.59	2.18	11.03
	5		1.45	3.59		4.80	5.21	1.18	5.98
	1		1.53	3.85		4.20	5.89	1.33	5.53
	2		2.92	3.85		8.01	11.24	5.10	13.11
3	3	373.22	2.92	3.85	136.05	8.01	11.24	5.10	13.11
	4		2.92	3.85		8.01	11.24	5.10	13.11
	5		1.53	3.85		4.20	5.89	1.33	5.53
	1		9.18	2.37		12.69	21.76	1.36	14.05
	2		10.23	2.37		14.14	24.24	1.51	15.65
2	3	383.94	10.23	2.37	277.83	14.14	24.24	1.51	15.65
	4		10.23	2.37		14.14	24.24	1.51	15.65
	5		9.18	2.37		12.69	21.76	1.36	14.05

$$M_p = I_x + I_y$$

$$V_{Final} = \frac{V_y}{\sum D_y} D_y + \frac{M_{Ty}}{M_p} D_y X$$

-CORTANTE FINAL EN LAS PLACAS DE LA CAJA DE ASCENSOR (Sentido Secundario).

VEL	V _y (Tn)	D _y	X (mts)	∑ D _y Total	$\frac{V_y}{\sum D_y} D_y$	D _y X	$\frac{M_{Ty}}{M_p}$	V Final (Tn)
9	81.72	0.09	3.19	35.74	0.21	0.29	0.00	0.21
8	156.80	20.46	2.11	54.85	58.49	43.17	4.20	62.69
7	221.08	39.63	1.61	72.96	120.08	63.80	10.46	130.54
6	275.46	47.83	1.53	88.55	148.79	73.18	12.26	161.05
5	318.87	62.80	1.36	101.95	196.42	85.41	17.31	213.73
4	351.32	66.89	1.31	106.02	221.65	87.62	19.89	241.54
3	373.22	90.53	1.05	136.05	248.35	95.06	21.33	269.68
2	383.94	129.47	2.53	277.83	178.92	327.56	20.44	199.36

4.85.- PUNTOS DE INFLEXION EN EL OPTICO SECUNDARIO B-E

N	K	1	2	3	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y
COLUMNA EJE 1									
9	0.41	1.00	-	1.00	0.16	0	-	0	0.16
8	0.41	1.00	1.00	1.00	0.31	0	0	0	0.31
7	0.41	1.00	1.00	1.00	0.36	0	0	0	0.36
6	0.19	1.00	1.00	1.00	0.29	0	0	0	0.29
5	0.19	1.00	1.00	1.00	0.39	0	0	0	0.39
4	0.19	1.00	1.00	1.00	0.45	0	0	0	0.45
3	0.10	1.00	1.00	1.00	0.75	0	0	0	0.75
2	0.10	-	1.00	-	1.20	-	0	-	1.20
COLUMNA EJE 2									
9	0.82	1.00	-	1.00	0.31	0	-	0	0.31
8	0.82	1.00	1.00	1.00	0.40	0	0	0	0.40
7	0.82	1.00	1.00	1.00	0.45	0	0	0	0.45
6	0.38	1.00	1.00	1.00	0.39	0	0	0	0.39
5	0.38	1.00	1.00	1.00	0.44	0	0	0	0.44
4	0.38	1.00	1.00	1.00	0.45	0	0	0	0.45
3	0.20	1.00	1.00	1.00	0.60	0	0	0	0.60
2	0.20	-	1.00	-	1.00	-	0	-	1.00
COLUMNA EJE 3									
9	0.82	1.00	-	1.00	0.31	0	-	0	0.31
8	0.82	1.00	1.00	1.00	0.40	0	0	0	0.40
7	0.82	1.00	1.00	1.00	0.45	0	0	0	0.45
6	0.38	1.00	1.00	1.00	0.39	0	0	0	0.39
5	0.38	1.00	1.00	1.00	0.44	0	0	0	0.44
4	0.38	1.00	1.00	1.00	0.45	0	0	0	0.45
3	0.20	1.00	1.00	1.00	0.60	0	0	0	0.60
2	0.20	-	1.00	-	1.00	-	0	-	1.00

COLUMNA EJE 4

9	0.82	1.00	-	1.00	0.31	0	-	0	0.31
8	0.82	1.00	1.00	1.00	0.40	0	0	0	0.40
7	0.82	1.00	1.00	1.00	0.45	0	0	0	0.45
6	0.38	1.00	1.00	1.00	0.39	0	0	0	0.39
5	0.38	1.00	1.00	1.00	0.44	0	0	0	0.44
4	0.38	1.00	1.00	1.00	0.45	0	0	0	0.45
3	0.20	1.00	1.00	1.00	0.60	0	0	0	0.60
2	0.20	-	1.00	-	1.00	-	0	-	1.00

COLUMNA EJE 5

9	0.41	1.00	-	1.00	0.16	0	-	0	0.16
8	0.41	1.00	1.00	1.00	0.31	0	0		0.31
7	0.41	1.00	1.00	1.00	0.36	0	0	0	0.36
6	0.19	1.00	1.00	1.00	0.29		0	0	0.29
5	0.19	1.00	1.00	1.00	0.39				0.39
	0.19	1.00	1.00	1.00	0.45		0	0	0.45
3	0.10	1.00	1.00	1.00	0.75	0	0	0	0.75
2	0.10	1.00	1.00	1.00	1.20	-	0	-	1.20

4.36.- MOMENTOS DE FLEXION EN LAS COLUMNAS

1.- Momentos de flexión en las columnas del Portico Secundario B - B

COLUMNA	NI- EI EJF	$M_b = Vh_y$		$M_t = Vh(1-y)$		
		V	Y	(1-Y)	M_b (t-m)	M_t (t-m)
9	1	3.03	0.16	0.84	1.36	7.13
	2	5.19	0.31	0.69	4.50	10.03
	3	5.19	2.80	0.31	4.50	10.03
	4	5.19	0.31	0.69	4.50	10.03
	5	3.03	0.16	0.84	1.36	7.13
8	1	4.07	0.31	0.69	3.53	7.86
	2	6.95	0.40	0.60	7.78	11.68
	3	6.95	2.80	0.40	7.78	11.68
	4	6.95	0.40	0.60	7.78	11.68
	5	4.07	0.31	0.69	3.53	7.86
7	1	4.64	0.36	0.64	4.68	8.31
	2	7.93	0.45	0.55	9.99	12.21
	3	7.93	2.80	0.45	9.99	12.21
	4	7.93	0.45	0.55	9.99	12.21
	5	4.64	0.36	0.64	4.68	8.31
6	1	5.33	0.29	0.71	4.33	10.60
	2	9.82	0.39	0.61	10.72	16.77
	3	9.82	2.80	0.39	10.72	16.77
	4	9.82	0.39	0.61	10.72	16.77
	5	5.33	0.29	0.71	4.33	10.60

5	1	5.58		0.39	0.61	6.09	9.53
	2	10.26		0.44	0.56	12.64	16.09
	3	10.26	2.80	0.44	0.56	12.64	16.09
	4	10.26		0.44	0.56	12.64	16.09
	5	5.58		0.39	0.61	6.09	9.53

4	1	5.98		0.45	0.55	2.69	3.29
	2	11.03		0.45	0.55	4.96	6.07
	3	11.03	2.80	0.45	0.55	4.96	6.07
	4	11.03		0.45	0.55	4.96	6.07
	5	5.98		0.45	0.55	2.69	3.29

3	1	5.53		0.75	0.25	11.61	3.87
	2	13.11		0.60	0.40	22.02	14.68
	3	13.11	2.80	0.60	0.40	22.02	14.68
	4	13.11		0.60	0.40	22.02	14.68
	5	5.53		0.75	0.25	11.61	3.87

2	1	14.05		1.20	-0.20	16.86	-2.81
	2	15.65		1.00	0	15.65	--
	3	15.65	2.80	1.00	0	15.65	--
	4	15.65		1.00	0	15.65	--
	5	14.05		1.20	-0.20	16.86	-2.81

37.- MOMENTOS Y FUERZAS CORTANTES EN VIGAS DEL PORTICO SECUNDARIO "B-B"

HI- VEL.	EJE 1			EJE 2			EJE 3			
	$\sum K_v$	$\sum M_{col.}$	K_{2-1}	K_{2-3}	$\sum K_v$	$\sum M_{col}$	K_{3-2}	K_{3-4}	$\sum K_v$	$\sum M_{col}$
9	3.14	7.13	3.14	3.14	6.28	10.03	3.14	3.14	6.28	10.03
8	3.14	7.86	3.14	3.14	6.28	16.18	3.14	3.14	6.28	16.18
7	3.14	8.31	3.14	3.14	6.28	19.99	3.14	3.14	6.28	19.99
6	3.14	10.60	3.14	3.14	6.28	26.76	3.14	3.14	6.28	26.76
5	3.14	9.53	3.14	3.14	6.28	26.81	3.14	3.14	6.28	26.81
4	3.14	3.29	3.14	3.14	6.28	29.63	3.14	3.14	6.28	29.63
3	3.14	3.87	3.14	3.14	6.28	28.58	3.14	3.14	6.28	28.58
2	3.14	-2.81	3.14	3.14	6.28	22.02	3.14	3.14	6.28	22.02

	EJE 1	EJE 2	EJE 3	EJE 4	EJE 5
VI	$K_{1-2} \sum Kv$	$K_{2-3} \sum Kv$	$K_{3-4} \sum Kv$	$K_{4-5} \sum Kv$	$K_{5-6} \sum Kv$
9	3.14 3.14 7.13 3.14 3.14	6.28 10.03 3.14 3.14	6.28 10.03 3.14 3.14	6.28 10.03 3.14 3.14	3.14 7.1
8	3.14 3.14 9.22 3.14 3.14	6.28 16.18 3.14 3.14	3.14 6.28 16.18 3.14	6.28 16.18 3.14 3.14	9.22
7	3.14 3.14 11.84 3.14 3.14	6.28 19.99 3.14 3.14	3.14 6.28 19.99 3.14	6.28 19.99 3.14 3.14	1.84
6	3.14 3.14 15.28 3.14 3.14	6.28 26.76 3.14 3.14	3.14 6.28 26.76 3.14	6.28 26.76 3.14 3.14	15.28
5	3.14 3.14 13.86 3.14 3.14	6.28 26.81 3.14 3.14	3.14 6.28 26.81 3.14	6.28 26.81 3.14 3.14	13.86
4	3.14 3.14 15.30 3.14 3.14	6.28 29.63 3.14 3.14	3.14 6.28 29.63 3.14	6.28 29.63 3.14 3.14	15.30
3	3.14 3.14 11.40 3.14 3.14	6.28 28.58 3.14 3.14	3.14 6.28 28.58 3.14	6.28 28.58 3.14 3.14	11.40
2	3.14 3.14 8.80 3.14 3.14	6.28 22.02 3.14 3.14	3.14 6.28 22.02 3.14	6.28 22.02 3.14 3.14	8.80

TRAMO	1-2	TRAMO 2-3	TRAMO 3-4	TRAMO 4-5
M	M ₂₋₁	M ₂₋₃ M ₃₋₂	M ₃₋₄ M ₄₋₃	M ₄₋₅ M ₅₋₄
7.13	5.02	5.02	5.02	5.02 7.13
9.22	8.09	8.09	8.09	8.09 9.22
11.84	10.00	10.00	10.00	10.00 11.84
15.28	13.38	13.38	13.38	13.38 15.28
13.86	13.40	13.40	13.40	13.40 13.86
15.30	14.81	14.81	14.81	14.81 15.30
11.40	14.29	14.29	14.29	14.29 11.40
8.80	11.01	11.01	11.01	11.01 8.80

CAPITULO V

ANALISIS ESTRUCTURAL

5.1 INTRODUCCION

En este capítulo se presenta el análisis estructural del pórtico principal "4-4" y del pórtico secundario "B-B" las cuales se les ha agregado los efectos de Sismos, encontrados en el Análisis Sísmico.

Para el análisis de ambos pórticos se uso el método KANI por Computación Electrónica, el programa usado es el que presenta el Ing. Manuel I. Laurencio en su tesis de Grado, y se ha considerado, varios estados de Carga asi como la conformación de daderos que se muestran mas adelante.

A continuación presentamos los resultados del Programa:

5.20 ANALISIS DEL PORTICO PRINCIPAL 4-4

5.21 METRADO DE CARGAS VIVAS

1.- CARGAS REPARTIDAS

NIVEL	TRAMO	SECCION	PESO PROPIO	CARGA TRIB. DE ALIG. POP C.M.	C.M. (Kg/ ml.) ALIG. POR C.V.	CARGA TRIB. ALIG. POR C.V.
9	A - B	0.35 x 0.65	0.35x0.65x2400 = 546	450 x 6.05 = 2723	3269	150 x 6.05 = 908
	B - C	0.35 x 0.65	- 546	450 x 6.05 = 2723	3269	150 x 6.05 = 908
	C - D	0.35 x 0.65	- 546	450 x 1.50 = 2025	2571	150 x 4.50 = 675
	D - E	0.25 x 0.35	0.25x0.35x2400 = 210	450 x 3.02 = 1362	1902	150 x 3.02 = 454
8º al 2º	A - B	0.35 x 0.65	- 546	550 x 6.05 = 3328	3874	250 x 6.05 = 1513
	B - C	0.35 x 0.65	= 546	550 x 6.05 = 3328	3874	250 x 6.05 = 1513
	C - D	0.35 x 0.65	= 546	550 x 4.50 = 2475	3021	250 x 4.50 = 1125
	D - E	0.25 x 0.35	= 210	* 1026 x 3.02 = 3100	3650	500 x 3.02 = 1513
				550 x 4.15 = 2283	2493	250 x 4.15 = 1038

* Referido al Peso de la Escalera Principal.

5.22 MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO

1.- CARGAS UNIFORMEMENTE REPARTIDAS

$$M_{ij} = -M_{ji} = -\frac{1}{12} w l^2$$

NIVEL	TRAMO (-i)	l (mt.)	POR: CARGA MUERTA		POR CARGA VIVA	
			w _{cm} (tn/ml)	M _{ij} (Tn-mt.)	w _{cv} (Tn-ml.)	M _{ij} (Tn - mt.)
9	A-B	7.15	3.27	- 13.93	0.91	- 3.88
	B-C	2.40	0.70	- 1.23	0.23	- 0.40
	C-D	7.15	2.57	- 10.95	0.68	- 2.90
	C-D	3.00	1.91	- 1.43	0.45	- 0.34
8º al 2º	C-D	4.00	2.08	- 2.77	0.62	- 0.83
	A-B	7.15	3.87	- 16.49	1.51	- 6.43
	A-B	2.40	0.85	- 1.49	0.38	- 0.67
	B-C	7.15	3.02	- 12.86	1.13	- 4.81
	C-D	3.00	3.65	- 2.74	1.51	- 1.13
D-E	4.00	2.49	- 3.32	1.04	- 1.39	



$$M_{1-2} = -\frac{w s^2}{12 l} (21 (31-4s) + 3s^2)$$

para s = 2.40 l = 7.15

$$M_{1-2} = -1.23' Tn-mt \quad M_{2-1} = 0.34 Tn-mt$$

$$M_{1-2} = -0.40 Tn-mt \quad M_{2-1} = 0.11 Tn-mt$$

$$M_{1-2} = -1.49 Tn-mt \quad M_{2-1} = 0.41 Tn-mt$$

$$M_{1-2} = -0.67 Tn-mt \quad M_{2-1} = 0.18 Tn-mt$$

5.30.- ANALISIS DEL PORTICO SECUNDARIO 'B-B'

5.31.- METRADO DE CARGAS

$$W_u = 1.25 (C_1 + CV)$$

Peso propio de vigas = $.25 \times .45 \times 2400 = 270 \text{ Kg/ml.}$,

NIVEL	VIGA (TRAMO)	SECCION (cm^2)	CARG. PERM METRAL KG/ml.	CARG. TRIBUT.		C.M. Kg/ml.	CARGA TRIBUT. DE ALIG. POR		C.V. Kg/ml.	W_u Kg/ml.
				C.M. Kg./ml.	DE ALIG. POR C.V. Kg/ml.		C.V. Kg/ml.			
9	Volado, 1-2, 2-3, 3-4, 4-5 y volado	25 x 45	180	450 x .5 = 225		675	150 x 0.5	75		937.50
8, 7, 6 5, 4, 3 y 2	volado, 1-2 2-3, 3-4, 4-5 y volado.	25 x 45	180	550 x 1.00 = 550		1000	250 x 1.00	250		1562.50

NOTA.- Los esfuerzos criticos en el sentido Secundario estan dados por la fórmula

$$U = 1.25 (C_1 + CV + S)$$

5.32.- MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO

$$M_{ij} = -M_{ji} = -\frac{1}{12} w_u l^2$$

en volados:

$$M_{ji} = \frac{1}{2} w_u l^2$$

NIVEL.	TRAMO i-j	l m	w_u Tn-ml	M_{ij}	M_{ji}
9	Volado	2.30	0.94	-	2.48
	1-2, 2-3	6.05	0.94	- 2.87	2.87
	3-4, 4-5				
	Volado	2.30	0.94	- 2.43	-
8, 7,6,5	Volado	2.30	1.56	-	4.13
4, 3 y 2	1-2, 2-3,	6.05	1.56	- 4.76	4.76
	3-4, 4-5				
	Volado	2.30	1.56	- 4.13	-

5.40. - CARGAS DE DISEÑO Y COMBINACIONES DE LOS ESTADO DE CARGA

El R.N.C. (normas de Diseño Sismo Resistente) en el inciso 2.4.7 específica:

Para estructuras diseñadas por el Método a la rotura las cargas de Diseño se calcularán como siguen:

a) La Resistencia requerida U será por lo menos igual al mayor de los valores dados por las siguientes expresiones:

$$U = 1.5D + 1.8 L \quad (1)$$

$$U = 1.25 (D + L + E) \quad (2)$$

$$U = 0.9D + 1.25 E \quad (3)$$

En vez de la expresión (1) podrá usarse la siguiente:

$$U = 1.65 (D + L)$$

b) Cuando se diseñe por el Método de Cargas de servicio, se usarán los esfuerzos admisibles sin modificaciones pudiéndose reducir al 80% las fuerzas internas para las condiciones de carga que incluyan los efectos sísmicos.

- MOMENCLATURA

D = CARGA MUERTA

E CARGA DEBIDA AL SISMO

L = CARGA VIVA

U . RESISTENCIA REQUERIDA PARA DISEÑO

5.41. COMBINACIONES DE CARGA EN EL PORTICO PRINCIPAL

"4-4"

El Edificio en la dirección principal no presenta la suficiente cantidad de placas Rigidizan -

tes, que absorban todo el esfuerzo por sismo, quedando el portico principal "4-4" con esfuerzos apreciables al hacer las diferentes combinaciones de carga.

En consecuencia los máximos esfuerzos se determinaran a partir de la Ecuación (2).

1.-1. MOMENTOS MAXIMOS A LA ROTURA EN VIGAS Y COLUMNAS

Las combinaciones para obtener los máximos esfuerzos en vigas y columnas son las siguientes:

$$\text{COMBINACION I} \quad : \quad 1.5 M_D + 1.8 M_L$$

$$\text{COMBINACION II} \quad : \quad 1.25 (M_D + M_{L_I} + M_E)$$

$$\text{COMBINACION III} \quad : \quad 1.25 (M_D + M_{L_{II}} + M_E)$$

$$\text{COMBINACION IV} \quad : \quad 1.25 (M_D + M_{L_I} + M_E)$$

$$\text{COMBINACION V} \quad : \quad 1.25 (M_D + M_{L_{II}} + M_E)$$

Los Momentos M_D , M_L , M_{L_I} , $M_{L_{II}}$, se obtienen del analisis Estructural, usando las Cargas de Servicio (ver programa).

En la Combinación I, el Momento por C.V. plena (M_L) puede obtenerse superponiendo los estados por C.V. en dadero I y C.V. en dadero II o sea:

$$\text{En servicio} \quad M_L = M_{L_I} + M_{L_{II}}$$

$$\text{En Rotura} \quad 1.8 M_L = 1.8 M_{L_I} + 1.8 M_{L_{II}} \quad \delta$$

$$1.25 M_L = 1.25 M_{L_I} + 1.25 M_{L_{II}}$$

2.- Momentos Isostáticos últimos en la Sección Central de los tramos de las vigas

e calcularán a partir de los momentos de Empotramiento perfecto ya calculados anteriormente.

M_{i-j}^I = Momento Isostático en el tramo i-j (Sección Central):

M_{i-j}^o = Momento en Empotramiento Perfecto en el nudo i

$$M_{ij}^I = \frac{1}{12} w l^2 =$$

$$M_{ij}^I = 1.5 M_{ij}^o \dots\dots\dots(A)$$

$$M_{ij}^o = \frac{1}{12} w l^2$$

La Relación (A), se cumple solamente cuando se trata de cargas uniformemente repartidas

Para obtener los momentos Isostáticos a la rotura se tendrán las siguientes combinaciones:

$$1.5 M_{ij}^I = 1.5 (1.5 M_{ij}^o) = 2.25 M_{ij}^o$$

$$1.8 M_{ij}^I = 1.8 (1.5 M_{ij}^o) = 2.70 M_{ij}^o$$

$$\text{COMB. I} : 2.25 M_D^o + 2.70 M_L^o$$

$$\text{COMB. II} : 2.25 M_D^o + 2.70 M_{L_I}^o$$

$$\text{COMB. III} : 2.25 M_D^o + 2.70 M_{L_{II}}^o$$

$$2.7 M_L^o = 2.7 M_{L_I}^o + 2.7 M_{L_{II}}^o$$

TRA-MO	M _I I _j	'S	" _{L_I}	" _{L_{II}}	2.25" _D	2.70" _{L_I}	2.70" _{L_B}	COE I Tn-rt.	COE II Tn-rt.	COE III Tn-rt.
1-2	M _I 1-2	13.93	3.88		31.36	10.48	-	41.82	41.82	31.34
2-3	M _I 2-3	12.18	-	2.94	27.41	-	7.94	35.35	27.41	35.35
3-4	M _I 3-4	1.43	0.34	-	3.22	0.92	-	4.14	4.14	3.22
4-5	M _I 4-5	2.77	-	0.83	6.23	-	2.24	8.47	6.23	8.47
6-7	M _I 6-7	16.49	-	6.43	37.10	-	17.36	54.46	37.10	54.46
7-8	M _I 7-8	14.35	5.48	-	32.29	14.80	-	47.09	47.09	32.29
8-9	M _I 8-9	2.74	-	1.13	6.17	-	3.05	9.22	6.17	9.22
9-10	M _I 9-10	3.32	1.39	-	7.47	3.75	-	11.22	11.22	7.47
11-12	M _I 11-12	16.49	6.43	-	37.10	17.36	-	54.46	54.46	37.10
12-13	M _I 12-13	14.35	-	5.48	32.29	-	14.80	47.09	32.29	47.09
13-14	M _I 13-14	2.74	1.13	-	6.17	3.05	--	9.22	9.22	6.17
14-15	M _I 14-15	3.32	-	1.39	7.47	-	3.75	11.22	7.47	11.22

TRA-MD	M ^I _{ij}	M ^S _D	M ^S _{L^I}	M ^S _{L^{II}}	2.25 M ^D	2.70 M _{L^I}	2.70 M _{L^{II}}	COMB. I Tn-ft.	COMB. II Tn-ft.	COMB. III Tn-ft.
16-17	M ^I ₁₆₋₁₇	16.49	-	6.43	37.10	-	17.36	54.46	27.10	54.46
17-18	M ^I ₁₇₋₁₈	14.35	5.48	-	32.29	14.80	-	47.09	47.09	32.29
18-19	M ^I ₁₈₋₁₉	2.74	-	1.13	6.17	-	3.05	9.22	6.17	9.22
19-20	M ^I ₁₉₋₂₀	3.32	1.39	-	7.47	3.75	-	11.22	11.22	7.47
21-22	M ^I ₂₁₋₂₂	16.49	6.43	-	37.10	17.36	-	54.46	54.46	37.10
22-23	M ^I ₂₂₋₂₃	14.35	-	5.48	32.29	-	14.80	47.09	32.29	47.09
23-24	M ^I ₂₃₋₂₄	2.74	1.13	-	6.17	3.05	-	9.22	9.22	6.17
24-25	M ^I ₂₄₋₂₅	3.32	-	1.39	7.47	-	3.75	11.22	7.47	11.22
26-27	M ^I ₂₆₋₂₇	16.49	-	6.43	37.10	-	17.36	54.46	37.10	54.46
27-28	M ^I ₂₇₋₂₈	14.35	5.47	-	32.29	14.80	-	47.09	47.09	32.29
28-29	M ^I ₂₈₋₂₉	2.74	-	1.13	6.17	-	3.05	9.22	6.17	9.22
29-30	M ^I ₂₉₋₃₀	3.32	1.39	-	7.47	3.75	-	11.22	11.22	7.47

TRA- MO	M_{ij}^I	M_D^0	$M_{L_I}^0$	$M_{L_{II}}^0$	$2.25 M_D^0$	$2.70 M_{L_I}^0$	$2.70 M_{L_{II}}^0$	COMB. I Tn-mt.	COMB. II Tn-mt.	COMB. III Tn-mt.
31-32	M_{31-32}^I	16.49	6.43	-	37.10	17.36	-	54.46	54.46	37.10
32-33	M_{32-33}^I	14.35	-	5.47	32.29	-0	14.80	47.09	32.29	47.09
33-34	M_{33-34}^I	2.74	1.13	-	6.17	3.05	0	9.22	9.22	6.17
34-35	M_{34-35}^I	3.32	-	1.39	7.47	-	3.75	11.22	7.47	11.22
36-37	M_{36-37}^I	16.49	-	6.43	37.10	-	17.36	54.46	37.10	54.46
37-38	M_{37-38}^I	14.35	5.48	-	32.29	14.80	-	47.09	47.09	32.29
38-39	M_{38-39}^I	2.74	-	1.13	6.17	-	3.05	9.22	6.17	9.22
39-40	M_{39-40}^I	3.32	1.39	-	7.47	3.75	-	11.22	11.22	7.47

TRA-	M_{ij} M_{ji}	$+ w_1$ 2	$-M_{ij} + M_{ji}$ 1	COMB. I V_{ij} V_{ji}
1- 2	- 18.56 31.83	<u>+23.38</u>	- 1.86	21.52 -25.24
2- 3	-26.29 18.57			22.15 -17.67
3- 4	-10.43 6.38	<u>+ 5.52</u>	1.35	6.87 - 4.17
4- 5	- 6.35 3.30	<u>+ 8.48</u>	0.76	9.24 - 7.72
6- 7	-29.67 40.47	<u>+30.47</u>	- 1.51	28.96 -31.98
7- 8	-31.85 27.56			27.98 -23.66
8- 9	-11.28 8.26	<u>+12.29</u>	1.01	13.30 -11.28
9-10	- 8.04 5.77	<u>+11.21</u>	0.57	11.78 -10.64
11-12	-28.97 39.84	<u>+30.47</u>	- 1.52	28.95 -31.99
12-13	-32.39 27.18			28.11 -25.53
13-14	-11.98 8.31	<u>+12.29</u>	1.22	13.51 -11.07
14-15	- 8.12 5.56	<u>+11.21</u>	0.64	11.85 -10.57

TRA- MO	M_{ij} M_{ji}	$+ w1$ 2	$- \frac{M_{ij}+M_{ji}}{1}$	COMB. I V_{ij} V_{ji}
16-17	-30.81 39.16	<u>+30.47</u>	- 1.17	29.30 -31.64
17-18	-31.87 27.72			27.96 -23.68
18-19	-10.50 8.13	<u>+12.29</u>	0.79	13.08 -11.50
19-20	- 7.94 6.05	+11.21	0.47	11.68 -10.74
21-22	-31.99 38.68	+30.47	- 0.94	29.53 -31.41
22-23	-31.58 28.08			27.84 -23.77
23-24	- 9.26 8.02	+12.29	0.41	12.70 -11.88
24-25	- 7.80 6.42	<u>+11.21</u>	0.35	11.56 -10.87
26-27	-31.64 38.73	<u>+30.47</u>	- 0.99	29.48 -31.46
27-28	-31.83 27.84			27.94 -23.70
28-29	- 9.91 7.99	<u>+12.29</u>	0.64	12.93 -11.65
29-30	- 7.88 6.23	<u>+11.21</u>	0.41	11.62 -10.80

TRA MO	M_{ij} M_{ji}	-w1 2	$\frac{-M_{ij}+M_{ji}}{1}$	COMB. I V_{ij} V_{ji}
31-32	-32.83 38.27	+30.47	- 0.76	29.71 - 31.23
32-33	-31.45 28.29			27.82 -23.81
33-34	- 8.46 7.93	+12.29	0.18	12.47 12.11
34-35	- 7.69 6.69	+11.21	0.25	11.46 -10.96
36-37	-32.95 38.11	+30.47	- 0.72	29.75 -31.19
37-38	-31.63 28.16			27.87 -23.77
38-39	- 8.99 7.42	+12.29	0.52	12.81 -11.77
39-40	- 7.26 7.59	+11.21	- 0.08	11.13 -11.29

TRA-	Mij Mji	$\frac{+w_1}{-2}$	$-M_{ij} + M_{ji}$ 1	COMB II Vij Vji	Mij Mji	$-M_{ij} + M_{ji}$	COMB IV Vij Vji
1- 2	- 2.38 31.67	+18.68	+ 4.10	14.58 -22.78	-26.98 16.57	+ 1.46	20.14 -17.22
2- 3	-11.24 16.26			12.53 -12.53	-26.34 5.56		16.14 - 8.92
3- 4	7.15 7.25	+ 4.43	+ 4.80	- 0.37 - 9.23	-18.35 0.67	5.89	10.32 - 1.46
4- 5	- 3.60 4.26	+ 5.20	+ 0.17	5.04 - 5.37	- 4.16 0.10	+ 1.02	6.22 - 4.19
6- 7	3.52 38.51	+17.29	+ 5.88	11.41 -23.17	-37.24 10.23	3.78	21.07 -13.51
7- 8	- 9.04 32.35			18.37 -22.43	-37.32 12.2		25.13 -15.67
8- 9	14.37 12.45	+ 6.84	0.64	+ 2.10 -15.78	-33.41 0.09	11.11	17.95 4.27
9-10	- 5.78 7.92	+ 8.83	- 0.54	8.30 - 9.37	- 6.80 0.76	1.89	10.34 7.32
11-12	0.32 46.31	+24.04	- 6.52	17.52 -30.56	-45.76 13.09	4.57	28.61 -19.47
12-13	- 3.85 26.88			12.40 -17.16	-37.07 3.32		20.35 9.22
13-14	21.90 12.10	+9.68	-11.33	+ 1.65 -21.01	-34.22 - 2.40	12.21	21.89 2.53+
14-15	- 3.93 7.49	+6.23	- 0.89	5.34 + 7.12	- 5.13 - 0.89	- 1.06	7.74 - 4.73
16-17	9.78 44.15	+17.29	- 7.54	9.75 -24.83	-44.54 3.35	5.76	23.05 -11.53
17-18	- 3.15 37.01			16.89 -23.91	-43.95 7.53		26.73 -14.08

5.42.-COMBINACIONES DE CARGA EN EL PORTICO SECUNDARIO

"B-B"

En el Sentido Secundario las losas no transmiten directamente las cargas a las vigas secundarias- estas actuan como elementos rigidizantes de dichas losas en sus cercanías. La Carga viva se es ta considerando en un cierto porcentaje (en es te caso 0.5 mts. de influencia a ambos lados de la viga), esto permite obtener como resultado- una carga constante (D') que origina un " solo juego de cargas para obtener, los máximos esfuerzos, teniendo en cuenta que el Sismo puede entrar en ambos sentidos se tendrá las siguientes combinaciones:

A.- PRIMER CASO

$$\text{COMBINACION IV: } U = 1.25 (D + L + \vec{E})$$

$$\text{COMBINACION V : } U = 1.25 (D + L + E)$$

B.- SEGUNDO CASO

$$\text{COMBINACION VI } U = 0.9 D' + 1.1 \vec{E}$$

$$\text{COMBINACION VII: } U = 0.9 D' + 1.1 \overleftarrow{E}$$

- NOMENCLATURA:

U = CARGA ULTIMA DE DISEÑO

D = CARGA MUERTA L = CARGA VIVA

E = CARGA DEBIDO A SISMO

D' = D + L = CARGA MUERTA CONSTANTE.

