

Universidad Nacional de Ingeniería

TESIS DE GRADO

ESTRUCTURAS

ENRIQUE E. VARGAS R.

*** ***

PROMOCION 1957

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Civil

Especificaciones para el proyecto de grado del Sr. ENRIQUE VARGAS RODRIGUEZ,
de la Promoción 1957

T E S I S D E E S T R U C T U R A S

Se proyectará la estructura especial de concreto armado de un Estadio Cubierto cuyos planos se acompañan.

El terreno de cimentación tiene una resistencia práctica de 2 kg/cm^2 .

Se presentarán :

- a).-Cálculos justificativos de la estructura (cubierta, graderías, pórticos y cimentación)
- b).-Planos generales y detalles a escalas adecuadas.

Lima, 8 de Setiembre de 1958.

Ing. Prof. del Curso de Est. as
de la Fac. de Ing. Civil

CONSIDERACIONES GENERALES

He elegido el concreto armado para llevar a cabo esta estructura, en la cual he dispuesto las losas, vigas y pórticos en la siguiente forma:

La cubierta formada por dos losas macizas inclinadas de 20 cms. y 7 cms., que respectivamente las apoyo la primera, en los voladizos que descansan en los pórticos de la gradería espaciados a 6.00 metros entre ejes cada uno, y la segunda en las vigas inclinadas V-3, V-2, V-1 espaciadas a 3.00 mts. entre ejes cada una.

Las vigas V-3 se apoyan en su parte superior unas en los extremos de los volados y otras en la viga V-10 puesta expresamente para eso y que se apoya también en los extremos de los volados.

Las vigas V-2 y V-1 las he dispuesto de tal manera que me den un triángulo rígido indesplazable, en el cual solamente es necesario tener en cuenta, en su análisis, los momentos debidos al giro de los nudos no así los de desplazamiento de su extremo libre, ya que no se desplazará por pertenecer a un triángulo rígido.

El conjunto de las vigas V-3, V-2 y V-1 se apoyan en los pórticos 3 y 5, a los cuales transmiten cargas verticales y momentos de torsión que he tenido muy presente en el cálculo de estos; habiendo diseñado cada sección de la viga del pórtico para resistir momentos de flexión, torsión y fuerzas cortantes.

Con respecto a la gradería, he elegido una losa maciza de 20 cms. de espesor apoyada en la viga inclinada de los pórticos, la que da a estos una forma trapezoidal ya que también existe una columna inclinada por exigencias arquitectónicas.

Al tratar los pórticos de la gradería inicialmente tuve en cuenta la presencia de una fuerza horizontal de desplazamiento debido a las componentes horizontales de las cargas y a las fuerzas cortantes en las cabezas de los pilares, pero esto me obligaba a dar secciones aun más grandes que las que he puesto. Para evitar esto (EL DESPLAZAMIENTO) he aprovechado la presencia de la losa aligerada de la zona de juego (30 cms. de espesor) y de sus vigas de apoyo de 70 cms x 30 cms. y de 120 cms. x 30 cms. que se empotran en los pilares verticales de los pórticos de la gradería. De esta manera pues la fuerza de desplazamiento será absorbida por esta losa y por sus vigas de apoyo.

Las vigas de la zona de juego las he tratado como continuas, apoyadas sobre las columnas, por no ser la acción de pórtico lo suficientemente marcada ya que las relaciones de rigideces entre vigas y columnas no dan coeficientes de distribución de momentos importantes para las columnas de 25 cms x 25 cms.

El concreto que he empleado para los cálculos es de 175 kgs/cm² y el acero de 2000 kgs./cm.² delatado.

En el cálculo del acero de los miembros sometidos a flexión simple he seguido la teoría elástica corriente y en los miembros sujetos a flexión compuesta (columnas con carga axial y momento de flexión) he seguido la teoría basada en la carga de rotura del concreto y del acero esta es: ULTIMATE STRENGTH DESIGN OF REINFORCED CONCRETE detallada en el A.C.I. del mes de noviembre de 1956 en el cual se dan los abacos necesarios para el cálculo del acero por este método.

NOTACION Y FORMULAS USADAS EN LA TESIS

(Para los casos en que no halla indicado)

P.p.	peso propio de la estructura
s/c	sobrecarga móvil
w	carga uniformemente repartida
L	Luz entre ejes de un miembro
L _i	distancia del punto de inflexión al eje del apoyo
L _{f_c}	longitud en la cual se necesita fierro en compresión
M	Momento de empotramiento perfecto con sobrecarga en vigas o losas
M'	" " " " sin " " " " "
M _o / M _{HIP}	..	Momento positivo de flexión.
A _s	acero en tracción
A' _s	acero en compresión para vigas o losas donde M mayor que M _c
P	carga axial en kilos, de una columna
P _u	carga de rotura en una columna

III

CALCULO DE VIGAS Y LOSAS CONTINUAS

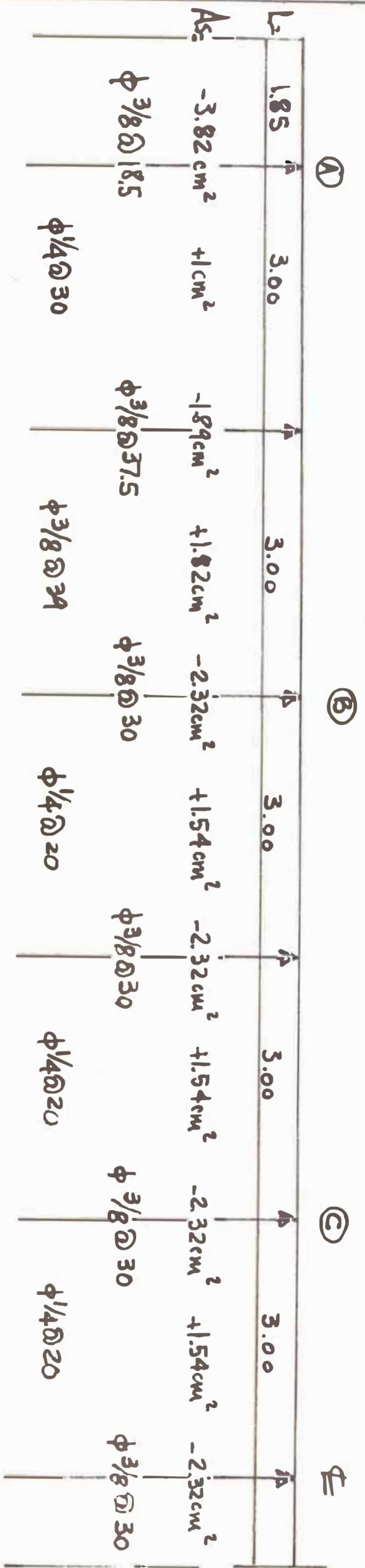
A pesar de que solamente vigas y losas continuas de luces iguales las he tratado analíticamente, es decir no he usado coeficientes para el cálculo de los momentos flectores y fuerzas cortantes, sino mas bien, he considerado la posición mas desfavorable de la sobrecarga, a excepción del aligerado de la zona de juego.

El procedimiento que he seguido en mis cálculos es el siguiente:

- 1.-He dibujado el croquis de la viga o tramo de losa continua con sus respectivos coeficientes de distribución, y encima he puesto los valores w y w' de las cargas uniformemente repartidas totales en kgs/ml., incluyendo la primera la sobrecarga y la segunda no.
- 2.-Con "L" he indicado las luces entre ejes de los tramos.
- 3.-Con "M" y "M'" he indicado los valores de los momentos de empotramiento perfecto correspondientes a w y w' respectivamente.
- 4.-He procedido a mover la sobrecarga para encontrar los momentos máximos. Se distinguirán los momentos máximos porque los he subrayado con doble raya las que a la vez indican los tramos en que he puesto la sobrecarga.
- 5.-Para cada posición de la sobrecarga he puesto los puntos de inflexión indicando su distancia al apoyo respectivo con L_1 .
- 6.-Después de haber calculado los momentos máximos lo he hecho con las fuerzas cortantes indicándola con la letra "V" la que puede incluir o no la fuerza cortante hiper-estática.
- 7.-He calculado el refuerzo de acero necesario para resistir los momentos flectores máximos y lo he indicado con A_s y A'_s , acero en tracción y compresión respectivamente.
- 8.-He calculado el perímetro necesario de las barras para resistir los esfuerzos de adherencia.
- 9.-El cálculo de los estribos lo he hecho con un ábaco confeccionado por mí a semejanza del existente en el Manual A.C.I.
En este ábaco indico en el eje horizontal la longitud estribada y en el eje vertical las inversas de los espaciamientos la cual para entrar, en el ábaco la calculo con la fórmula:

$$l/s = V - V_c / a_s f_s j d = V_s / a_s f_s j d$$

asi pues con estos valores se logra dibujar el diagrama de esfuerzos cortantes de los estribos en el mencionado ábaco en el cual se lee directamente los espaciamientos de estos.



Parámetros útiles:

- 1.- En el volado $d = R - 1.5 = 7 - 1.5 = 5.5 \text{ cms}$
- 2.- Pecho $d = R - 3 = 7 - 3 = 4 \text{ ''}$

Acero mínimo = $0.0025 \times 100 \times 5.5 = 1.37 \text{ cm}^2$
 Acero máximo = $0.0025 \times 100 \times 4 = 1.00 \text{ cm}^2 = \phi 1/4 @ 30 \text{ cms}$

Adherencia:

Volado : $\Sigma_0 = 410 / 17.5 \times 89 \times 5.5 = 4.8 \text{ cms} = \phi 3/8 @ 60$

Apoyos : $\Sigma_0 = 330 / 17.5 \times 89 \times 4 = 5.3 \text{ cms} = \phi 3/8 @ 56$

Trazamos : $\Sigma_0 = (330 - 0.3 \times 220) / 17.5 \times 89 \times 4 = 4.35 \text{ cms} = \phi 1/4 @ 45 = \phi 3/8 @ 70$ EN EL PÍ DEL 2° TRAMO Y SUCESIVOS

$\Sigma_0 = (330 - 0.52 \times 220) / 17.5 \times 89 \times 4 = 1.82 \text{ cms} = \phi 1/4 @ 110 \text{ kg}$

NP

LOSA INCLINADA -

$e = 20 \text{ cms}$

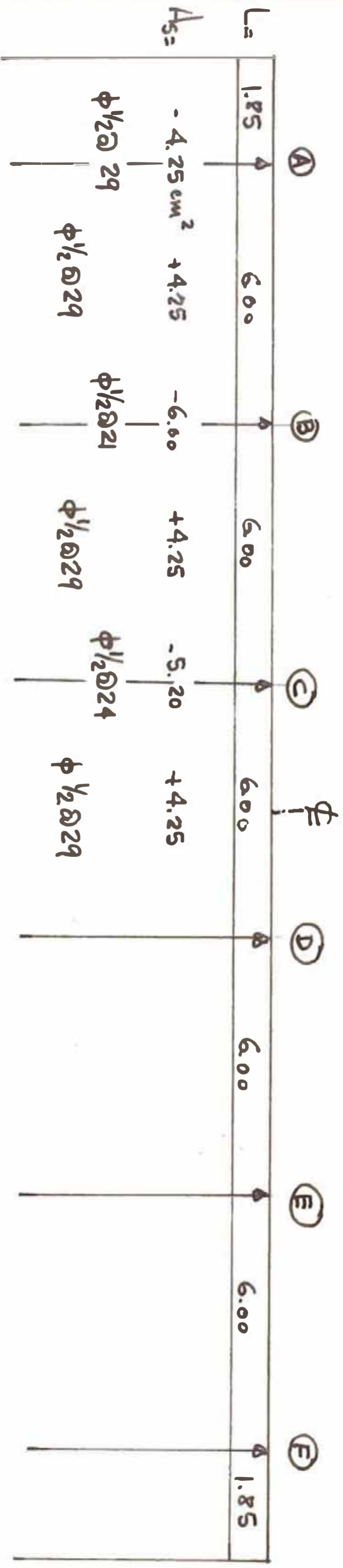
E

	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	(F)
L_2	1.85	6.00	6.00	6.00	6.00	1.85
M_2	-900	-2400	+1590	-1590	+1590	+900
M_1	-820	-2180	+1440	-1440	+1440	+820
	+820	-2400	+1590	-1590	+1440	-900
		+410	+115	+30	-30	-450
		+170	+230	+30	-60	-80
		<u>-1820</u>	<u>+1820</u> Max	<u>-1445</u>	<u>+1445</u>	
L_1		1.26	1.44			
	+900	-2180	+1590	-1590	+1440	+2400
		+450	+40	+40	-180	-410
		+60	+80	-20	+165	-270
		<u>-1670</u>	<u>+1670</u>	<u>-1570</u>	<u>+1570</u> Max	<u>-1425</u>
	+820	-2400	+1440	-1440	+1440	+2400
		+410	+170	+170	-170	-410
		+250	+340	-160	+160	-250
		-1780	+1780	-1430	+1430	+1780
		<u>+1130</u> Max	<u>+960</u> Max	<u>+1430</u>	<u>+1430</u>	<u>+1130</u> Max
L_2		1.28	1.10	1.10	1.28	1.65
	+900	-2180	+1590	-1590	+1590	+2180
		+450	+40	+40	-40	-450
		+60	+80	+55	-55	-60
		-1670	+1670	-1495	+1495	+1670
		<u>+760</u> Max	<u>+760</u> Max	<u>+1495</u>	<u>+1495</u>	<u>+1670</u>
M_1		1.30	1.20	1.20	1.30	
V	980	1590	1590	1590	1590	
		<u>170</u>	<u>100</u>	<u>100</u>	<u>1690</u>	

P.q = 480
 s/c = 50
 $w = 530 \text{ Kg}$
 $w' = 480 \text{ "}$

$M_c = 11.21 \times 100 \times 17^2$
 $= 3240 \text{ Kgwt}$
 $V_c = 4.75 \times 100 \times 17$
 $= 8000 \text{ Kgs}$

m

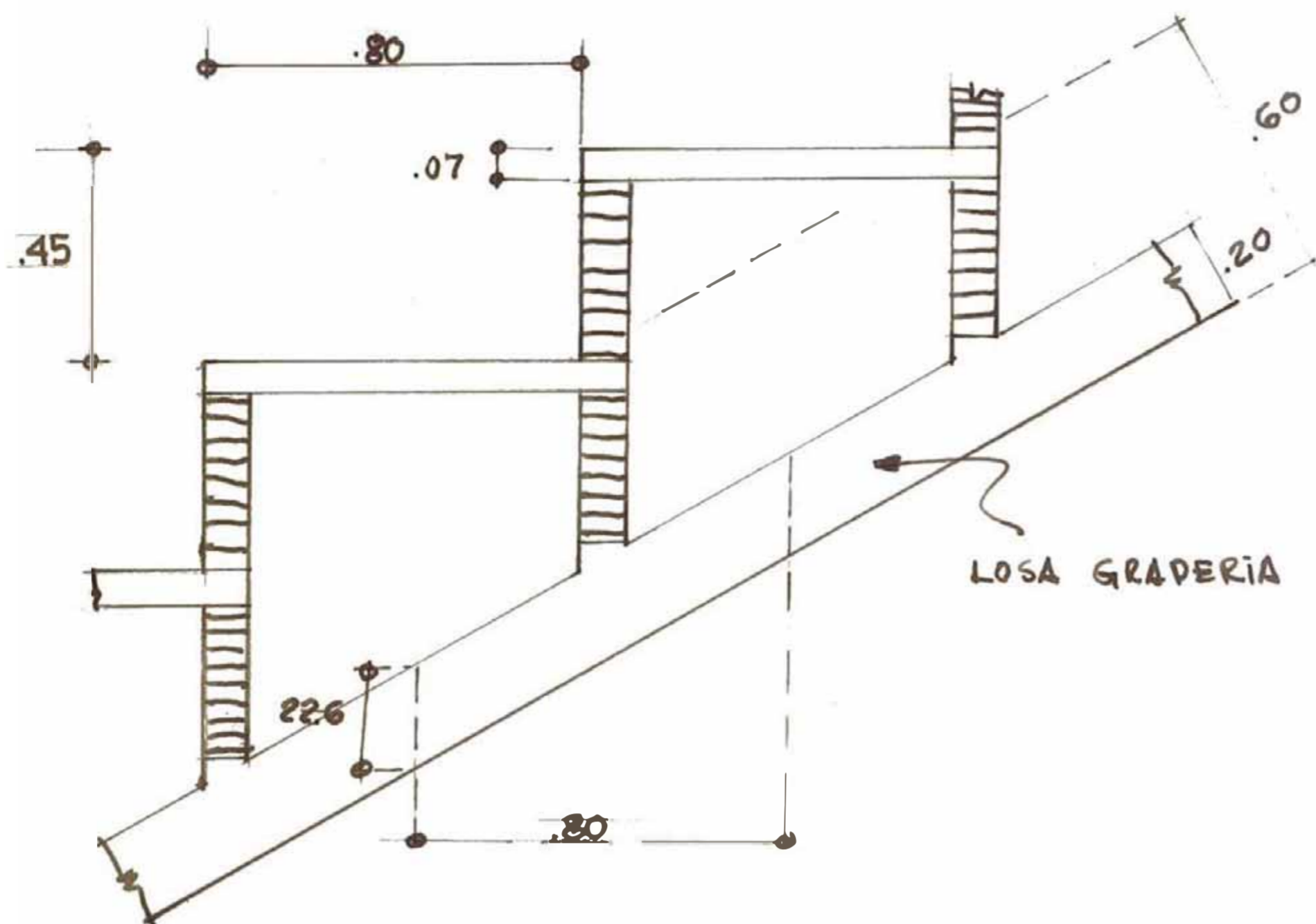


Resultado Util = $20 - 3 = 17 \text{ cms}$

Area mínima = $0.0025 \times 100 \times 17 = 4.25 \text{ cm}^2 = \phi \frac{3}{8} @ 16 \text{ cms} = \phi \frac{1}{2} @ 29 \text{ cms}$

Adherencia:

Caso mas desfavorable: $\sum_0 = V_{\text{máx}} / 17.5 \times .89 \times 17 = 1760 / 258 = 6.9 \text{ cms} = \phi \frac{1}{2} @ 58 \text{ cms}$