-Los esfuerzos críticos, generalmente están determinados por las combinaciones del 1er. caso, por lo tanto usaremos las combinaciones IV y V.

1. Momentos Máximos a la rotura en Vigas y Columnas.

COMBINACION IV : $1.25 M_{D'} + 1.25 M_{E\rightarrow}$

COMBINACION V : $1.25 M'_{D'} + 1.25 M_{E\leftarrow}$

$1.25 M_{D'}$ = Momentos debidos D' (Ver resultados en el programa).

$M_{E\rightarrow}$ = Momentos debidos a las fuerzas de Sismo cuando estas entran de izquierda a derecha (Ver fig.)

$M_{E\leftarrow}$ = Momentos debido a las fuerzas de Sismo cuando estas entran de derecha a izquierda (son los $M_{E\rightarrow}$ con signo combinado).

2.0 MOMENTOS ISOSTATICOS ULTIMOS EN LA SECCION CENTRAL DE LOS

TRAMOS DE LAS VIGAS:

$$M_u = \frac{1}{8} W_u l^2$$

NIVEL	TRAMO (Entre Ejes)	Wu (Tn/ml)	l (mt.)	Mu Tn-mt.
	0 - 1	0.94	2.30	2.49
	1 - 2	0.94	6.05	4.30
	3 - 4	0.94	6.05	4.30
	4 - 5	0.94	6.05	4.30
	4 - 5	0.94	6.05	4.30
	5 - 0'	0.94	2.30	2.49
	0 - 1	1.56	2.30	4.13
7	1 - 2	1.56	6.05	7.14
al	2 - 3	1.56	6.05	7.14
	3 - 4	1.56	6.05	7.14
	4 - 5	1.56	6.05	7.14
	5 - 0'	1.56	2.30	4.13

3. Cortantes Máximos a la Rotura en Vigas

$$V_u = \pm \frac{W_u l}{2} - M_{ij} + M_{ji}$$

CAPITULO VI

6.00 DISEÑO DE VIGAS DEL PORTICO PRINCIPAL 4-4'

6.01 GENERALIDADES

a) Materiales: Concreto $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
Acero $f'y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

b) Sección : $b \times h = 35 \times 65$
 $= 25 \times 35$

c) Peralte : $d = 61$

$d = 31$ (1 capa de refuerzo)

d) Cantidad máxima: Para miembros dúctiles sujetos a flexión

$$P_{\max} = 0.5 P_b$$

$$P_{\max} = 0.5 \times 0.85 \times 0.85 \times \frac{210}{4200} \times \frac{6300}{6300+4200} = 0.011$$

e) Area de acero: $A_{s\max} = 0.011 b \times d$

f) Momento máximo para el cual no se necesita acero en compresión.

$$\text{(Falla por tracción)} \quad M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c b}$$

reemplazando los valores anteriores

$$\begin{array}{ll} \text{para } b = 35 \text{ y } d = 61 & M_u \max. = 47.14 \text{ Tn-mt.} \\ b = 25 \text{ y } d = 31 & M_u \max. = 8.70 \text{ Tn-mt.} \end{array}$$

g) Cantidad mínima : $P_{\min.} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$

h) Area de acero mínimo.

$$\text{para } b = 35 \quad d = 61 \quad A_s \min. = 0.0033 \times 35 \times 61 = (7.05 \text{ cm}^2)$$

$3 \text{ } \phi \text{ } 3/4''$

$$b = 25 \quad d = 31 \quad A_s \min. = 0.0033 \times 25 \times 31 = 2.56 \text{ cm}^2$$

$2 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$

i) Momento mínimo

$$\text{Para } b = 35 \quad d = 61 \quad M_{\min} = 15.61 \text{ Tn-mt.}$$

$$b = 25 \quad d = 31 \quad M_{\min} = 2.88 \text{ Tn-mt.}$$

j) Nomenclatura de Vigas:

Ejem ; Viga NVPC

N = Nivel donde se encuentra la viga

V = Viga

P = indica que la Viga es principal

C = Se refiere al eje a través del cual se desplaza la vi
ga.

k) Selección de las Vigas a diseñar

Observando al diagrama de Envolventes de Momentos en vigas del portico principal "4-4", se seleccionan los tipos más representativo de vigas a diseñar.

A.- Viga 5 V P 4

B.- Viga 3 V P 4

C.- Viga 2 V P 4

6.02 DISEÑO A LA ROTURA A LA VIGA 5 V P 4

1. Diseño por Flexión

a. Cálculo de las Areas de Acero.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$\phi = 0.9 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad f'_c = 0.21 \text{ Tn/cm}^2$$

$$\text{para } b = 35 \quad A_s = 26.46 \times \frac{M_u}{(d - a/2)} \quad a = 0.672 A_s.$$

$$b = 25 \quad A_s = 26.46 \times \frac{M_u}{(d - a/2)} \quad a = 0.941 A_s.$$

Apoyo A: $M_u = 47.06 \text{ Tn-mt.}$ (Obtenido del diagrama de envolventes)

$$\text{tantear } a = 15.75 \quad A_s = 26.46 \times \frac{47.06}{(61 - 15.75/2)} = 2.44 \text{ cm}^2 \quad (3 \text{ } \phi 3/4 + 3 \text{ } \phi 1'')$$

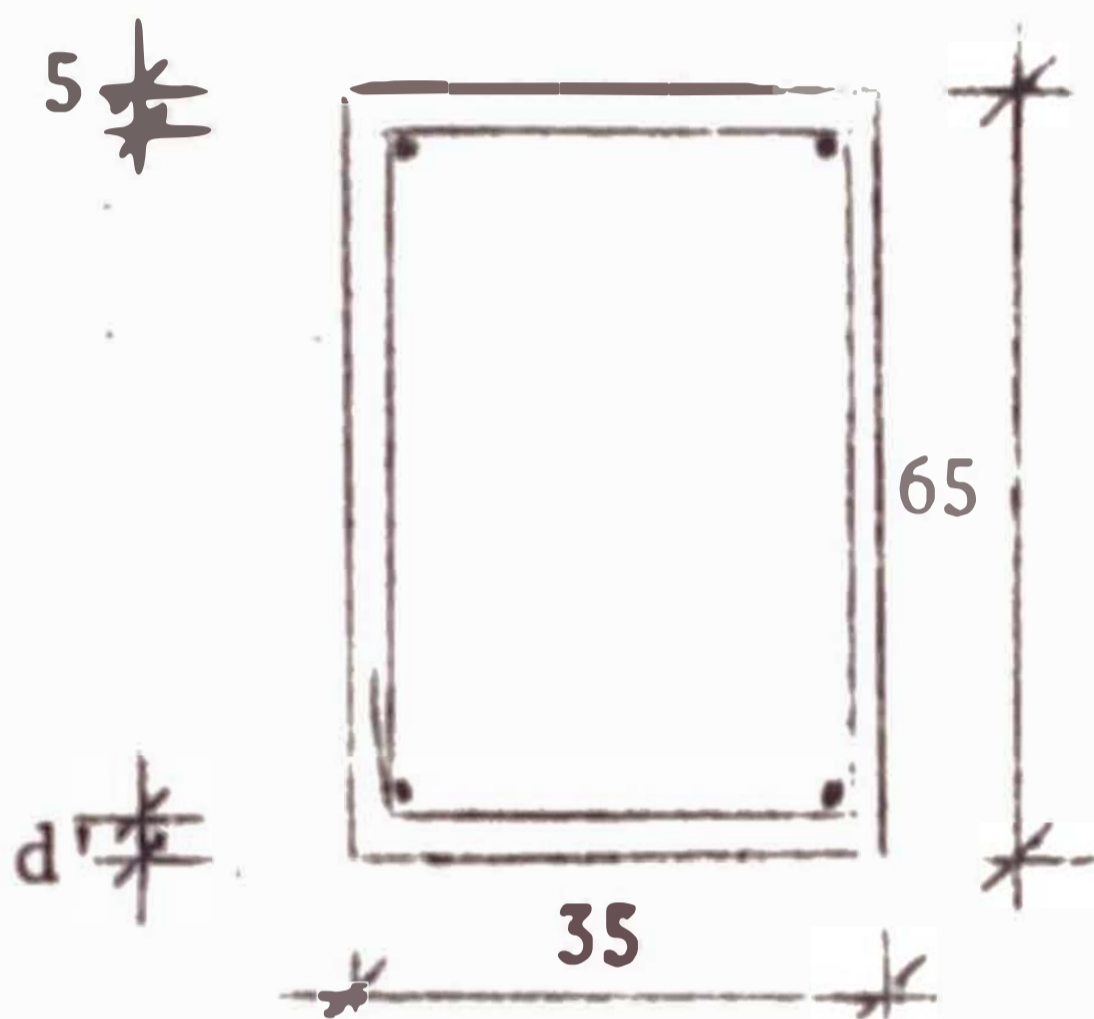
Comprobación: $a = 0.672$ $A_s = 0.672 \times 23.44 = 15.75$

- Apoyo B: $M_u = 42.07$

$$\text{Tantear } a = 13.83 \quad A_s = 26.46 \times \frac{42.07}{(61 - 13.83/2)} = 20.58 \text{ cm}^2 \quad (2 \text{ } \varnothing 3/4 + 3 \text{ } \varnothing 1'')$$

Comprobación: $a = 0.672 \times 20.58 = 13.83$

- Apoyo C: $M_u = 51.0 \text{ Tn} > M_u \text{ max.} = 47.14 \text{ Tn-mt.}$



$$d = 65 - 5 = 60$$

$$A_{s2} = p_2 b d = 0.0108 \times 35 \times 60 = 22.68 \text{ cm}^2$$

$$M_2 = A_{s2} f_y \left(d - \frac{a_2}{2} \right)$$

$$= 0.9 \times 22.68 \times 4200 \left(60 - \frac{15.3}{2} \right)$$

$$M_2 = 44.9 \text{ Tn-mt. (momento ultimo máximo sin acero en compresión).}$$

Momento que debe tomarse con acero en compresión:

$$M_1 = M_u = M_2 = 51 - 44.9 = 6.1 \text{ Tn-mt.}$$

$$A_{s1} = \frac{M_1}{\phi f_y (d - d')} = \frac{61 \times 10^5}{0.9 \times 4200 (60 - 6)} = 2.99 \text{ cm}^2$$

Area total de acero en tracción es:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 2.99 + 22.68 = 25.67 \text{ cm}^2 \quad (5 \text{ } \varnothing 1'')$$

No es necesario comprobar la fluencia del acero en compresión -

ya que tomamos $p - p' = 0.5 P_b$

- APOYO D: $M_u = 12.15 \text{ Tn-mt.}$

$$\text{Tantear } a = 3.65 \quad A_s = 26.46 \times \frac{12.15}{(61 - 3.65/2)} = 5.43 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.672 \times 5.43 = 3.65 \quad \text{Usar } A_s \text{ mínimo } (3 \text{ } \varnothing 3/4'')$$

- APOYO E : $M_u = 8.86$

$$\text{Tantear } a = 5.59 \quad A_s = 26.46 \times \frac{8.86}{(31 - 5.59/2)} = 8.31 \text{ cm}^2 \text{ (3}\phi\text{3/4cm)}$$

$$a = 0.672 \times 8.31 = 5.59$$

- Tramo A-B $M_u = 24.19$

$$a = 7.51 \quad A_s = 26.46 \times \frac{24.19}{(61 - 7.51/2)} = 11.18 \text{ (4 } \phi\text{3/4)}$$

$$a = 0.672 \times 11.18 = 7.51$$

-Tramo B-C: $M_u = 14.98$

$$a = 4.54 \quad A_s = 26.46 \times \frac{14.98}{(61 - 4.54/2)} = 6.74$$

$$a = 0.672 \times 6.74 = 4.54 \quad \text{Usar } A_s \text{ min. (3}\phi\text{3/4)}$$

Tramo C-D: $M_u = 33.70$

$$a = 10.77 \quad A_s = 26.46 \times \frac{33.70}{(61 - 10.77/2)} = 16.03$$

$$a = 0.672 \times 16.03 = 10.77 \quad (3 \phi\text{3/4} + 2 \phi\text{1"})$$

- Tramo D-E: $M_u = 4.87$

$$a = 4.20 \quad A_s = 26.46 \times \frac{4.87}{(31 - 4.20/2)} = 4.46$$

$$a = 0.941 \times 4.46 = 4.20 \quad (1 \phi\text{1/2} + 2\phi\text{5/8})$$

2. Desarrollo del refuerzo y Cortado de Varillas.

2.1. Especificaciones Generales:

- El refuerzo debe prolongarse una distancia "d" o 12ϕ mas alla del punto en el que ya no se requiere para resistir flexión.
- No se cortara ninguna barra requerida por flexión en una zona de tracción a no ser que se satisfaga una de las siguientes condiciones.

- 1.- El cortante en el punto de interrupción no es mayor que la mitad de la que se permitirá normalmente, incluyendo el efecto de refuerzo en el Alma si existe.
 - 2.- Se proporcione estribos en exceso de los requeridos normalmente a cada lado de la sección de Corte, en una longitud igual a tres cuartas partes del peralte de la viga. **Los** estribos en exceso tendrán una cantidad mínima de 0.15 % y el espaciamiento de estos estribos no excedera $d/8 r_b$ donde r_b es la relación entre el area de las barras cortadas con el Area total de las Barras de la Sección.
 3. Las barras que continúan proporcionan el doble del area requerida por flexión en dicho puntos, o el doble del perimetro requerido para adherencia por flexión.
- c). Por lo menos la tercera parte del refuerzo total proporcionado para momentos negativos en el apoyo se extenderá más allá del punto de inflexión en una longitud "d" o un 1/16 de la luz libre del tramo, la que sea mayor.
- d). Por lo menos la cuarta parte del refuerzo para momento positivo se extenderan 15 cms. dentro del apoyo a lo largo de la mismo cara de la viga.

2.2.- Cortado de Varillas: Ver figura anterior

-Nomenclatura

A_{s_a} = Area del refuerzo tipo "a"

A_{s_b} = Area del refuerzo tipo "b"

$l_{pI (+)}$ = Distancia de la cara del apoyo al punto de inflexión de Momento positivo.

$l_{pI (-)}$ = Distancia de la cara del apoyo al punto de inflexión de momento negativo.

l = longitud medida es la cara del apoyo al punto "S" de corte.

l_t = Longitud medida de la Cara del apoyo al punto "T" de corte.

l_x = Longitud medida de la Cara del Apoyo al punto teorico de corte.

M_u^+ = Momento Resistente debido A_{s_a}

M_u^- = Momento Resistente debido A_{s_b} .

2.21 CORTADO DE VARILLAS TIPO "b"

$a = 0.672 A_{sb}$ $M_{ux} = 3780 (As (d-a/2))$ $d = 61 \text{ cms.}$

APOYOS	RRFFU. 'O' tipo "b" (As/3)	A_{sb} (cm^2)	a (m)	M_{ux} T-m	lx m	ls m	$I_{pI}(-)$ m
A - B	3 Ø 3/4"	8.55	5.74	18.79	1.15	1.76	2.60
B - A	3 Ø 3/4"	8.55	5.74	18.79	0.75	1.36	1.95
B - C	3 Ø 3/4"	8.55	5.74	18.79	0.80	1.46	2.05
C - B	e Ø 3/4"	8.55	5.74	18.79	1.50	2.11	3.15
D - D	3 Ø 3/4"	8.55	5.74	18.79	1.70	2.31	-
D - C	Presenta As min. p' san hasta el otro extremo.						
D - E	1 Ø 3/4"	2.85	2.68	3.19	0.30	0.61	0.90
E - D	1 Ø 3/4"	2.85	2.68	3.19	0.75	1.06	1.90

NOTA:

- a). El punto teórico de corte se obtiene del diagrama de envolventes de momentos, este punto corresponde a la abscisa del M_{ux} calculado.
- b). El punto S de Corte se obtiene tomando una abscisa partir de la cara del apoyo hasta el punto teórico de corte más una longitud adicional dado "d" o 17ϕ , en este caso se toma "d" (peralte efectivo de la viga) por ser el mayor.
- c). El punto S de corte puede ser modificado cuando se hace la comprobación de adherencia.

2.22. CORTADO DE VARILLAS TIPO "a"

Este caso no se realizara el cortado de varillas tipo "a" dado que se requiere a todo lo largo de la viga.

TRA	Refuerzo Tipo "a"	Asa (cm ²)	a (cm.)	M_{ux}^{+} Tn-mt.	lx m	$l_t = lx-d$	$l_{PI(+)}$ (m)
<u>MO</u>	$(\geq As/4)$						
A-B	Se usara hierro	corres	ien	a	\bar{u}^{+} max. a	o lo largo	de la viga
B-C	Se usara hierro	corres			\bar{u}^{+} max. a t	o lo largo	de la viga.
C-D	Se usara hierro	corre	dient	a	\bar{u}^{+} max. a t	o lo largo	de la viga .
D-E	Se usara	hierro	corres	ndient	a	\bar{u}^{+} max. a t	o lo largo de la viga .

2.2.3. VERIFICACION POR CORTE DE VARILLAS EN ZONA DE TRACCION

De las 3 condiciones que el R.N.C.(Sección 919) establece se verificara la siguiente, si se cumple no es necesario

verificar las otras.

$$V_a < 1.3 \phi \sqrt{f'c} \cdot bd = 1.3 \times 0.85 \sqrt{210} \times 35 \times 61 = 34,188 \text{ Kg.}$$

$$V_a < 34.18 \text{ Tn.}$$

El mayor cortante actuante se produce en la sección del momento positivo correspondiente al tramo A-B

$$V_a = 26.50 \text{ Tn} < 34.18 \text{ T.}$$

Luego es permitido cortar las varillas en zona de tracción.

Para el tramo D-E

$$V_a < 1.3 \times 0.85 \times \sqrt{210} \times 25 \times 31 = 12,410 \text{ Kg.} = 12.41 \text{ Tn.}$$

$$\text{cortante actuante } V_a = 9 \text{ Tn} < 12.41 \text{ Tn.}$$

3.00 Verificación por Adherencia y Ancilaje

El esfuerzo máximo de adherencia por flexión en cualquier sección transversal se calcula por:

$$\mu_u = \frac{V_u}{\phi \sum_0 J d} \quad \text{siendo } J = 7/8 \quad \phi = 0.85 \\ d = 61 \text{ cm.}$$

$$\mu_u \text{ act.} = \frac{22.00 V_u}{\sum_0} \quad (\text{Kg/cm}^2) \text{ estando } V_u \text{ en toneladas} \\ \text{y } \sum_0 \text{ en cms.}$$

además.

$$\mu_u = \frac{4.5 \sqrt{f'c}}{D} \leq 39.00 \text{ Kg/cm}^2 \text{ para barras de capa superior.}$$

$$\mu_u = \frac{6.39 \sqrt{f'c}}{D} \leq 56.00 \text{ Kg/cm}^2 \text{ para barras de capa inferior.}$$

A A. ANCLAJE DE VARILLAS

Según el R.N.C. cuando el esfuerzo por adherencia, no es adecuado se desarrollará el esfuerzo con la longitud de anclaje mínima, tomando el 80% del esfuerzo permisible.

La longitud de Anclaje en las partes rectas se calcula con la siguiente expresión:

$$Ld = \frac{Asfy}{\sum o \times 0.8 \mu u} \quad (I)$$

As = Area de acero de una varilla o del total
 $\sum o$ = Perimetro de una varilla o del total.

-Para una varilla se tendrá

$$\left. \begin{aligned} As &= \frac{\pi D^2}{4} \\ \sum o &= \pi D \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \frac{As}{\sum o} &= \frac{D}{4} \\ \sum o &= \frac{4 As}{D} \end{aligned}$$

$$Ld \text{ min.} = \frac{Dfy}{3.2 \mu u}$$

-cuando hay combinación de varillas se usa la misma expresión considerando el mayor diametro.

B. ESFUERZOS MAXIMOS Y LARGOS DESARROLLOS MINIMOS

BA- RRA	D cm.	ESFUERZOS: μu		Largo desarrollo mínimo	
		$\frac{4.27 \sqrt{f'c}}{D} \leq 39$	$\frac{6.39 \sqrt{f'c}}{D} \leq 56$	Capa * Superior cm.	Capa ** Inferior cm.
1/2"	1.27	39.0	56.0	42.7 USE 43	29.8 USE 30
5/8"	1.587	39.0	56.0	53.4 54	37.2 38
3/4"	1.905	34.23	48.61	73.0 73	51.4 52
1"	2.540	25.67	36.46	129.9 130	91.4 92

* Barras de capa superior son aquellas colocadas de tal modo que existe 30 cms. o más de concreto por debajo de las barras.

** Barras de capa inferior cuando el concreto debajo de las barras es menor es mque 30 cms.:

c). Secciones criticas para adherencia por flexión.

-Las normas del ACI señalna que las secciones criticas para adherencia por flexión son las siguientes:

- a) La cara de los apoyos, donde se presentan las fuerzas de corte máximo.
- b) En cada punto donde terminan las barras de tracción.
- c) En los puntos sde Inflexión para momentos positivos.

El refuerzo de adherencia por flexión no requiere ser considerado en el caso de varillas en compresión y en el caso de refuerzos en tracción en los cuales las longitudes de anclaje sean calculados con el 80% del esfuerzo máximo de adherencia.

D. Verificación por Adherencia en la Viga 5VP4

$$\mu_{u \text{ act.}} = 22.00 \frac{V_u}{\sum_0}, \text{ para varillas diferentes } \sum_0 = \frac{4 A_s}{D_{\text{mayor}}}$$

SECCION CRITICA		Vu	Refuerzo	\bar{z} (cms.)	σ_u act. (Kg/cm ²)	σ_u perm. (Kg/cm ²)
TIPO	EJES					
Cara de Apoyos	A-B	25.00	3 \emptyset 3/4"	18	30.55	48.61
	B-A	24.50	3 \emptyset 3/4"	18	29.94	48.61
		B-C	25.50	2 \emptyset 1"	16	35.06
	C-B	22.00	3 \emptyset 1"	24	20.16	56.00
	C-D	22.00	2 \emptyset 3/4"	12	40.33	48.61
	D-C	-	-	-	-	-
	D-E	9.00	2 \emptyset 3/4"	12	32.52	48.61
	E-D	9.00	2 \emptyset 3/4"	12	32.52	48.61
Zona de Tracc. M	A-B	17.50	3 \emptyset 1"	24	16.04	56.00
	B-A	19.00	3 \emptyset 1"	24	17.41	56.00
	B-C	24.50	2 \emptyset 1"	12	44.91	56.00
	C-B	20.50	2 \emptyset 1"	12	37.58	56.00
	C-D	9.50	3 \emptyset 1"	24	8.71	56.00
	D-C	-	-	-	-	-
	D-E	7.50	2 \emptyset 3/4"	12	27.10	48.61
	E-D	5.00	2 \emptyset 3/4"	12	18.07	48.61

No se verifica en la zona de tracción positiva dado que todo el refuerzo se esta colocando a lo largo de las vigas.

* Vu se obtiene del diagrama de envolvente de Momentos

Si observamos el Cuadro anterior vemos que el esfuerzo actual es menor que el esfuerzo permisible en todos los casos, luego no hay problemas de adherencia y los puntos finales para el cortado de varillas son los establecidos anteriormente.

4. DISEÑO DE REFUERZO POR CORTANTE

A. Cortante Máximo Permissible (V_{up})..

$$V_{up} = 2.6 \phi \sqrt{f'c} = 2.5 \times 0.85 \times \sqrt{210} = 32.03 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$V_{up} = V_{up} b d = 32.03 \times 35 \times 61 = 68.4 \text{ Tn. (sec. 35x65)}$$

$$V_{up} = 32.03 \times 25 \times 31 = 24.8 \text{ Tn (Sec. 25x35)}$$

El cortante máximo actuante en la cara del apoyo (V_{ua}).

para vigas de 35 x 65 se produce en los niveles 7, 5 y 3 y es de 30.5 Tn, menor que V_{up} .

Luego la viga puede tomar el corte reforzando el Alma.

B. Cortante Máximo que toma el Concreto (V_c)

$$V_c = 0.5 \phi \sqrt{f'c} = 0.5 \times 0.85 \times \sqrt{210} = 6.16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = 6.16 \times 35 \times 61 = 13.15 \text{ Tn (Sec. 35 x 65)}$$

$$V_c = 6.16 \times 25 \times 31 = 4.77 \text{ Tn (Secc. 25 x 35)}$$

C. Estribos

Se requiere estribos cuando: $V_{ud} > V_c$

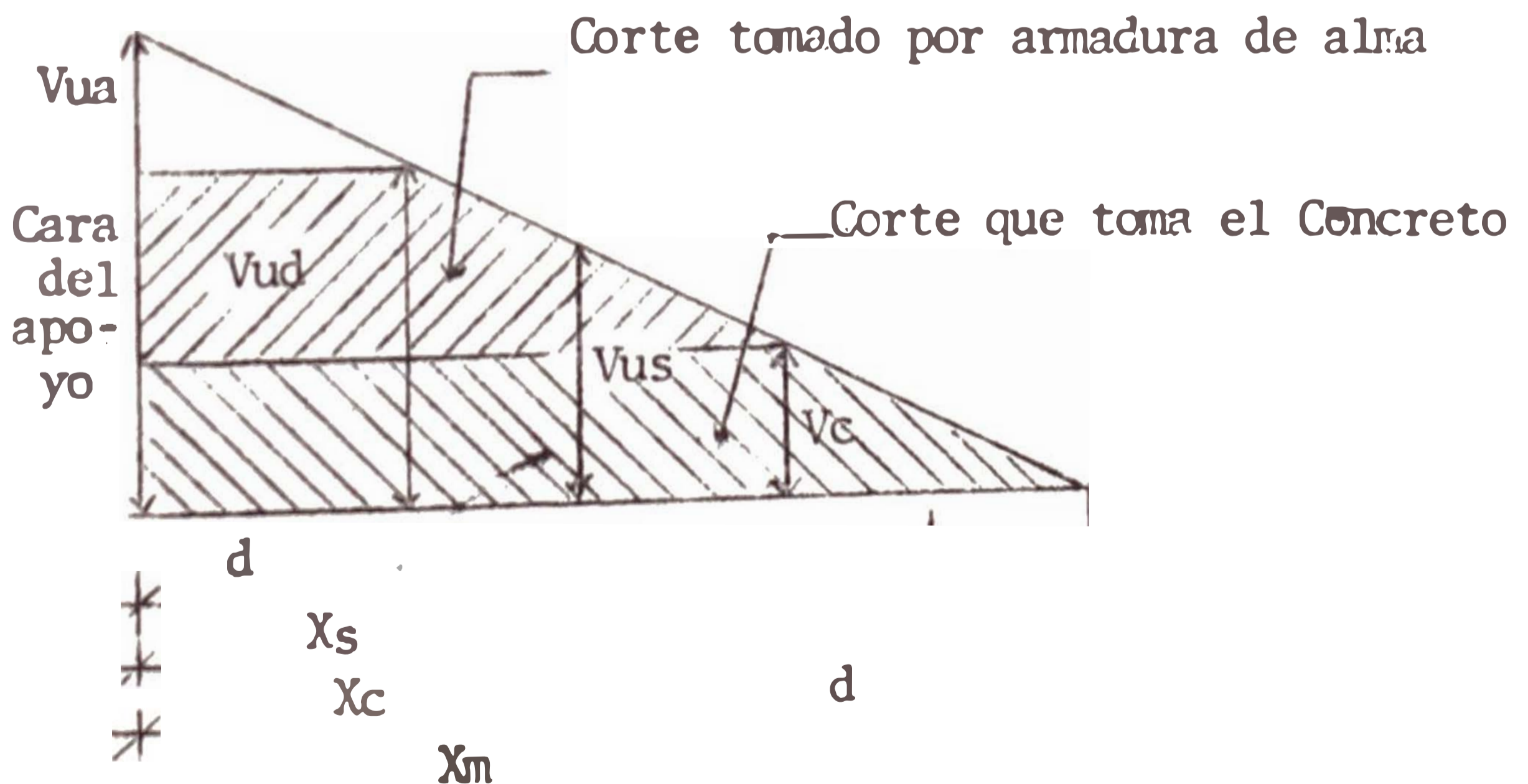


Fig. 6B

NOTACION:

Vua = Cortante ultimo en la cara del Apoyo

Vud = Cortante ultimo a la distancia "d" de la ca
ra de Apoyo

Vus = Cortante a la distancia X_s de la Cara del-
Apoyo.

X_c = Longitud teorica que necesita estribos.

X_s = Distancia a cualquier punto.

X_r = $X_c + d$ = longitud real por estribar.

X_m = Distancia de la cara del apoyo al punto de
corte nulo.

De la figura 6B

$$X_c = X_m \frac{Vua - Vc}{Vua} \quad (1)$$

$$X_s = X_c - X_m \frac{Vus - Vc}{Vua} \quad (2)$$

E). Separación de Estribos

a). Según requisitos Estructurales a la distan-
cia "d" de la cara del apoyo.

$$S_d = \frac{\phi Avfyd}{Vud - Vc} \quad \text{usando estribos de 2 Ramas}$$

(ϕ 3/8": $A_v = 2 \times 0.71$)

$$S_d = \frac{309.23}{Vud - Vc}, \quad \text{(Vud y Vc en toneladas) para viga de}$$

sección 35 x 65

$$S_d = \frac{157.15}{Vud - Vc}, \quad \text{para viga de sección 25 x 65}$$

b). En una distancia cualquiera después de la distancia
"d".

$$Vus - Vc = \frac{\phi Avfyd}{S} = \frac{309.23}{S}$$

$$Vus - Vc = \frac{157.15}{S}$$

Reemplazando estas expresiones en la ecuacion (2) se tiene:

$$X_s = X_c - X_m \frac{309.23}{Vua S}$$

$$X_s = X_c - X_m \frac{157.15}{Vua S}$$

En estas expresiones se asumen los valores de "s" y se encuentra la posición de la sección.

C.- Separación Máxima:

c-1). Por cuantía mínima.

$$S_{max.} = \frac{Av}{0.0015 b} \quad Av = 1.42 \text{ cm}^2 \text{ (}\phi \text{ 3/8 de 2 Ramas)}$$

$$b = 35 \quad S_{max.} = 27.05 \text{ cm.}$$

$$b = 25 \quad S_{max.} = 37.9 \text{ cm.}$$

c-2) Criterios de Grietas

$$Vud \leq 1.6 \phi \sqrt{f'c} \quad bd \quad S_{max.} = d/2 = 61/2 = 30.5 \text{ cms.}$$

$$Vud > 1.6 \phi \sqrt{f'c} \quad bd \quad S_{max.} = d/4 = 61/4 = 15.25 \text{ cms.}$$

$$1.6 \phi \sqrt{f'c} \quad bd = 42.08 \text{ TN (b = 35 cms.)}$$

$$1.6 \phi \sqrt{f'c} \quad bd = 15.27 \text{ TN (b = 25 cms.)}$$

F. DISEÑO POR CORTE DE LA VIGA 5VP4

TRAMO	Xm (m)	Vua (T)	Vc (T)	Xc (m)	Xr (m)	Smax (cm.)	Vud	Sd (cm.)
A-B	4.55	28.50	13.15	2.45	3.06	27.05	25.00	26.10
B-A	4.95	30.50	13.15	2.82	3.42	27.05	26.50	23.16
B-C	4.55	28.50	13.15	2.45	3.06	27.05	25.50	25.04
C-B	3.95	25.50	13.15	1.91	2.56	27.05	22.00	34.94
C-D	-	25.50	13.15	-	2.625	27.05	22.00	34.94
D-C	-	26.00	13.15	-	2.625	27.05	23.00	31.39
D-E	2.25	11.00	4.77	1.27	1.58	37.90	9.00	37.15
E-D	2.25	10.50	4.77	1.22	1.53	37.90	9.00	37.15

F.-2 Selección del Espaciamiento de los estribos

De acuerdo al cuadro anterior vemos que la separación Extruc
tural (S_d) siempre es mayor que la separación máxima especi
ficada por el Reglamento.

Teniendo en cuenta la separación máxima y las recomendaciones
prácticas, adoptaremos la siguiente distribución.

TRAMO	X_r (m.)	ESTRIBOS 3/8"	
A - B	3.06	1 a 0.05, 4 a 0.15	R a 0.25
B - A	3.42	1 a 0.05, 4 a 0.15	R a 0.25
- C	3.06	1 a 0.05 4 a 0.15	R a 0.25
C - B	2.56	1 a 0.05 4 a 0.15	R a 0.25
C - D	2.625	1 a 0.05 R a 0.15	
D - C	2.625	1 a 0.05 R a 0.15	
D - E	1.58	1 a 0.05 R a 0.25	
E - D	1.53	1 a 0.05 R a 0.25	

VIGA	SEC (APOYOS TRAMOS)	Mu (T-m)	TRACCION		COMPRESION	
			As (cm ²)	REFUERZO	A's (cm ²)	REFUERZO
3VP4	A	46.12	22.88	3 Ø 3/4 + 3 Ø 1"	-	-
	B	44.06	21.64	3 Ø 3/4 + 3 Ø 1"	-	-
	C	43.79	21.22	3 Ø 3/4 3 Ø 1"	-	-
	D	19.45	8.95	3 Ø 3/4	-	-
	F	9.67	9.67	3 Ø 3/4	-	-
	A - B	22.46	9.86	2 Ø 1"	-	-
	B - C	18.73	8.52	2 Ø 1"	-	-
	C - D	41.10	20.00	4 Ø 1"	-	-
	D - F	5.89	5.48	2 Ø 3/4	-	-
			41.53	20.00	2 Ø 3/4 + 3 Ø 1"	-
2VP4	B	40.75	18.91	2 Ø 3/4 + 3 Ø 1"	-	-
	C	39.80	19.35	2 Ø 3/4 + 3 Ø 1"	-	-
	D	19.59	8.96	3 Ø 3/4	-	-
	E	9.64	9.64	3 Ø 3/4	-	-
	A - B	20.20	9.72	2 Ø 1"	-	-
	B - C	16.61	7.21	3 Ø 3/4"	-	-
	C - D	32.25	16.02	2 Ø 3/4 + 2 Ø 1"	-	-
	D - E	4.96	4.54	2 Ø 3/4	-	-

2.- CORTADO DE VARILLAS

VIGA	SECCION	REFUERZO TIPO "b" ($A_s^- / 3$)	ls (m)	REFUERZO TIPO "a" ($A_s^+ / 4$)	L_T (m)
3VP4	A - B	3	1"	1.07	—
	B - A	3	1"	1.01	—
	B - C	3	1"	0.96	—
	C - B	3	1"	0.76	—
	C - D		1"	0.91	—
	D - C	1	3/4	1.16	—
	D - E	1	3/4	0.66	—
2VP4	E - D	1	3/4	1.16	—
	A - B	3	1"	0.97	—
	B - A	3	1"	0.87	—
	B - C	3	1"	0.81	—
	C - B	3	3/4"	1.31	—
	C - D	3	3/4"	1.51	—
	D - C	1	3/4"	1.16	—
D - E	1	3/4"	0.66	—	
E - D	1	3/4"	1.16	—	

6.10 DISEÑO DE VIGAS DEL PORTICO SECUNDARIO "2-2"

6.11 DATOS DEL DISEÑO

a). Materiales: Concreto $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.

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

b). Sección : $b \times h = 25 \times 45 \text{ d} = 41 \text{ cms}$.

c). Cuantía máxima: $P_{max} = 0.011$, $A_{s_{max}} = 11.28 \text{ cm}^2$

d). Momento máximo : $M_u \text{ max} = 15.22 \text{ Tn-mt}$. (falla por tracción).

e). Cuantía Mínima : $A_{s \text{ min}} = 3.42 \text{ cm}^2$ (2 $\emptyset 5/8$)

f). Momento Mínimo : $M_u \text{ min} = 5.09 \text{ Tn-mt}$.

h). Selección de vigas a diseñar.

Se diseñaran las siguientes vigas que se consideraran las más típicas.

2 VS B

3 VS B

6 VS B

VIGA	SECCION (APOYO (; TRAMOS)	M_u (Tn-mt)	TRACCION		COMPRESION	
			A_s cm ²	Refuerzo	A'_s (cm ²)	Refuerzo
6VS B	1	21.64	15.99	2 $\emptyset 3/4$ - 2 $\emptyset 1"$	4.71	2 $\emptyset 3/4"$
	2	19.40	14.35	2 $\emptyset 3/4$ +2 $\emptyset 1"$	3.07	Mínimo
	3	19.40	14.35	2 $\emptyset 3/4$ +2 $\emptyset 1"$	3.07	"
	4	19.68	14.55	2 $\emptyset 3/4$ +2 $\emptyset 1"$	3.27	"
	5	21.48	15.99	2 $\emptyset 3/4"$ - 2 $\emptyset 1"$	4.71	2 $\emptyset 3/4"$
	0 - 1					
	1 - 2	14.21	10.41	2 $\emptyset 3/4$ - 1 $\emptyset 1"$	-	-
	2 - 3	11.93	8.54	3 $\emptyset 3/4"$	-	-
	3 - 4	11.93	8.54	3 $\emptyset 3/4"$	-	-
	4 - 5	14.05	10.28	2 $\emptyset 3/4$ - 1 $\emptyset 1"$	-	-
	5 - 6					

VIGA	SECCION (APOYO O TRAMO)	Mu (Tn-mt)	TRACCION		COMPRESION	
			As cm ²	REFUERZO	As cm ²	REFUERZO
	1	16.51	12.23	2Ø3/4 - 2Ø1"	0.95	Minímo
	2	21.24	15.70	2Ø3/4 + 2Ø1"	4.42	2 Ø 3/4
	3	20.83	15.40	2Ø3/4 + 2Ø1"	4.12	2 Ø 3/4
	4	20.83	15.40	2Ø3/4 + 2Ø1"	4.12	2 Ø 3/4
	5	16.66	12.34	2Ø3/4 - 2Ø1"	1.05	Minímo
3VSB	- 2	13.97	10.21	2Ø3/4 - 1Ø1"	-	-
	2 - 3	13.54	9.85	2Ø3/4 + 1 Ø 1"	-	--
	3 - 4	13.54	9.85	2Ø3/4 + 1 Ø 1"	-	-
	4 - 5	13.62	10.04	2Ø3/4 - 1Ø1"	-	-
	1	15.74	11.61	2Ø3/4 - 2Ø1"	0.38	Minímo
	2	20.63	15.26	2Ø3/4 + 2 Ø 1"	3.98	2 Ø 5/8
	3	19.79	14.64	2Ø3/4 + 2 Ø 1"	3.36	Minímo
	4	19.79	14.64	2Ø3/4 + 2 Ø 1"	3.36	"
2VSB	5	15.80	11.70	2Ø3/4" - 2Ø1"	0.42	Minímo
	1 - 2	13.57	9.88	2Ø1"	-	-
	2 - 3	17.94	13.28	1Ø3/4 + 2 Ø 1"	2.00	Minímo
	3 - 4	17.94	13.28	1Ø3/4 + 2 Ø 1"	2.00	Minímo
	4 - 5	13.20	9.58	2Ø1"	-	-

2.- Cortado de Varillas

El punto de Corte "T" (Ver. fig. 6A, Corte de Varillas en la capa inferior) en la viga 6VSB, no se da, mientras que en las vigas 3VSB y 2VSB no se va a considerar por estar demasiado pegado al extremo de Apoyo, ya que observando el diagrama envolventes de Momentos de este portico, vemos que para un Caso el Momento Positivo se extiende a lo largo de todo el tramo es la Viga y para el otro es tambien casi similar.

3. DISEÑO DE REFUERZO POR CORTANTE.

a). Cortante máximo Permisible: $V_{up} = 2.6 \phi \sqrt{f'c} = 32.03 \text{ Kg/cm}^2$

$$V_{up} = 32.03 \times 25 \times 41 \times 10^{-3} = 32.83 \text{ TN} \quad V_{ua} = 9.8 \text{ TN}$$

∴ La viga puede tomar el Corte reforzando el alma.

b). Cortante Máximo que toma el Concreto:

$$V_c = 0.5 \phi \sqrt{f'c} \quad bd = 6.31 \text{ Tn}$$

Si $V_{ud} > V_c$ se requiere estribos

c). Espaciamiento máximo

- Cantidad mínima: $S_{max} = \frac{A_v}{0.0015b} = \frac{1.42}{0.0015 \times 25} (\phi 3/8) = 37.9 \text{ cm}$

-Criterio de Grietas.

$$V_{ud} \leq 1.6 \phi \sqrt{f'c} \quad bd = 20.20 \text{ TN} \quad S_{max} = 20.5 \text{ cm.}$$

$$V_{ud} > 1.6 \phi \sqrt{f'c} \quad bd = 20.20 \text{ TN} \quad S_{max} = 10.25 \text{ cm.}$$

El mayor corte se produce en la Viga 3 VSB, tramos 2-3,
3-4

$$V_{ud} = 9.00 \text{ Tn} < 20.20 \text{ TN}$$

Usamos $S = 20.5 \text{ cm.}$

d) Requerimientos de Estribos: Cuando $V_{ud} > V_c$

CAPITULO VII

DISEÑO DE COLUMNAS

7.00 SITUACIONES DE CARGA PARA ENCONTRAR LOS MAXIMOS ESFUERZOS

Las fallas en las columnas se producen para un par de valores (fuerza axial "P" y el Momento--flexionante "M") que pertenecen a Condiciones de carga diferentes. Para determinar los máximos es fuerzos se hará el estudio de todas posibilidades y Combinaciones de Carga que se presente.

- NOMENCLATURA

U = Resistencia Requerida para las Cargas de dise ño.

D - Carga Muerta

L = Carga viva

L_I = Carga viva en Damero I

L_{II} = Carga viva en Damero II

E = Carga por efectos de Sismos.

1.- Posibilidad I: $U = 1.5D + 1.8 L$

A. En la Dirección Principal $U = 1.5D + 1.8 L$

Combinación I : $U = 1.5 D + 1.8 L$

B. En la Dirección Secundaria $U = 1.5 D'$

Combinación II: $U = 1.5 .D'$ $D' = (D+L)$

2.- Posibilidad II : $U = 1.25 (D + L + E)$

A) En la Dirección Principal: $U = 1.25(D+L+E)$

Combinación III: $U = 1.25 (D + L_I + E')$

Combinación: IV $U = 1.25 (D + L_I + \overleftarrow{E})$

Combinación V $U = 1.25 (D + L_{II} + \vec{E})$

Combinación VI $U = 1.25 (D + L_{II} + \overleftarrow{E})$

B). Dirección Secundaria

Combinación VII $U = 1.25 (D + L + \vec{E})$

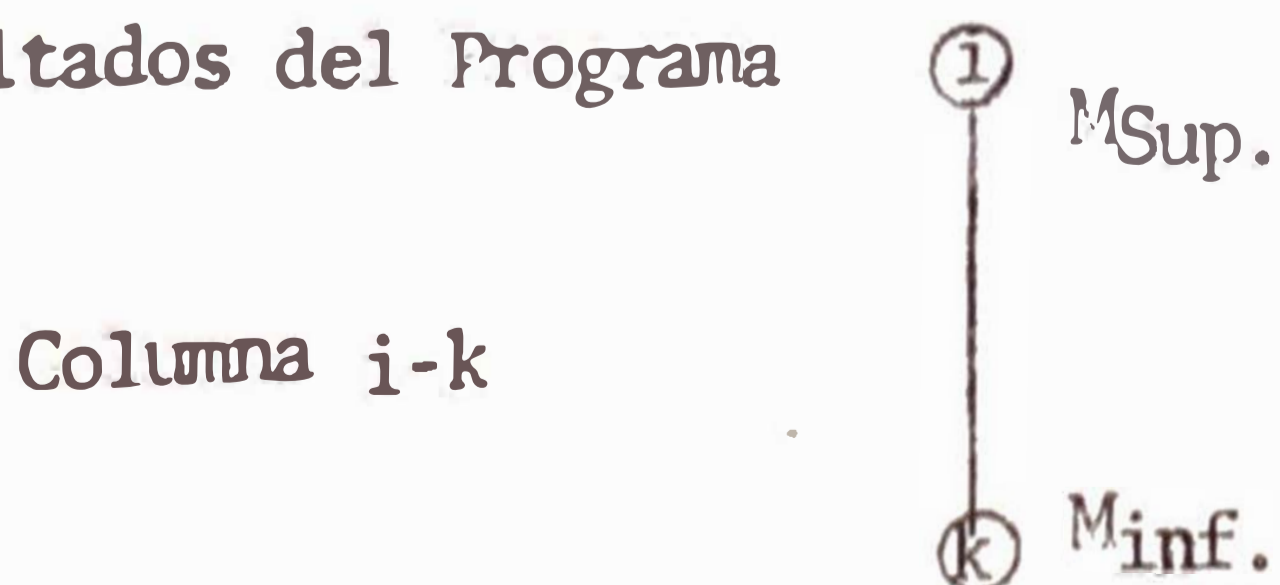
Combinación VIII $U = 1.25 (D + L + \overleftarrow{E})$

7.10 Estudio de la Columna "4-B"

7.11 Momento Máximo a la Rotura

NI- VEL	C- LUM- NA	M _{sup} M _{inf}	POSIBILIDAD I		POSIBILIDAD II					
			Dirección Principal	Dirección Secundar.	Dirección Principal				Dirección Secundaria	
			COMBIN. I	COMB. II	COMB. III	COMB IV	COMB. V	COMB. VI	COMB. VII	COMB. VIII
9	2-7	SUP.	-5.54	0.02	20.40	9.38	-17.56	12.62	-12.52	12.56
		INF.	-4.49	0.01	-13.23	11.45	-17.67	7.01	-5.62	5.64
8	7-12	SUP.	-3.48	0.01	-16.24	15.64	-20.22	11.66	-14.59	14.61
		INF.	-3.85	0.01	-20.45	11.43	-16.56	15.32	-9.72	9.74
7	12-17	SUP.	-3.60	0.01	-22.02	12.56	-17.43	17.15	-15.25	15.27
		INF.	-3.33	0.01	-18.21	16.37	-20.85	13.73	-12.48	12.50
6	17-22	SUP.	1.31	0.00	-18.40	28.62	-25.15	21.87	-20.96	20.96
		INF.	-3.93	0.00	-26.54	16.86	-22.02	21.38	-13.40	13.40
5	22-27	SUP.	-3.37	0.00	-28.26	18.14	-27.47	18.93	-20.11	20.11
		INF.	-3.64	0.01	-21.64	21.22	-26.09	16.77	-15.79	15.81
4	27-32	SUP.	-3.26	0.00	-22.95	24.51	-28.98	18.48	-21.24	21.24
		INF.	-0.98	0.01	-25.73	21.73	-24.32	23.14	-17.37	17.39
3	32-37	SUP.	-3.88	-0.02	-31.21	17.47	-22.67	26.01	-18.37	18.33
		INF.	-4.23	-0.01	-25.87	22.81	-28.48	20.20	-27.54	27.52
2	37-42	SUPR.	-2.24	0.00	-13.03	19.47	-22.47	10.03	0	0
		INF.	-2.67	0.06	-29.65	30.67	-34.26	26.66	-19.51	19.61

* Ver resultados del Programa



7.12. FUERZAS AXIALES ULTIMAS

1. Reducción de Sobrecargas en Columnas.

A. Coeficientes de Reducción.(f)

$$R_1 = 0.8 A_{ta} (\%) \text{ para } A_{ta} > 15m^2$$

$$R_2 = 100 \times \frac{D + L}{433 L} < 60\% \quad f = 1 - R$$

-Nomenclatura

$R_1, R_2,$ = Porcentaje de Reducción.

R = Porcentaje de Reducción final
(el menor entre R_1 y R_2)

A_t = Area Tributaria.

A_{ta} = Area Tributaria Acumulada

Niv.	A_t	A_{ta}	R_1 (%)	D	L	R_2 (%)	R (%)	f
9	41.36	-	-	-	-	-	-	1.00
8	41.36	82.72	66.18	550	250	60.00	60	0.40
7	41.36	124.08	99.26	550	250	60.00	60	0.40
6	41.36	165.44	132.35	550	250	60.00	60	0.40
5	41.36	206.80	165.44	550	250	60.00	60	0.40
4	41.36	248.16	198.52	550	250	60.00	60	0.40
3	41.36	289.52	231.62	550	250	60.00	60	0.40
2	41.36	330.88	264.70	550	250	60.00	60	0.40

NOTA.- En la Azotea no se efectua reduccion

2.- Posibilidad I

A. En la Direccion Principal.

$$CMB. I : 1.5 P_D + 1.8 P_L \text{ reducida}$$

B. En la Dirección Secundaria

$$\text{Comb. II} : 1.5 P_{D'}$$

NOTA: Para los Estados de Carga en Damero no se efectua Reducción de s/c.

N	COMB. NA	1.5P _D	1.5P _D Acuml.	1.8P _L	1.8P _L Acum.	f	1.8P _L Reduc.	Direc. Princip. COMB I	Direc. Secund. COMB. II
9	2-7	11.48	11.48	35.91	35.91	1	35.91	47.39	9.06
8	7-12	16.25	27.73	43.71	79.62	0.40	31.85	59.58	20.37
7	12-17	16.82	44.55	43.28	122.90	0.40	49.16	93.71	31.68
	17-22	16.48	61.03	43.12	166.02	0.40	66.41	127.44	42.99
5	22-27	16.26	77.29	43.02	209.04	0.40	83.62	160.91	54.31
4	27-32	16.35	93.64	43.05	252.09	0.40	100.83	194.47	65.64
3	32-37	16.11	109.75	42.94	295.03	0.40	118.01	227.76	76.96
2	37-42	16.12	125.87	42.94	337.97	0.40	135.19	261.06	88.28

3.- Posibilidad II

A. En la dirección Principal.

$$\text{COMB. III} : 1.25 (P_D + P_{L_I} + P_{E \rightarrow})$$

$$\text{COMB. IV} : 1.25 (P_D + P_{L_I} + P_{E \leftarrow})$$

$$\text{COMB. V} : 1.25 (P_D + P_{L_{II}} + P_{E \rightarrow})$$

$$\text{COMB. VI} : 1.25 (P_D + P_{L_{II}} + P_{E \leftarrow})$$

B. Dirección Secundaria

$$\text{COMB. VII} : 1.25 (P_D + P_L + P_{E \rightarrow})$$

$$\text{COMB. VIII} : 1.25 (P_D + P_L + P_{E \leftarrow})$$

4. FUERZAS AXIALES TOTALES

A). Posibilidad I

$$P_{U_{\rightarrow}} = 1.5 \text{ p.p.} + \text{COMB. I} + \text{COMB. II}$$

B). Posibilidad II

$$P_{u_{\rightarrow}'} = 1.25 \text{ p.p.} + \text{COMB. III} + \text{COMB. VII}$$

$$P_{uL'_{\leftarrow}} = 1.25 \text{ p.p.} + \text{COMB. IV} + \text{COMB. VII}$$

$$P_{uL'_{\rightarrow}} = 1.25 \text{ p.p.} + \text{COMB. V} + \text{COMB. VII}$$

$$P_{uL'_{\leftarrow}} = 1.25 \text{ p.p.} + \text{COMB. VI} + \text{COMB. VII}$$

C). Peso Propio de las Columnas (p. p.)

- Niveles 9, 8, 7 p.p. = $0.40 \times 0.40 \times 2.8 \times 2.4 = 1.08$ TN

- " 6, 5, 4 p.p. = $0.50 \times 0.45 \times 2.8 \times 2.4 = 1.51$ TN

- " 4, 3, 2 p.p. = $0.60 \times 0.50 \times 2.8 \times 2.4 = 2.02$ TN

COLUMNA	1.5 acum.	Posib.I 1.25		POSIBILIDAD II			
		P_{UL}	acum.	$P_{uL'_{\leftarrow}}$	$P_{uL'_{\rightarrow}}$	$P_{uL'_{\leftarrow}}$	$P_{uL'_{\rightarrow}}$
2-7	1.62	58.07	1.35	42.94	40.99	41.88	39.94
8 7-12	3.24	83.19	2.70	96.42	91.57	96.47	97.63
7 12-17	4.86	130.25	4.05	151.57	143.58	150.48	148.49
6 17-22	7.13	177.56	5.94	205.81	194.36	205.70	200.24
5 22-27	9.40	224.62	7.83	258.71	244.11	257.68	250.94
4 27-32	11.67	271.78	9.72	313.49	295.50	313.35	303.30
3 32-37	14.70	319.42	12.25	369.81	349.08	368.87	355.97
2 37-42	17.73	367.07	14.78	426.46	403.88	426.27	411.52

7.13 DISEÑO DE COLUMNAS COMO MIEMBROS EN FLEXOCOMPRESION.

1. Restricción de Extremos y Esbeltes Efectiva

A. Portico Arriostrado.

El ACI - 71 en su sección 10.11.3 señala el

siguiente criterio, para determinar las columnas arriostradas:

"Un miembro en compresión arriostrado lateralmente es un miembro en él que los elementos de Arriostre pueden ser muros de corte, con una rigidez total que resiste los movimientos laterales de un piso, de por lo menos 6 veces más la suma de las rigideces de todas las columnas, que resisten el desplazamiento lateral en el nivel considerado, de tal modo que las deflexiones laterales del piso no serán lo suficientemente grandes para afectar significativamente la resistencia de la columna"

O sea si $6 \sum D_{col} < \sum D_{placas}$ las Columnas - se consideran arriostradas

En nuestro caso tenemos que $D_{placa} \ll 6 \sum D_{col}$ por lo tanto se considerara no arriostrado en todos los niveles.

-NOTACION:

$\sum D_{col}$ = suma de rigideces de todas las columnas del nivel considerado.

$\sum D_{placas}$ = Suma de rigideces de los muros de Corte en el nivel considerado.

B.ESBELTEZ EFECTIVA

$\frac{Kl}{r}$ = Relación de esbeltez efectiva,
 $r = 0.30 t.$

K= Factor de longitud efectiva (toma en cuenta la condición de extremos de la Columna),

se calcula utilizando los MONOGRAMAS DE JACKSON
y MORELAND *(Ver ACI-71- SECCION 10-11).

2.-EVALUACION DE LOS EFECTOS DE LA ESBELTEZ.

A.-Elementos en Compresión Arriostrados

El R.N.C. (Sección 916 (d)) especifica que para elementos en compresión arriostrados contra desplazamientos laterales, los efectos de la esbeltez pueden ignorarse cuando Kh/r es menor que $(34 - 12 M_1/M_2)$.

h = longitud de la columna considerada entre el piso y la viga que proporciona apoyo lateral.

M_1 = Momento flexionante menor de Diseño en el extremo de la columna, es positiva si el Miembro esta flexionado con Curvatura Simple y Negativa cuando la Curvatura es doble.