LOSA GRADERIA.CARGA EN UN FAJA DE 0.80 mts de ANCHO

1)	PESO LADRILLOS	=	$.84 \times .10 \times 1.00 \times 1800$	=	150 Kgs/ml
2)	PESO LOSA PRE-FAB	=	$.80 \times 0.07 \times 1.00 \times 2400$	=	135 "
3)	SOBRECARGA	=	$.80 \times 1.00 \times 500$	=	400 "
4)	PESO PROPIO LOSA	=	$.20 \times .8 \times 1.00 \times 2400$	=	385 "
				ω	= 1070 Kgs/ml

$$\omega_1 = 150 + 135 + 385 = 670 \text{ Kgs/ml.}$$

CARGA REPARTIDA CON SOBRECARGA $\omega = 1070 \text{ Kgs/ml}$

CARGA REPARTIDA SIN SOBRECARGA $\omega_1 = 670 \text{ Kgs/ml}$

LOSA GRADERIA. - L_1

$e = 20$

	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	(F)
$L_1 =$	1.85	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
$M_1 =$	-1820	-4800	+3200	-3200	+3200	+4800
$M'_1 =$	-1140	3000	+2000	-2000	+2000	+3000
	+1140	-4800	+3200	-3200	+3200	+3000
		+570	+300	± 600	-600	-300
		+310	+420	+210	-300	+610
		<u>-3920</u>	<u>+3920</u> Máx	+120	-300	<u>+800</u>
				<u>+120</u>	<u>+2600</u>	<u>+2890</u>
				<u>-2270</u>	<u>+2600</u>	<u>+2890</u>
$L_2 =$	1.20	1.36	1.46	1.32	1.28	1.32
	+1820	-3000	+3200	-3200	+3200	+4800
		+910	-300	± 600	± 600	-570
		-480	-630	-3500	-700	-1090
		<u>-2570</u>	<u>+2570</u>	<u>+3500</u> Máx	<u>+350</u>	<u>+3140</u>
				<u>+350</u>	<u>+350</u>	<u>+3140</u>
				<u>-2250</u>	<u>+2250</u>	
$L_3 =$	+1140	-4800	+2000	-2000	+2000	+4800
		+570	-300	± 600	± 600	-570
		+1090	+1440	+700	-700	-1090
		<u>-3030</u>	<u>+3030</u>	-500	+500	-110
				<u>-2520</u>	<u>+120</u>	<u>+3030</u>
				<u>+120</u>	<u>+120</u>	
$L_4 =$.42	1.00	.94	.94	1.00	1.00
	+1820	-3000	+3200	-2000	+3200	+3000
		+910	+300	± 600	-600	-910
		-610	-800	-300	+400	+610
		<u>-2700</u>	<u>+2700</u>	-350	-350	<u>+2700</u>
				<u>-2650</u>	<u>+2650</u>	
				<u>+2650</u>	<u>+2650</u>	
$L_5 =$						

	A		B		C		
L =	1.85	6.06	4	6.00	4		
V =	1980	3200	3200	3200	3200	3200	
			470	280	220		
			3670	3480	3420		
A _S =	-5.1 cm ² /.8	+7.83 cm ² /.8	-11.33 cm ² /.8	+6.02 cm ² /.8	-9.18 cm ² /.8	+6.45 cm ² /.8	
	- φ 1/2 @ 20	+ φ 5/8 @ 20	- φ 5/8 @ 14	+ φ 5/8 @ 25	- φ 5/8 @ 16	+ φ 5/8 @ 25	

Peraltro util. - $d = 20 / \sqrt{28^2 35 - 3} = 22.6 - 3 = 19.6 \text{ cms}$

$M_c = 11.21 \times 80 \times 19.6^2 = 3500 \text{ Kg m}^2$

$V_a = 4.7 \times 80 \times 19.6 = 7350 \text{ Kgs.}$

$f'_s = 12 \times 78.8 \times 6.3 - 3 / 6.3 = 495$ $2f'_s = 1000 \text{ Kg/cm}^2$

$\phi_{min} = 0.0025 \times 100 \times 19.6 = 5 \text{ cm}^2 = \phi 3/8 @ 16.$

Adherancia -

$\Sigma a = V_{max} / v_j d = 3670 / (17.5 \times .89 \times 19.6) = 12 \text{ cms} = \phi 1/2 @ 33 = \phi 5/8 @ 41$

LOSA GRADERIA - $L_2 - L_3$ $e = 20 \text{ cms}$



Momentos máximos - Puntos de inflexión - (Ver diagramas).

$$+M = 3670 \text{ Kgmts} ; A_s = 10.3 \text{ cm}^2 / .8 = \phi 5/8 @ 16$$

$$-M = 1820 \text{ " } ; A_s = 5.1 \text{ cm}^2 / .8 = \phi 5/8 @ 32$$

Fuerza cortante - (Ver diagrama)

$$\text{Apoyos: } V = 1980 \text{ (Volado)}$$

$$\text{Tramo: } V = 3200 + 110 = 3310$$

Adherencia -

$$\Sigma_{\infty} \text{ máx} = V_{\text{máx}} / u_j d = 3310 / (17.5 \times .89 \times 19.6) = 10.8 = \phi 5/8 @ 50$$

LOSA GRADERIA - L_4 $e = 20$



Momentos Máximos - Puntos de inflexión (Ver diagramas)

$$+M = 4260 \text{ Kgmts} ; A'_s = 3.94 \text{ cm}^2 / .8 = \phi 1/2 @ 20$$

$$A_s = 12.07 \text{ cm}^2 / .8 = \phi 5/8 @ 13$$

$$-M_A = 1820 \text{ Kgmts} ; A_s = 5.1 \text{ cm}^2 / .8 = \phi 1/2 @ 20$$

$$-M_B = 1600 \text{ Kgmts} ; A_s = 4.46 \text{ cm}^2 / .8 = \phi 1/2 @ 36$$

Fuerzas cortantes - (Ver diagrama)

$$\text{Apoyo} - V = 1980 \text{ (Volado)}$$

$$\text{Tramo} - V_A = 3500 \quad V_B = 3200$$

Adherencia -

$$\Sigma_0 \text{ - (Máxima en los apoyos)} \quad \Sigma_0 = 3500 / (17.5 \times .89 \times 19.6) = 14.1 = \phi 1/2 @ 28$$

$$\Sigma_{\infty} \text{ - (" " " tramo)} \quad \Sigma_{\infty} = 3150 / (17.5 \times .89 \times 19.6) = 12.6 = \phi 5/8 @ 39$$

ALIGERADO ZONA DE JUEGO.-

$$f'_c = 175 \text{ Kgs/cm}^2 \quad f_s = 2000 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$n = 12; \quad k = .322; \quad j = .8927; \quad K = 11.21 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$b = 40 \text{ cms}; \quad b' = 10 \text{ cms}; \quad t = 5 \text{ cms}; \quad h = 30 \text{ cms}; \quad d = h - 3 = 27 \text{ cms.}$$

$$K_T = \frac{1}{2} f_c \cdot t/d \left(2 - t/d - t/hd + \frac{2t^2}{3kd^2} \right)$$

$$\therefore K_T = 9.55 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$+ M_o = 2.5 K_T b d^2 = +7000 \text{ Kgmts/cm}$$

$$- M_c = 2.5 K b' d^2 = -2050 \text{ "}$$

$$V_c = 2.5 \gamma_0 b' j d = 3160 \text{ Kgs/m.}$$

$$+ A_s = \frac{M}{2.5 f_s (d - t/2)} = \frac{M}{1225} \text{ cm}^2/\text{p.v.}$$

$$- A_s = \frac{M}{2.5 f_s j d} = \frac{M}{1210} \text{ cm}^2/\text{p.v.}$$

$$b_c = \sqrt[3]{316} \text{ cms/p.v.}$$

$$b_M = \frac{M}{205} \text{ cms/p.v.}$$

CARGAS EN EL ALIGERADO.-

$$S/c = 500 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$P.P = 400 \text{ "}$$

$$P.T = 100 \text{ "}$$

$$W = 1000 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$W' = 500 \text{ "}$$

$$S/c = 500 \text{ (Sobrecarga móvil)}$$

$$P.P = 400 \text{ (peso propio)}$$

$$P.T = 100 \text{ (piso terminado).}$$

ALIGERADO ZONA DE JUEGO.-

$$M = K \omega l^2$$

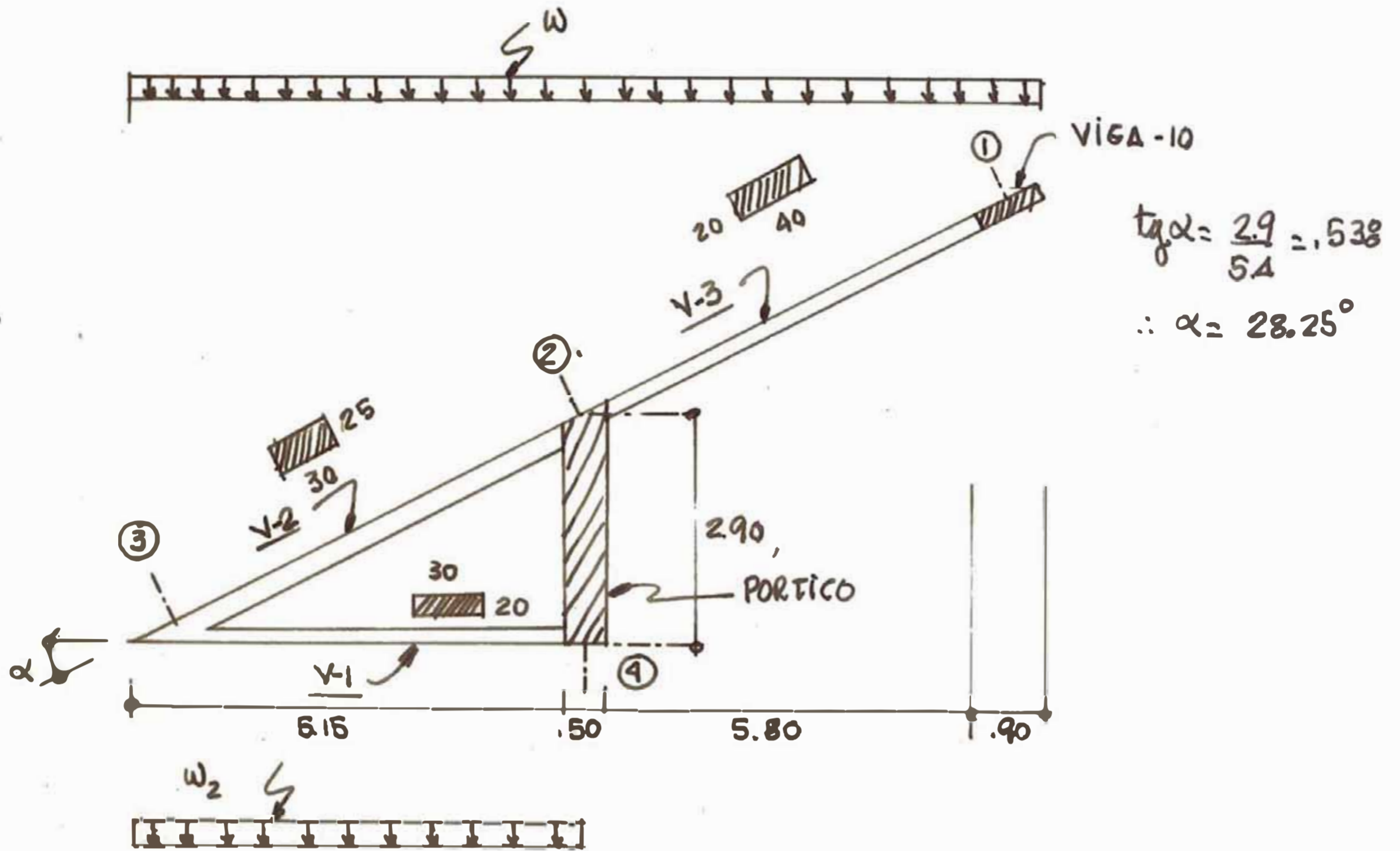
K = coeficiente

	A		B		C		D	
L	6.00		6.00		6.00		6.00	
K	$1/12$	$1/14$	$1/10$	$1/16$	$1/11$	$1/16$	$1/11$	
M_k	-3000	+2580	-3600	+2350	-3280	+2350	-3280	Kg m ²
V	3000	3450	3000	3000	3000	3000	3000	Kgs
A_g	2.46 cm ² + 2.12 cm ²		-2.98 cm ² + 1.92 cm ²		-2.72 cm ² + 1.92 cm ²		-2.72 cm ²	
	-2φ ^{1/2} + 2φ ^{1/2}		-1φ ^{1/2} + 1φ ^{5/8} + 2φ ^{1/2}		-1φ ^{1/2} + 1φ ^{5/8} + 2φ ^{1/2}		-1φ ^{1/2} + 1φ ^{5/8}	

Nota.- 1) El esfuerzo constante en el apoyo "B" del tramo AB es $V = .575 w l$

2) El esfuerzo constante en los apoyos restantes es $V = .50 w l$.

MIEMBROS INCLINADOS DE LA CUBIERTA.- V-1, V-2 y V-3.

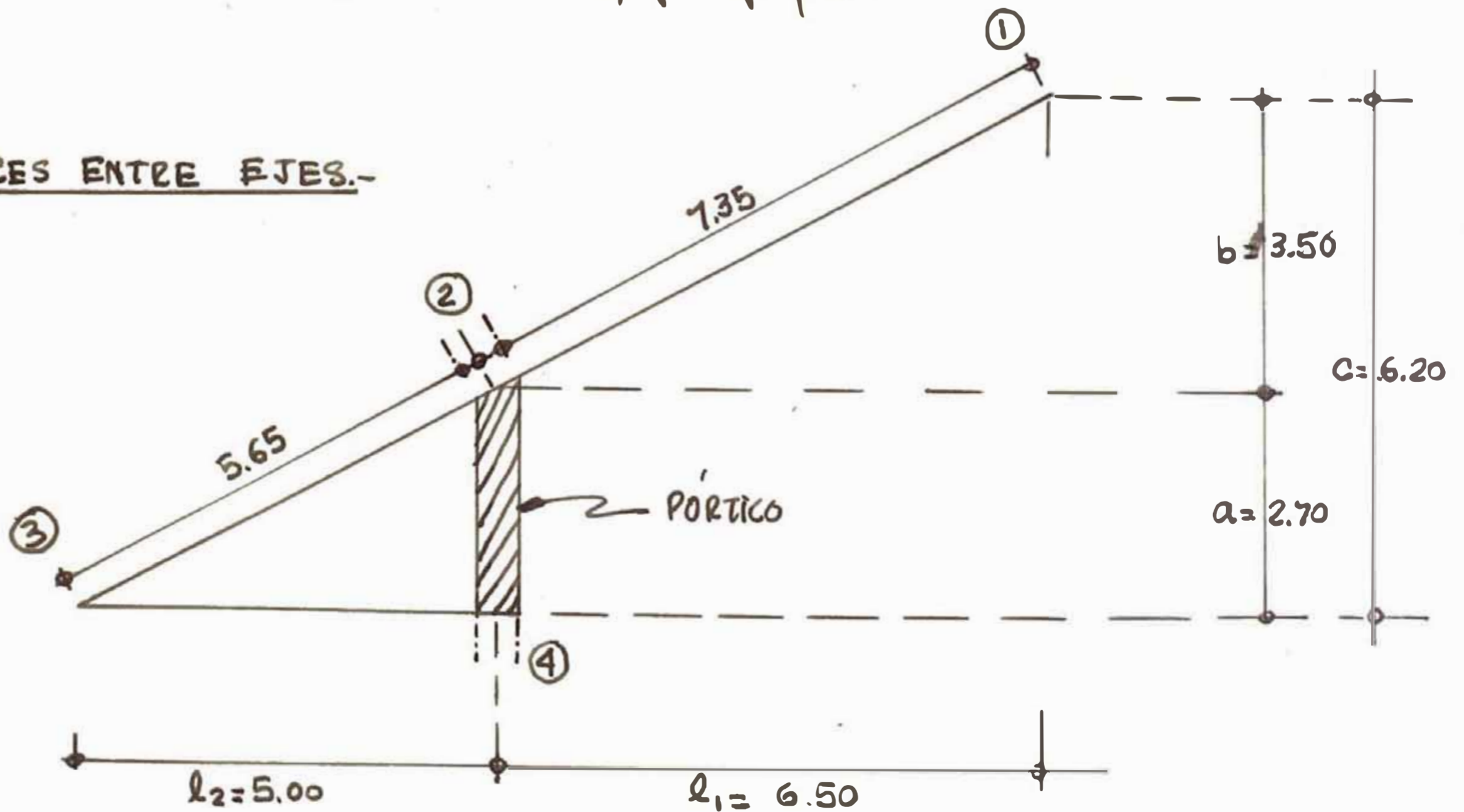


CARGAS.-

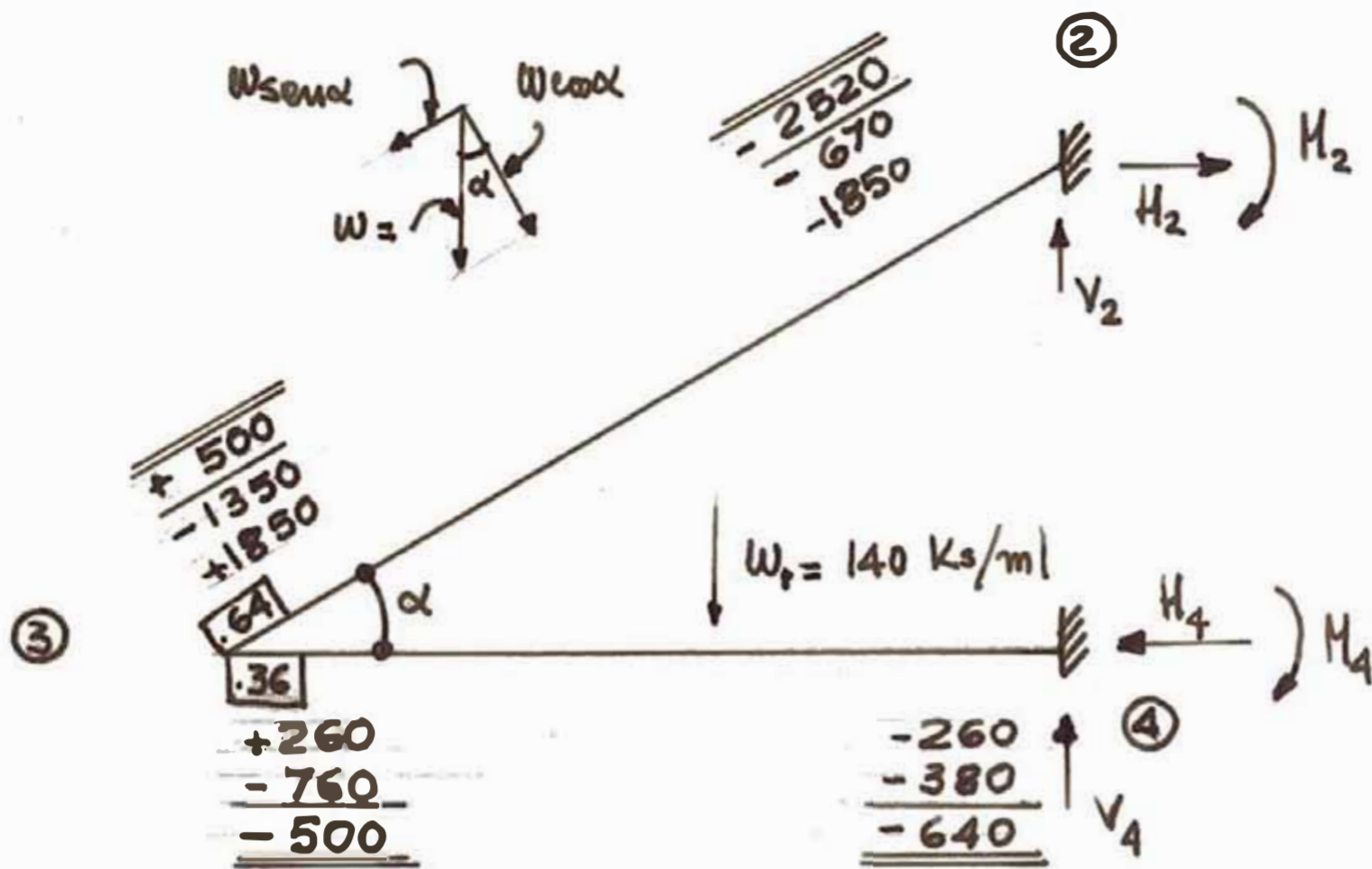
$\underline{W} = \frac{A \cdot F}{965 \text{ Kgs/m}} \quad \frac{\text{Resto}}{770 \text{ Kgs/m}} \quad (\text{carga total})$