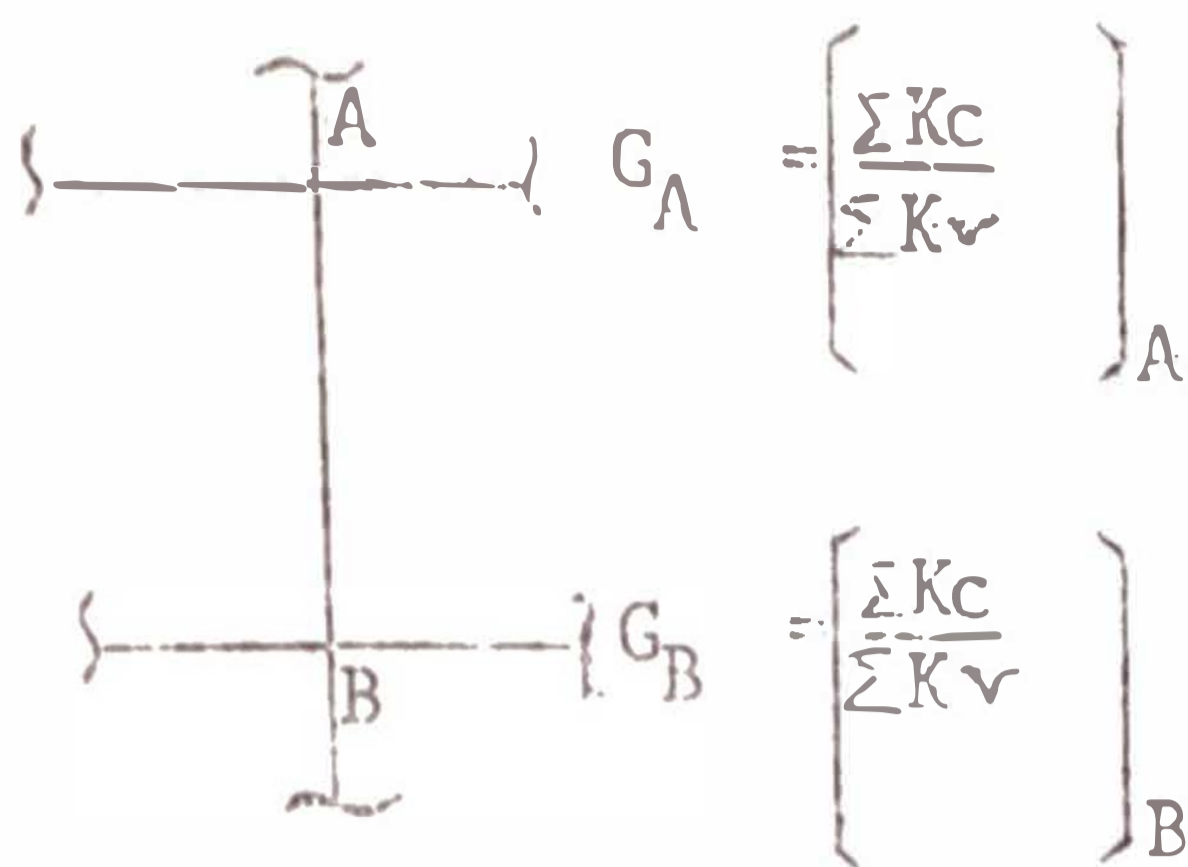
M_2 = Momento flexionante mayor de diseño en el extremo de la columna, siempre es positiva.

B. ELEMENTOS EN COMPRESION NO ARRIOSTRADOS.

Para elementos en Compresión no arriostrados, se puede despreciar los efectos de esbeltez,

cuando: $Kh < 22$

C. Calculo del Factor "K" y la relación de esbeltez efectiva.



K_c, K_v = Rigideces de Columnas y vigas respectivamente:

-Con los valores de G_A y G_B se entra en la Carta de alineamiento y se encuentra "K".

-G se toma igual a 1.00 cuando la columna esta empotrada.

-Excentricidad mínima: En flexocompresión (diseño a la rotura) el R.N.C establece una excentricidad mínima; cuando se trata de columnas estribadas de: $e_{\min} = 0.1 t$.

3.- CALCULO DEL MOMENTO AMPLIFICADO PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS ESBELTAS (COLUMNAS LARGAS).

El Caso de Columnas esbeltas se presenta tanto en la Dirección Principal (en algunos casos), como en la dirección Secundaria. El R.N.C., establece que el diseño de miembros sujetos a compresión se efectuará usando la Carga Axial más un momento Amplificado (M_c).

$$M_c = F M_2$$

$$F = \frac{C_m}{1 - P_u / P_c} > 1.0, \quad P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Kh)^2}$$

-VALOR DE EI

El valor de EI para simplificar se toma conservadoramente como:

$$EI = \frac{E_c I_g / 2.5}{1 + R_m}$$

-Valor de Cm:

Para elementos arriostrados contra desplazamientos laterales y sin carga transversales en los apoyos:

$$C_m = 0.6 + 0.4 M_1 / M_2 \geq 0.4$$

Para elementos no arriostrados $C_m = 1.0$

-Valor de Rm:

$$R_m = \frac{M_u \text{ (Carga Permanente)}}{M_u \text{ (Carga total)}}$$

Dirección Principal y: $\left\{ \begin{array}{l} \text{Posibilidad I } R_m = 1 \\ \text{Dirección Secundaria } \left\{ \begin{array}{l} \text{Posibilidad II } R_m = 0 \\ \text{(interviene sismo).} \end{array} \right. \end{array} \right.$

NOMENCLATURA

M_c = Momento usado en el diseño de un miembro a Compresión.

F = Factor de Amplificación de Momento.

C_m = Factor que relaciona el diagrama real de momento a un diagrama equivalente de Momento Uniforme.

P_c = Carga Crítica

EI = Rigidez a la flexión de los Miembros en Compresión

E_c = Modulo de Elasticidad del Concreto (Kg/cm²)

I_g = Momento de inercia de la Sección total del Concreto con respecto al eje centroidal, despreciando el refuerzo.

R_m = Relación del máximo momento de diseño debido a cargas muertas al momento máximo debido a todas las cargas siempre positivo.

A.- Cálculo de la Rigidez a la Flexión (EI)

Posibilidad I: $EI = E_c I_g$ $E = 226 \text{ TN/cm}^2$.

Posibilidad II: $EI = \frac{E_c I_g}{2.5}$ $I_g = bh^3/12$

-PORTICO PRINCIPAL

NIVELES	SECCION (bxh)	$I_g \times 10^4$ (cm ⁴)	POSIBILIDAD I	POSIBIL. II
			$EI \times 10^6$ (Tn - cm ²)	$EI \times 10^5$ (Tn-cm ²)
9,8 y 7	0.40x0.40	21.333	9.6425	19.2850
^	0.50x0.45	37.969	17.1620	34.3240

PORTICO SECUNDARIO

9,8 y 7	0.40x0.40	21.333	9.6425	19.2850
6,5 y 4	0.45x0.50	46.875	21.1875	42.3750
3 y 2	0.50x0.60	90.000	50.85	101.7000

B.- CARGA CRITICA.

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kh)^2}$$

NI- VEL	DIRECCION PRINCIPAL			DIRECCION SECUNDARIA		
	t	gt	g	t	gt	g
9	40	27.55	0.69	40	27.55	0.69
8	40	27.55	0.69	40	27.55	0.69
7	40	27.55	0.69	40	27.55	0.69;
6	45	32.55	0.72	50	37.55	0.75
5	45	32.55	0.72	50	37.55	0.75
4	45	32.55	0.72	50	37.55	0.75
3	50	37.55	0.75	60	47.55	0.79
2	50	37.55	0.75	60	47.55	0.79

D. SELECCION DE LAS COMBINACIONES QUE DAN RESULTADOS MAS DESFAVORABLES.

En las Cartas 9, 10 y 11 del SP-17A para el calculo de P_t (Cuantía), usando refuerzo igualmente distribuido en las 4 caras de la columna vemos que para la posibilidad I ($C_M + C_V$ plena) se obtiene una cuantía $P_t \leq 0.01$. Se estudiara en la posibilidad II, la combinación -- $C_M + C_{V_I} + C_E$ (considerada la mas representativa) en Flexo compresión Bi-Axial.

E. ESTUDIO DE LA POSIBILIDAD II - ($C_M + C_{V_I} + C_E$)

NI- VFL	DIRECCION PRINCIPAL				DIRECCION SECUNDARIA			
	e/t	p_t m	c_b/t	Tipo Falla	e/t	P_t m	e_b/t	TIPO FALLA
9	1.21	0.67	0.65	t	0.76	0.32	0.47	t
8	0.55	0.69	0.67	c	0.42	0.44	0.55	c
7	0.39	0.98	0.82	c	0.30	0.67	0.65	c
6	0.29	0.58	0.60	c	0.24	0.40	0.55	c
5	0.24	0.76	0.70	c	0.20	0.58	0.62	c
4	0.20	0.92	0.80	c	0.20	0.92	0.80	c
3	0.17	0.57	0.60	c	0.16	0.53	0.60	c
2	0.14	0.67	0.56	c	0.10	0.50	0.57	c

E-1 TIPO DE FALLA

Cuando: $e/t < e_b/t$ Falla por Compresión (c)
 $e/t > e_b/t$ Falla por tracción.

Los valores de e_b/t se determinan con P_{tm} que se encuentran en las cartas 49, 50, 51 del SP 17A, para valores de K y e/t conocidos.

E-2 FLEXO COMPRESION BIAxIAL:

Para el Diseño se usara el procedimiento aproximativos, el R.N.C. presenta la siguiente Fórmula de las inversas.

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{P_{ux}} + \frac{1}{P_{uy}} - \frac{1}{P_o} \quad \text{Para } P_u \geq 0.1 P_o$$

$$P_o = \phi (0.85 b t f'c + A_s f_y) = \phi = 0.7 \text{ (columna estritada)}$$

En función de los valores "K"

$$\frac{1}{K_u} = \frac{1}{K_{ux}} + \frac{1}{K_{uy}} - \frac{1}{K_o}$$

Siendo : $P_u = K_u f'c b t \geq P_u \text{ actuante}$

$$K_{ux} = \frac{P_{ux}}{f'c b_x t_y} \quad K_{uy} = \frac{P_{uy}}{f'c b_y t_x}$$

$$K_o = \frac{P_o}{f'c b t} = 0.595 (1 + p_t m)$$

- PROCEDIMIENTO

a). Se asume una Cuantía (p_t) y se calcula

$$\beta_t m = p_t \frac{f_y}{0.85 f'c}$$

b) Con P_{tm} , g, e_x/t , e_y/t en las cartas 49, 50, y 51 del SP-17A encontramos los valores K_{ux} y K_{uy} respectivamente.

- c). Cálculo de $K_D = 0.595 (1 + P_{t,m})$
- d). Con la fórmula de las Inversiones se calcula K_u .
- e). Valor de P_u
- f). Se verifica las relaciones: $P_u \geq 0.1 P_o$ ó $K_u \geq 0.1 K_o$

VALORES DE K_{ux} , K_{uy}

NIVEL	P_t ASUMIDO	P_{tM}	DIRECCION PRINCIPAL: X			DIREC. SECUNDARIA: Y		
			g	e/t	K_{ux}	g	e/t	K_{uy}
9	0.065	1.529	0.70	1.21	0.20	0.70	0.76	0.355
	0.065	1.529	0.70	0.55	0.450	0.70	0.42	0.555
7	0.065	1.529	0.70	0.39	0.585	0.70	0.30	0.69
6	0.055	1.2941	0.72	0.29	0.635	0.75	0.24	0.71
5	0.055	1.2941	0.72	0.24	0.710	0.75	0.20	0.78
4	0.065	1.529	0.72	0.20	0.860	0.75	0.20	0.860
3	0.055	1.2941	0.75	0.17	0.84	0.80	0.16	0.86
2	0.055	1.2941	0.75	0.14	0.91	0.80	0.10	1.01

- VERIFICACION

NIV.	$1/K_{ux}$	$1/K_{uy}$	$1/K_o$	K_u	$0.1K$	f'_{cbt}	P_u	$P_u \text{ act.}$
9	5.00	2.817	0.66	0.14	0.150	336	46.95	42.94
8	2.22	1.802	0.66	0.297	0.150	336	99.94	96.42
7	1.7094	1.4493	0.66	0.40	0.150	336	134.80	151.57
6	0.635	0.71	0.732	0.44	0.136	4725	209.9	205.81
5	1.4085	1.2821	0.732	0.510	0.136	4725	241.3	258.71
4	1.1628	1.1628	0.664	0.688	0.150	4725	325.1	313.49
3	1.1905	1.1628	0.732	0.6168	0.136	630	388.6	369.81
2	1.0989	0.9901	0.732	0.7369	0.136	630	464.3	426.46

-AREAS DE ACERO Y SELECCION DE LAS VARILLAS DE REFUERZO

NIVEL	COLUMNA	SECCION (cm2)	Pt	SAs (cm2)	REFUERZO LONGITUDINAL
8	2- 7	0.40 x 0.40	0.065	104.0	16 Ø 1-1/8"
7	7-12	0.40 x 0.40	0.065	104.0	16 Ø 1-1/8"
6	12-17	0.40 x 0.40	0.065	104.0	16 Ø 1-1/8"
5	17-22	0.50 x 0.45	0.055	123.75	16 Ø 1-1/4"
4	22-27	0.50 x 0.45	0.055	123.75	16 Ø 1-1/4"
3	27-32	0.50 x 0.45	0.065	146.25	16 Ø 1-3/8"
2	32-37	0.60 x 0.50	0.055	165.00	16 Ø 1-3/8"
1	37-42	0.60 x 0.50	0.055	165.00	16 Ø 1-3/8"

6. REFUERZO TRANSVERSAL

A. Esfuerzo Cortante Nominal Permisible (Vc)

$$V_c = 0.5 (1 + 0.007 Nu/Ag) \sqrt{f'c}$$

$$V_c \leq 0.9 \sqrt{f'c} \sqrt{1+0.0285 Nu/Ag}$$

Nu = Carga de Diseño normal a la Sección transversal.

Ag = Area total de la sección

Ejemplo:

NIVEL 8 - POSIBILIDAD II - (C_M + C_{V_T} + C_E)

DIRECCION PRINCIPAL

$$V_u = \frac{20,400 + 13,230}{260} = 12,935$$

$$\sqrt{u}_{act} = \frac{12,935}{40 \times 34} = 9.61 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = 0.5 (1 + 0.007 \times \frac{42940}{36 \times 36}) \sqrt{210} = 8.9 \text{ Kg/cm}^2.$$

$V_c \approx V_{u_{act.}}$, luego no se requiere estribos estructurales (en los otros niveles siguiendo el mismo procedimiento se encontro tambien que no requieren de estribos estructurales).

DIRECCION SECUNDARIA

$$V_u = \frac{19,520+5620}{2.60} = 9669.2 \rightarrow V_{u_{act}} = \frac{9669.2}{40 \times 34} = 7.11 \text{ Kg/cm}^2.$$

$V_c = 7.4 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow V_{u_{act.}} < \sqrt{c}$, luego no se requiere estribos estructurales (siguiendo el mismo procedimiento se encontro tambien que no se requiere estribos estructurales en los demas pisos).

B. REQUERIMIENTO DE REFUERZO TRANSVERSAL ESPECIAL

Cuando $\frac{P}{A_g} \leq 0.12f'c$ no se requiere refuerzo especial.

$$0.12 \times 210 = 25.2 \text{ Kg/cm}^2$$

P = máxima carga axial que se espera actuara sobre el miembro durante un sismo.

EJEMPLO: NIVEL 8: $\frac{P_u}{A_g} = \frac{58070}{1600} = 36.3 > 25.2$, requiere

estribos especiales.

Los demás pisos requieren refuerzo transversal-especial.

C. DISEÑO DE ESTRIBOS PARA CONFINAMIENTO

-Longitud a confinar a partir de la cara de Conexion (h)

Niveles 8, 7, 6 : h = 45cms.

Niveles 5,4,3 : : h = 50cm. (Mayor dirección de la columna.)

Niveles 2,1 : h = 60cm.

- AREA DEL REFUERZO (A_{sh})

$$A_{sh} = \frac{l_h}{2} \frac{S_s}{S_h} \quad \text{donde } S_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \leq 0.12 \frac{f'_c}{f_y}$$

S_s = Relación volumétrica

l_h = Longitud máxima no soportada del Anillo Cerrado rectangular medido entre las ramas perpendiculares del Anillo

A_{ch} = Area del núcleo de una columna medida entre las caras exteriores del estribo cerrado.

S_h = Espaciamiento centro a centro de estribos cerrados.

Usando \emptyset 3/8 : $A_{sh} = 0.71 \text{ cm}^2$.

NIVELES . 8, 7 y 6 : $S_h = 1.8 \text{ cms.}$ Use 5 cms.

NIVELES . 5, 4 y 3 : $S_h = 1.8 \text{ cms.}$ Use 5 cms.

NIVELES : 3 y 2 : $S_h = 3.2 \text{ cms.}$ Use 5 cms.

D.- ESTRIBOS EN ZONA NO CONFINADA: USE \emptyset 3/8" a 30 cms.

CAPITULO VIII

DISEÑO DE ESCALERAS

8.00 ESPECIFICACIONES GENERALES

CONCRETO	$f'c = 210 \text{ K/cm}^2.$
ACERO	$f_y = 4200 \text{ K/cm}^2$
SOBRECARGA	$s/c = 500 \text{ K/cm}^2$
PISO TERMINADO	100 Kg/cm^2

8.10 DISEÑO DE LA ESCALERA PRINCIPAL (TÍPICA)

1. DIMENSIONAMIENTO

PASOS : 25 cm.

CONTRAPASOS : 0.169 m.

Espesor de la losa (h)

Se diseñara la escalera por tramos, habiendo 2 posibilidades para diseñar, la parte del descanso de la escalera en el zotano, se diseñara como una losa armada en 2 sentidos y el resto de la escalera como una losa armada en 1 sentido.

Para losas Armada en un sentido con un extremo continuo el A,C,1 71 en su sección 9.51 - presenta la siguiente relación: $h = 1/24$

$$h = \frac{6.05}{24} = 0.25 \text{ mt.}$$

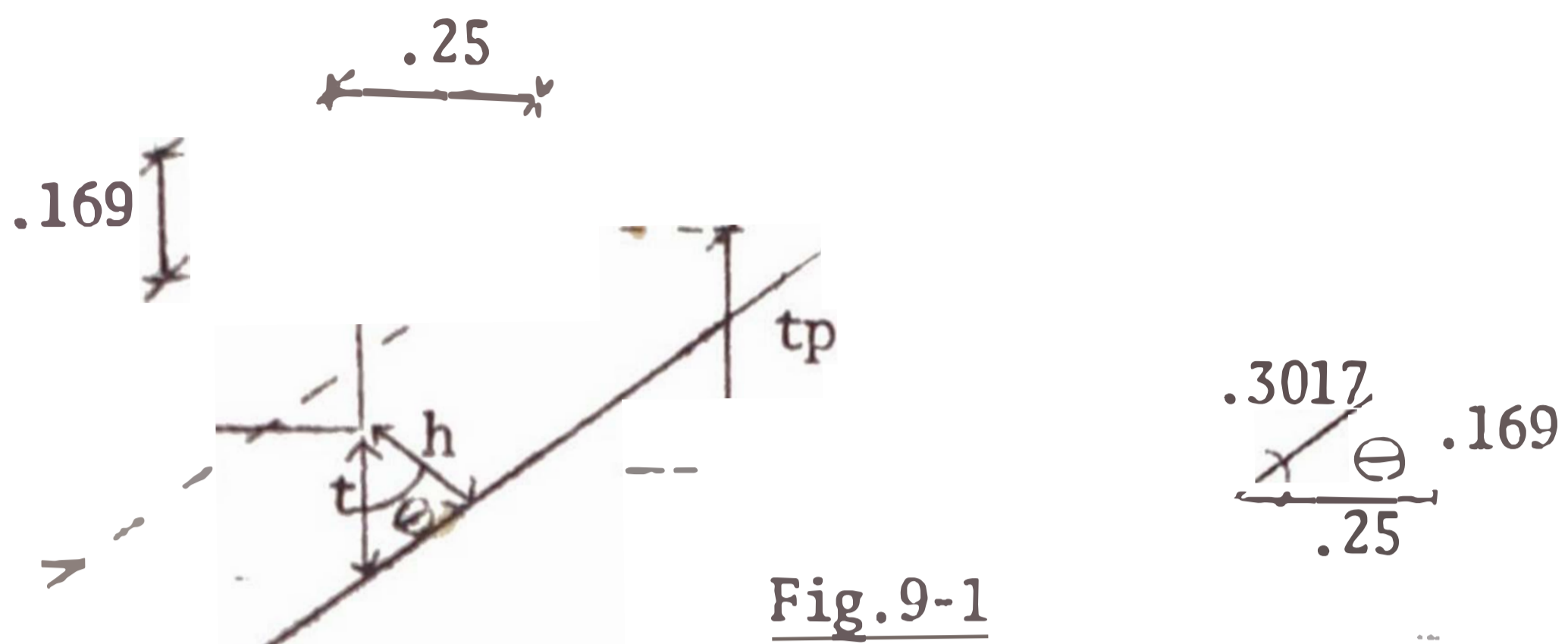
Para los s armadas en 2 sentidos al ACI 71

(Secc. 9,5,3) dice que $h_{\text{min.}} = 12\text{cm.}$

Adoptaremos $h = 25\text{cm}^2$ en todos los tramos.

2. METRADOS DE CARGAS

a) Cálculo del espesor promedio de la losa.



De la Fig 9-1 $t = h \sec \theta$ $t = 0.25 \times \frac{0.3017}{0.25}$

$$t_p = t + \frac{c}{2} = 0.3017 + \frac{0.169}{2} = 0.38 \text{ mt.}$$

b) METRADO DE CARGAS

-CARGA MUEPTA

Peso Propio $0.386 \times 2400 = 926$

Piso terminado $= 100 \text{ Kg/m}^2.$

-CARGA VIVA $CM = 1026 \text{ Kg/m}^2.$

Sobrecarga $CV = 500 \text{ Kg/m}^2.$

-CARGA ULTIMA DE ROTURA

$$W_u = 1.5 \times 1026 + 1.8 \times 500 = 2439 \text{ Kg/m}^2.$$

3.- ESTUDIO DE LOS APOYOS Y CARGAS

Para el Análisis de la escalera, se toma en cuenta la rigidez de los elementos de apoyo, en este caso - consideramos:

-Simplemente apoyado en cimentación, viga y/o placa

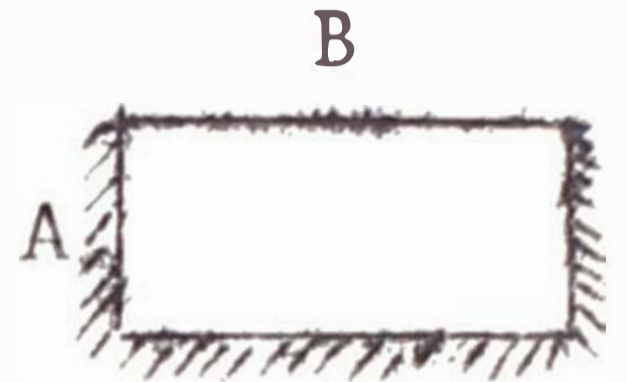
-Empotrado en los Muros de Concreto Armado.

2.1. Estudio de la Escalera en la zona del zotano.

4. Relación de la Carga W en las direcciones x e y en el Método 3, Tabla 4, Diseño de losas en 2 direcciones (A.C.I.-63) se tiene las siguientes relaciones.

$$m = \frac{A}{B} = \frac{2.85}{3.00} = 0.95$$

de la tabla para $m = 0.95$ Caso 8



$$W_A = 0.38$$

$$W_B = 0.62$$

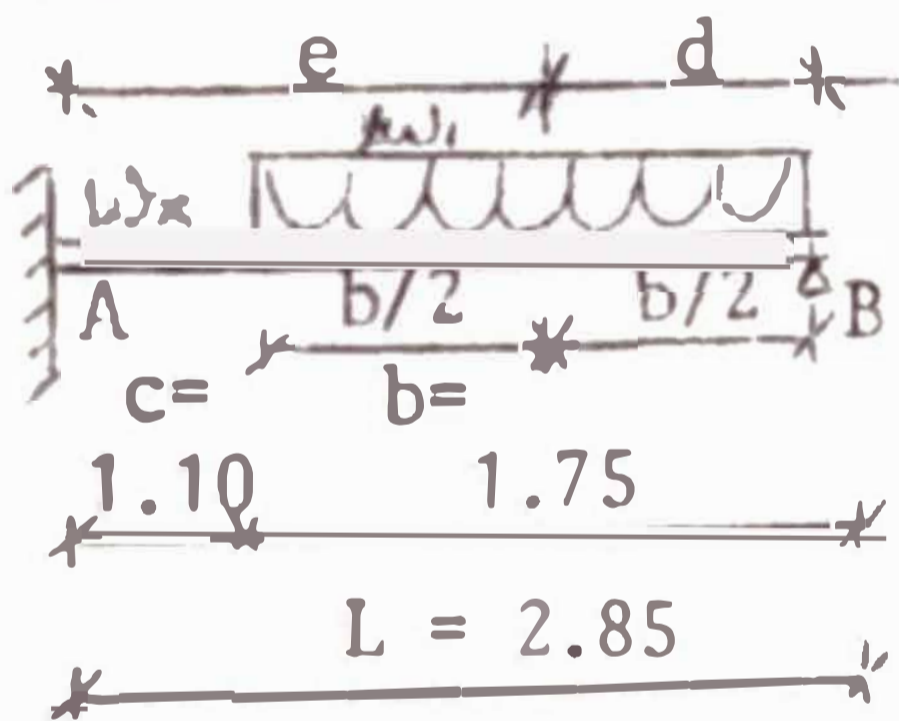
$$W = 2439 \text{ Kg/ml.}$$

$$W_x = 1512 \text{ Kg/ml.}$$

$$W_y = 927 \text{ Kg/ml.}$$

5. Calculo de los momentos flectores.

A. Primer Tramo



$$W_1 = W - W_x = 2439 - 1512 = 927 \text{ Kg/ml.}$$

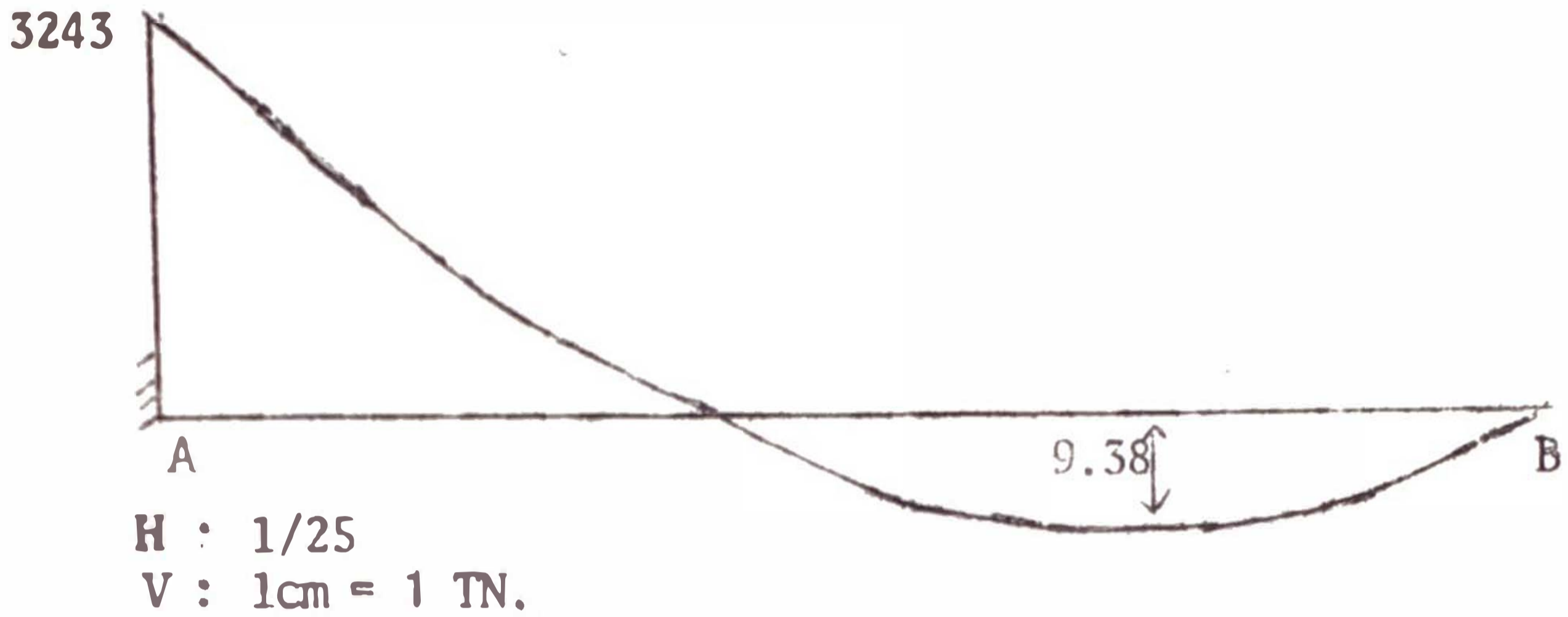
$$M'_A = -\frac{1}{12} W_x L^2 = -\frac{11}{12} \times 1512 \times 2.85^2 = -1023 \text{ Kg/mt.}$$

$$M'_A = \frac{W_1 \times b}{8 \times L^2} (12eL - 4 \times e^3 + b^2 \times d - 8 \times e \times l^2)$$

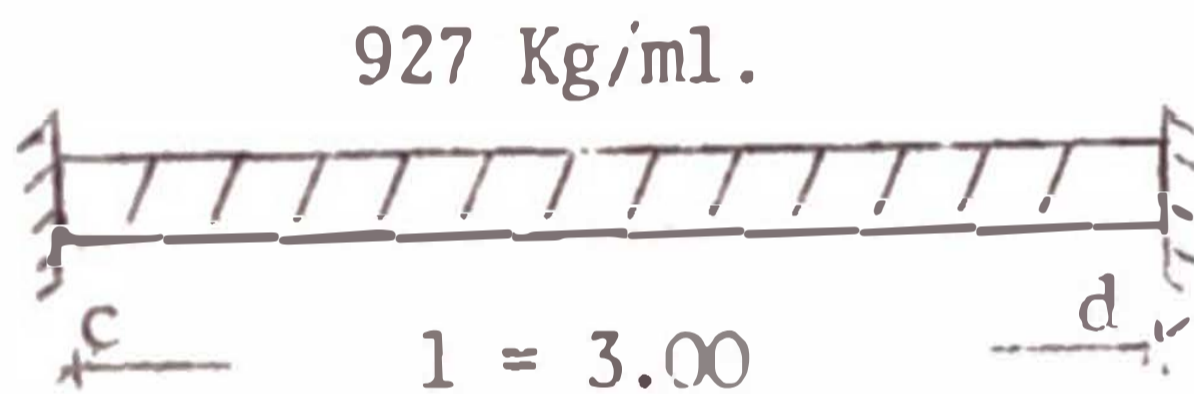
$$M''_A = \frac{927 \times 1.75}{8 \times (2.85)^2} (12 \times 1.975 \times 2.85 - 4 \times (1.975)^3 + (1.75)^2 \times (0.875) - 8 \times 1.975 \times (2.85)^2) =$$

$$M'_A = -2220 \text{ Kg/mt.} \quad M''_A = -1023 - 2220 = -3243 \text{ Kg/mt.}$$

$$M_B = \frac{1}{24} \times 2439 \times 2.85^2 = 825 \text{ Kg/mt.}$$



B. SEGUNDO TRAMO



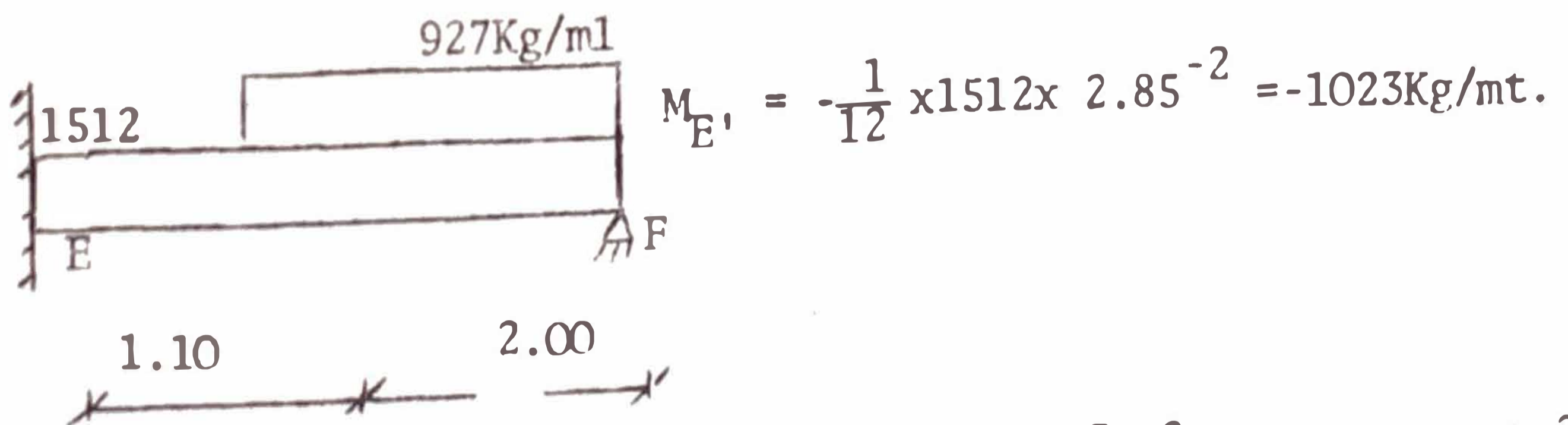
APOYOS

$$M_{cd} = -\frac{1}{12} \times 927 \times 3^2 = -695 \text{ Kg-mt.} = M_D$$

TRAMO

$$M_{CD} = \frac{927 \times 3^2}{24} = 398 \text{ Kg-mt.}$$

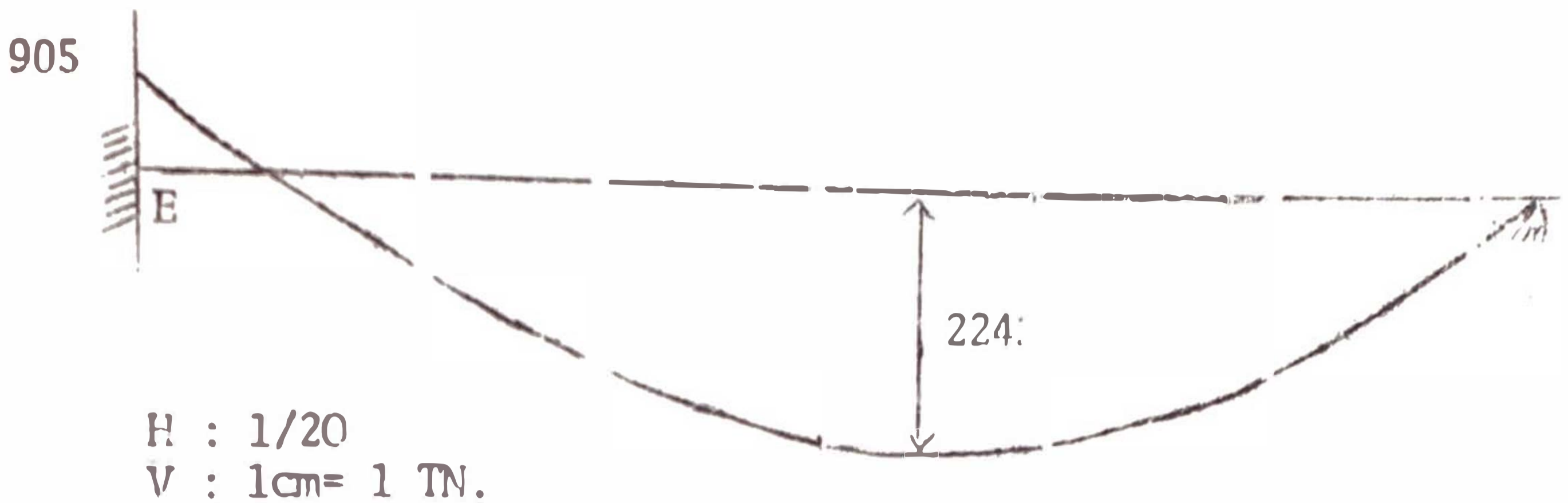
C. TERCER TRAMO.



$$M_{E'} = -\frac{927 \times 1.75}{8 \times 22} (12 \times 2.1 \times 3.1 - 4 \times 2.1^3 + 2^2 \times 0.5 - 8 \times 2.1 \times 3.1^2)$$

$$M_{E'} = 118 \quad M_F = -1023 + 118 = -905 \text{ Kg/ml.}$$

$$M_F = -\frac{1}{24} \times 2439 \times (3.1)^2 = -977 \text{ Kg-mt.}$$



$$M_{EF}^+ = 2243 \text{ Kg-mt.}$$

6. CALCULO DE LAS AREAS DE ACERO

-Refuerzo Mínimo

$$A_s \text{ min.} = 0.0018 \text{ bxd} \quad (f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$A_s \text{ min} = 0.0018 \times 100 \times 22 = 3.96 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

-Momento Mínimo.

$$a = \frac{A_s \text{ min } f_y}{0.85 f'c b} = \frac{3.96 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100} = 0.93$$

$$M_{\text{mín.}} = \phi A_s f_y (d - a/2) = 0.9 \times 3.96 \times 4200 \left(22 - \frac{0.93}{2} \right) = 3,223 \text{ Kg/mt.}$$

$$= 3,223 \text{ Kg/mt.}$$

Comparando los Momentos Calculados en los tres tramos con el Momento Mínimo observamos que este último es mayor que todos con excepción en el 1er. tramo donde encontramos un momento ligeramente mayor pero que casi no va a influir, por lo tanto asumimos que el Momento Mínimo es el Mayor luego usaremos Area de Acero Mínimo.

∴ Se usara $A_s \text{ min} = 3.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$, para todos los tramos.

-Separación

$$\text{Usando } \phi 1/2 : S = \frac{a_s}{A_{s \text{ min.}}} \times 100 = \frac{1.29}{3.96} \times 100 = 32.5 \text{ cms.}$$

-Separación Máxima

Losa Armada en una dirección

$$3 \times h = 3 \times 25 = 75 \text{ cm.}$$

Losa Armada en 2 direcciones

$$2 \times h = 2 \times 25 = 50 \text{ cm.}$$

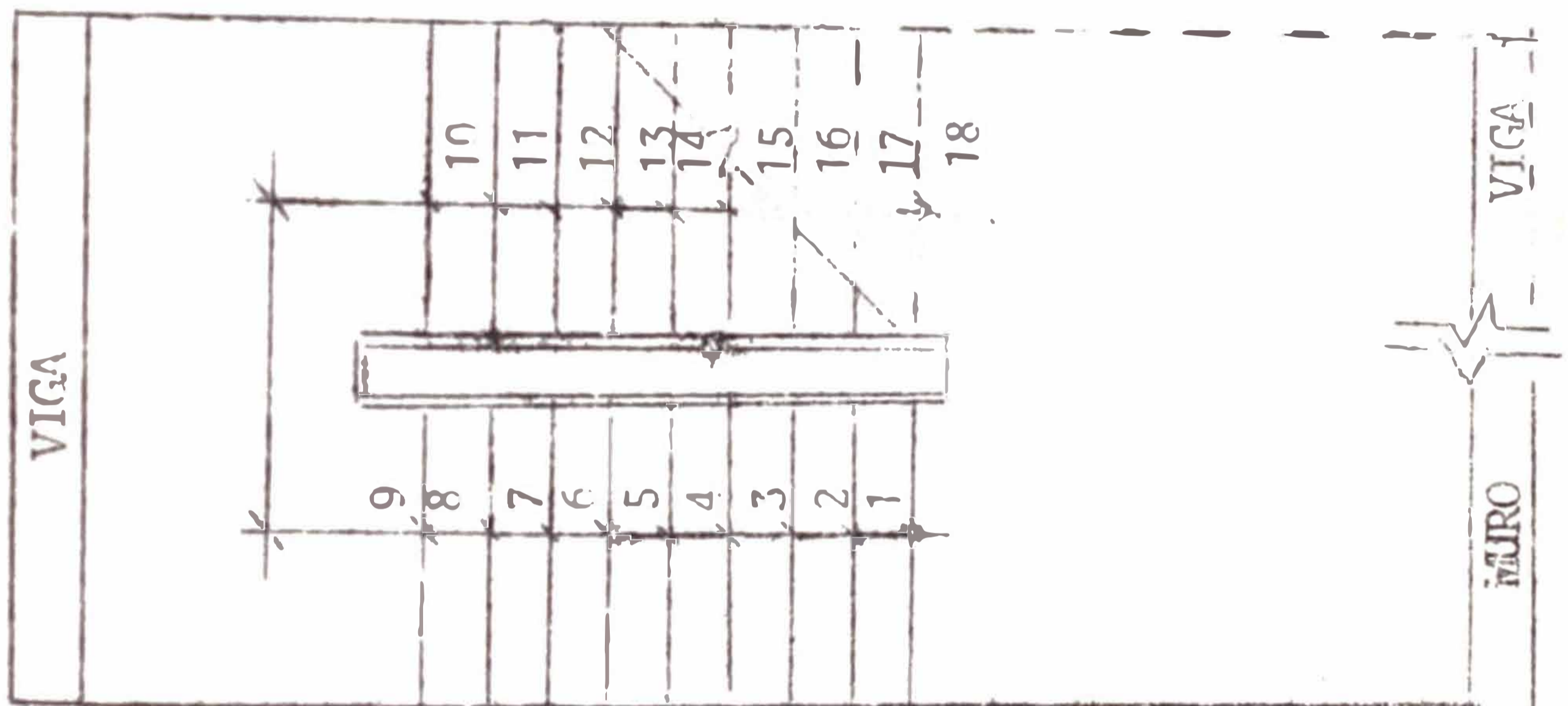
Por contracción y Temperatura: 32 cms.

$$A_{s_T} 0.002 \times b \times d = 0.002 \times 100 \times 22 = 4.4 \text{ cm}^2 (\emptyset 1/2 \text{ a } 30 \text{ cms.})$$

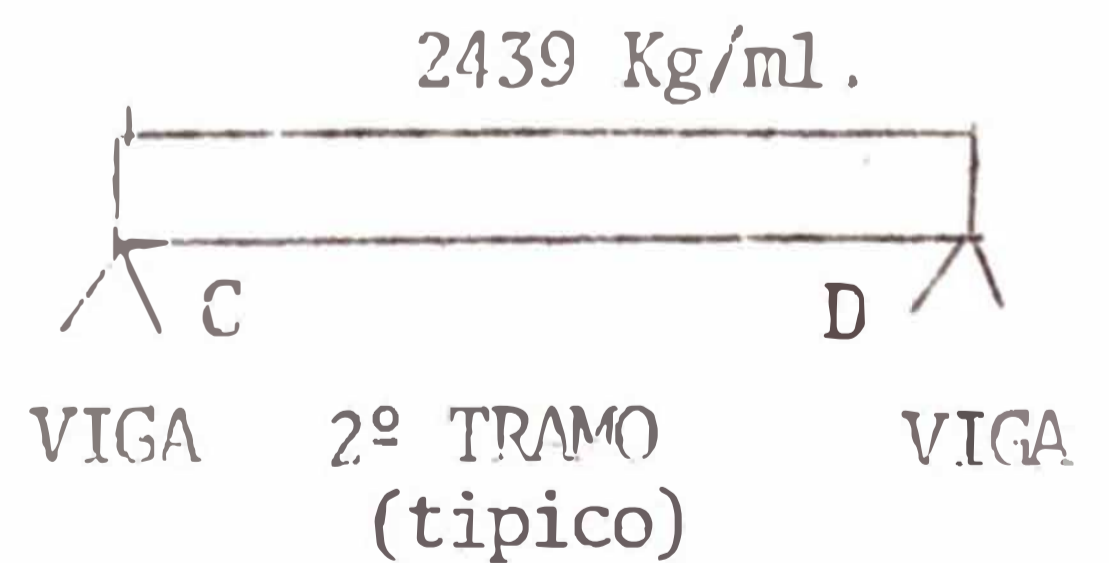
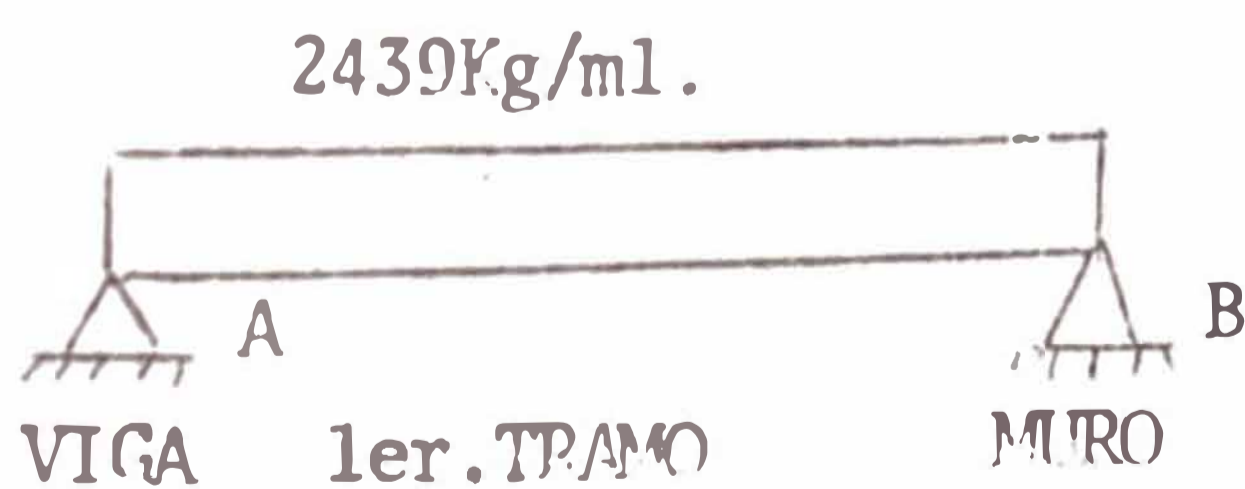
-Resumen

Usaremos $\emptyset 1/2$ a 30 cms.

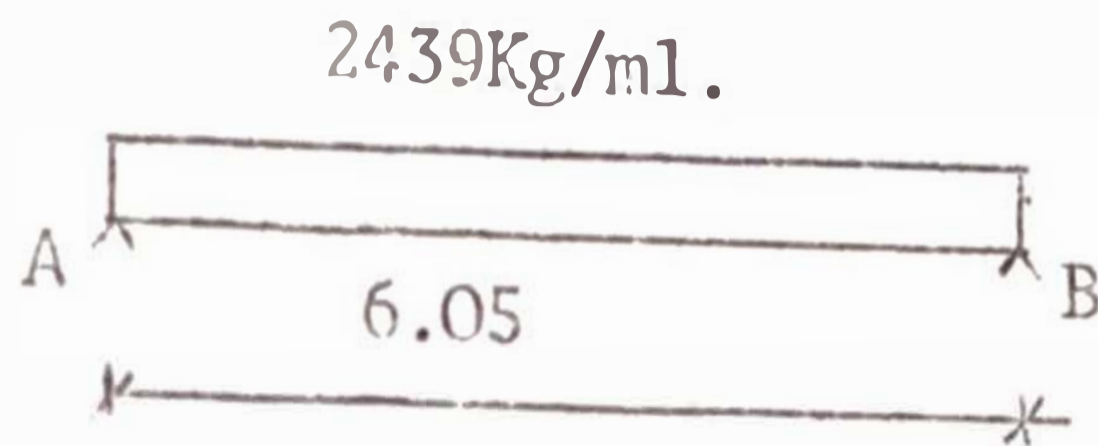
2.2) Estudio de la Escalera en el 1er. Piso.



Sera diseñada Considerando los siguientes tramos:



A. -1er TRAMO



Cálculo de los Momentos

Apoyo en A (Viga)

$$M_A = - \frac{1}{24} \omega l^2 = - \frac{1}{24} \times 2439 \times 6.05^2 = 3720 \text{Kg-mts.}$$

Apoyo en B (Muro)

$$M_B = \frac{1}{16} \omega l^2 = \frac{1}{16} \times 2439 \times 6.05^2 = 5580 \text{Kg-mt.}$$

Momento A-B

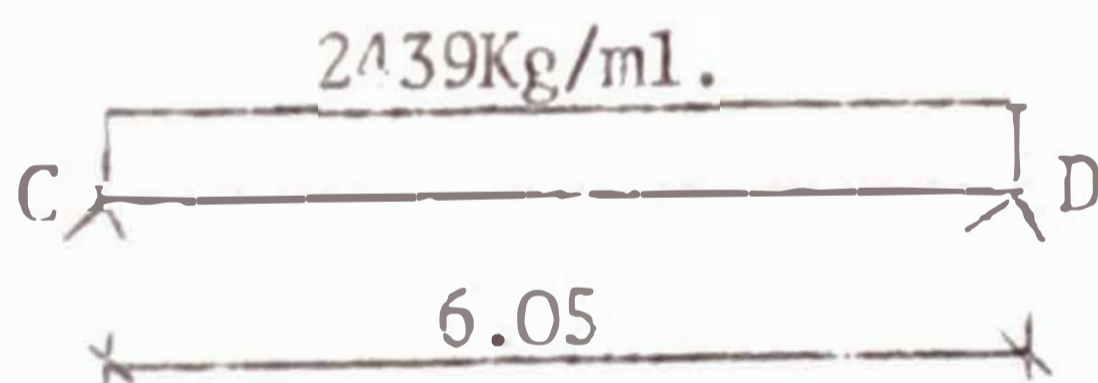
$$M_{A-B} = 6527 \text{ Kg-mt.}$$

Acero para $M_{\max}^{(+)}$: $A_s = 8.21$ (\emptyset 5/8 a 25 cms.)

Acero para $M_{\max}^{(-)}$: $A_s = 6.97$ (\emptyset 1/2 a 18 cms.)

Por contracción y Temperatura \emptyset 1/2 a 30 cm.

B. 2º Tramo (Típico)



CALCULO DE LOS MOMENTOS

Apoyos.

$$M_C^- = M_D^- = - \frac{1}{24} \omega l^2 = -3720 \text{ Kg-mts.}$$

$$M_{A-B}^+ = \frac{1}{12} \omega l^2 = -7439 \text{ Kg-mt.}$$

Acero para M_{\max}^+ : $A_s = 4.58$ (\emptyset 5/8 a 22 cms.)

Acero para M^- : $A_s = 4.58$ (\emptyset 1/2 a 22 cms.)

Por contracción y temperatura \emptyset 1/2 a 30 cms.

DISEÑO DEL TANQUE ELEVADO

1. DISEÑO DE LA TAPA.

A. Dimensionamiento como losa, Macisa en una dirección
asumimos un espesor 20 cms.

b. MFTRADO DE CARGAS

Peso Propio $0.20 \times 2400 = 480 \text{ Kg/m}^2$

Sobrecarga S/c = 100

Carga ultima de rotura $W_u = 1.5 \times 480 + 1.8 \times 100 = 900 \text{ Kg/m}^2$.

C. Momentos Flesionantes

$$\text{Apoyos: } M_u^- = \frac{1}{24} W_u l^2 = \frac{1}{24} \times 900 \times 5^2 = 937.5 \text{ Kg-mt.}$$

$$\text{Tramo } M_u^+ = \frac{1}{12} W_u l^2 = \frac{1}{12} \times 900 \times 5^2 = 1875 \text{ Kg-mt.}$$

D. Acero Mínimo por Refuerzo Principal y Tempe
ratura:

$$A_s \text{ min} = 0.0018 bh = 0.0018 \times 100 \times 17 = \\ = 3.06 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

-Usando $\emptyset 3/8''$:

$$S = \frac{as}{A_s} \times 100 = \frac{0.71}{3.06} \times 100 = 23.20 \text{ cms.}$$

$$\text{Separación Máxima } \left\{ \begin{array}{l} 3 h = 3 \times 17 = 51 \text{ cm.} \\ 45 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

USE: $\emptyset 3/8''$ a 0.20 mt.

E. Momento Mínimo

$$M_u \text{ min} = 0.9 \times 3.06 \times 4200 \left(17 - \frac{0.72}{2} \right) = \\ = 1924 \text{ Kg-mt} > M_u^+$$

Por lo tanto se usara Refuerzo Mínimo.

F. Verificación por Corte.

$$V_u = \frac{900 \times 5}{2} = 2250 \text{ Kg} \\ v_u = 2250 / 100 \times 17 = 1.34 \text{ Kg/cm}^2 < v_c$$

2.- DISEÑO DE LOSA DE FONDO

A.- DIMENSIONAMIENTO. - Asumimos $t = 20\text{cms. de es}$
pesor

B.- METRADO DE CARGAS

Peso Propio $0.20 \times 4200 = 840 \text{ Kg/m}^2.$

Acabados $= 100 \text{ Kg/m}^2.$

Peso del Agua $2.50 \times 1000 = 2500 \text{ Kg/m}^2.$

CM $= 3440 \text{ Kg/m}^2.$

Carga ultima de rotura: $W_u = 1.5 \times 3440 = 5160 \text{ Kg/m}^2.$

C.- MOMENTOS FLEXIONANTES:

- Coeficientes del Método 3 A.C.I. - 63

$m \frac{A}{B} = \frac{2.0}{5.0} = 0.4 < 0.5$ Se diseñara como -
losa en un solo sen
tido.

A \longrightarrow Lado Corto

B \longrightarrow Lado Largo.

De la tabla (caso 2) $m = 0.5 \quad C_A^- = 0.086$

Lado Corto $\left\{ \begin{array}{l} M^- = 0.086 \times 5610 \times 2^2 = 1929 \text{ Kg-mt.} \\ M^+ = 1/12 \times 5610 \times 2^2 = 1870 \text{ Kg-mt.} \end{array} \right.$

D.- MOMENTO MINIMO

$A_s \text{ min} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 17 = 3.06 \text{ cm}^2/\text{ml}.$

a $M_u \text{ min} = 0.9 \times 3.06 \times 4200 (0.17 - 0.004) = 1920 \text{ Kg-mt} \cong M^-$
lado corto.

USAR $\emptyset 3/8$ a $.20$ ó $\emptyset 1/2$ a 30 para la longitud
corto.

E.- CALCULO DE LAS AREAS DE ACERO

4.- DISEÑO DE LAS PAREDES

Se diseñaran por el metodo de los Coeficientes

indicados en las tablas de la Asociación del Cemento Portland.

En nuestro caso:

$$a = 2.50 \quad b = 1.80 \quad c = 4.80$$

condición:

si $a > (b/3)$ debe Armarse en 2 Sentidos.

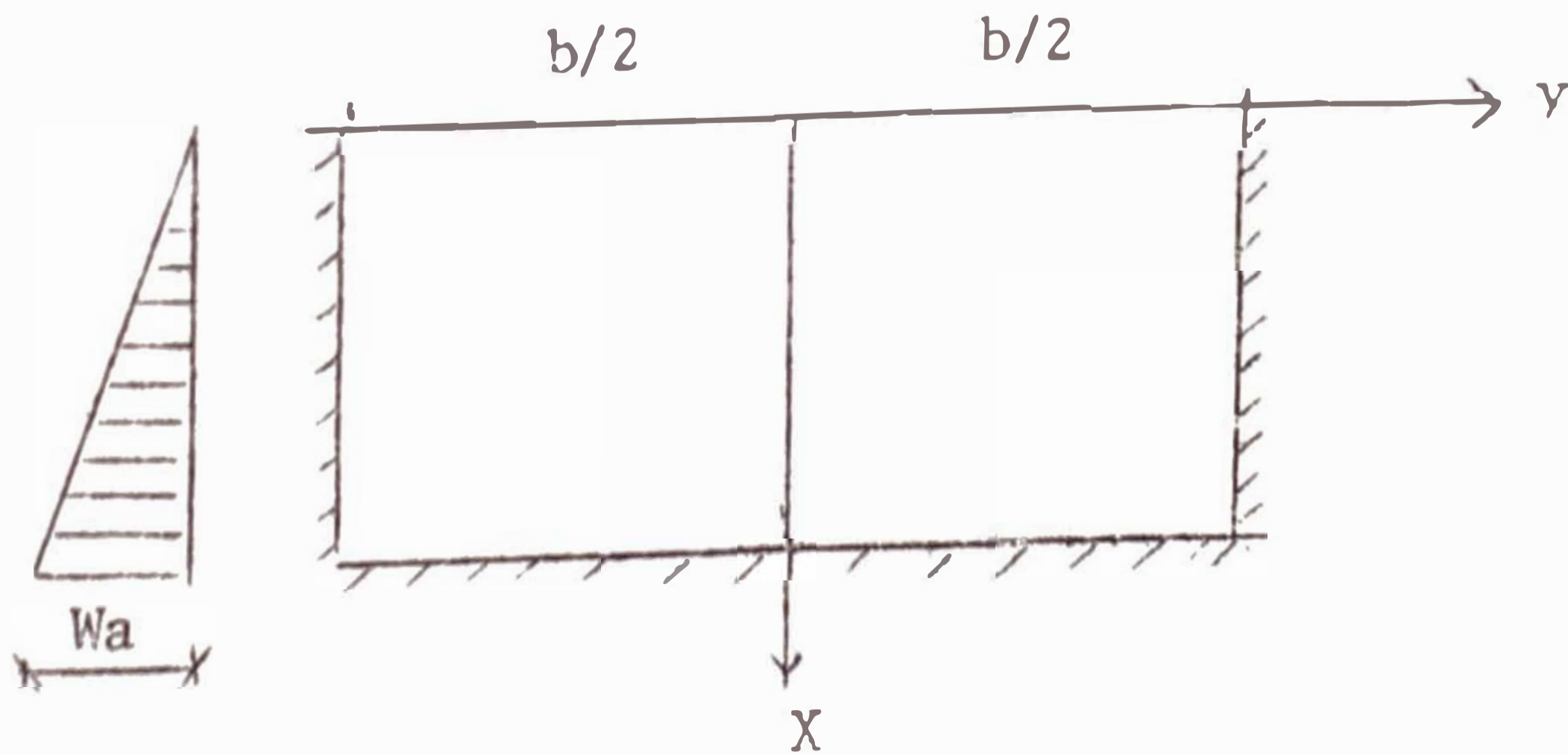
$a < (c/3)$ debe Armarse en 1 Sentidos.

$$a > \frac{1.80}{3} = 0.60$$

Coefficiente s de momentos para el lado menor (Tabla III)

$$b/a = \frac{1.80}{2.50} = 0.72$$

x/a	Y= 0		Y=b/4		Y=b/2	
	M _x	M _y	M _x	M _y	M _x	M _y
0	0	0.000	0	0.001	0	-0.007
0.25	+0.001	0.008	-0.000	0.002	-0.002	-0.011
0.50	+0.005	0.010	0.002	0.003	-0.003	-0.017
0.75	+0.007	0.007	0.003	0.003	-0.003	0.013
1.00	-0.024	-0.005	-0.015	-0.003	0	0



$$M = \text{Coef.} \times wa^3$$

ARMADURA VERTICAL:

Momento de Rotura: $M = 1.5 \times 1,000 \times 2.50^3 \times \text{Coef.}$

$$M = 23,437.5 \times \text{Coef.}$$

x/a	x	M(y = 0)	M(y=b/4)	M (y= b/2)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.25	0.625	23	0.00	-47
0.50	1.25	117	47	-70
0.75	1.875	164	70	-70
1.00	2.5	-563	-35	0

Comparando con el momento que resiste la losa con Armadura mínima.

$$A_s \text{ min} = 0.002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2 (\emptyset 3/8'' \text{ a } 0.35 \text{ m. en } 2 \text{ capas})$$

$$M = 0.9 \times 4200 \times 2 \times (17 - 0.47) = 1249 \text{ Kg-m} > 563 \text{ kg-mt.}$$

Se usará $A_s \text{ min.}$ distribuidos en 2 capas

$\emptyset 3/8''$ a 0.35 mt. en 2 capas.