$\underline{W}_2 = 140 \text{ Kgs/m} \quad (\text{Solamente hay peso propio}).$

LUCE ENTRE EJES.-



VIGAS V-1 y V-2.- EJES - A y F.-



$L_{24} = 2.55 \text{ mts}$

$\alpha = 28.25^\circ; L_{23} = 5.35 \text{ mts}$

$L_{34} = 4.75 \text{ mts}$

Momentos de inercia:

$I_{23} = 30 \times 25^3 / 12 = 39,200 \text{ cm}^4$

$I_{34} = 30 \times 20^3 / 12 = 20,000 \text{ ''}$

Rigideces:

$k_{23} = 39,200 / 565 = 69.5$

$k_{34} = 20000 / 500 = 40.0$

$\Sigma k = 109.5$

Coefficientes de repartición:

$C_2 = 69.5 / 109.5 = .64$

$C_1 = 40.0 / 109.5 = .36$

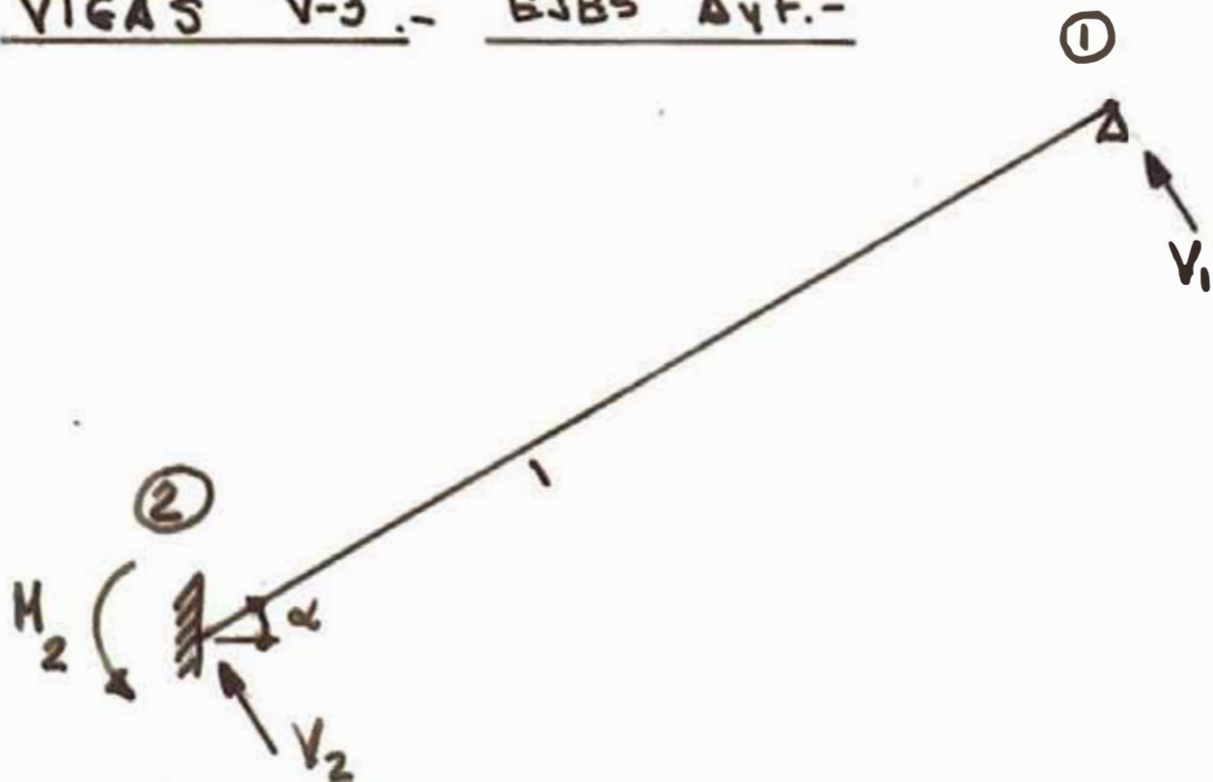
$V_4 = \uparrow \frac{140 \times 4.75}{2} + \uparrow \frac{500 + 640}{4.75} = 575 \text{ Kgs.}$

$H_4 = H_2 = \left[+ \frac{w \cos \alpha}{2} L_{23}^2 + \frac{w_1}{2} L_{34}^2 - (M_2 + M_4) \right] : 2.55 = 3700 \text{ Kgs}$

$V_2 = (2520 + 3700 \times 2.55 + 11000 - 500) : 4.75 = 4720 \text{ Kgs}$

donde: $11,000 = \frac{1}{2} (9.65 + 140) 4.75^2 \text{ Kgmts}$

VIGAS V-3.- EJES A y F.-



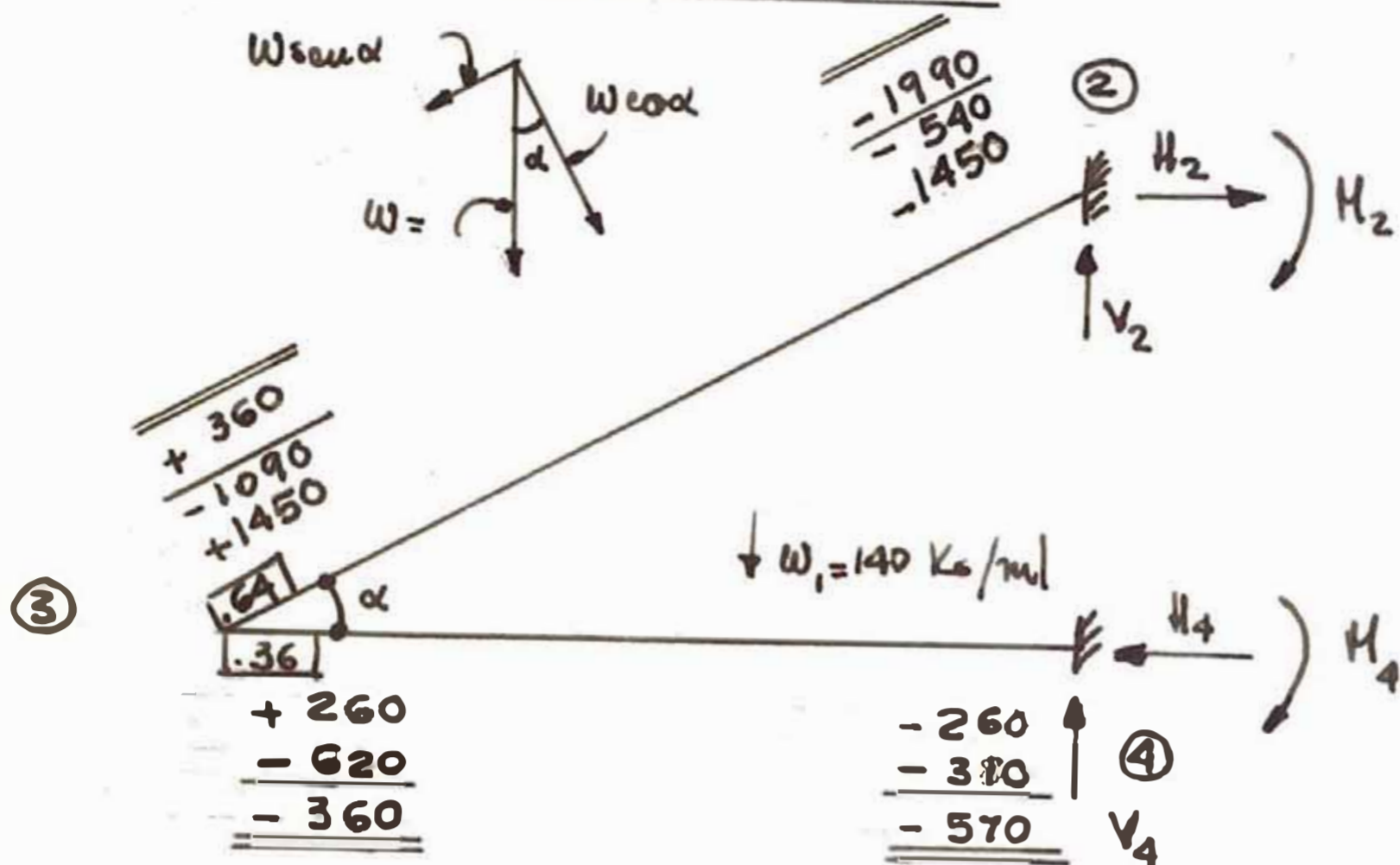
$\alpha = 28.25^\circ; L_{12} = 7.07 \text{ mts}$

$H_2 = \frac{w l^2}{8} = \frac{965 \times \cos 28.25^\circ \times 7.07^2}{8} = \frac{4900}{\text{Kgmts}}$

$V_1 = \frac{3}{8} \times w \cos \alpha \times l = \frac{3}{8} \times 965 \times \cos 28.25^\circ \times 7.07 = 2170 \text{ Kgs}$

$V_2 = 2170 \times \frac{5}{3} = 3600 \text{ Kgs.}$

VIGAS V-1 y V-2 .- EJES-INTERMEDIOS.-



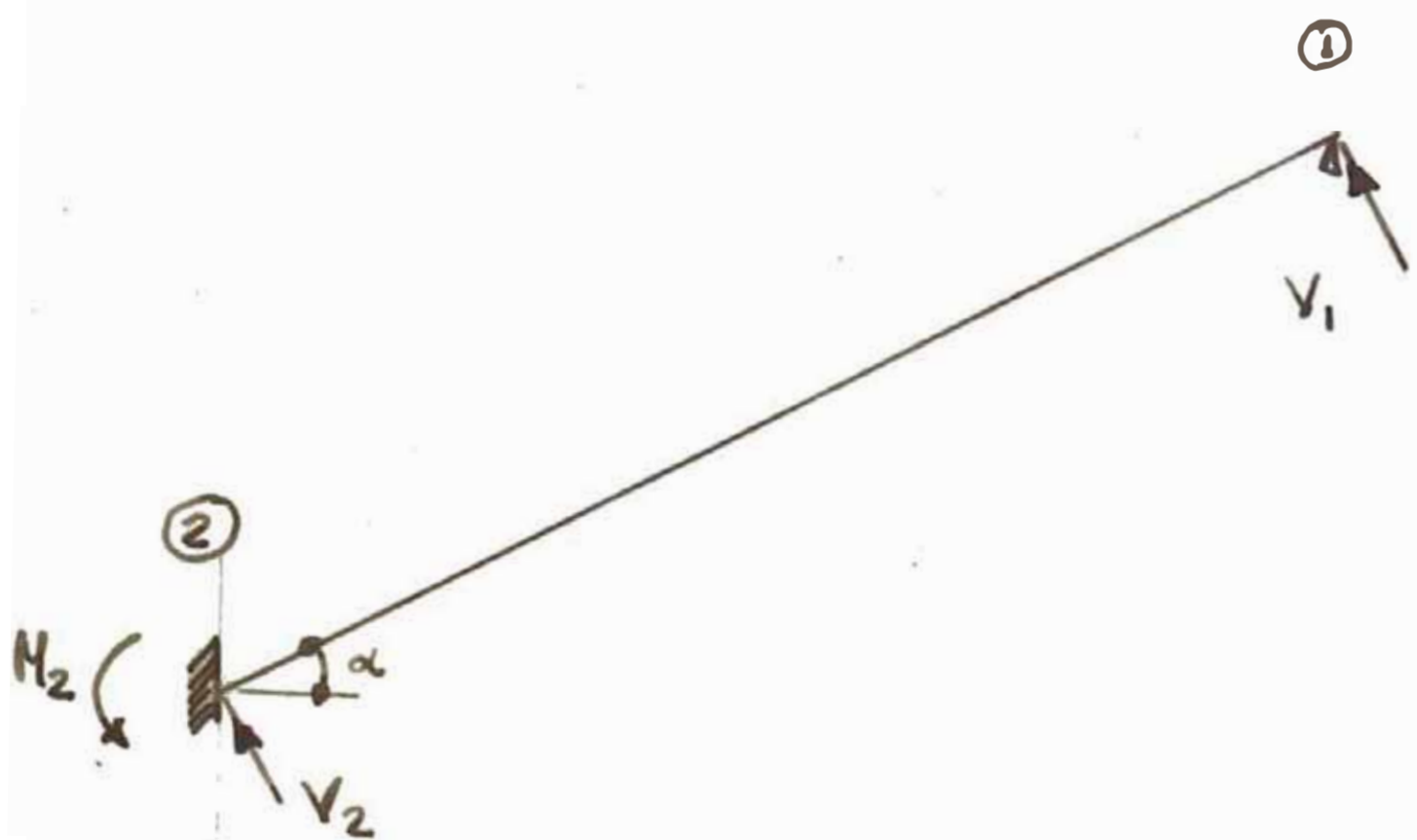
$$V_1 = \frac{\uparrow 140 \times 4.75}{2} + \frac{\uparrow 360 + 570}{4.75} = \uparrow 530 \text{ Kgs}$$

$$H_4 = H_2 = (+8700 + 1580 - 2560) : 2.55 = 3020 \text{ Kgs} \quad (\text{Ver fórmula pag. anterior})$$

$$V_2 = (1990 + 770 + 8700 + 360) : 4.75 = \uparrow 3800 \text{ Kgs}$$

$$\text{donde: } 8700 = \frac{1}{2} (770 + 140) 4.75^2 \cdot \text{Kgmts.}$$

VIGAS V-3 .- EJES INTERMEDIOS.-



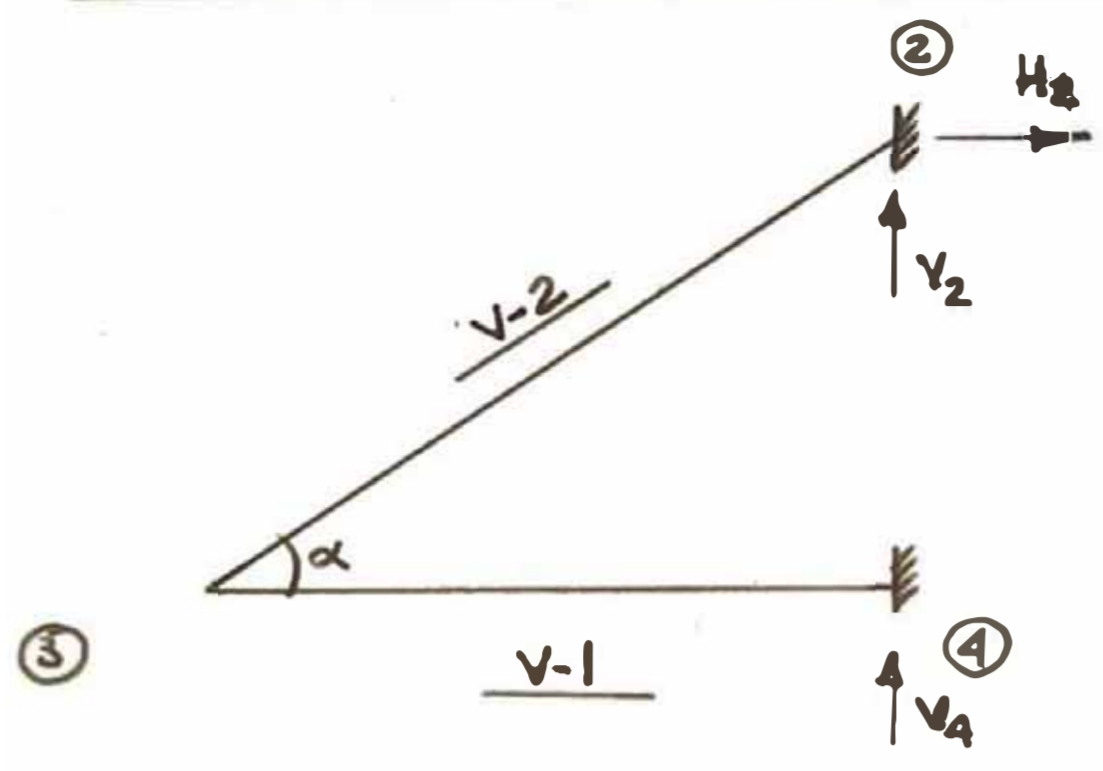
$$\alpha = 28.25^\circ ; L_{12} = 7.07 \text{ mts}$$

$$M_2 = \frac{w l^2}{8} = \frac{770 \cos 28.25^\circ \cdot 7.07^2}{8} = \underline{3900 \text{ Kgmts}}$$

$$V_1 = \frac{3}{8} w \cos \alpha l = \frac{3}{8} \times 770 \times \cos 28.25^\circ \times 7.07 = \underline{1730 \text{ Kgs}}$$

$$V_2 = 1730 \times \frac{5}{3} = \underline{2880 \text{ Kgs}}$$

CALCULO DEL ACERO EN LAS V-1 y V-2.- EJES A y F.-



Fuerzas axiales.-

VIGA V-2.-

$$N_2 = V_2 \text{ sen } \alpha + H_2 \text{ cos } \alpha = 2230 + 3260 = 5490 \text{ Ks (Trac.)}$$

$$N_3 = H_2 \text{ cos } \alpha - V_4 \text{ sen } \alpha = 3260 - 270 = 2990 \text{ " "}$$

$$N_4 = H = 3700 \text{ Ks}$$

ACERO V-2.-

APOYO 3.-

$$M = 500 \text{ Kgmts}$$

$$N = -2990 \text{ Ks}$$

$$b = 30 \text{ cms}$$

$$h = 25 \text{ "}$$

$$d = 22 \text{ "}$$

$$d'' = \frac{h}{2} - 3 = 9.5 \text{ cms}$$

$$e = \frac{M}{N} + d'' = 7.2 \text{ cm} < jd = 15.2 \text{ (Se aplicara teor. columnas)}$$

Como la carga axial y el momento son tan bajos resultara una columna minima con 4φ5/8 y estribos φ1/4 @ 25 cms.