ARMADURA HORIZONTAL:

$$M = 23,437.5 \times \text{Coef.} = 23437.5 \times 0.017 = 398 \text{ Kg-m} < 563 \text{ Kg-mt.}$$

USAR : $A_s \text{ min.}$ ($\emptyset 3/8''$ a 0.35m en 2 Capas)

Armadura en el lado Mayor:

El momento máximo Negativo se encuentra suponiendo la losa empotrada en su base y articulada en el extremo superior con carga triangular W_a

$$M^- = W_a^3 / 5 = 23437.5 / 15 = 1562.5 \text{ Kg-mt.}$$

$$A_s = 2.47 \text{ cm}^2. \quad S = \frac{0.71}{2.47} \times 100 = 28.7 \text{ cm.}$$

USAR: $\emptyset 3/8$ a 25 cms. en la Capa Interior

y $\emptyset 3/8$ a 35 cms. en la Capa Exterior.

CORTANTE:

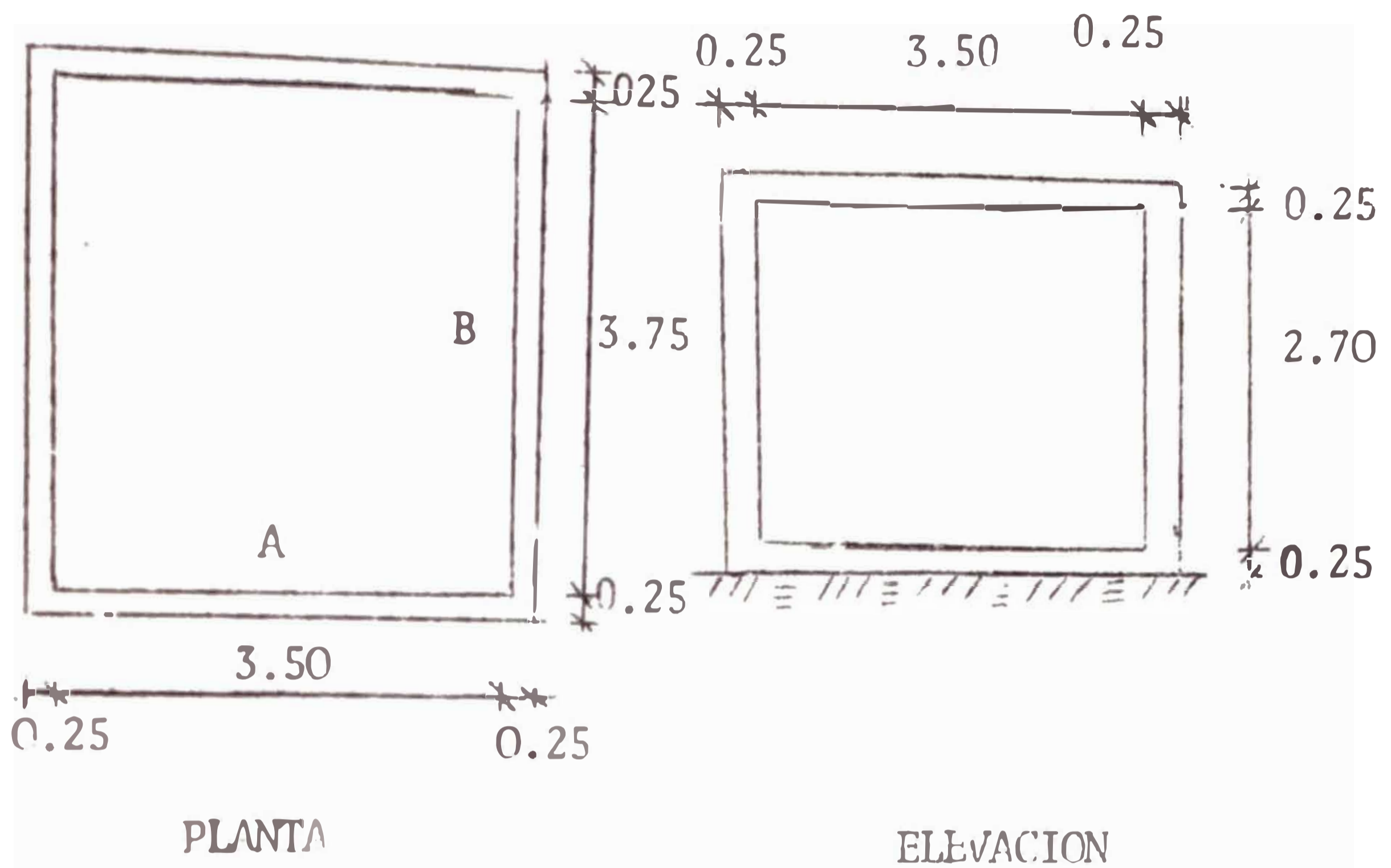
Con la suposición anterior el Corte Actuante es :

$$V = 2 W_a^3$$

$$V = 2 \times 23,437.5 \times 1.00 / 5 = 9,375 < V_{uadm} = 10,470 \text{ Kg.}$$

DISEÑO TANQUE CISTERNA

1.- Características Geometricas



2.- Diseño de la Tapa

A. Dimensionamiento como losa Armada en 2 sentidos.

Espesor mínimo: 12cm., Asumimos $t = 25$ cms.

B. Metrado de Cargas

Peso Propio $0.20 \times 2400 = 480$ Kg/m².

Sobrecarga 500 Kg/m².

Carga ultima de Rotura: $W_u = 1.5 \times 480 + 1.8 \times 500 = 1620$
 $= 1,620$ Kg/m².

C. MOMENTOS FLEXIONANTES

-Usando los Coeficientes del Método 3-ACI-63 para -
apoyos articulados y $m = \frac{3.50}{3.75} = 0.93$

$$C_A^+ = 0.0384 \quad C_B^+ = 0.0348 \quad \text{y} \quad M^+ = \text{Coef.} \cdot W \cdot a^2$$

$$M_A^+ = 0.0384 \times 1620 \times 3.50^2 = 762 \text{ Kg-m/ml.}$$

$$M_B^+ = 0.0348 \times 1620 \times 3.75^2 = 793 \text{ Kg-m/ml.}$$

-MOMENTOS NEGATIVOS:

$$M_A^- = M^+ / 3 = 254 \text{ Kg-m/ml.}$$

$$M_B^- = M_B^+ / 3 = 264 \text{ Kg-m/ml.}$$

D. MOMENTO MINIMO

$$A_s \text{ min} = 0.002bd. = 0.002 \times 100 \times 22.5 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$M_u \text{ min} = 0.9 \times 4.5 \times 4200 (0.225 - 0.005) =$$

$$= 3742 \text{ Kg-m} > M_B^+$$

∴ Se usara refuerzo mínimo: ϕ 3/8 a 0.157cm.

en 2 sentidos

o ϕ 1/2 a 0.25cm.

E. VERIFICACION POR CO TE : $W_a = 0.57$ $W_B = 0.43$

$$V_A = 0.57 \times 1080 \times 3.50 / 2 = 1077 \text{ Kg.}$$

$$v_u = 1077 / (100 \times 22.5) = 0.48 \text{ Kg/cm}^2 < v_c =$$

$$= 6.16 \text{ Kg/cm}^2$$

3.-DISEÑO DE LA LOSA DE FONDO

Se diseñara como una losa armada en 2 sentidos empotrada en sus cuatro bordes.

D. Metrado de Cargas

$$\text{Peso Propio} \quad 0.25 \times 2400 = 600 \text{ Kg/m}^2.$$

$$\text{Acabado} \quad = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso del Agua} \quad 2.70 \times 1000 = \underline{2700 \text{ Kg/m}^2.}$$

$$3400 \text{ Kg/m}^2.$$

$$\text{Carga ultima de rotura} \quad W_u = 1.5 \times 3400 = 5100 \text{ Kg/m}^2$$

Coefficientes de Momentos:

$$m = A/B = 0.93$$

$$C_A^- = 0.052 \quad C_A^+ = 0.0208$$

$$C_B^- = 0.0394 \quad C_B^+ = 0.0152$$

Cálculo de Momentos de Flexion

$$M_A^- = 0.052 \times 5100 \times 3.50^2 = 3248.7 \text{ Kg-m/ml.}$$

$$M_B^- = 0.0394 \times 5100 \times 3.75^2 = 2825.7 \text{ Kg-m/ml}$$

$$M_A^- = 0.0208 \times 5100 \times 3.50^2 = 1299.5 \text{ Kg-m/ml}$$

$$M_B^- = 0.0152 \times 5100 \times 3.75^2 = 1090.1 \text{ Kg-m/ml.}$$

D. MINI. 10

$$A_s \text{ min. } 0.002bd = 0.002 \times 100 \times 22.5 = 3742 \text{ Kg-m/ml.}$$

Se observa que el momento mínimo es mayor siempre que los momentos actuantes

Se usara refuerzo Mínimo en 2 Sentidos

Ø 3/8 a 0.157cms. o Ø 1/2 a 0.25 cms.

E. VERIFICACION POR CORTE

$$W_a = 0.57 \quad W_B = 0.48$$

$$V_A = 0.57 \times 3400 \times 350/2 = 3,391.5$$

$$\sqrt{u} = 3,391.5 / (100 \times 22.5) = 1.51 \text{ Kg/cm}^2 < \sqrt{c} = 6.16 \text{ Kg/cm}^2.$$

4. DISEÑO DE LAS PAREDES.

Para diseñar las paredes de la Cisterna consideraremos 2 casos:

PRIMER CASO.- Cuando la Cisterna esta vacía.

En este caso las paredes estan sometidas a pr siones de tierra que producen los mayores momentos en las Aristas y entonces pueden considerarse como paredes empotradas en sus extremos continuos.

SEGUNDO CASO.- Cuando la Cisterna esta lleno.

En este caso los Momentos en los extremos superior e inferior, son pequeños pudiendo ser considerados como apoyo simple.

Presiones sobre las Paredes:

Empuje de Agua: $2.40 \times 1,000 = 2000 \text{ Kg/m}^2$.

Empuje de Tierras

h' = Altura equivalente a la Sobre Carga. En el

Sotano se considero una s/c de 250 Kg/m^2 .

luego: $h' = 250 / \gamma' = 250/1800 = 0.14 \text{ mt}$.

Siendo el Peso Especifico del Suelo $\gamma' = 1.8 \text{ Tn/m}^3$

Angulo de fricción interna $\phi = 35^\circ$

Coefficiente de Presión Activa K_a

$$K_a = \text{tg}^2(45 - \phi / 2) = \text{tg}^2(27.5) = 0.27$$

Multiplicando por el factor de Seguridad (*) 1.3

$$K_a = 1.3 \times 0.27 = 0.35$$

Carga uniformemente distribuida por Sobrecarga $W_u L$

$$W_u L = 1.8 \gamma'_s h' K_a = 1.8 \times 1800 \times 0.14 \times 0.35 = 159 \text{ Kg/m}^2$$

Y la presión triangular en el punto más bajo es:

$$W_u D = 1.5 \gamma'_s h K_a = 1.5 \times 1800 \times 2.95 \times 0.35 = 2788 \text{ Kg/m}^2$$

* Es el factor que recomienda Ferguson para el diseño por el método a la rotura de muros elásticos de Concreto Armado.

Cargas a considerar:

- Cisterna vacía:

$$W_u L = 159 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_u D = 2788 \text{ Kg/m}^2 \text{ (con distrib. Triangular)}$$

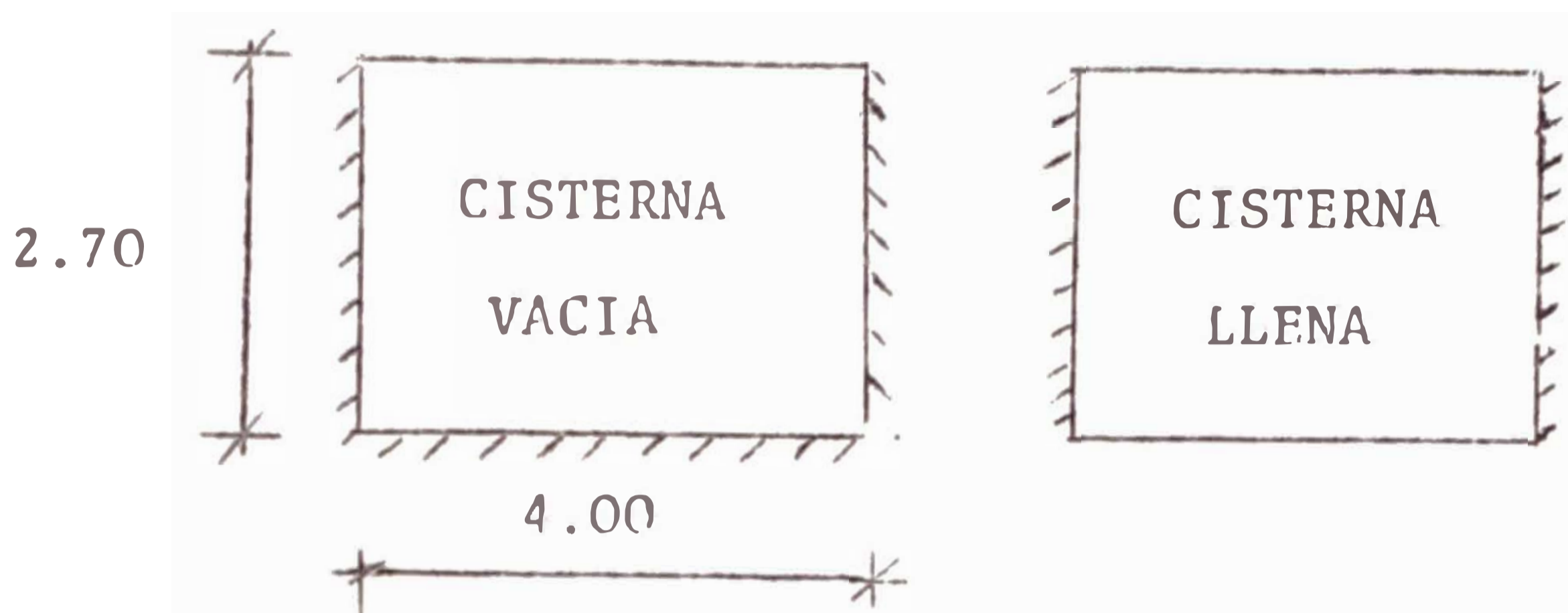
- Cisterna llena:

$$W_u L = 159 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_u D = 2788 - 2400 = 388 \text{ Kg/m}^2, \text{ el cual tiene una distribución triangular}$$

Momento de Flexión y Armadura para el lado corto:

Se hallaran los momentos por medio de las tablas de la Asociación del Cemento Portland y la tabla 1 y 2 del Método 3 del ACI



Condición para armar en 2 Sentidos: $B/A < 3$

Relación: $B/A = 4.00/2.70 = 1.48$

Relación : $m = A/B = 2.70/4.00 = 0.68$

Coeficiente para los momentos en el Caso de Cisterna vacía.

	(1)		(2)		(3)	
	A	B	A	B	A	B
C (-)	0.074	0.029	0.06	0.044	3378	2488
C (+)	0.044	0.011	0.016	0.021	929	1180

(1) Carga Uniformemente Distribuida (Tabla de la ACI)

(2) Carga con Distribución Triangular (Tabla de la Asociación de Cemento Portland).

(3) Momento en Kg-m/ml. debido a (1) y (2).

Coeficientes para los Momentos en el caso de Cisterna llena.

	1		2		3	
	A	B	A	B	A	B
C (-)	0.074	0.029	0.060	0.044	274	516
C (+)	0.044	0.011	0.016	0.021	101	229

Máximo momento que resiste la losa con Acero mínimo:

$$A_s \text{ mínimo} = 0.002 bh = 0.002 \times 100 \times 25 = 5 \text{ cm}^2 \text{ (2.5 cm}^2 \text{ en 2 capas.)}$$

$$a = Asfy / 0.85f'cb = 2.5 \times 4200 / 0.85 \times 210 \times 100 = 0.58 \text{ cm.}$$

$$M = 0.9 Asfy (d - a/2) = 0.9 \times 4,200 \times 2.5 (22 - 0.58/2)$$

$$M_{\text{min}} = 2051 \text{ Kg-mt.}$$

Calculo del Area de Acero

$$A_s = \frac{M}{\phi fy (d - \frac{a}{2})}$$

Para $M = 337800 \text{ Kg-cm/mt.}$

$$a = 0.98 \text{ cm.}$$

$$A_s = 4.15 \text{ cm}^2 \text{ (Usar } \phi \text{ 3/8 a 0.30 en 2 capas)}$$

Verificación por Corte:

De la tabla VII del P.C.A., : $b/a = 1.48$

$$V_u = 0.477 W_a^2 = 0.477 \times 2788 \times 2.70^2 = 9,695 \text{ Kg.}$$

$$V_u = \frac{9695}{100 \times 22} = 4.40 \text{ Kg/m}^2 < V_c = 6.16 \text{ Kg/cm}^2.$$

DISEÑO DE LA CAJA ASCENSORES

8.20. DISEÑO DE LA CAJA ASCENSORES

8.21 METRADO DE CARGAS.

A. ELEMENTOS SOBRE NIVEL AZOTEA

- Cargas Muertas

Tanque de Agua...Tapa	0.20x5.20x2.20x2.4	= 5.49TN.
Paredes	2(1.80+5.20)x0.20x2.1x2.4	=14.11TN.
Piso	0.20x5.20x2.20x2.4	= 5.50TN.
Peso del Agua	1.80x4.80x2.10x1	=18.14TN.

Caseta de Máquinas :

Piso		= 5.50TN.
Paredes	2(1.80+5.20)x0.20x2.5x2.4	=16.8 TN.
Menos	2(1.20x2.00x0.20x2.4)	=-2.3

- Cargas Vivas		CM =63.24TN.
Caseta de Máquinas	0.500 x 4.8 x 1.80	= 4.32TN.

B. NIVELES 9 CV = 4.32TN.

-Cargas Muertas

Aligerado	0.45x1.475x5.225	= 3.47TN.
Paredes Laterales		
Ascensores	2(1.8+5.20)x0.225x2.8x2.4	=21.17TN.
Menos	2x1.20x2.20x0.225x2.4	=-2.85TN.
Vigas	0.5x0.9x0.25x0.25x2.4	= 0.07TN.
	0.5x0.9x0.25x0.45x2.4	= 0.12TN.
Escalera	2.375x0.43x2.4x0.90	= 2.21TN.

CM =24.19TN.

-Carga Viva	0.15 x 1.475x 5.225	= 1.15TN.
Escalera	0.50x 2.375 x 0.90	= 1.07TN.

CV = 2.22TN.

C. NIVELES 8, 7, 6, 5, 4, 3, 2

-Cargas Muertas

Aligerado	0.55x1.475x5.225	= 4.24
Paredes Laterales Ascensores		=18.32
Vigas		= 0.19
Escalera		= 2.21

CM =24.96TN.

-Carga Viva		
Aligerado	0.25 x 1.475 x 5.225	= 1.92
Escalera		= 1.07

CV = 2.99TN.

NI-	CM (ACUMULADO)	CV (ACU. JO)	1.5 CM	1.8CV	P serv. (T)	P _U (T)
9	87.43	6.54	131.14	11.77	93.97	142.91
8	112.39	9.53	168.59	17.15	121.92	185.74
7	137.35	12.52	206.02	22.54	149.87	228.56
6	162.31	15.51	243.46	27.92	177.82	271.38
5	187.27	18.50	280.91	33.30	199.77	314.21
4	212.23	21.49	318.34	38.68	233.72	357.02
3	237.19	24.48	355.78	44.06	261.67	399.84
3	262.15	27.47	393.22	49.45	283.62	442.67

8.22 .- CARGA AXIAL Y MOMENTOS ULTIMOS ACTUANTES (EJE X-X)

$$M'_u = 1.25 M'$$

NIVEL	V	h (mt.)	Vh	M'	M' _u
9	4.29	2.80	12.01	12.01	15.01
8	68.97	2.80	193.11	205.12	256.40
7	132.56	2.80	371.17	576.29	720.36
6	163.11	2.80	456.71	1033.00	1291.25
5	214.49	2.80	600.57	1633.57	2041.37
4	241.91	2.80	677.35	2110.92	2888.65
3	254.45	2.80	712.46	3023.88	3779.22
2	255.78	2.80	716.18	3739.56	4674.45

8.23. DISEÑO POR COMPRESION

Según el Reglamento ACI 318-71

a) Los muros de Carga de Concreto Reforzado, sometidos a cargas donde la resultante cae dentro del Tercio medio de su Sección pueden diseñarse

empíricamente según las disposiciones de esta sección cuando cumplan con la siguiente especificación.

$$P_u = 0.55 \phi f'c A_g \left[1 - \left(\frac{l_c}{40h} \right)^2 \right]$$

donde: $\phi = 0.70$

A_g = Área total de la Sección, cm².

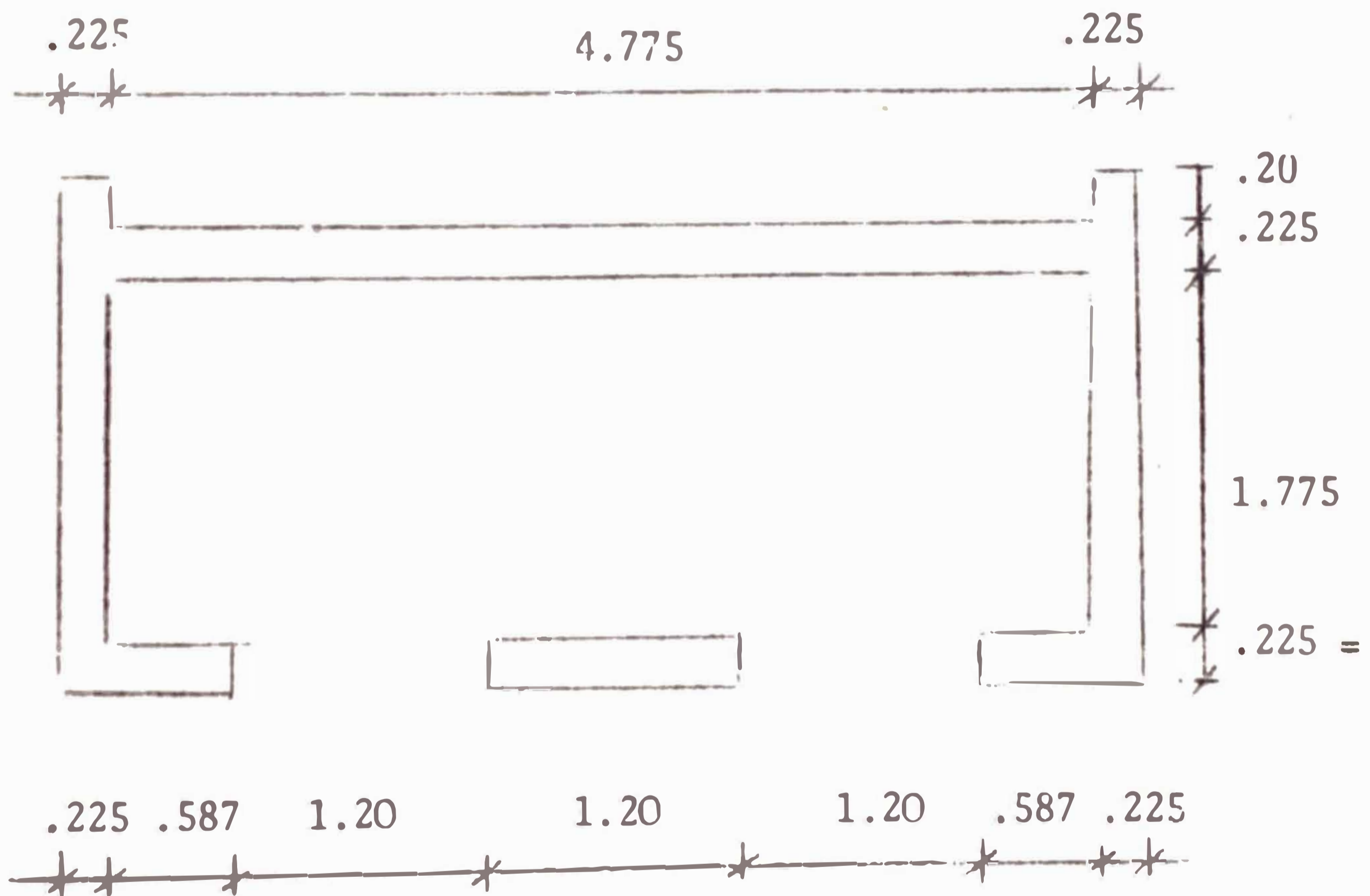
h = Espesor del muro cm.

l_c = Distancia Vertical entre apoyos

P_u = Carga Axial de Compresión

D = Ancho de la placa.

Cálculo de A_g de la Caja de Ascensor



$$A_g = 2(477.5 \times 22.5) - 2(120 \times 22.5) + 2(242.5 \times 22.5) = 27000 \text{ cm}^2$$

1. Capacidad de Carga

$$P_u = 0.55 \times 0.7 \times .21 \times 27000 \left[1 - \left(\frac{280}{40 \times 22.5} \right)^2 \right]$$

$$P_u = 1972 \text{ TN} > P_u \text{ act.} = 442.67 \text{ tTN.}$$

2. Armadura Mínima

A. Refuerzo Horizontal.

El Reglamento ACI 318-71 especifica que el Area de refuerzo horizontal de los muros de Concreto reforzado no debe ser menor que 0.0025.

$$A_{S_H} = 0.0025 \times 100 \times 22.5 = 5.625 \text{ cm}^2 \text{ (}\emptyset 3/8 \text{ a } 25 \text{ cm.en } 2 \text{ Capas).}$$

B. Refuerzo Vertical

$$A_{S_V} = 0.0025 \times 100 \times 22.5 = 5.625 \text{ cm}^2 \text{ (}\emptyset 3/8 \text{ a } 25 \text{ cm.en } 2 \text{ capas.)}$$

8.24 - COMPROBACION DE LA SECCION POR CORTE

a). Dirección x - x (Principal)

-Cortante en el plano de la Placa
 V_u

$$\tau_u = \frac{V_u}{\emptyset h d} \text{ donde } d = 0.8 l_w$$

V_u = Fuerza cortante total de Diseño aplicado en la Sección.

h = Espesor de la placa

l_w = Longitud horizontal del Muro

$$V_u = 1.25 \times 255.78 = 319.73 \text{ TN.}$$

$$\tau_u = \frac{319,730}{0.85 \times 22.5 \times 0.8 \times 764.9} = 27.3 \text{ Kg/cm}^2.$$

-Corte que toma el Concreto

$$\tau_c = 0.9 \sqrt{f'c} + \frac{N_u}{4 l_w h} \quad (1)$$

$$\tau_c = 0.16 \sqrt{f'c} + \frac{l_w \left(0.33 \sqrt{f'c} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \quad (2)$$

para $N_u = 442,670$ $M_u = 467445000$ $V_u = 319730 \text{ Kg.}$

Reemplazando en (1)

$$\nu_c = 19.47 \text{ Kg/cm}^2.$$

Reemplazando en (2) $\nu_c = 9.35 \text{ Kg/cm}^2.$

Tambien se puede considerar $\nu_c = 0.5 \sqrt{f'c} = 6.16 \text{ Kg/cm}^2$

$$(\nu - \nu_c) = (27.3 - 6.16) = 21.14 \text{ Kg/cm}^2.$$

Correspondiéndole un Area de Refuerzo por metro

$$\frac{A_{SH}}{S} = \frac{(\nu_u - \nu_c)bw}{f_y} = \frac{21.14 \times 764.9}{4200} = 3.85 \text{ cm}^2/\text{mt}.$$

Se observa que el refuerzo mínimo calculado anteriormente es mayor que el requerido por Corte.

∴ Se usara \emptyset 3/8 a 25 cms. en 2 capas para todos los entrepisos.

b). Dirección y-y (Arriostre)

En esta Dirección se considerara que cada muro toma el 50% del Cortante total.

$$\nu_u = \frac{0.5 \times 199,360}{0.85 \times 22.5 \times 0.8 \times 232.5} = 28.02 \text{ Kg/cm}^2 > 6.16$$

$$\frac{A_{SH}}{S} = \frac{21.86 \times 232.5}{4200} = 1.21 \text{ cm}^2/\text{mt}. < A_s \text{ mín.}$$

Se usara \emptyset 3/8 a 25 cms. en 2 Capas en todos los niveles.

8.25 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

El diseño se hara a base de Curvas de interacción entre Cargas y momentos ultimos.

Se ha Analizado la dirección x-x, por resultar crítica para el diseño, ya que el Momento producido por el Sismo es apreciable en esta dirección.