MOMENTO POSITIVO.-

Carga axial en el punto de máximo momento positivo.-

$$N = -N_2 + W \text{ sen } \alpha \cdot 3.15 = -5490 + 965 \cdot \text{sen } 28.25^\circ \cdot 3.15 = -4070 \text{ Ks}$$

$$M = +2050 \text{ Kgmts}$$

$$e = \frac{M}{N} + d'' = \frac{2050}{-4070} + 0.0095 = 0.41 \text{ mts}$$

$$N_e = 4070 \cdot 0.41 = 1670 \text{ Kgmts} \sim M_{c2} = Kbd^2 = 11.21 \cdot 30 \cdot 22^2 = 1630 \text{ Kgmts}$$

$$i = \frac{l}{1 + jd/e} = \frac{l}{1 + .8927 \cdot 22 / .41} = 0.675$$

$$A_s = \frac{N_e}{f_s j d i} = \frac{1670}{17.85 \cdot 22 \cdot 0.675} = 6.3 \text{ cm}^2 = \underline{5 \phi 1/2}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.005 bd = 3.3 \text{ cm}^2$$

A004 0 (2) -

$$\left. \begin{array}{l} M = 2550 \text{ Kgmts} \\ N = -5490 \text{ Kgs} \end{array} \right\} e = \frac{M}{N} + d'' = \frac{2550}{-5490} + 0.0093 = 0.37 \text{ mts}$$

$$N_e = 5490 \times 0.37 = 2020 \text{ Kgmts}$$

$$M_c = Kbd^2 = 1630 \text{ "}$$

$$M_R = N_e - M_c = 390 \text{ "}$$

$$i = \frac{l}{1 + jd/e} = 0.655$$

$$2f'_s = 2nf_c \frac{jd - 3}{jd} = \frac{2 \times 12,78.8 \times 4.05}{7.05} = 1080 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A'_s = \frac{390}{10.80 \times 19 \times 0.655} = 2.92 \text{ cm}^2$$

$$p \frac{bd}{i} = \frac{0.0063 \times 30 \times 22}{0.655} = 6.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_1} = \frac{390}{20 \times 19 \times 0.655} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = pbd + A_{s_1} = 6.35 + 1.57 = 7.92 \text{ cm}^2 = \underline{\underline{3\phi 1/2 + 2\phi 5/8}}$$

REFUERZO PARA FUERZA CORTANTE -

$$V_c = v_c bjd = 4.03 \times 175 \times 0.8927 \times 30 \times 22 = 4.7 \times 30 \times 22 = 3700$$

Como el V_c (del concreto) es mayor que todos los esfuerzos de corte en la viga no se necesitan estribos.

ACERO V-1.-

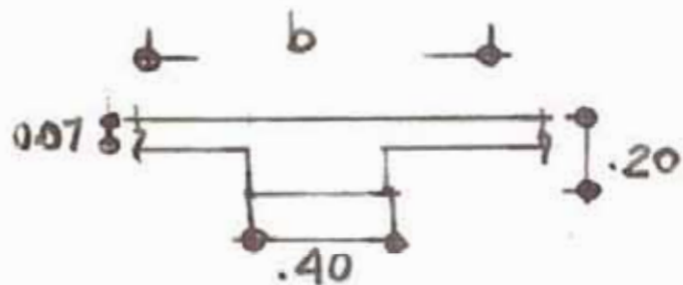
$$M_{\text{máx}} = 640 \text{ Kgmts}$$

$$N = 3700 \text{ Kgs}$$

Como las cargas son muy bajas se pondrá una columna mínima.

Armadura: $4\phi 5/8$ y $\square \phi 1/4 @ 20$.

CÁLCULO DEL ACERO DE LAS VIGAS V-3.- EJES A Y F.-



APOYO ②.-

$$M = -4900 \text{ Kgmts} \quad \text{Sección: } = b'd = 40 \times 17 \text{ cm}^2$$

$$M_c = K b'd^2 = 11.21 \times 40 \times 17^2 = 1300 \text{ Kgmts}$$

$$2f'_s = 2 \times 12 \times 78.8 \frac{5.45-3}{5.45} = 850 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_R = M - M_c = 4900 - 1300 = 3600 \text{ Kgmts}$$

$$A'_s = \frac{3600}{8.5 \times 14} = 30 \text{ cm}^2 = \underline{3\phi 1'' + 5\phi 3/4''}$$

$$A_s = \rho b'd + \frac{M_c}{f_s(d-d')} = 0.0063 \times 40 \times 17 + \frac{3600}{20 \times 14} = 17.06 \text{ cm}^2 = \underline{6\phi 3/4''}$$

TRAMO.-

$$M = +3380 \text{ Kgmts} ; kd = 1.322 \times 17 = 5.45 \text{ cms} < t = 7 \text{ cms (Sección rectangular)}$$

$$b = \frac{M}{Kd^2} = \frac{338000}{11.21 \times 17^2} = 1.04 \text{ mts}$$

Según las normas del A.C.I $b \leq \begin{cases} 1/4 L' = 1/4 \times 2.60 = .65 \text{ mts} \\ 16t + b = 16 \times 7 + 40 = 1.42 \text{ ''} \\ b' + L' = .40 + 2.60 = 3.00 \text{ ''} \end{cases} \therefore \boxed{b = .65}$

$$M_c = K b d^2 = 11.21 \times 65 \times 17^2 = 2120 \text{ Kgmts.}$$

$$A'_s = \frac{3380 - 2120}{8.5 \times 14} = 10.6 \text{ cm}^2 = \underline{4\phi 3/4''}$$

$$A_s = 0.0063 \times 65 \times 17 + 1260 / 8.5 \times 20 = 14.3 \text{ cm}^2 = \underline{5\phi 3/4''}$$

REFUERZO PARA ESFUERZO CORTANTE.-

$$V_c = \tau \cdot b \cdot d = 5.45 \times 40 \times 17 = 3700 \text{ Kg.}$$

$V_c > V_1$ y V_2 Luego no se necesitan estribos estructurales.

CALCULO DEL ACERO EN LAS VIGAS V-1 y V-2.- EJES INTERMEDIOS.-ACERO V-2.- APOYO ③.-

$$M = 360 \text{ Kgmts}$$

$$N = 2380 \text{ Ks}$$

$$b = 30 \text{ cms}$$

$$h = 25 \text{ ''}$$

$$d = 22 \text{ ''}$$

$$d'' = \frac{h}{2} - 3 = 9.5 \text{ cms}$$

Como en los ejes A y F la sollicitacion es tan baja que resulta una columna minima con 4 ϕ 5/8 y 1 ϕ 1/4 @ 25cms

MOMENTO POSITIVO.-

Carga axial máxima en el punto de máximo momento positivo.-

(Ver fórmula pag. 15) $N = 3260 \text{ Ks}$; $M = 1650 \text{ Kgmts}$.

$$e = M/N + d'' = 1650/3260 + 0.095 = 0.415 \text{ mts}$$

$$N_e = 3260 \times 0.415 = 1380 \text{ Kgmts} < M_c$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d_i} = \frac{N_e}{f_s j d_i} = \frac{1380}{17.85 \times 22 \times 0.675} = 5.2 \text{ cm}^2 = \underline{4\phi 1/2''} > A_{s \text{ min}}$$

APOYO ②.-

$$M = -1990 \text{ Kgmts}$$

$$N = -4430 \text{ Ks}$$

$$e = M/N + d'' = 1990/-4430 + 0.095 = 0.355 \text{ mts}$$

$$N_e = 4430 \times 0.355 = 1580 \text{ Kgmts} < M_c$$

$$i = \frac{1}{1} + \frac{d}{e} = 0.64$$

$$A_s = \frac{1580}{17.85 \times 22 \times 0.64} = 6.3 \text{ cm}^2 = \underline{5\phi 1/2''}$$

REFUERZO PARA ESFUERZO CORTANTE.-

Como $V_c = 3700 \text{ Kps}$ no se necesitan estribos estructurales.

CALCULO DEL ACERO DE LAS VIGAS V-3 EJES INTERMEDIOS.-

(Ver figura pag. 17).

APOYO ②.-

$$M = -3900 \text{ Kgmts} \quad \text{Sección} = b d = 40 \times 17 \text{ cm}^2$$

$$M_R = M - M_c = 3900 - 1300 = 2600 \text{ Kgmts}$$

$$A'_s = \frac{M_R}{f'_s (d-d')} = \frac{2600}{850 \times 14} = 21.8 \text{ cm}^2 = \underline{\underline{3\phi 7/8 + 5\phi 5/8''}}$$

$$A_s = \rho b d + \frac{M_R}{f_s (d-d')} = 0.0063 \times 40 \times 17 + \frac{2600}{20 \times 14} = 13.55 \text{ cm}^2 = \underline{\underline{3\phi 3/4 + 4\phi 1/2''}}$$

TRAMO.-

$M = +2700 \text{ Kgmts}$; Como en las V-3 A y F $kd < t$ (Secc. rectangular)

Asumo, según normas A.C.I. $b = 65 \text{ cms}$

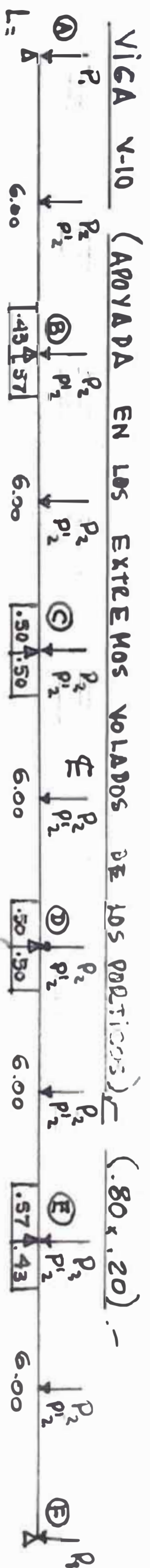
$$\therefore M_c = 2120 \text{ Kgmts}$$

$$A'_s = \frac{2700 - 2120}{8.5 \times 14} = 4.88 \text{ cm}^2 = \underline{\underline{4\phi 1/2''}}$$

$$A_s = \rho b d + \frac{2700 - 2120}{20 \times 14} = 8.96 = \underline{\underline{5\phi 5/8''}}$$

REFUERZO PARA ESFUERZO CORTANTE.-

$V_c = 3700 \text{ Kgs} > V_1 \text{ y } V_2$ No se necesitan estribos estructurales



$P_1 = 3150$ Kgs (Reacion maxima de la V-3 en A y F)
 $P_2 = 2500$ Kgs " " las vigas V-3 intermedias)
 $P_1 = 2050$ Kgs " "
 $w = 380$ Kgs/ml (peso propio viga).

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO.-

EN AB.-

$$M_{AB} = 0$$

$$M_{BA} = \left(1.5 \frac{P_2 l}{8} + \frac{w l^2}{8}\right) = -(2800 + 1680) = -4480 \text{ Kgmts}$$

$$M'_{BA} = \left(\frac{1.5 P_1 l}{8} + \frac{w l^2}{8}\right) = -(2300 + 1680) = -3980 \text{ Kgmts}$$

EN TRAMOS RESISTANTES.-

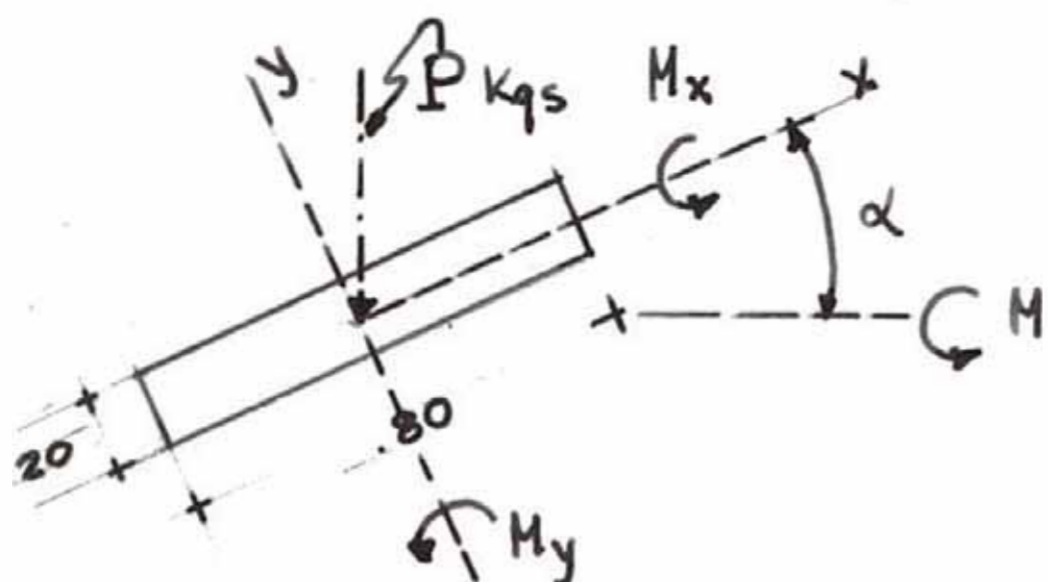
$$M_{12q} = -\left(\frac{P_2 l}{8} + \frac{w l^2}{12}\right) = -(1880 + 1120) = -3000 \text{ Kgmts}$$

$$M_{3maxh} = -\left(\frac{P_2 l}{8} + \frac{w l^2}{12}\right) = -(1540 + 1120) = -2660 \text{ Kgmts}$$

VIGA V-10.-

	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	(F)			
$L_i = 0$	6.00	[.43.57]	6.00	[.5.51]	6.00	[.5.51]	6.00	[.97.43]	6.00
$M_i =$	- 4480	+ 3000	- 3000	+ 3000	- 3000	+ 3000	- 3000	+ 4480	
$M_i =$	- 3980	+ 260	- 2660	+ 2660	- 2660	+ 2660	- 2660	+ 3980	
$M_i =$	- 4480	+ 3000	- 3000	+ 2660	- 2660	+ 3000	- 3000	+ 3980	
	+ 640	+ 840	+ 420	- 40	- 30	- 30	- 560	- 420	
	- 3840	+ 3840 Max	- 40	- 40	- 30	- 30	- 3560	+ 3560	
$L_i = 0$	1.38	1.70							
$L_i =$	- 3980	+ 3000	- 3000	+ 3000	- 3000	+ 2660	+ 4480		
	+ 420	+ 560	+ 280	+ 215	- 520	- 1040	- 780		
	- 3560	+ 3560	- 245	- 245	+ 430	+ 215	+ 215		
			- 2970	+ 2970 Max	- 2570	+ 2570	- 90		
$L_i =$	1.34	1.46	1.36						
$L_i =$	- 4480	+ 2660	+ 3000	- 3000	+ 2660	+ 4480			
	+ 780	+ 1040	- 520	- 570	- 1640	- 780			
	+ 90	- 215	- 430	+ 430	+ 215	+ 215			
	- 3610	+ 3610	- 110	- 110	- 3610	+ 3610			
$L_i =$									
$+M_i =$	+ 3700 Max		+ 2780 Max		+ 3700 Max				
$L_i =$	1.34	1.28	1.28	1.34					
$+M_i =$	- 3980	+ 3000	- 3000	+ 3000	- 3000	+ 3980			
	+ 420	+ 560	+ 280	- 280	- 560	- 420			
	- 3560	+ 3560	+ 30	- 30	- 3560	+ 3560			
$L_i =$	1.60	1.30	1.30	1.60					
$+M_i =$	+ 2320 Max		+ 2320 Max						
$L_i =$	1.60	1.30	1.30	1.60					
$V_{M1} =$	1140	1140	1140	1140	1140				
$V_{M2} =$	1250	1250	1250	1250	1250				
$V_{M3} =$	640	200							
$V_{T1} =$	2390	2590	2390	2390	2390	1490			

ACERO EN LA V-10.-



$$\alpha = 28.25^\circ$$

$$M_x = M \cos \alpha = 0.882 M.$$

$$M_y = M \sin \alpha = 0.474 M.$$

PARA CALCULAR EL REFUERZO DE ESTA VIGA INCLINADA HE SUPUESTO QUE EL MOMENTO FLECTOR TOTAL "M" DERIVADO DEL HARDY CROSS (PAG. 21) SE DESCOMPONE EN DOS MOMENTOS "M_x" y "M_y" SEGUN LOS EJES QUE ANOTO ARRIBA; X Y Y RESPECTIVAMENTE.