A. Punto de Falla Balanceada

-Deformaciones Máximas:

Concreto:

$$\epsilon_u = 0.003$$

$$\text{Acero: } \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4.2}{2000} = 0.0021$$

-En la figura 8-1 (b) se tiene:

$$C_b = 5.20 \times \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} = 5.20 \times \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} = 3.05$$

$$a = 0.85 c_b = 0.85 \times 3.05 = 2.59$$

-Area Comprimida de la Sección

$$A_{cb} = 0.225 (2.425 + (2.59 - 0.225)) + (2.59 - 1.20 - 0.225)$$

$$A_{cb} = 1.34 \text{ m}^2.$$

Su Centro de Gravedad g_b , respecto a la fibra extrema, comprimida es

$$g_b = (2.425 \times 0.225 \times 0.225 \div 2 + 2.39 \times 0.225 \times (2.39 \div 2 + 0.225)) \div 1.34 + (0.578 \times 0.225 \times (0.578 \div 2 + 2.003) + 0.578 \times 0.225 (0.578 \div 2 + 0.225)) \div 1.34 =$$

$$g_b = 0.89 \text{ mts.}$$

Distancia del Centro plástico a la Resultante de fuer-

$$\text{zas: } C_c = 2.612 - 0.89 = 1.722$$

Fuerza de Compresión C_c

$$C_c = 0.85 f'_c a b = 0.85 \times 0.21 \times 13100 = 2392 \text{ TN}$$

Para $\emptyset = 3/8$ $A_s = 0.71 \text{ cm}^2.$

$P'_u = 38 \times 0.71 + 2392 = 2419 \text{ TN}$

$M'_u = 606.24 \times 0.71 + 2392 \times 1.722 = 4549.5 \text{ TN-mts.}$

B.- Punto de Falla por Compresión Pura

Corresponde a $M_u = 0$

$P_o = 0.85 f'c A_g + \sum A_s f_y$

$P_o = 0.83 \times 0.21 \times 27000 + 88 \times 0.71 \times 4.2 = 5082 \text{ TN.}$

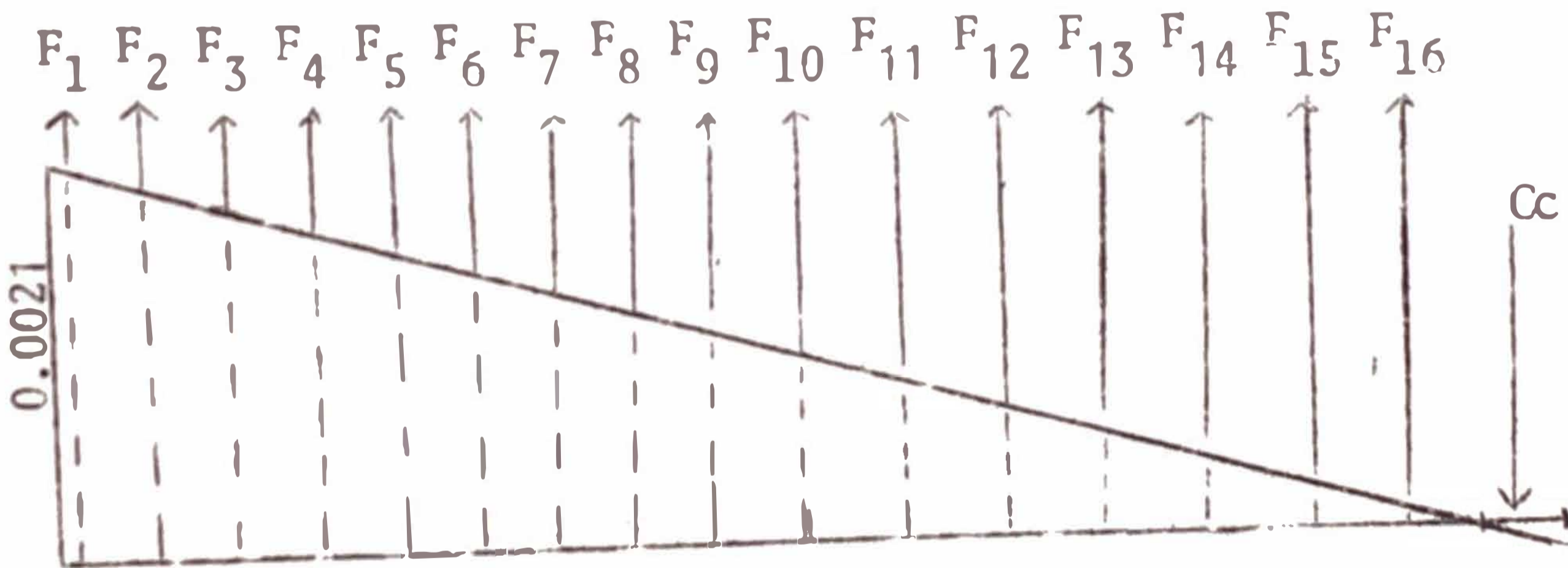
C.- Punto de Falla por Flexión Pura (Como Viga)

$P_u = 0$

Supondremos que el eje neutro se encuentra entre cero y 22.5 cms. de la fibra extrema comprimida.

$0 < c_b < 22.5 \text{ cms.} \quad 0.25 c_b = a \quad a = \frac{c_b}{0.85}$

$0 < a < 0.19 \text{ mts.}$



Fuerza en las varillas: $F_{si} = \sum_{si} E_s A_{si}$, $E = 2 \times 10^3 \text{ Tn/cm}^2.$

i	s _i	A _{s_i}	F _{s_i}
1	0.0021	11 A _S	46.2
2	0.0020	11 A _S	44.0
3	0.0019	4 A _S	15.2
4	0.0018	4 A _S	14.4
5	0.0016	2 A _S	6.4
6	0.0015	2 A _S	6.0
7	0.0014	2 A _S	5.6
8	0.0012	4 A _S	9.6
9	0.0011	4 A _S	8.8
10	0.0009	4 A _S	7.2
11	0.0007	4 A _S	5.6
12	0.0006	2 A _S	2.4
13	0.0005	2 A _S	2.0
14	0.0003	2 A _S	1.2
15	0.0002	4 A _S	1.6
16	0.0001	4 A _S	0.8
17	-	-	
18	-	-	

$$\sum_F = 177 A_S \quad \text{TN}$$

El Centro de Gravedad de las barras traccionadas respecto a la fibra extrema comprimida esta dado por:

$$g_t = \sum F_x / \sum F$$

$$g_t = (46.2 \times 5.20 + 44.0 \times 5.025 + 15.2 \times 4.732 + 14.4 \times 4.439 + 6.4 \times 4.127 + 6.0 \times 3.815 + 5.6 \times 3.503 + 9.6 \times 3.189 + 8.8 \times 2.806 + 7.2 \times 2.423 + 5.6 \times 2.04 + 2.4 \times 1.728 + 2.0 \times 1.416 + 1.2 \times 1.104 + 1.6 \times 0.79 + 0.8 \times 0.497) / 177 = 4.30 \text{ mts.}$$

El Brazo de la Resultante de las barras traccionadas respecto al Centro plástico:

$$4.30 - 2.612 = 1.688$$

Por Equilibrio de fuerzas $T = C_c = 177 \times 0.71 = 125.67$ TN.

Siendo $C_c = 0.85 \times 210 \times 242.5 = 43,286$ Kg.

$$a = \frac{125,670}{43286} = 2.90 \text{ cms} < 22.5 \text{ cm. (Sección Rectangular)}.$$

Momento Resistente de la Sección respecto al Centro plástico.

$$M_u = T(1.688 + 2.612 \frac{2.90}{2} \times 10^{-2})$$

$$M_u = 125.67 \times 4.285 = 538.5 \text{ TN-mt.}$$

D. Punto Auxiliar de Falla por tracción

Supondremos un valor "C" menor C_b

$$C = 1.83 \text{ mt. (Asumido)}$$

$$a = 0.85 \times 1.83 = 1.55$$

Area comprimida

$$A_c = (2.425 \times 0.225 + (1.55 - 0.225) \times 0.225 + 0.587 \times 0.225)$$

$$A_c = 0.976 \text{ m}^2.$$

Su Centro de Gravedad respecto a la fibra extrema comprimida esta dada por:

$$g = \left| \frac{2.425 \times 0.225 \times 0.225 + 2 + (1.55 - 0.225) \times 0.225}{(0.225 + \frac{1.55 - 0.225}{2}) + 0.587 \times 0.225 (\frac{0.587}{2} + 0.225)} \right| \div 0.976 = 0.40 \text{ mts.}$$

distancia del Centro Plástico a la Resultante de fuerzas.

$$2.612 - 0.40 = 2.212 \text{ mts.}$$

Fuerza que toma el Concreto

$$C_c = 0.85 f'_c A_{\text{comp.}} = 0.85 \times 0.21 \times 0.976 \times 10^4$$

$$C_c = 1742 \text{ TN}$$

CAPITULO IX

C I M E N T A C I O N E S

9.00 Se calculara para la Cimentación del edificio en estudio, "Zapatas aisladas" ubicadas de bajo de las columnas y para la caja de Ascensor y cimentaciones corridas para las placas.

9.10 DISEÑO DE LA ZAPATA "Z 4-B"

1. Datos para el Diseño

a). Calidad de los materiales:

Concreto - $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.

Acero - $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.

b). Resistencia del Terreno: $\bar{q}_t = 4 \text{ Kg/cm}^2$.

c) Carga que transmite la columna y Momentos.

Las Cargas Axiales y momentos más desfavorables se obtienen de la posibilidad II para la combinación: $CM + CV_I + C_E \rightarrow$

Portico Principal $P_{u_p} = 325.26 \text{ TN}$
 $P_{s_p} = 325.26/1.25 = 260.21 \text{ TN.}$

Pórtico Secundario $P_{u_s} = 86.42$
 $P_{s_s} = 86.42/1.25 = 69.13 \text{ TN.}$

Peso Propio Columna $P_{u \text{ col}} = 1.73 \text{ TN.}$

$P_{s \text{ col}} = 1.38 \text{ TN.}$

Total: $P_u = 413.41 \text{ TN.}$ $P_s = 330.72 \text{ TN.}$

$M_u = 29.65$ (Dirección Principal)

$M_u = 19.51$ (Dirección Secundaria)

d) Sección de la Columna $0.60 \times 0.50 \text{ mts.}$

e). Refuerzo longitudinal en la Columna: 16 Ø 1-3/8"

2.- VERIFICACION POR EXCENTRICIDAD

-Excentricidad permisible $e_p = 10 \text{ cm.}$
 -Excentricidad Actante $e_a = \frac{M_u}{P_u} = \frac{29.65}{413.41} = 0.07 \text{ mts.}$

La zapata se considera cargada concéntricamente.

3.- DIMENSIONAMIENTO EN PLANTA

El dimensionamiento se efectúa con cargas de servicio.
 El peso propio de la zapata se asume, generalmente se toma como un porcentaje de la carga de servicio actuante.

p. p. Zapata = 5 % P_s

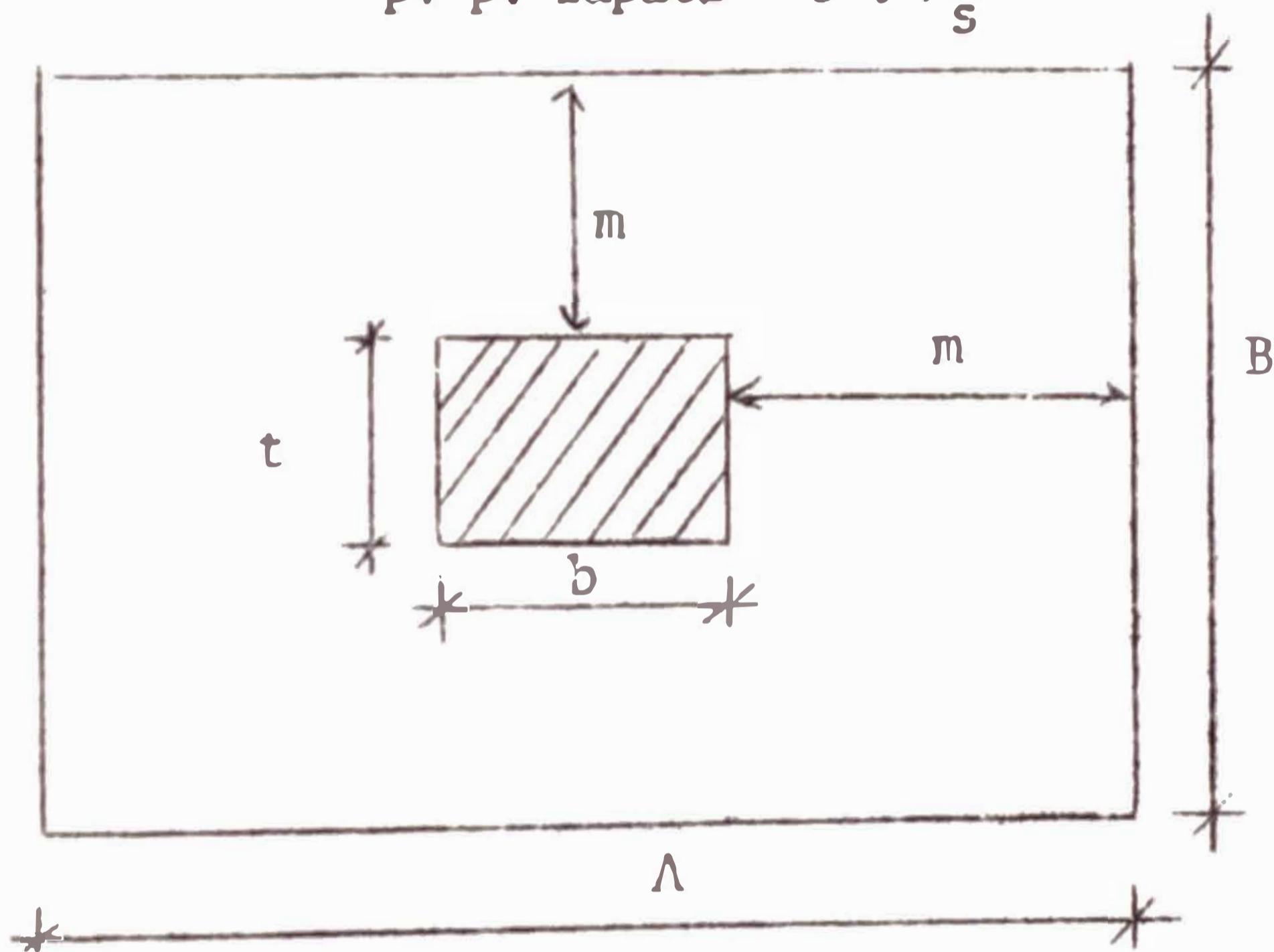


Fig. 9-1 : Zapata en Planta

$$A_z = \frac{P_s + 0.05 P_s}{\phi t} = \frac{1.05 \times 330.72}{40} = 8.68 \text{ m}^2.$$

En la figura (10-1): $A_z = A \times B = (b+2m)(t+2m)$

$$8.68 = (.60+2m)(.50+2m).$$

$$4m^2 + 2.2m - 8.38 = 0$$

Resolviendo : $m = 1.20, A = 3.00 \text{ mt. } B = 2.90$

$$A_z = A \times B = 3.00 \times 2.90 = 8.70 \text{ m}^2$$

4.-CARGA NETA DE ROTURA (W_u)

$$u = \frac{P_u}{A_z} = \frac{413.41 \text{ TN}}{8.70} = 47.52 \text{ TN/m}^2 = 4.75 \text{ Kg/cm}^2.$$

5. DIMENSIONAMIENTO EN ALTURA.

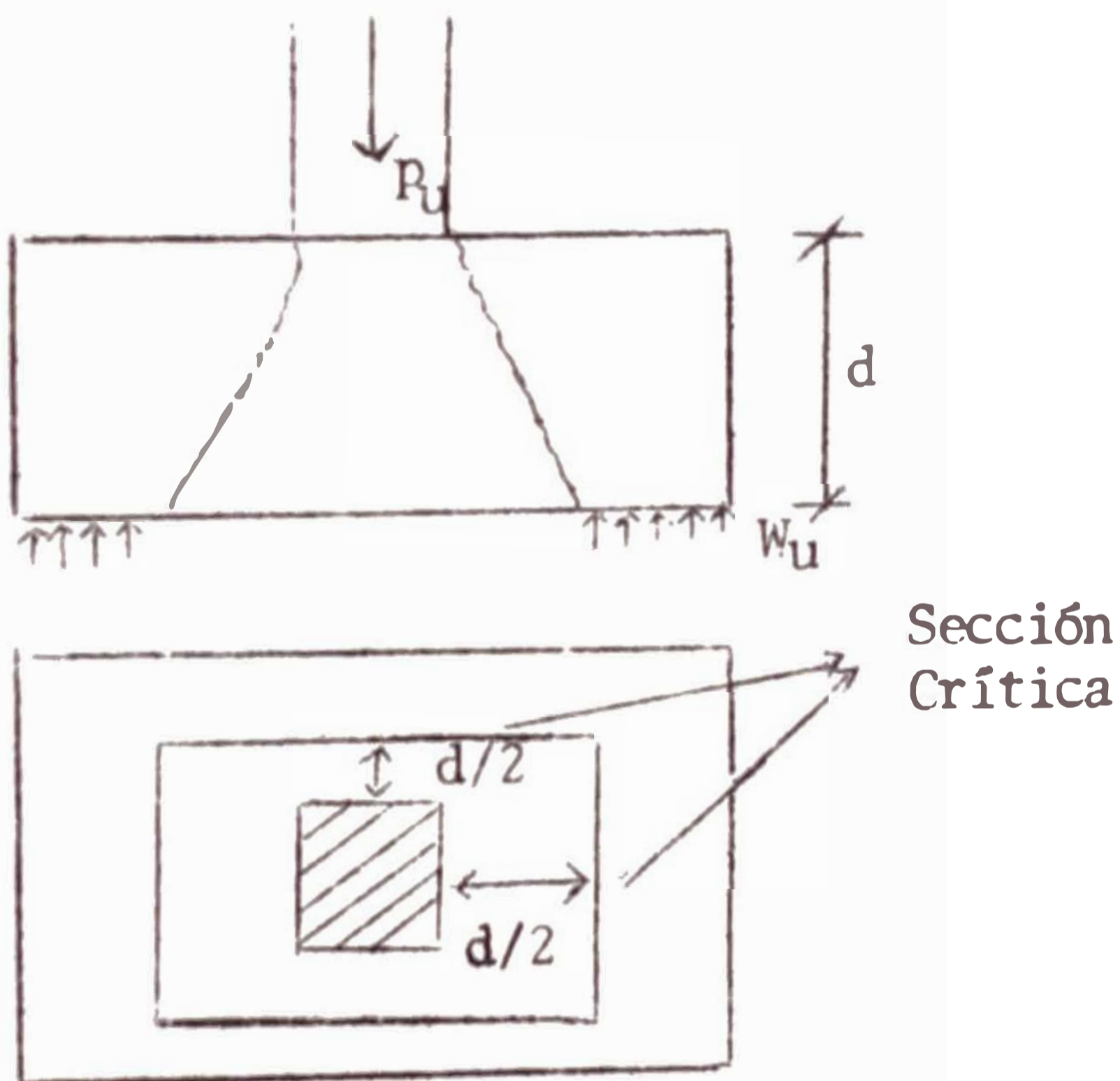
A.-Altura efectiva por punzonamiento

El esfuerzo máximo permisible del Concreto al Corte por punzonamiento, esta dado por la siguiente expresión:

$$v_{cp} = \phi \sqrt{f'c} = 0.85 \sqrt{175} = 11.24 \text{ Kg/cm}^2.$$

-Cortante máximo permisible : $V_{cp} = v_{cp} b_o d$

b_o = Perimetro donde se produce la falla (ver la sección critica en la fig. 9-2).



$$b_o = 2(b+t+2d) = 2(110+2d)$$

$$b_o = (2.20 + 4d).$$

$$V_{cp} = 11.24 (2.20 d + 4d^2)$$

-Cortante Actuante ultimo:

$$V_{up} = 4.75 (86,800 - (60+d)(50+d))$$

-Haciendo $V_{cp} = V_{up}$

$$10.47 d^2 + 115.21 d - 83,800 = 0$$

-R resolviendo $d = 84.1$ cm. Usamos $d = 85$ cm.

-ALTURA DE LA ZAPATA : $h = d + (\text{rec.} + \phi/2)$

$$h = 85 + 10 = 95 \text{ cm.}$$

B. ALTURA POR FLEXION

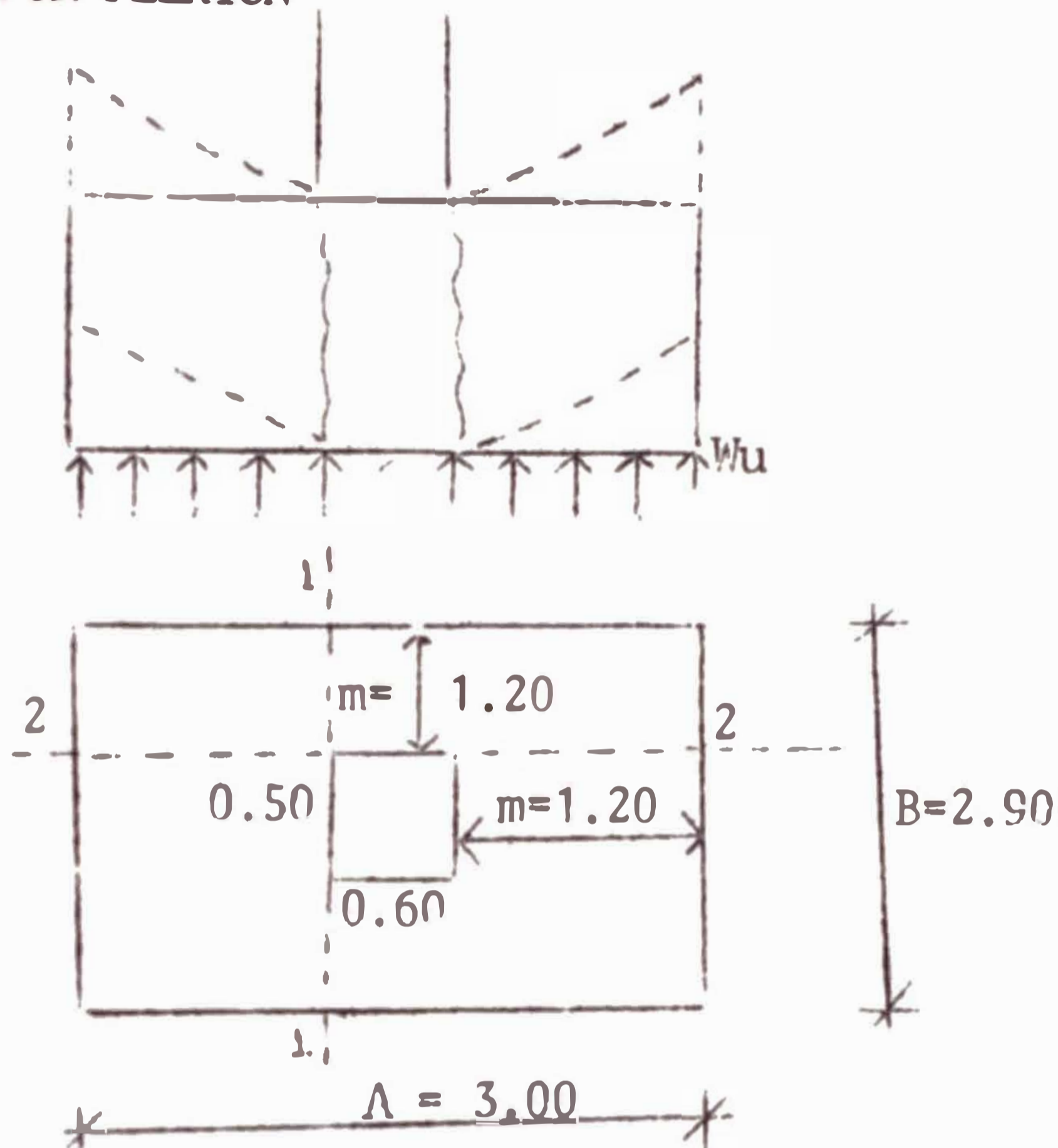


Fig. 9-3

-La zona crítica para la flexión se produce en la cara de la columna en la figura 9-3, están representadas las secciones críticas (1-1, 2-2)

- Momentos Flexionantes:

a). Sección 1-1 : $M_u = \frac{1}{2} W_u B m^2$

$$M_u = \frac{1}{2} 47.5 \times 2.90 \times 1.2^2 = 99.2 \text{ Tn-mt.}$$

b). Sección 2-2: $M_u = \frac{1}{2} 47.5 \times 3.00 \times 1.2^2$

$$= 102.6 \text{ Tn-mt.}$$

Para una cuantía $p = 0.01$ en un diseño económico y las expresiones conocidas:

$$M_u = A_s f_y \phi (d - a/2), \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}, \quad A_s = p b d$$

$$\phi = 0.9$$

Se obtiene $M_u = 325.1 \text{ bd}^2$ donde: M_u esta dado en Tn-mt.
y b, d en metros.

Usando el Mayor momento Actuante: $M_u = 102.6 \text{ Tn-mt.}$

$$d = \sqrt{\frac{102.6}{325 \times 3.00}} = \sqrt{\frac{M_u}{325 b}} = 0.32\text{m} < 0.85\text{m}. (\text{punzo- namiento}).$$

C. -CHEQUEO POR TRACCION DIAGONAL

La Sección crítica esta ubicada a la distancia "d" de la Cara de la Columna

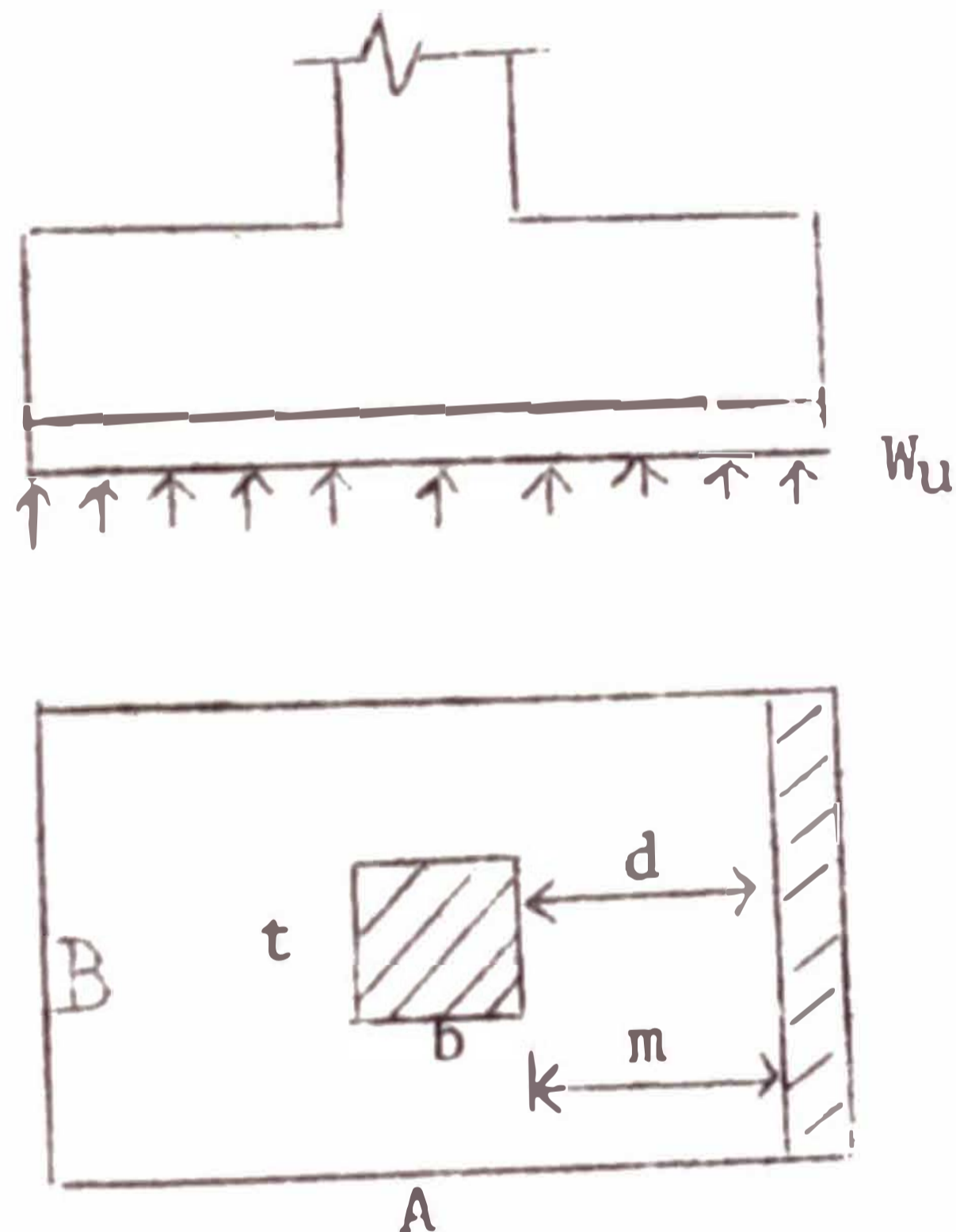


Figura 9-4

-Cortante Unitario Actuante:

$$v_u = \frac{W_u (m-d)}{d} = \frac{4.75 (120 - 85)}{.85}$$

$$v_u = 1.96 \text{ Kg/cm}^2.$$

-Corte unitario que toma el Concreto

$$v_{uc} = 0.5 \phi \sqrt{f'c} = 0.5 \times 0.85 \sqrt{175}$$

$$v_{uc} = 5.62 \text{ Kg/cm}^2 > v_u \text{ Correcto}$$

6. COMPROBACION DEL PESO PROPIO DE LA ZAPATA

$$P.P_z = A \times B \times h \times 2.4 = 3.00 \times 2.90 \times 0.95 \times 2.4 = 19.84 \text{ TN}$$

Peso propio usado: $0.05 P_s = 0.05 \times 330.72 = 16.54 \text{ TN}$. que es mayor que $P.P_z$ correcto.

7. CALCULO DEL REFUERZO POR FLEXION

A. Refuerzo perpendicular a la dirección corta
(Sección: 1-1)

-Asumiendo $a = 3.06$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} = \frac{9,920}{0.9 \times 4.2 (85 - \frac{3.06}{2})} = 31.44$$

Comprobación:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{31.44 \times 4,200}{0.85 \times 175 \times 2.90} = 3.06$$

-Separación: $S = \frac{as}{A_s} \times (B - 10)$, Usando $\phi 3/4''$

$$S = \frac{+2.84}{31.44} \times 280 = 25 \text{ cms.}$$

USE $\phi 3/4''$ a 25 cms.

B. Refuerzo Perpendicular a la dirección larga
(Sección: 2-2)

-Asumiendo $a = 3.06$

$$A_s = \frac{10,260}{0.9 \times 4.2 (85 - 3.06/2)} = 32.51 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{32.51 \times 4200}{0.85 \times 175 \times 300} = 3.06$$

-Refuerzo que se concentra en la banda central
de Ancho "B" (lado Corto de la Zapata):

$$A_{sc} = A_s \cdot \left[\frac{2}{A/B + 1} \right] = A_{sc} = 3251 \cdot \left[\frac{2}{3.00/2.90 + 1} \right] =$$

$$A_{sc} = 31.96 \text{ cm}^2$$

La diferencia entre A_s y A_{sc} es despreciable luego el acero de refuerzo se repartira uniformemente.

$$\text{para } \emptyset 3/4": s = \frac{a_s}{A_s} (A-10) = \frac{2.84}{32.51} (2.90) = 25.3 \text{ cms.}$$

Usar $\emptyset 5/8"$ a 25 cms.

8.-TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS EN LA BASE DE LA COLUMNA (APLASTAMIENTO)

-La Columna debe transmitir los esfuerzos a la zapata.

-Esfuerzo de Contacto Actuante:

$$f_{ua} = \frac{P_u}{A_c} = \frac{413.410}{60 \times 50}$$
$$f_{ua} = 137.8 \text{ Kg/cm}^2$$

-Esfuerzo Permisible de aplastamiento:

a) $f_{uc} = 0.85 \emptyset f'c = 0.85 \times 0.70 \times 210 = 124.9 \text{ g/cm}^2$

b) $f_{uc} = 0.85 \emptyset f'c \sqrt{\frac{A_2}{A_c}}, \sqrt{\frac{A_2}{A_c}} =$

$$\sqrt{\frac{87000}{3000}} = 5.38 > ?$$

$$\therefore f_{uc} = 0.85 \times 0.70 \times 175 \times 2 = 208.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Se acepta una tolerancia del 10% y se verifica que el esfuerzo actuante no va a ser mayor que el permitido

9.- LONGITUD DE ANCLAJE DE LAS VARILLAS DE LA COLUMNA EN SU PENETRACION A LA ZAPATA.

En Compresión $l_u = 3.4 \times \sqrt{f'c} \leq 56 \text{ Kg/cm}^2$

$$l_u = 3.4 \times \sqrt{175} = 44.98 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_d = \frac{A_s f_y}{\phi \sum \phi \mu_u} = \frac{10.05 \times 4200}{0.85 \times 11.2 \times 44.98} = 96 \text{ cm.}$$

10. VERIFICACION POR ADHERENCIA

-Esfuerzo permisible por adherencia

$$\begin{aligned} \text{para } 1 \text{ } \phi \text{ } 3/4 \text{ } \mu_u &= \frac{0.8 \times 6.4 \times \sqrt{f'c}}{D} \\ &= \frac{0.8 \times 6.4 \times \sqrt{175}}{1587} \end{aligned}$$

$$\mu_u = 42.68 \text{ Kg/cm}^2.$$

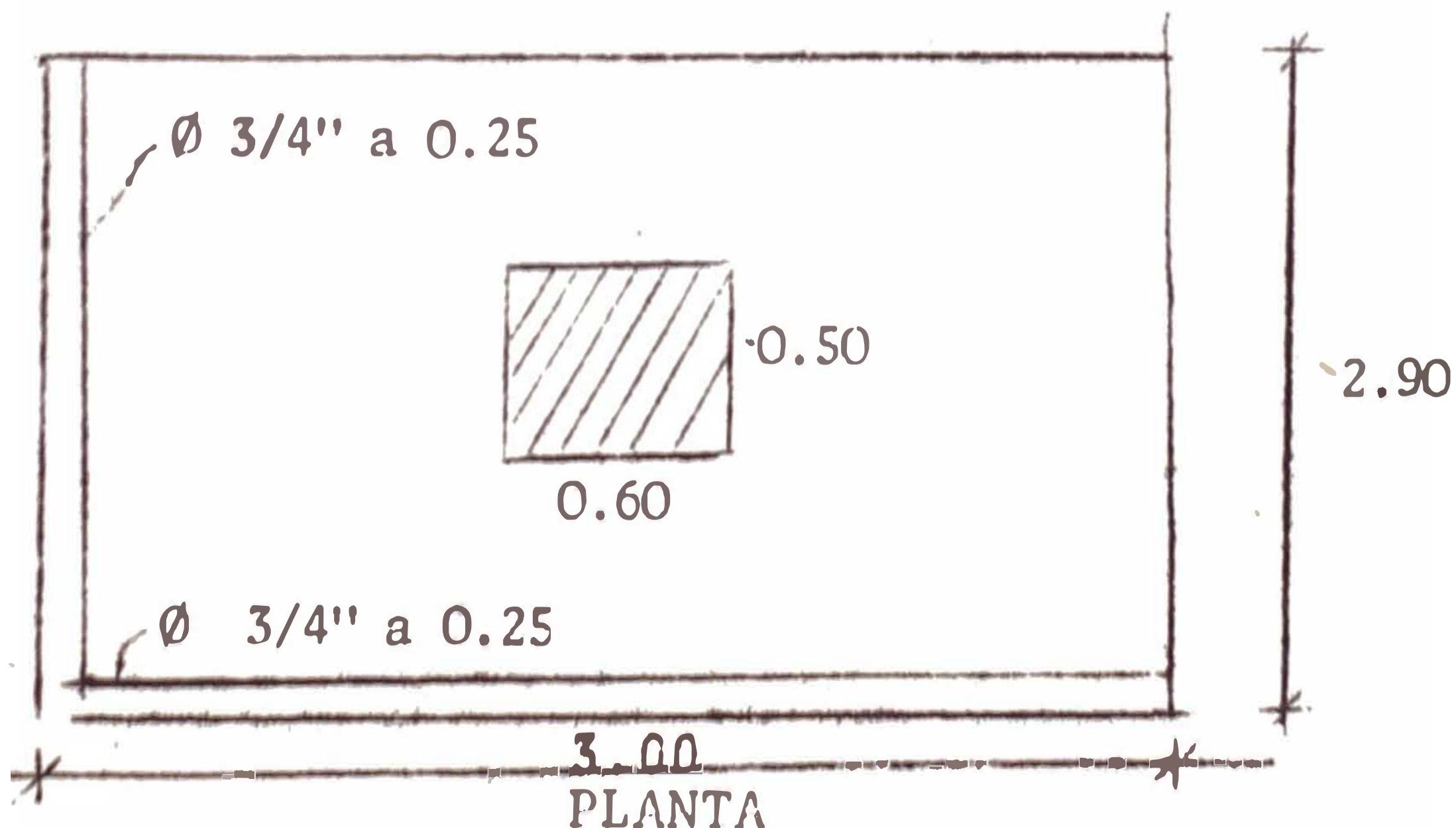
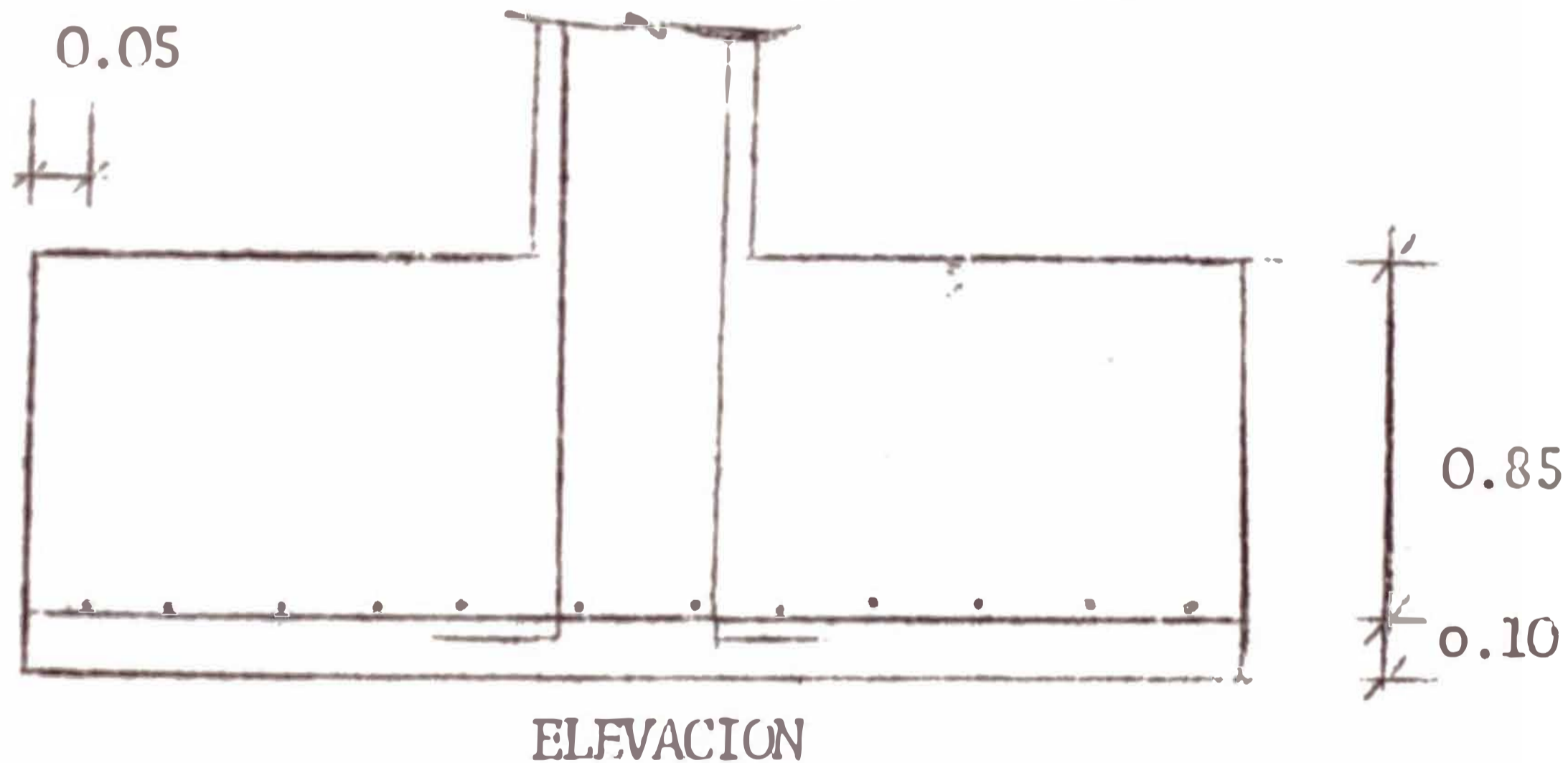
-Longitud Disponible: $L_d = m\text{-rec lat.} = 120 - 5 \text{ cm.}$
 $= 115 \text{ cm.}$

-Esfuerzo Actuante: $\mu_{ua} = \frac{A_s f_y}{\phi \sum \phi L_d} =$

$$= \frac{284 \times 4200}{0.85 \times 6 \times 115} = 20.34 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu_{ua} = 20.340 \text{ Kg/cm}^2 \leq 42.68 \text{ Kg/cm}^2$$

11. -DISTRIBUCION DE LA ARMADURA



9.20 CIMENTACION DE CAJA DE ASCENSORES

1.- DATOS DEL DISEÑO

$$P_s = 289.6 \text{ TN}$$

$$P_u = 442.7 \text{ TN}$$

$$M = \text{Momento crítico de Servicio} = 2,448 \text{ Tn-mt.}$$

$$f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_y = 4,200 \text{ Kg/cm}$$

$$\sigma = 4.0 \text{ Kg/cm}^2.$$

2.- CONSIDERACIONES DE DISEÑO:

Estando formado la Caja de Ascensores por placas tal como se muestra en la figura N°1, el diseño correspondería al de una Cimentación co
rrida no excéntrica. Sin embargo por la cercanía de las placas la Cimentación quedaría, uno junto al otro, no siendo en estas condiciones un diseño práctico. Además por razones de esta
bilidad y Simetría es preferible diseñar la ci
mentación como una zapata centrada de manera que la distribución de presiones sea uniforme en toda la sección.

Esta simplificación al no conocerse el comportamiento real de la Estructura, podría ser verificada considerando la Cimentación como una losa continua y finalmente como una zapata com
binada.

3.- DIMENSIONAMIENTO COMO ZAPATA AISLADA:

Para hallar las dimensiones de la zapata se con
siderará que el Momento produce un aumento del 25% de la presión sobre el terreno, debido sola

a Cargas Verticales. Peso aproximado de zapata el 5% de la Carga de SERVICIOS.

$$A_z = \frac{P_s \times 1.25 \times 1.05}{\sigma_t} = \frac{289.6 \times 1.25 \times 1.05}{40} = 9.50 \text{ m}^2$$

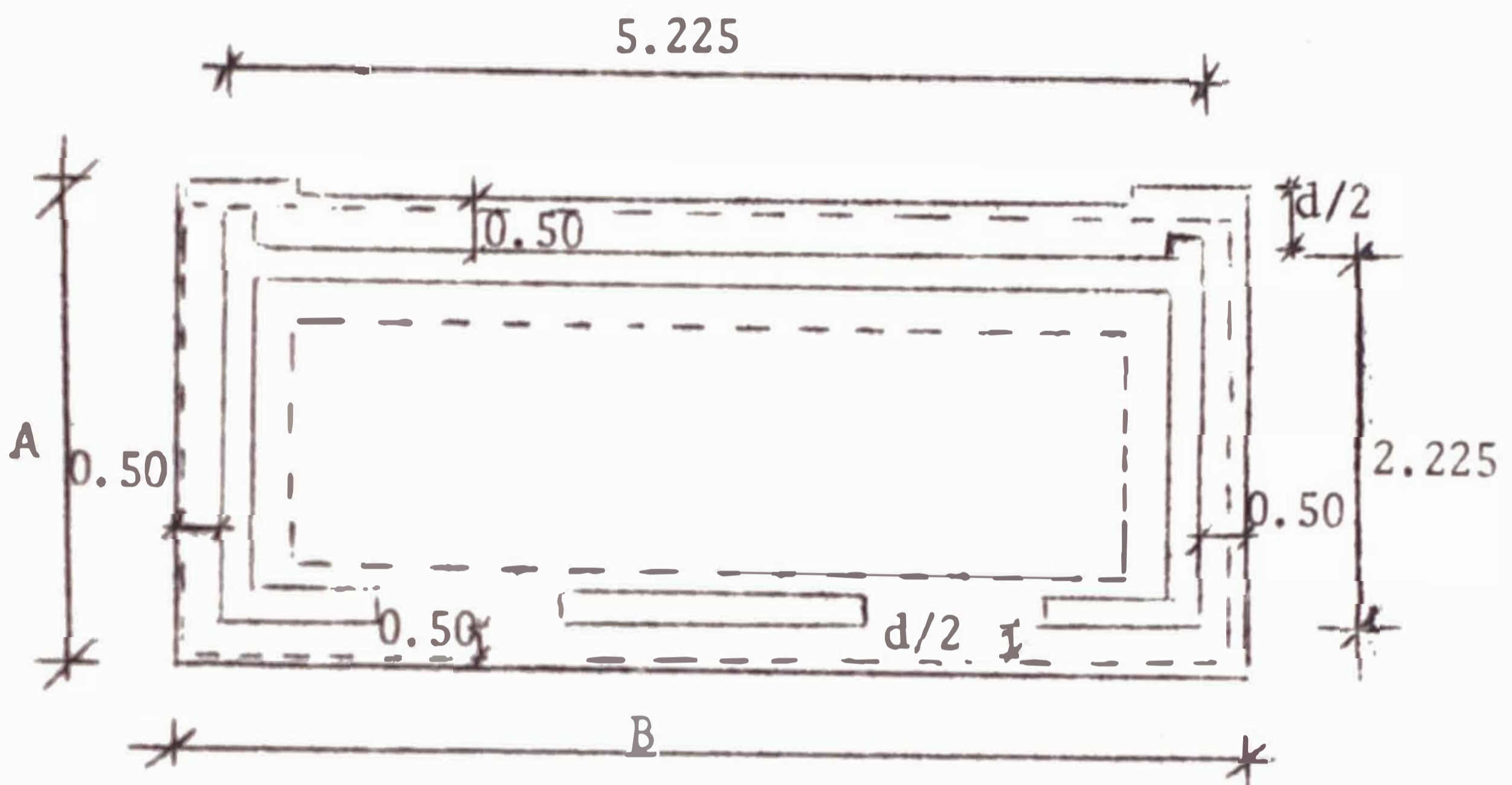


Figura 1

El Area de la Caja de Ascensor es de:

$$5.225 \times 2.225 = 11.62 \text{ m}^2$$

que es mayor que el Area requerida por la zapata:

Por lo tanto tomaremos como dimensiones de la zapata.

$$\begin{aligned} A &= 3.225 \\ B &= 6.225 \end{aligned} \Rightarrow A_z = 20.08 \text{ M}^2$$

4.- REACCION NETA DEL TERRENO

$$\sigma_n = P_u / A_z = 442.7 \times 10^3 / 20.08 \times 10^4 = 2.21 \text{ Kg/cm}^2$$

5.- PERALTE POR PUNZONAMIENTO

Considerando como Cimentación corrida Y d=40 cms. tenemos el Esfuerzo permisible del Concreto por punzonamiento.

$$V_{uc} = 1.06 \phi f'c = 1.06 \times 0.85 \times \sqrt{175} = 11.9 \text{ Kg/cm}^2$$

Perimetro de la Sección Crítica.

$$b_o = 2 (5.225+0.40) + 2(2.225+0.40) = 16.50 \text{ m.}$$

El Cortante en este perimetro es:

$$V_o = P_u - \sigma_n (.80 \times 2 \times 562.5 + .80 \times 2 \times 137.5)$$

$$V_o = 442,700 - 2.21 \times 112,000 = 195,180 \text{ Kg.}$$

El esfuerzo de corte nominal en el perimetro es:

$$V_n = V_o / b_o d = 195,180 / 1650 \times 40 = 2.96 \text{ Kg/cm}^2 < V_{uc}$$

Altura por punzonamiento : $h = 40+10 = 50 \text{ cms.}$

6.- COMPROBACION DEL CORTE POR FLEXION:

El Corte a una distancia \underline{d} de la Cara del Muro es:

$$V_u = 2.21 \times 622.5 \times 10 = 13,757 \text{ Kg.}$$

y el esfuerzo unitario

$$V_u = 13,757 / 622.5 \times 40 = 0.55 \text{ Kg/cm}^2, \text{ que es menor que el}$$

admisibile $V_c = 0.5 \phi \sqrt{f'c} = 5.62 \text{ Kg/cm}^2$

7.- DISEÑO DEL REFUERZO EXTERIOR

Tomando un metro lineal del Muro encontramos el momento debido a la presión del suelo en los voladizos:

$$M = .50 \times 100 \times 2.21 \times 0.5^2 / 2 = 2,762.5 \text{ Kg-mt/mt.}$$

$$\text{con } a = 0.52 \text{ cm.} \quad d - a/2 = 39.74$$

$$A_s = 2762.5 \times 10^2 / 0.9 \times 4200 \times 39.74 = 1.84 \text{ cm}^2$$

$$a = 1.84 \times 4.200 / 0.85 \times 175 \times 100 = 0.52 \text{ cm.}$$

$$\text{con } \phi 3/8''; \quad S = 0.71 \times 100 / 1.84 = 38.5 \text{ cm}$$

$$\text{Acero de Repartición,} \quad A_{sr} = 0.002 bh$$

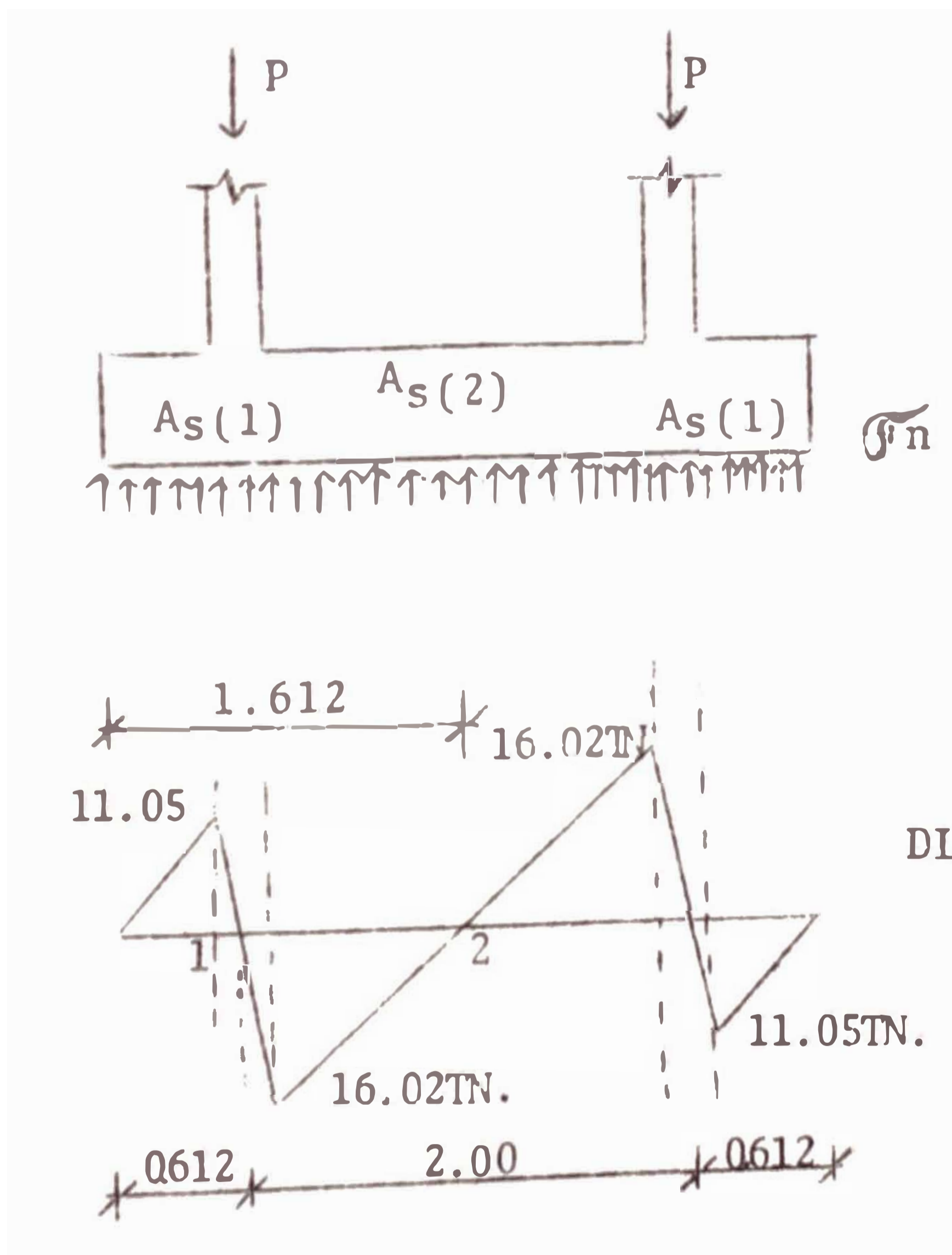
$$\text{con } b = 100 \text{ cm.} \quad h = 50 \text{ cm.} \quad A_{sr} = 10 \text{ cm}^2$$

USAR: $\phi 1/2''$ a 0.13 mt (6 $\phi 5/8$ a 0.20 mt.)

8.- DISEÑO DEL REFUERZO INTERIOR

Inicialmente se planteo del diseño como zapata centrada

pudiendo ser verificada considerando primero el comportamiento de la Cimentación como losa continua y luego como zapata combinada. Inviertiendo la cimentación, frente a una losa de gran rigidez de un tramo central y dos voladizos y con carga uniformemente distribuida; según esto calculando el Area de Acero encontramos que se requiere refuerzo negativo de $\emptyset 3/8''$ a 0.38 mt. y refuerzo positivo de $\emptyset 3/8$ a 0.38 mt. Analizamos ahora el caso de zapata combinada con $P = 442.7/11.6 = 38.16 \text{ Tn/mt.}$



$$q_n = 22.1 \text{ Tn/m.}$$

DIAGRAMA DE CORTE

Momentos en los puntos de Corte $V = 0$

$$M(1) = 22.1 \times 0.612/2 - (38.16/0.225)(0.1612 - 0.50)^2/2$$

$$M(1) = 3.07 \text{ Tn-mt.}$$

$$M(2) = 22.1 \times 1.612 \times 1.612/2 - 16.02 \times 1.00 = 12.69 \text{ Tn-mt.}$$

$$A_s(1) = 1.64 \text{ cm}^2 ; \text{ con } \emptyset 3/8 \text{ a } 0.40 \text{ mt.}$$

$$A_s(2) = \text{Refuerzo no requiere}$$

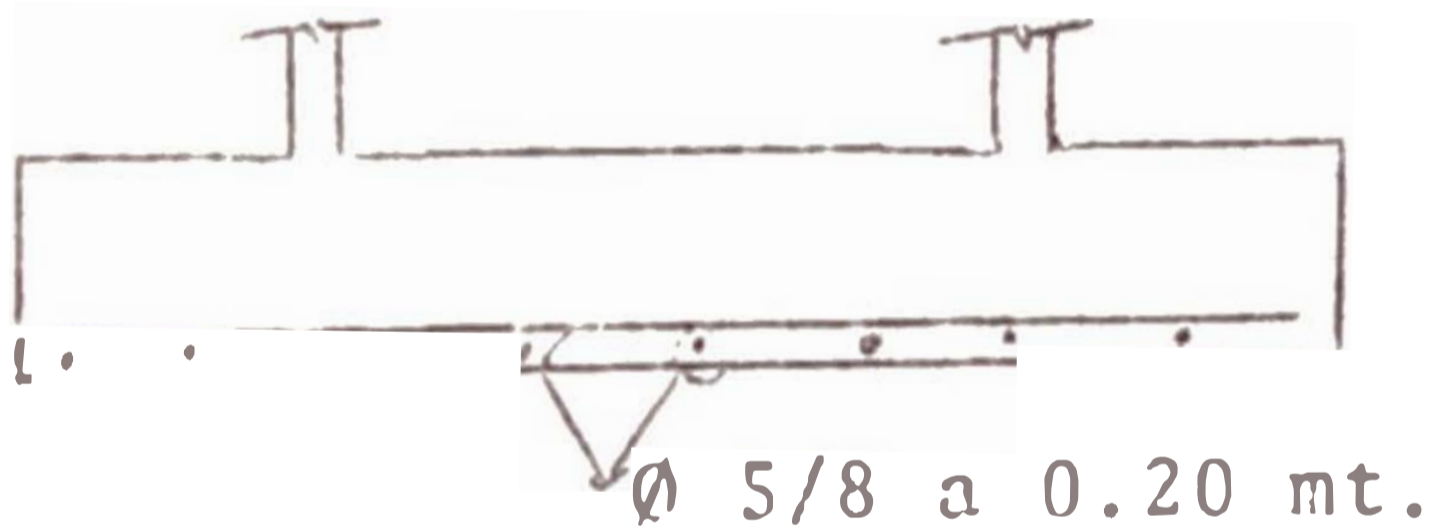
De acuerdo a esto se adoptara la distribución que demande mayor cantidad de acero

USAR:

$$A_s(1) = \emptyset 5/8 \text{ a } 0.20 \text{ mt.}$$

$$A_s(2) = \text{no requiere refuerzo.}$$

con acero de repartición de $\emptyset 5/8$ a 0.20 mt.



B I B L I O G R A F I A

- 1.- APUNTES DE CLASE
Ing. Juan Sarmiento Espejo
 - 2.- DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO (Notas de Clase)
Ing. Ricardo Yamashiro K.
 - 3.- DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES
George Winter, Arthur H. Nilson
 - 4.- TEORIA ELEMENTAL DE CONCRETO REFORZADO
Phil M. Ferguson
 - 5.- REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES
 - 6.- A.C.I. 318-63, 71
 - 7.- DISEÑO ANTISISMICO
Ing. Fernando Oshiro Higa
 - 8.- NORMAS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE
 - 9.- CALCULO DE PORTICOS DE VARIOS PISOS
G. Kani
 - 10.- ANALISIS DE ESTRUCTURAS INDETERMINADAS
J. Sterling Kinney
 - 11.- CIMENTACIONES DE ESTRUCTURAS
C.W. Dunham
 - 12.- MANUAL DE ESTRUCTURAS
Héctor Gallejos y otros.
-