MOMENTOS RESISTENTES SEGUN CADA EJE.-

$$M_{c_{xx}} = 11.21 \times 80 \times 17^2 = 2590 \text{ Kgmts.}$$

$$M_{c_{yy}} = 11.21 \times 20 \times 75^2 = 12600 \text{ Kgmts}$$

$$2 f'_s = 2 \times 12 \times 78.8 \frac{5.46-3}{5.46} = 850 \text{ Kgmts}$$

RESUMEN DE MOMENTOS PARA EL DISEÑO DE AS.-

	6.00	6.00	6.00	
		-3250 (Red. a la cara)	-2500 (Red. a la cara)	
L=	6.00	6.00	6.00	
M _{xx} =	+3250	-2870	+2050	-2200
M _{yy} =	+1750	-1540	+1100	-1190

TRAMO AB.-

$$M_{xx} = +3250 > M_c$$

$$M_R = 3250 - 2590 = 660 \text{ Kgmts}$$

$$A'_{s_{xx}} = \frac{660}{8.5 \times 14} = 5.65 \text{ cm}^2 = \underline{3 \phi 5/8''}$$

$$A_{s_{xx}} = 0.0063 \times 80 \times 17 + \frac{660}{20 \times 14} = 10.94 \text{ cm}^2 = \underline{6 \phi 5/8''}$$

$$A_{s_{min}} = 0.005 \times 80 \times 17 = 6.8 \text{ cm}^2$$

$$M_{yy} = +1750 < M_{cyy}$$

$$A_{syy} = \frac{M}{f_{sjd}} = \frac{M}{20 \times 893.75} = \frac{M}{1340} \text{ cm}^2 = \frac{1750}{1340} = 1.31 \text{ cm}^2 = \underline{2\phi 3/8''}$$

APOYO B.-

$$M_{xx} = 2870 > M_{cxx}$$

$$M_R = 2870 - 2590 = 280 \text{ Kgmts}$$

$$A'_{sxx} = \frac{280}{8.5 \times 14} = 2.35 \text{ cm}^2 = (\text{Prolongo } 2\phi 5/8 \text{ positivos})$$

$$A_{sxx} = 0.0063 \times 80 \times 17 + \frac{280}{20 \times 14} = 9.58 \text{ cm}^2 = \underline{5\phi 5/8''}$$

TRAMO BC.-

$$M_{xx} = +2050 \text{ Kgmts}$$

$$A_{sxx} = \frac{2050}{17.85 \times 17} = 6.75 \text{ cm}^2 = \underline{4\phi 5/8''}$$

$$M_{yy} = +1100 \text{ Kgmts}$$

$$A_{syy} = \frac{1100}{1340} = 0.82 = \underline{(\text{Asumo } 2\phi 3/8)}$$

APOYO C.-

$$A_{sxx} = \frac{2200}{17.85 \times 17} = 7.26 \text{ cm}^2 = \underline{4\phi 5/8''}$$

$$A_{syy} = \frac{1190}{1340} = 0.89 \text{ cm}^2 = \underline{(\text{Asumo } 2\phi 3/8)}$$

TRAMO CD.-

$$A_{sxx} = \frac{2450}{17.85 \times 17} = 8.1 \text{ cm}^2 = \underline{4\phi 5/8''}$$

$$A_{syy} = \frac{1320}{1340} = 0.98 \text{ cm}^2 = \underline{(\text{Asumo } 2\phi 3/8'')}$$

REFUERZO PARA CORTE.-

$$V_c = f_c b_j d = 5.25 \times 80 \times 0.893 \times 17 = 6400 \text{ Kgs.}$$

Luego no se necesitan estribos estructurales. y solamente se pondrán estribos constructivos. $2\phi \frac{1}{4} @ 20 \text{ cms.}$

VERIFICACION DE ADHERENCIA.-

Si tenemos en cuenta que:

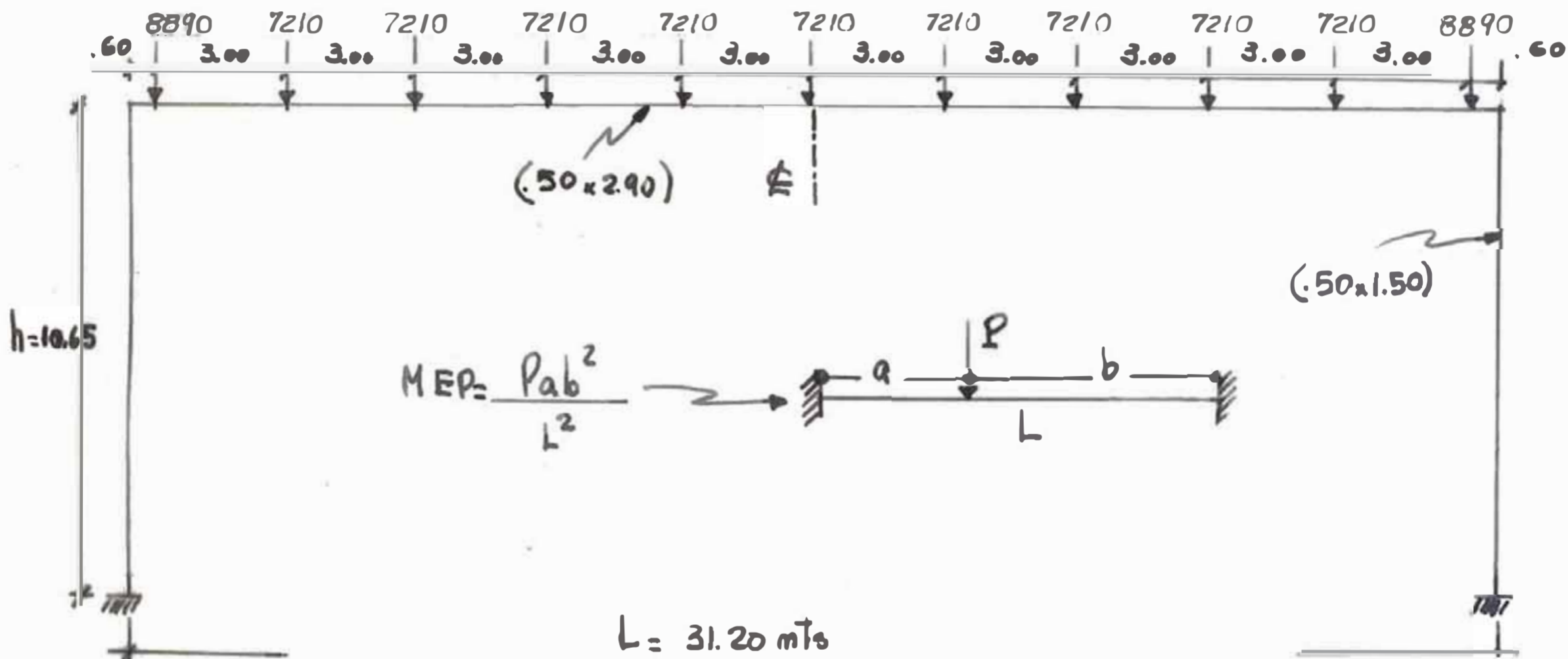
$$\Sigma a_{a \text{ máx}} = \frac{V_{\text{máx}}}{v_j d} = \frac{3030}{17.5 \times 0.893 \times 17} = 11.5 \text{ cms} = \underline{\underline{2\phi \frac{5}{8}''}}$$

PORTICOS DE LOS EJES 3 y 5.-

REACCIONES.

	<u>EJES INTERMEDIOS</u>		<u>EJES A y F</u>		
	<u>V</u>	<u>M_t</u>	<u>V</u>	<u>M_t</u>	
V-2 =	↑ 3800 Ks	↺ 7720 Kmts	↑ 4720 Ks	↺ 9420 Kmts	peso propio = $w = 0.5 \times 2.90 \times 2400$ $\therefore w = 3500 \text{ Kgs/ml.}$
V-1 =	↑ 530 "	↺ 3900 "	↑ 575 "	↺ 4900 "	
V-3 =	↑ 2880 "		↑ 3600 "		
	<u>V_T = ↑ 7210 "</u>	<u>M_t = ↺ 3820 "</u>	<u>V_T = ↑ 8890 "</u>	<u>M_t = ↺ 4520 "</u>	

V_T = CARAS VERTICALES EN KILOGRAMOS
M_t = MOMENTO TORSOR TOTAL EN KILOGRAMETROS.



MOMENTOS DE EMP. PERFECTO.- A = 8890 Kgs ; B = 7210 Kgs.

$$\frac{A}{L^2} \sum ab^2 = \frac{A}{L^2} \times 565 = \frac{8890 \times 565}{965} = 5200 \text{ Kmts}$$

$$\frac{B}{L^2} \sum ab^2 = \frac{A}{L^2} \times 25480 = \frac{7210 \times 25480}{965} = 190,000 \text{ Kmts}$$

$$wL^2/12 = 3500 \times 965 / 12 = 280,000 \text{ Kmts}$$

$$\sum M = \text{MEP} = 475,200 \text{ Kmts}$$

TORSION.-

MOMENTO TORSOR EN LAS CABEZAS DE LAS COLUMNAS = $\sum M_t / 2$

$$\frac{1}{2} \sum M_t = \frac{4520 + 4.6 \times 3820}{2} = 21710 \text{ Kmts}$$

CARGA EN LA BASE DEL PILAR.-

MIEMBROS INCLINADOS "A"		=	8.890.
" " INTERMEDIOS	4.5×7210	=	32.500
PESO PROPIO VIGA	3500×15.6	=	54.800
PESO PROPIO COLUMNA	$10.65 \times 0.5 \times 15 \times 2400$	=	18.400
REACCION VIGA ZONA JUGO	$\frac{1}{2}(5.48 + 3.50) 3500$	=	19.740
	Σ	=	<u>134.340 Kgs</u>

REACCIONES ISOSTATICAS EN LA VIGA.-

$$R_{\text{BAC. VIGA}} = 134,330 - 18400 - 19740 = \underline{96190 \text{ Kg}}$$

CARACTERISTICAS DEL PORTICO.- (TENGO EN CUENTA LA SIMETRIA DEL PORTICO Y DE SUS CARGAS)

$$k_v (\text{rigidez viga}) = 2.40^3 / 31.20 = 0.77$$

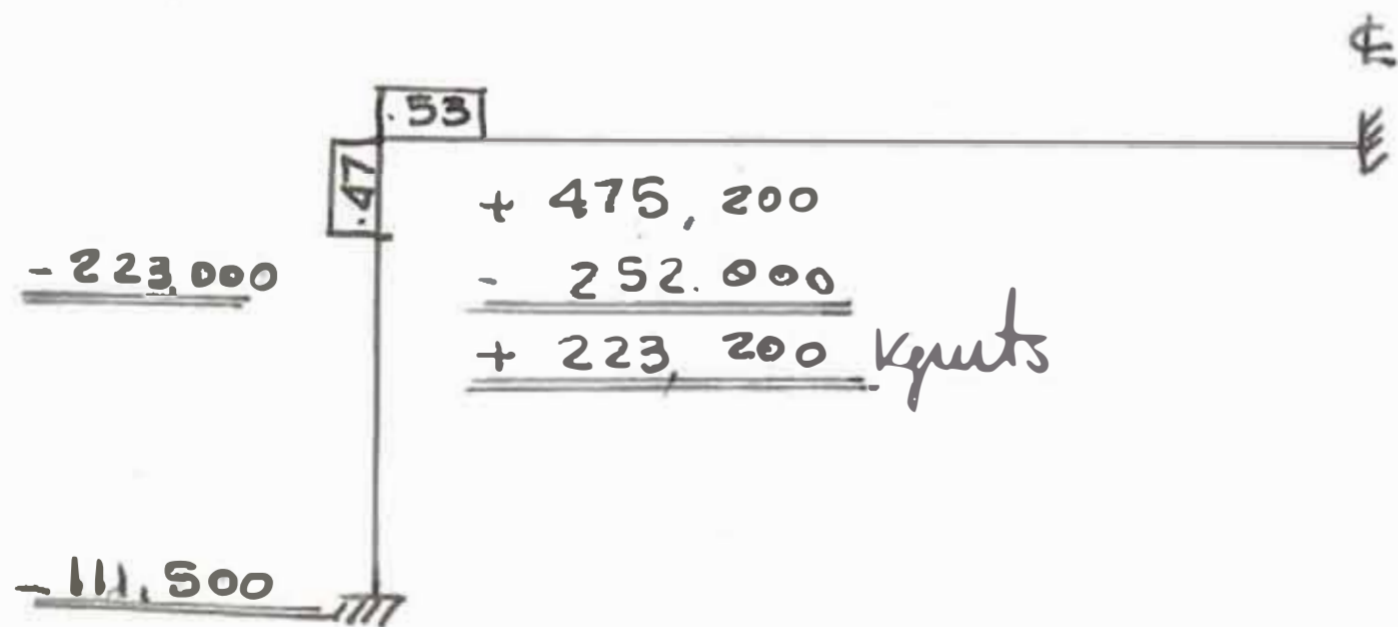
$$k_c (\text{rigidez columna}) = 1.5^3 / 10.65 = 0.336$$

$$k_v (1 - \beta) = 0.77 (1 - 0.5) = 0.385 \quad (\text{rigidez virtual de la viga})$$

$$k_c + k_v (1 - \beta) = .336 + .385 = .721$$

$$r_v = .385 / .721 = .53 \quad (\text{Coef. de distribucion de la viga})$$

$$r_c = .336 / .721 = .47 \quad (\text{" " " " " columna})$$



ARMADURA PORTICOS EBS 3x5.-ACERO POSITIVO.-

$$+M = +502,800 \text{ Kgmts}$$

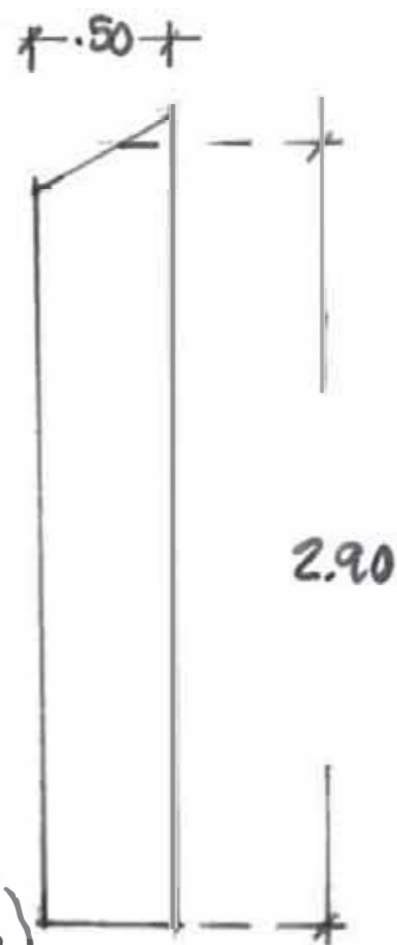
$$M_c = Kbd^2 = 11.21 \times 50 \times (290-10)^2 = 440,000 \text{ Kgmts}$$

$$f_s = 2000 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$A'_s = \frac{502800 - 440,000}{20 \times (290 - 2 \times 10)} = 11.6 \text{ cm}^2 = \underline{\underline{3\phi 1''}}$$

$$+A_s = 0.0063 \times 50 \times 280 + 11.6 = 99.8 \text{ cm}^2 = \underline{\underline{20\phi 1''}} \text{ (8\phi en Y para)}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.003 \times 50 \times 280 = 14\phi 1'' < +A_s$$

ACERO NEGATIVO.-

$$-M = 223,200 \text{ Kgmts} < M_c$$

$$A_s = \frac{223,200}{17.85 \times 280} = 44.7 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ min.}} = 14\phi 1''$$

$$\therefore -A_s = \underline{\underline{14\phi 1''}}$$

REFUERZO PARA ESFUERZO CORTANTE POR FLEXION Y POR TORSION.-

$$v'_c = \frac{V}{bjd} = \frac{96190}{50 \times 893 \times 280} = 7.72 \text{ Kgs/cm}^2 \text{ (Esf. corte por flexión)}$$

$$\psi = 3 + \frac{2.6}{0.45 + h/b} = 3 + \frac{2.6}{.45 + 280/50} = 3.416$$

$$T_t = \psi \frac{M_t}{b^2 h} = \frac{3.416 \times 2171000}{50^2 \times 290} = 10.1 \text{ Kgs/cm}^2 \text{ (Esf. corte por torsión)}$$

NOTA.- COMO UNA APROXIMACION, CALCULARE ESTREBOS⁽¹⁾ Y BARRAS DOBLADAS DE $\phi 1''$ A 45° EN FORMA INDEPENDIENTE PARA ABSORBER LOS ESFUERZOS CORTANTES POR FLEXION Y POR TORSION RESPECTIVAMENTE ASUMIENDO TAMBIEN QUE EL ESF. CORTANTE RESISTENTE DEL CONCRETO SIMPLE SE REPARTA PROPORCIONALMENTE A v'_c Y T_t .

(1) VERTICALES.

$$v_{c2} = 0.03 f'_c = 0.03 \times 175 = 5.25 \text{ Ks/cm}^2 \text{ (Esf. cortante resistente del concreto)}$$

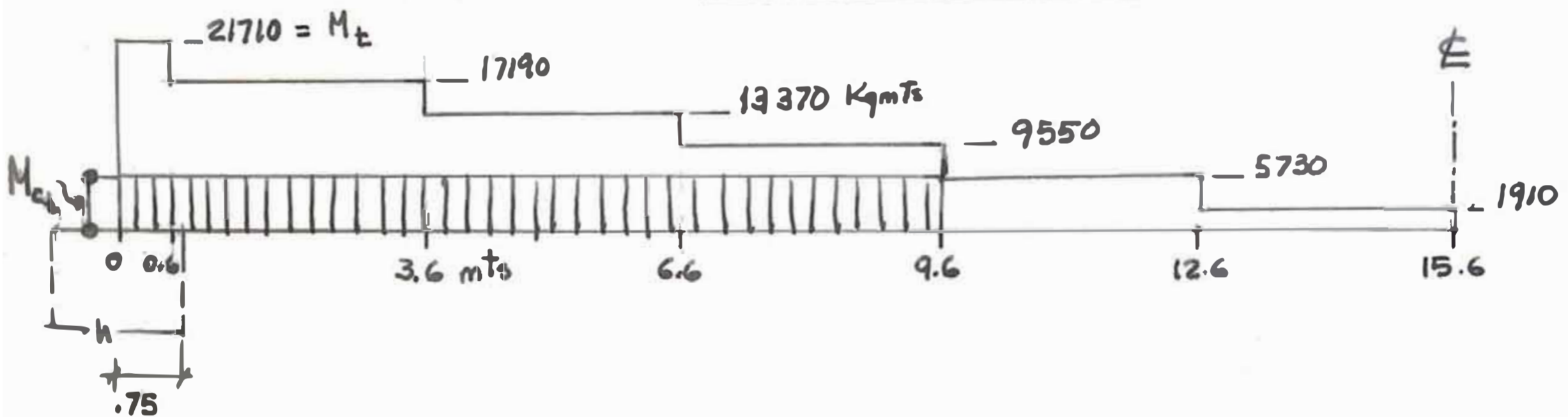
$$v_{c_f} = \frac{v'_c \times v_c}{v'_c + v_t} = \frac{7.72 \times 5.25}{7.72 + 10.1} = 2.26 \text{ Kps/cm}^2 \text{ (Para corte por flexión)}$$

$$v_{c_t} = \frac{v_t \times v_c}{v'_c + v_t} = \frac{10.1 \times 5.25}{7.72 + 10.1} = 2.97 \text{ Kps/cm}^2 \text{ (Para corte por torsión)}$$

$$V_{c_f} = v_{c_f} b_j d = 2.26 \times 50 \times 0.893 \times 280 = \underline{28350} \text{ Kgs (FUERZA-CORTANTE-RESISTENTE)}$$

$$M_{bt} = v_{c_t} \frac{b^2 h}{\gamma} = \frac{2.97 \times 50^2 \times 290}{3.416} = \underline{6300} \text{ Kgmts (MOMENTO-TORSOR-RESISTENTE)}$$

DIAGRAMA DE TORSION



MOMENTOS DE TORSION REHANTES. -

ABCISAS 0.75 a 3.6 $M'_t = 17190 - 6300 = 10890 \text{ Kgmts}$

ABCISAS 3.6 a 6.6 $M''_t = 13370 - 6300 = 7700 \text{ ''}$

ABCISAS 6.6 a 9.6 $M'''_t = 9550 - 6300 = 3250 \text{ ''}$

LA SIGTE. FORMULA DA EL REFUERZO EN BARRAS DOBLADAS⁽¹⁾ EN $\text{cm}^2/\text{cm lineal}$

$$f_a = \frac{M_t}{2b_n h_n \tau_a \sqrt{2}} \text{ cm}^2/\text{cm} \quad \begin{cases} b_n = 50 - 10 = 40 \text{ cms} \\ h_n = 290 - 10 = 280 \text{ cms} \\ \tau_a = 1200 \text{ Kps/cm}^2 \end{cases}$$

$$\therefore f_a = \frac{M_t}{2\sqrt{2} \times 40 \times 280 \times 1200} = \frac{M_t}{37'800,000} \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$f_a' = 1089000 / 37.800.000 = 0.0299 \text{ cm}^2/\text{cm} = 2.9 \text{ cm}^2/\text{mt}$$

$$f_a'' = 770000 / 37.800.000 = 0.0203 \text{ cm}^2/\text{cm} = 2.03 \text{ cm}^2/\text{mt}$$

$$f_a''' = 325000 / 37.800.000 = 0.0086 \text{ cm}^2/\text{cm} = 0.86 \text{ cm}^2/\text{mt}$$

1) a 45°

POR CONDICIONES DE ANCLAJE DEL REFUERZO POSITIVO (TRACCIONADO) EN ZONA COMPRESION, DOBLARE ALGUNOS DE ESTOS EN LA SOTE. ROCHA

$2\phi 1''$ @ 60, $2\phi 1.30$, $3\phi 1.80$ A PARTIR DE LA CARA DE LA COLUMNA.

LOS QUE ALA VEZ REBAZAN LAS CONDICIONES DE TORSION.

VERIFICACION DE ADHERENCIA.-

ACERO POSITIVO EN EL PUNTO DE INFLEXION.-

$$V_{pi} = 78000 \quad \Sigma_o = \frac{V}{\alpha_j d} = \frac{78000}{17.5 \cdot 893 \cdot 280} = 18.6 \text{ cm}^2 = 3\phi 1''$$

ACERO NEGATIVO EN EL APOYO.-

$$V = 96190 \quad \Sigma_o = \frac{96190}{17.5 \cdot 893 \cdot 280} = 23 \text{ cm}^2 = 3\phi 1''$$

VERIFICACION DE LOS DOBLECES.-

$$A_s = \frac{M}{1785 \cdot 280} = \frac{M \text{ kgmts cm}^2}{5000}$$

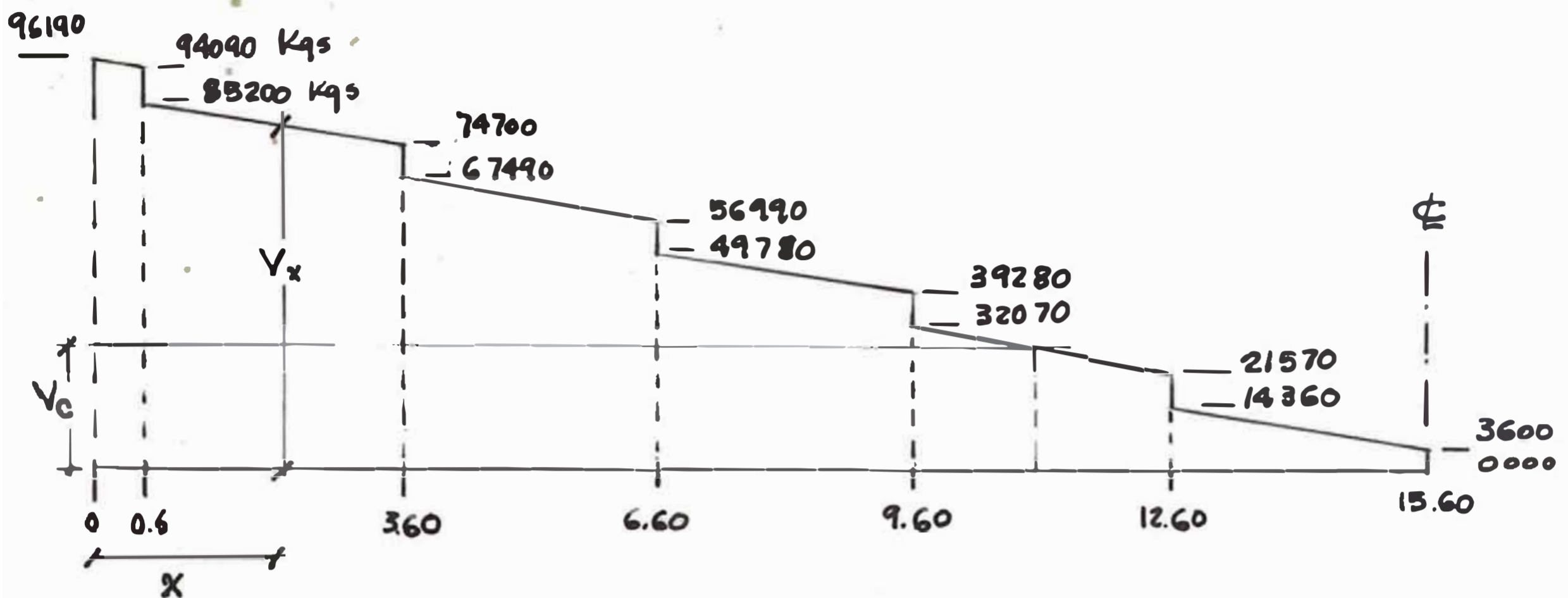
$$A_{s2.95} = 99000 / 5000 = 20 \text{ cm}^2 = 4\phi 1'' < 12\phi 1''$$

$$A_{s6.75} = 212,500 / 5000 = 42.5 \text{ cm}^2 = 9\phi 1'' < 14\phi 1''$$

$$A_{s7.55} = 308,000 / 5000 = 62.0 \text{ cm}^2 = 12\phi 1'' < 16\phi 1''$$

$$A_{s9.35} = 385,000 / 5000 = 77.0 \text{ cm}^2 = 15\phi 1'' < 18\phi 1''$$

NOTA.- A_{s_n} = Acero en la seccion ubicada en la abscisa "n" a partir del eje de la columna.

REFUERZO PARA ESFUERZO CORTANTE.-

PARA ENTRAR AL DIAGRAMA DE ESTRIBOS SE DEBE PROCEDER ASI:

CALCULAR LAS INVERSA $1/s$ DE LOS ESPACIAMIENTOS DE ESTRIBOS CADA CIERTA DISTANCIA (DIGAMOS DEBAJO DE CADA CARGA) Y DIBUJAR EL DIAGRAMA DE $1/s$ EN EL DIAG. DE ESTRIBOS.

$$\therefore \frac{1}{s_x} = \frac{V_x - V_c}{a_s f_s j d} \quad \begin{cases} V_c = 28350 \text{ Kg} \\ a_s = 2.52 \text{ cm}^2 \\ f_s = 2000 \text{ Kgs/cm}^2 \end{cases}$$

A CONTINUACION DOY LOS VALORES $1/s_x$ PARA CADA V_x

V_x	=	96190	-	94090	-	85200	-	74700	-	67490	-	56990	-	49780	-	39280	-	32070
$1/s_x$	=	0.053	-	0.0482	-	0.0416	-	0.034	-	0.0288	-	0.021	-	0.0157	-	0.008	-	0.0027

RESULTANDO:

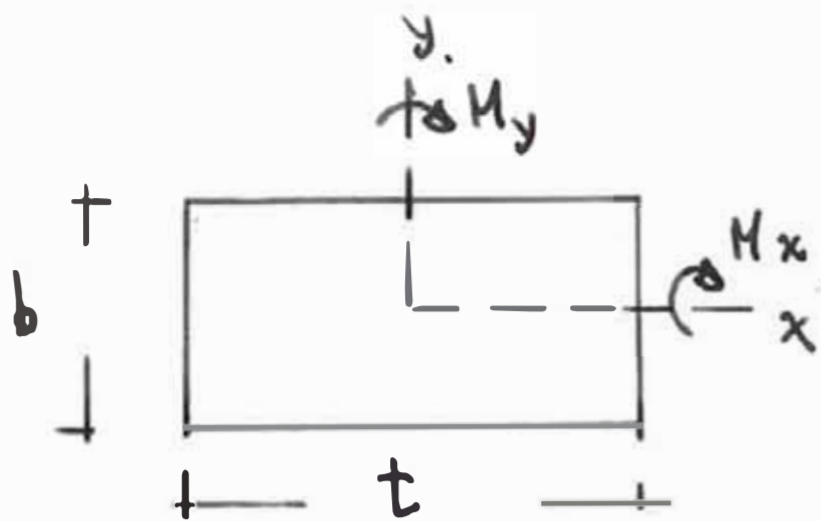
$\square \phi \frac{1}{2}$ 1@5, 4@20, 8@25, 3@30, 7@40, 8@50, RESTO @ 70 cms.

CALCULO DE COLUMNAS.-

COMO DIJE AL COMIENZO EL CALCULO DEL REFUERZO DE LAS COLUMNAS LO HARE POR EL METODO DE LA MÁXIMA RESISTENCIA. ADOPTARE PARA ESTE CALCULO UNICAMENTE LOS INFORMES PROPORCIONADOS POR "JOURNAL OF AMERICAN CONCRETE INSTITUTE".

LUEGO, EL FACTOR DE CARGA $K=2$ RECOMENDADO POR EL "A.C.I" EL CUAL MULTIPLICADO POR LA CARGA DE LA COLUMNA ME DARA LA CARGA DE ROTURA " P_u ".

ACERO COLS. PORTICOS EJES "3" y "5".-



EL M_x DEBIDO A LA TORSION EN LA VIGA LO DESPRECIO.

VOY HA CALCULARLA EN CUATRO SECCIONES.

SECCION EJE DE LA VIGA.-

$$M_y = 223,200 \text{ Kgmts}$$

$$P = 114590 \text{ Ks}$$

$$P_u = 2P = 229,180 \text{ Ks}$$

$$b \times t = 50 \times 150$$

$$t_s/t = 150 - 22/150 = .85 \quad ; \quad d/t = .87$$

$$m = \frac{f_y}{.85 f'_c} = \frac{4250}{.85 \times 175} = 28.6$$

$$\frac{P_u}{f'_c b t} = \frac{229,180}{175 \times 50 \times 150} = 0.174 \quad \textcircled{1}$$

$$\frac{P_u}{f'_c b t} = .36 \left(\frac{90,000}{90,000 + f_y} \right) \left(1 + t_s/t \right) = .40$$

$0.174 < 0.40$ (Seccion controlada por tension)

$$e' = M_y/P = 1.94$$

$$e'/t = 1.29$$

$$\frac{P_u}{f'_c b t} \times \frac{e'}{t} = 0.174 \times 1.29 = 0.225 \quad \textcircled{2}$$

CON LOS VALORES $\textcircled{1}$ y $\textcircled{2}$ SE ENTRA A LOS TABACOS "A.C.I" Y SALE:

$$P_t m = 0.52 \quad \therefore P_t = \frac{0.52}{m} = \frac{0.52}{28.6} = 0.0182 \text{ (CUANTIA TOTAL)}$$

$$A_s = P_t b t = 0.0182 \times 50 \times 150 = 136 \text{ cm}^2 = \underline{\underline{36 \phi^{17/8}}} \text{ (7 } \phi \text{ EN CADA CAPA)}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.01 b d < A_s$$

SECCION FONDO DE LA VIGA.-

$$M = 175,000 \text{ Kgmts}$$

$$P = 114590$$

$$P_u = 229,180$$

$$b \times t = 50 \times 150$$

$$t_s/t = 150 - 17/150 = .89$$

$$d/t = .92$$

$$e = M/P = 1.53 \text{ mts}$$

$$e'/t = 1.53/1.50 = 1.00$$

$$P_u/f'_c b t = 229,180 / 175 \times 7500 = 0.174 \quad \textcircled{1}$$

$$P_b/f'_c b t = .36 \left(\frac{90000}{90000 + 60000} \right) \left(1 + \frac{t_s}{t} \right) = 0.216 \times 1.89 = .41 \quad \left. \vphantom{P_b/f'_c b t} \right\} 0.174 < .41 \text{ (CONT. TEN)}$$

$$P_u/f'_c b t \times e'/t = 0.174 \times 1.00 = 0.174 \quad \textcircled{2}$$

CON $\textcircled{1}$ Y $\textcircled{2}$ DE LOS ABACOS:

$$P_t^m = 0.3 \quad \therefore P_t = \frac{0.3}{28.6} = 0.0105 > 0.01$$

$$A_s = P_t b t = 0.0105 \times 7500 = 79 \text{ cm}^2 = \underline{\underline{21 \phi 7/8''}}$$

SECCION A UN TERCIO DE LA ALTURA LIBRE, A PARTIR DEL FONDO DE LA

$$M = 78,000$$

$$P = 114,590 \text{ Ks}$$

$$b \times t = 50 \times 150$$

$$P_u = 229,180 \text{ ''}$$

$$t_s/t = 150 - 12 / 150 = .92 ; d/t = .95$$

$$e' = M/P = .675$$

$$e'/t = .45$$

$$\textcircled{1} P_u/f'_c b t = 229,180 / 175 \times 7500 = 0.174 \quad \left. \vphantom{P_u/f'_c b t} \right\} 0.174 < 0.414 \text{ (CONT. TENSION)}$$

$$P_b/f'_c b t = 0.216 \times 1.92 = 0.414$$

$$\textcircled{2} \frac{P_u}{f'_c b t} \times \frac{e'}{t} = 0.174 \times .45 = 0.0785$$

CON $\textcircled{1}$ Y $\textcircled{2}$ DE LOS ABACOS:

$$P_t^m = 0.06 \quad \therefore P_t = \frac{0.06}{28.6} = 0.0021 < 0.01$$

$$\therefore A_s = P_t b d = 0.01 \times 7500 = 75 \text{ cm}^2 = \underline{\underline{20 \phi 7/8''}}$$

SECCION EN LA BASE DE COLUMNA.-

$$M = 111,500 \text{ Kgmts}$$

$$P = 134,330 \text{ Ks}$$

$$b \times t = 50 \times 150$$

$$P_u = 2P = 268,660 \text{ Ks}$$

$$t_s/t = 138 / 150 = .92 ; d/t = .$$

$$e' = M/P = .83$$

$$e'/t = .55$$

$$\rho_o / f'_{c} b t = \frac{268,660}{175 \times 7500} = 0.204 \quad \textcircled{1}$$

$$\rho_b / f'_{c} b t = 0.216 \times 1.92 = 0.414$$

0.204 < 0.414 (CONT. TENSION)

$$\frac{\rho_u}{f'_{c} b t} \times \frac{e'}{t} = 0.204 \times 0.55 = 0.112 \quad \textcircled{2}$$

CON $\textcircled{1}$ Y $\textcircled{2}$ DE LOS ABACOS A.C.I SACO:

$$\rho_t^m = 0.1 \quad \therefore \rho_t = \frac{0.1}{28.6} = 0.0035 < 0.01$$

$$\therefore A_s = \rho b t = 0.01 \times 7500 = 75 \text{ cm}^2 = \underline{\underline{20 \phi 7/8''}}$$

ESTRIBOS.-

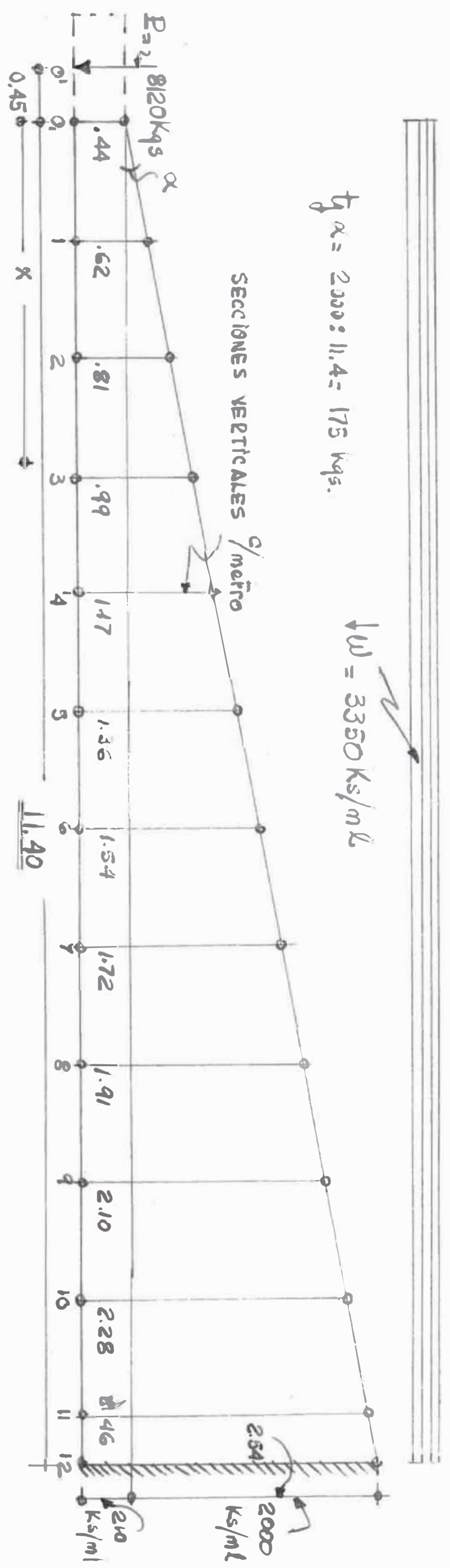
$$S \leq \begin{cases} 16 \times 2.23 = 36 \text{ cms} \\ 48 \phi_1 = 46 \text{ cms} \\ d_{\text{min}} = 50 \end{cases}$$

COLOCO  DOBLES $\phi 3/8''$ @ 35 cms.

VOLADOS DE LOS PÓRTICOS DE LOS EJES INTERMEDIOS.-

$t_f \alpha = 2000 : 11.4 = 175 \text{ Kgs.}$

$\downarrow W = 3350 \text{ Ks/ml}$



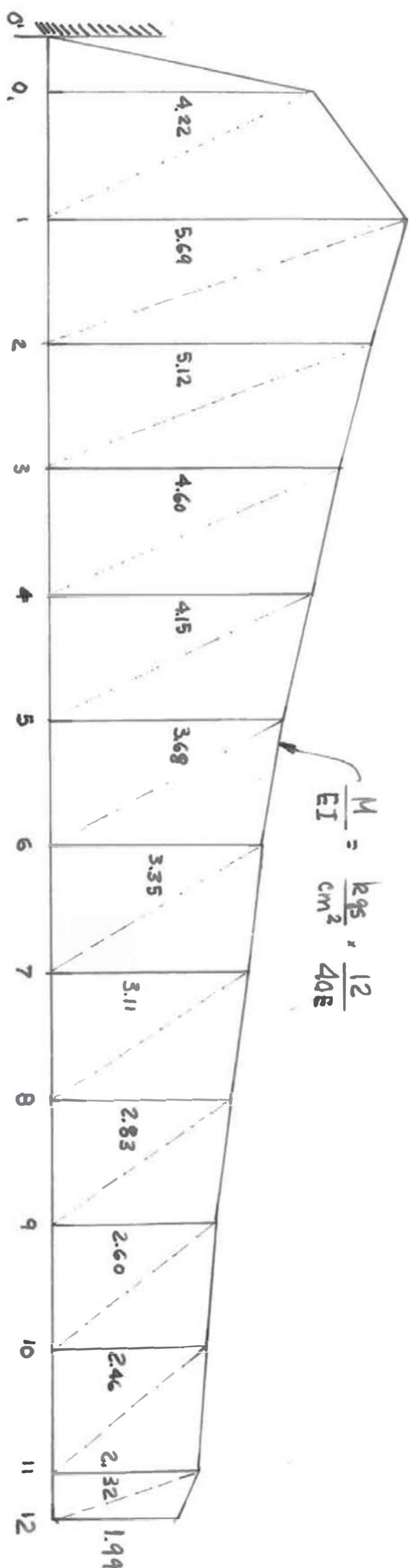
MOMENTOS DE FLEXION.- M_x

$M_x = P(0.45+x) + \frac{1}{2}Wx^2 + \frac{1}{2} \cdot 210x^2 + 175x \cdot \frac{1}{2}x \cdot \frac{1}{3}x = 8120(0.45+x) + 1780x^2 + 29.2x^3 = 3650 + 8120x + 1780x^2 + 29.2x^3$

$M_0' = 0$	$I_x = \frac{40}{12} h^3 \text{ cm}^3 = 0$	$\frac{EI_x}{40} M \cdot \frac{12}{40}$
$M_0 = 3650 \text{ Kqmts}$	$= 85140$	$= 4.22$
$M_1 = 3650 + 8120 + 1780 + 29.2 = 13,579 \text{ Kqmts}$	$= 238,328$	$= 5.69$
$M_2 = 3650 + 16240 + 7100 + 240 = 27,230 \text{ "}$	$= 531,441$	$= 5.12$
$M_3 = 3650 + 24360 + 16000 + 790 = 44,800 \text{ "}$	$= 970,299$	$= 4.60$
$M_4 = 3650 + 32485 + 28500 + 1850 = 66,400 \text{ "}$	$= 1,601,613$	$= 4.15$
$M_5 = 3650 + 40600 + 44500 + 3650 = 92,400 \text{ "}$	$= 2,515,456$	$= 3.68$
$M_6 = 3650 + 48720 + 64000 + 6300 = 122,670 \text{ "}$	$= 3,652,264$	$= 3.35$
$M_7 = 3650 + 56840 + 87,200 + 9900 = 157,590 \text{ "}$	$= 5,088,448$	$= 3.11$
$M_8 = 3650 + 64960 + 114,000 + 14900 = 197,510 \text{ "}$	$= 6,967,871$	$= 2.83$
$M_9 = 3650 + 73080 + 144,000 + 21200 = 241,930 \text{ "}$	$= 9,261,000$	$= 2.60$
$M_{10} = 3650 + 81200 + 178,000 + 29200 = 292,050 \text{ "}$	$= 11,852,352$	$= 2.43$
$M_{11} = 3650 + 89320 + 215,000 + 38600 = 346,480 \text{ "}$	$= 14,886,936$	$= 2.32$
$M_{12} = 3650 + 97460 + 232,000 + 43000 = 371,150 \text{ " (Max)}$	$= 18,609,625$	$= 1.99$

$M_{12} (\text{min}) = 6330 \times 11.85 + \frac{1}{2}(3000+210)11.4^2 + \frac{1}{2} \cdot 2000 \times 11.4 \times \frac{1}{3} = 75000 + 208000 + 43400 = 326,400 \text{ Kqmts (Momento mínimo)}$

VOLADOS PORTICOS INTERMEDIOS.- DIAGRAMA DE MOMENTOS REDUCIDOS.-



Deflexion del volado en O' = Momento del volado, cargado con el diagrama reducido, con respecto a O'.

$$\frac{1}{2} (0.45 * 4.22 * 0.15) = 0.142 * \frac{10000 * 12}{40E}$$

2.11 * 0.78	=	1.642	*	"
2.84 * 1.11	=	3.160	*	"
2.84 * 1.78	=	5.060	*	"
2.56 * 2.11	=	5.409	*	"
2.56 * 2.78	=	7.120	*	"
2.30 * 3.11	=	7.160	*	"
2.30 * 3.78	=	8.700	*	"
2.07 * 4.11	=	8.500	*	"
2.07 * 4.78	=	9.900	*	"
1.84 * 5.11	=	9.420	*	"
1.84 * 5.78	=	10.620	*	"
1.67 * 6.11	=	10.240	*	"
1.67 * 6.78	=	11.340	*	"
1.56 * 7.11	=	11.100	*	"
1.56 * 7.78	=	12.150	*	"

1.41 * 8.11	=	11.440
1.41 * 8.78	=	12.350
1.30 * 9.11	=	11.850
1.30 * 9.78	=	12.700
1.23 * 10.11	=	12.420
1.23 * 10.78	=	13.200
1.16 * 11.11	=	12.900
2.32 * 0.2 * 11.583	=	5.350
1.99 * 0.2 * 11.717	=	4.660

$$\delta_{O'} = \sum = \frac{218.525 \text{ Kg} * \frac{10000 * 12}{40E}}{\text{cm}} = \text{cms (Deflexion de O')}$$

MOMENTO EN LAS Y-3 DEBIDO AL DESCENSO DE O'. - SUPONGO QUE SE APOYAN SIMPLEMENTE EN O'

$$M = \frac{6EI \delta_{O'}}{L^2} * 15 = \frac{9EI \delta}{L^2} = \frac{9 * 800 * 2185250}{735^2} * 1028.25^\circ = \underline{\underline{250. \text{Kgmts}}}$$

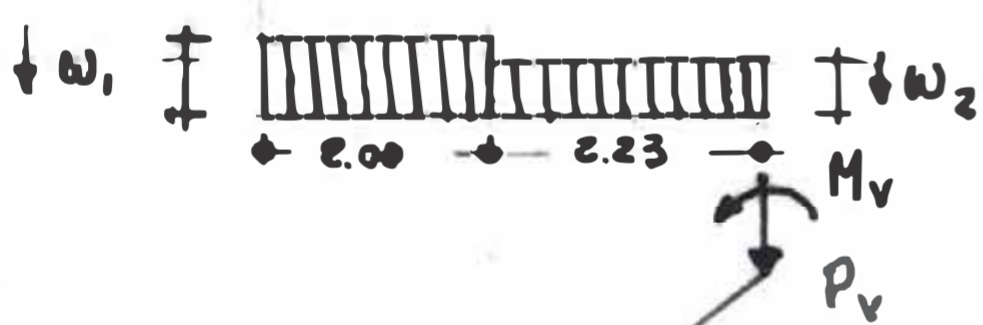
VOLADOS EJES INTERMEDIOS.- FUERZAS CORTANTES.- (Ver. fig. pág. 35)

$$V_x = P + Wx + 210x + \frac{2000}{11.4} \cdot x \cdot \frac{1}{2}x = (8120 + 3560x + 87.5x^2) \text{ Kgs.}$$

$V_0 = V_0$	=	8120 Kgs
$V_1 = 8120 + 3560 + 87.5$	=	11770 "
$V_2 = 8120 + 7120 + 350$	=	15590 "
$V_3 = 8120 + 10680 + 790$	=	19590 "
$V_4 = 8120 + 14200 + 1400$	=	23720 "
$V_5 = 8120 + 17800 + 2180$	=	28100 "
$V_6 = 8120 + 21300 + 3150$	=	32570 "
$V_7 = 8120 + 25000 + 4280$	=	37400 "
$V_8 = 8120 + 28560 + 5600$	=	42720 "
$V_9 = 8120 + 32000 + 7100$	=	47220 "
$V_{10} = 8120 + 35600 + 8750$	=	52470 "
$V_{11} = 8120 + 39200 + 10600$	=	57920 "
$V_{12} = 8120 + 40500 + 11400$	=	<u>60,000 "</u> (Máximo)

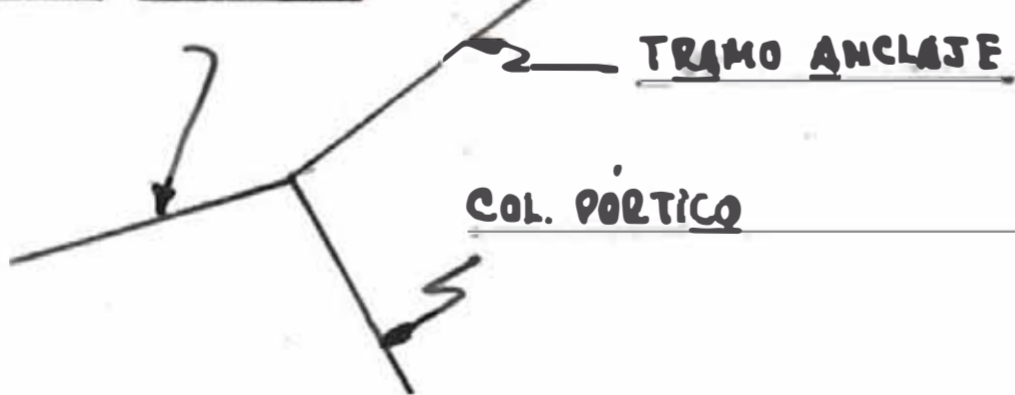
$$V_{MIN_{12}} = 6330 + 3210x + 87.5x^2 = 6330 + 3210 \times 11.40 + 11400 = \underline{44,230 \text{ Kgs}} \text{ (CORTA MÍNIMO)}$$

TRAMO DE ANCLAJE DE LOS VOLADOS-INTERMEDIOS.- (Ver. fig. pág N° 38)



	w_1 Kgs/ml	w_2 Kgs/ml	M_v Kmts	P_v Kgs
CON s/c =	8950	3350	371,150	60,000
SIN s/c =	5180	3000	326,400	44,230

VIGA CRADERIA



Peso propio anclaje = $W = 2.70 \times 4.4 \times 1.00 \times 2400 = 2600 \text{ Kgs/ml}$

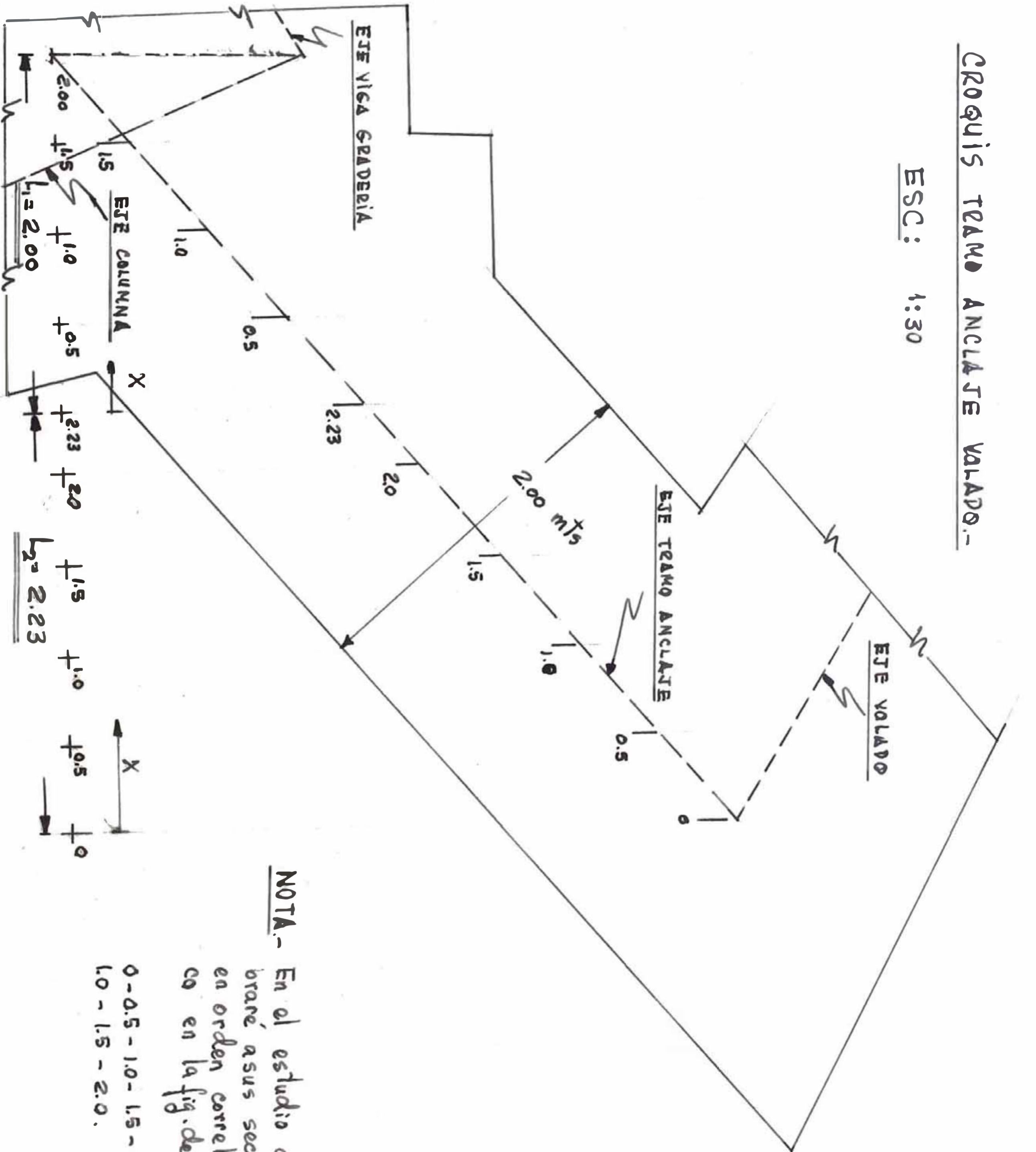
$W = 2600 \text{ Kgs/ml}$

FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN ENPOTRAMIENTO DEL ANCLAJE EN EL PORTICO.-

$$V_{MIN} = 44230 + 3000 \times 2.23 + 5180 \times 2.00 + 4.23 \times 2600 = \underline{72280 \text{ Kgs.}}$$

CROQUIS TRAMO ANCLAJE VALADO.-

ESC: 1:30



NOTA.- En el estudio del anclaje nombraré a sus secciones, siempre, en orden correlativo, como indica en la fig. de la izquierda.

0 - 0.5 - 1.0 - 1.5 - 2.0 - 2.23 - 0.5 -
1.0 - 1.5 - 2.0.

FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN ANCLAJE VOLADOS INTERMEDIOS.-

De derecha a izquierda:

$$V_{2x} = P_v + (w_2 + w)x = 60,000 + (3350 + 2600)x = 60,000 + 5950x \text{ Kgs}$$

$$V_0 = 60,000 \text{ Kgs}$$

$$V_{0.5} = 60,000 + 2875 = 62,875 \text{ Kgs}$$

$$V_{1.0} = 60,000 + 5950 = 65,950 \text{ "}$$

$$V_{1.5} = 60,000 + 8900 = 68,900 \text{ "}$$

$$V_{2.00} = 60,000 + 11800 = 71,800 \text{ "}$$

$$V_{2.23} = 60,000 + 13200 = 73,200 \text{ "}$$

$$V_{1x} = V_{2.23} + (w_1 + w)x = 73,200 + (8950 + 2600)x = 73,200 + 11550x$$

$$V_{0.5} = 73,200 + 5800 = 79,000 \text{ Kgs}$$

$$V_{1.0} = 73,200 + 11550 = 84,750 \text{ "}$$

$$V_{1.8} = 73,200 + 17350 = 90,550 \text{ "}$$

$$V_{2.0} = 73,200 + 23100 = \underline{96,300 \text{ "}} \text{ (Máxima)}$$

MOMENTOS DE FLEXION MAXIMOS EN ANCLAJE VOLADOS INTERMEDIOS.-

$$M_{2x} = M_y - \frac{1}{2}(w'_2 + w)x^2 - P_v x = 371,150 - 2800x^2 - 60,000x$$

$$M_0 = 371,150 = 371,150 \text{ Kgmts}$$

$$M_{0.5} = 371,150 - 700 - 30,000 = 340,450 \text{ "}$$

$$M_{1.0} = 371,150 - 2800 - 60,000 = 308,350 \text{ "}$$

$$M_{1.5} = 371,150 - 6300 - 90,000 = 274,850 \text{ "}$$

$$M_{2.0} = 371,150 - 11,200 - 120,000 = 239,950 \text{ "}$$

$$M_{2.23} = 371,150 - 14,000 - 134,000 = 223,150 \text{ "}$$

$$M_{1x} = M_{2.23} - \frac{1}{2}(w'_1 + w)x^2 - V_{2.23}x = 223,150 - 3890x^2 - 72,500x$$

donde: $V_{2.23} = 60,000 + 2.23(2600 + 3000) = 72,500$

$$M_{0.5} = 223,150 - 970 - 36250 = 185,930 \text{ Kgmts}$$

$$M_{1.0} = 223,150 - 3890 - 72500 = 146,760 \text{ "}$$

$$M_{1.5} = 223,150 - 8750 - 108750 = 105,650 \text{ "}$$

$$M_{2.0} = 223,150 - 15600 - 145,000 = 62,750 \text{ "}$$

VOLADOS DE LOS POETICOS DE LOS ESTES "A" Y "F" - (Ver. fig. pag. 35)

MOMENTOS DE FLEXION - M_x

$P = 5450 \text{ Kgs}$; $W = 2570 \text{ Kgs/m.l}$ (Reaca. losa); LAS DEMAS CARGAS SON IGUALES A LAS INTERMEDIAS.

$$M_x = P(.45+x) + \frac{1}{2} Wx^2 + \frac{1}{2} \cdot 210 x^2 + 172 x \cdot \frac{1}{2} x \cdot \frac{1}{3} x = 5450(x+.45) + 1390x^2 + 29.2x^3 = 2460 + 5450x + 1390x^2 + 29.2x^3$$

	MOMENTOS DE FLEXION		$I_x = \frac{40}{12} h^3$	$\frac{1}{EI_x} M_x \frac{l^2}{40}$
$M'_0 =$	0	=	0	000
$M_0 =$	2460	=	85184	289
$M_1 =$	2460 + 5450 + 1390 + 29.2	=	238328	4.27
$M_2 =$	2460 + 10900 + 5560 + 240	=	531,441	3.58
$M_3 =$	2460 + 16350 + 12500 + 790	=	970,295	3.32
$M_4 =$	2460 + 21800 + 22000 + 1890	=	1601,613	3.02
$M_5 =$	2460 + 27250 + 34800 + 3650	=	2515,456	2.72
$M_6 =$	2460 + 32700 + 50,000 + 6300	=	3652,264	2.50
$M_7 =$	2460 + 38150 + 68,000 + 9900	=	51088,448	2.34
$M_8 =$	2460 + 43600 + 89,000 + 14900	=	6967,871	2.15
$M_9 =$	2460 + 49050 + 112,500 + 21200	=	9261,000	2.00
$M_{10} =$	2460 + 54500 + 139,000 + 29200	=	11,852,352	1.90
$M_{11} =$	2460 + 59950 + 168,000 + 38600	=	14886,936	1.80
$M_{12} =$	2460 + 62000 + 181,000 + 43000	=	18609,625	1.55

$$M_{12} \text{ (min)} = 4640 \times 11.85 + \frac{1}{2} (2350 + 210) 11.4^2 + \frac{1}{2} \times 2000 \times \frac{1}{3} \times 11.4^2 = 55000 + 166,500 + 43,400 = \underline{264,900 \text{ Kgmts (Momento minimo)}}$$

VOLADOS DE LOS PORTICOS DE LOS EJES "A" y "F".-

DIAGRAMA DE MOMENTOS REDUCIDOS. - (Ver pág 36 y 3ª columna de la pág. 40).

CALCULO DE $\sum M/EI$ (DESCENSO DE O')

0.5 x 2.89 x 1.15	=	9.100	1.25 x 6.11	=	7.650
1.44 x 9.78	=	1.120	1.25 x 6.78	=	8.480
2.13 x 1.11	=	2.460	1.17 x 7.11	=	8.350
2.13 x 1.78	=	3.800	1.17 x 7.78	=	9.120
1.79 x 2.11	=	3.780	1.08 x 8.11	=	8.790
1.79 x 2.78	=	4.980	1.08 x 8.78	=	9.500
1.66 x 3.11	=	5.160	1.09 x 9.11	=	9.110
1.66 x 3.78	=	6.290	1.00 x 9.78	=	9.780
1.51 x 4.11	=	6.220	0.95 x 10.11	=	9.600
1.51 x 4.78	=	7.220	0.95 x 10.78	=	10.300
1.36 x 5.11	=	6.960	0.99 x 11.11	=	10.000
1.36 x 5.78	=	7.850	1.80 x 42 x 11.583	=	4.170
			1.58 x 0.2 x 11.717	=	3640

DEFORMACION DE O' = $\delta_{O'} = \sum = \dots 164430 \frac{Kgs}{cms} \cdot \frac{10^6 \times 12}{40E} = cms$

MOMENTO EN EL EMPOTRAMIENTO DE LAS VIGAS V-3 DEBIDO A $\delta_{O'}$.

$M = \frac{6EI \Delta}{L^2} \times 1.5 = \frac{9 \times 1644300 \times 800 \times 10^6 \times 28.25^\circ}{735^2} = 191 Kmts$

FUERZAS CORTANTES EN EL VOLADO.

$V_x = 5450 + (2570 + 210)x + 87.5x^2 = (5450 + 2780x + 87.5x^2) Kgs.$

$V_{0'} = V_0$	=	5450	Kgs
$V_1 = 5450 + 2780 + 87.5$	=	8320	"
$V_2 = " + 5560 + 350$	=	11360	"
$V_3 = " + 8350 + 790$	=	14590	"
$V_4 = " + 11100 + 1400$	=	17950	"
$V_5 = " + 13900 + 2180$	=	21530	"
$V_6 = " + 16700 + 3150$	=	25300	"
$V_7 = " + 19420 + 4280$	=	29150	"
$V_8 = " + 22250 + 5600$	=	33300	"
$V_9 = " + 25000 + 7100$	=	37550	"
$V_{10} = " + 27780 + 8750$	=	41980	"
$V_{11} = " + 30600 + 10600$	=	46650	"
$V_{12} = " + 31600 + 11400$	=	48450	" (Maximo)

$$V_{\text{MIN}_{12}} = 4640 + (2350 + 210)x + 87.5x^2 = 4640 + 2560 \times 1.40 + 11400 = 45240 \text{ Kgs (CORTE MÍNIMO)}$$

TRAMO DE ANCLAJE DE LOS VALADOS "A" y "F". (Ver. figs. pags. N°s 37 y 38)

	w_1 Kgs/m.	w_2 Kgs/m.	M_v Kqmts	P_v Kgs.
CON S/C =	6480	2570	288,460	48,450
SIN S/C =	4060	2350	264,900	45,240

FUERZA MÍNIMA EN EL EMPOTRAMIENTO DEL ANCLAJE EN EL PORTICO.-

$$V_{\text{MIN}} = 45240 + 4060 \times 2 + 2350 \times 2.23 + 2600 \times 4.23 = 69560 \text{ Kgs.}$$

FUERZAS CORTANTES MÁXIMAS EN ANCLAJE VALADOS "A" y "F".-

$$V_{2x} = 48450 + 5170x \text{ Kgs (Ver fórmula pag. 39).}$$

$$\begin{aligned} V_0 &= & &= 48450 \text{ Kgs} \\ V_{0.5} &= 48450 + 2585 = 51035 \text{ " } \\ V_{1.0} &= \text{"} + 5170 = 53620 \text{ " } \\ V_{1.5} &= \text{"} + 7750 = 56200 \text{ " } \\ V_{2.0} &= \text{"} + 10340 = 58790 \text{ " } \\ V_{2.23} &= \text{"} + 11500 = 59950 \text{ " } \end{aligned}$$

$$V_{1x} = 59950 + 9080x \text{ Kgs (Ver fórmula pag. 39)}$$

$$\begin{aligned} V_{0.5} &= 59950 + 4540 = 64490 \text{ Kgs} \\ V_{1.0} &= \text{"} + 9080 = 69030 \text{ " } \\ V_{1.5} &= \text{"} + 13620 = 73570 \text{ " } \\ V_{2.0} &= \text{"} + 18160 = 78110 \text{ " (MÁXIMO)} \end{aligned}$$

MOMENTOS DE FLEXIÓN MÁXIMOS EN ANCLAJES VALADOS "A" y "F".-

$$M_{2x} = (288,460 - 2470x^2 - 48,450x) \text{ Kqmts (Ver fórmula pag. 39)}$$

$$\begin{aligned} M_0 &= 288,460 & &= 288,460 \text{ Kqmts} \\ M_{0.5} &= \text{"} - 620 - 24225 = 263,615 \text{ " } \\ M_{1.0} &= \text{"} - 2470 - 48,450 = 237,540 \text{ " } \\ M_{1.5} &= \text{"} - 5550 - 72,675 = 210,235 \text{ " } \\ M_{2.0} &= \text{"} - 9900 - 96,900 = 181,660 \text{ " } \\ M_{2.23} &= \text{"} - 12400 - 108,000 = 168,060 \text{ " } \end{aligned}$$

$$M_{1x} = 168,060 - 3330x^2 - 5945x \quad (\text{Ver fórmulas pags. N° 39})$$

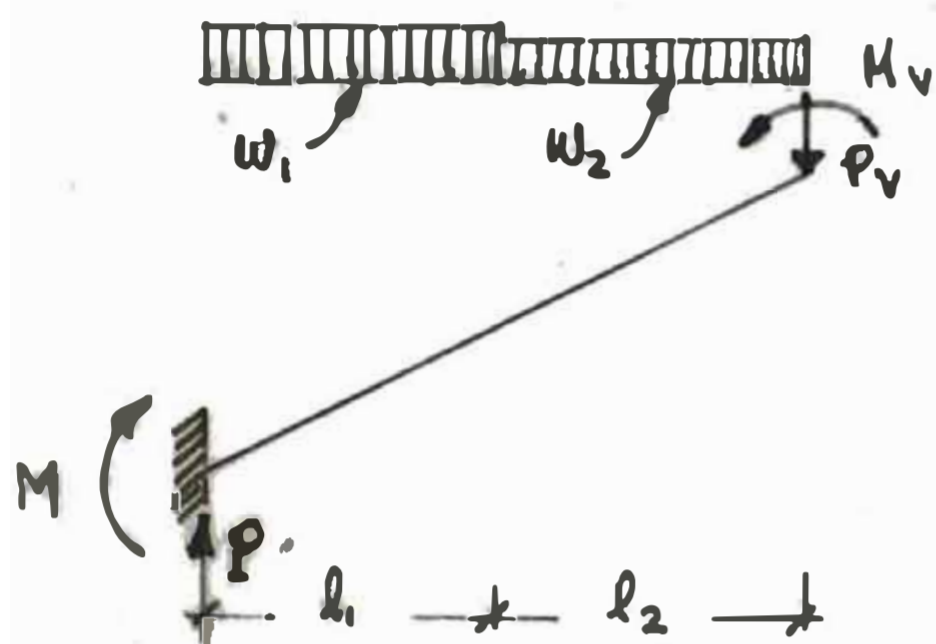
$$M_{0.5} = 168,060 - 830 - 29750 = 137,480 \text{ Kgmts}$$

$$M_{1.0} = \text{"} - 3330 - 59450 = 109,280 \text{"}$$

$$M_{1.5} = \text{"} - 7450 - 89200 = 71,410 \text{"}$$

$$M_{2.0} = \text{"} - 13300 - 118,900 = 35,740 \text{"}$$

VARIACION DE LA ACCION DE LOS ANCLAJES DE LOS VALADOS EN LOS PORTICOS.-



$$P = P_v + w_2 l_2 + w_1 l_1 = P_v + 2.23 w_2 + 2 w_1$$

$$M = M_v - P_v (l_1 + l_2) - w_2 l_2 (l_1 + \frac{1}{2} l_2) - \frac{1}{2} w_1 l_1^2 = M_v - 4.23 P_v - 6.95 w_2 - 2 w_1$$

PORTICOS INTERMEDIOS.-

VALADO Y ANCLAJE CON SOBRECARGA.-

$$P = 60,000 + 5,950 \times 2.23 + 2 \times 11550 = \downarrow 96,309 \text{ Kgs}$$

$$M = 371,150 - 4.23 \times 60,000 - 6.95 \times 5950 - 23100 = \curvearrowright 52,550 \text{ Kgmts}$$

VALADO SIN S/C - ANCLAJE CON S/C.-

$$P = 44,230 + 13,300 + 23100 = \downarrow 80,630 \text{ Kgs}$$

$$M = 328,400 - 4.23 \times 44,230 - 6.95 \times 5950 - 23100 = \curvearrowright 74,800 \text{ Kgmts}$$

VALADO CON S/C - ANCLAJE SIN S/C.-

$$P = 60,000 + 2.23 \times 5600 + 2 \times 7780 = \downarrow 87,100 \text{ Kgs}$$

$$M = 371,150 - 4.23 \times 60,000 - 6.95 \times 5600 - 15600 = \curvearrowright 62,750 \text{ Kgmts}$$

PORTICOS "A" y "F".-VOLADO Y ANCLAJE CON S/C.-

$$P = 48,450 + 223 \times 5170 + 2 \times 9980 = \downarrow 78,110 \text{ Kgs}$$

$$M = 288,460 - 4.23 \times 48,450 - 6.95 \times 5170 - 18160 = 29,300 \text{ Kgmts}$$

VOLADO SIN S/C ANCLAJE CON S/C.-

$$P = 46,240 + 11500 + 18,160 = \downarrow 74,900 \text{ Kgs.}$$

$$M = 264,900 - 4.23 \times 46,240 - 6.95 \times 5,170 - 18160 = 19,740 \text{ Kgmts}$$

VOLADO CON S/C ANCLAJE SIN S/C.-

$$P = 48,450 + 223 \times 4,950 + 2 \times 6660 = \downarrow 72,870 \text{ Kgs}$$

$$M = 288,460 - 4.23 \times 48,450 - 6.95 \times 4,950 - 2 \times 6660 = 35,740 \text{ Kgmts}$$

CALCULO DEL ACERO DE LOS VOLADO Y ANCLAJES.-FORMULAS Y VALORES CONSTANTES USADOS.-

$$f_s = 2000 \text{ Kgs/cm}^2 ; f_c' = 175 \text{ Kgs/cm}^2 ; n = 12$$

$$k = 0.322 ; j = 0.8927 ; K = 11.21 \text{ Kgs/cm}^2 ; v_c = 0.03 \times 175 = 5.25 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$M_c = K b d^2 = 11.21 b d^2$$

$$V_c = v_c b j d = 4.7 b d^2$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{M}{17.85 d} \text{ cm}^2 \quad (M > M_c)$$

$$A_s' = p b d + \frac{M - M_c}{f_s' (d - d')} \quad \text{donde } p = \frac{1}{2} \frac{f_c k}{f_s} = 0.0063 ; A_s' = \frac{M - M_c}{f_s' (d - d')}$$

$$\Sigma_{oo} = \frac{V}{u j d} = \frac{V}{0.10 \times 175 \times 0.895 d} = \frac{V}{15.6 d} \text{ cms}$$

$$S = \frac{a_s f_s j d'}{V - V_c} = \frac{a_s \times 2000 \times 0.893 d'}{V - V_c} = \frac{1785 a_s d'}{V - V_c}$$

ARMA DURAS VALADOS INTERMEDIOS.													
Secc.	b x t	M Kmts	V Kgs	d	Mc Kmts	Ve Kgs	f _s Ks/cm ²	As = φ	As = φ	Vs = V - Ve	Estribos	S _{max}	Σ ₀₀ cms
0'	40x40	9	8120	33	4860	6200	-	-	-	1920	□ φ 1/2 @ 77	15	15.8
0'	40x40	3650	8120	33	4860	6200	-	6.3 = 2φ1"	-	1920	" " "	15	15.8
1	40x59	13579	11770	47	9900	8800	1.270	16.16 = 4φ1"	6.9 = 2φ1"	2970	□ φ 1/2 @ 50	15	16.1
2	40x72	27230	15590	65	18900	12200	1.370	23.88 = 5φ1"	10.10 = 2φ1"	3390	" " 63	25	15.3
3	40x88	44800	19590	78	27300	14600	1.500	31.60 = 6φ1"	16.00 = 3φ1"	4990	" " 59	35	16.0
4	40x104	66400	23720	94	39600	17700	1.570	38.60 = 8φ1"	19.15 = 4φ1"	6020	" " 59	35	16.2
5	40x120	92400	28100	110	54000	-	1.620	45.90 = 9φ1"	22.60 = 5φ1"	7500	" " 57	49	16.4
6	40x137	122670	32570	127	72200	23800	1.660	52.60 = 11φ1"	25.00 = 5φ1"	8770	" " 66	49	16.4
7	40x153	157590	37400	143	91000	26700	1.690	59.90 = 12φ1"	28.40 = 6φ1"	10500	" " 62	49	16.7
8	40x169	197510	42720	157	110000	29500	1.700	61.10 = 13φ1"	33.90 = 7φ1"	13220	" " 54	40	17.4
9	40x187	241930	47220	175	137000	32900	1.720	75.00 = 15φ1"	36.00 = 7φ1"	14320	" " 55	49	17.4
10	40x202	292050	52470	190	162000	35600	1.730	82.60 = 16φ1"	40.40 = 8φ1"	16870	" " 51	40	17.6
10'	40x206	302500	53500	194	168500	36500	1.740	84.10 = 17φ1"	40.70 = 8φ1"	17000	" " 52	40	17.6

ARMA DURAS VALADOS 1" A y 2" P.

0'	40x40	0	5450	33	4860	6200	-	-	1φ1"	-	□ φ 1/2	15	12.6
0'	40x40	2460	5450	33	4860	6200	-	4.19 = 1φ1"	-	-	-	15	10.6
1	40x59	10230	8320	47	9900	8800	1.270	12.10 = 3φ1"	-	-	-	15	11.3
2	40x72	19160	11360	65	18900	12200	1.370	16.50 = 3φ1"	-	-	-	29	11.3
3	40x88	32100	14590	78	27300	14600	1.500	23.45 = 5φ1"	4.12 = 1φ1"	-	-	35	11.6
4	40x104	48120	17950	94	39600	17700	1.570	27.09 = 6φ1"	5.98 = 1φ1"	-	-	35	11.9
5	40x120	68160	21530	110	54000	20600	1.620	34.35 = 7φ1"	8.32 = 2φ1"	939	-	40	12.5
6	40x137	91460	25300	127	72200	23800	1.660	39.85 = 8φ1"	9.50 = 2φ1"	1500	-	40	12.7
7	40x153	118510	29150	143	91000	26900	1.690	46.00 = 9φ1"	11.80 = 3φ1"	2250	-	40	13.1
8	40x169	149960	33300	157	110000	29500	1.700	53.00 = 11φ1"	15.30 = 3φ1"	3300	-	40	13.4
9	40x187	185210	37550	175	137000	32900	1.720	58.50 = 12φ1"	16.20 = 3φ1"	4350	-	40	13.7
10	40x202	225160	41580	190	162000	35600	1.730	64.20 = 13φ1"	18.30 = 4φ1"	5980	-	40	13.9
10'	40x206	234000	43000	194	168500	36500	1.740	66.30 = 13φ1"	19.90 = 4φ1"	6500	-	40	14.2

NOTA. - b, t, d, S_{max} están dadas en centímetros. As y As en centímetros cuadrados.

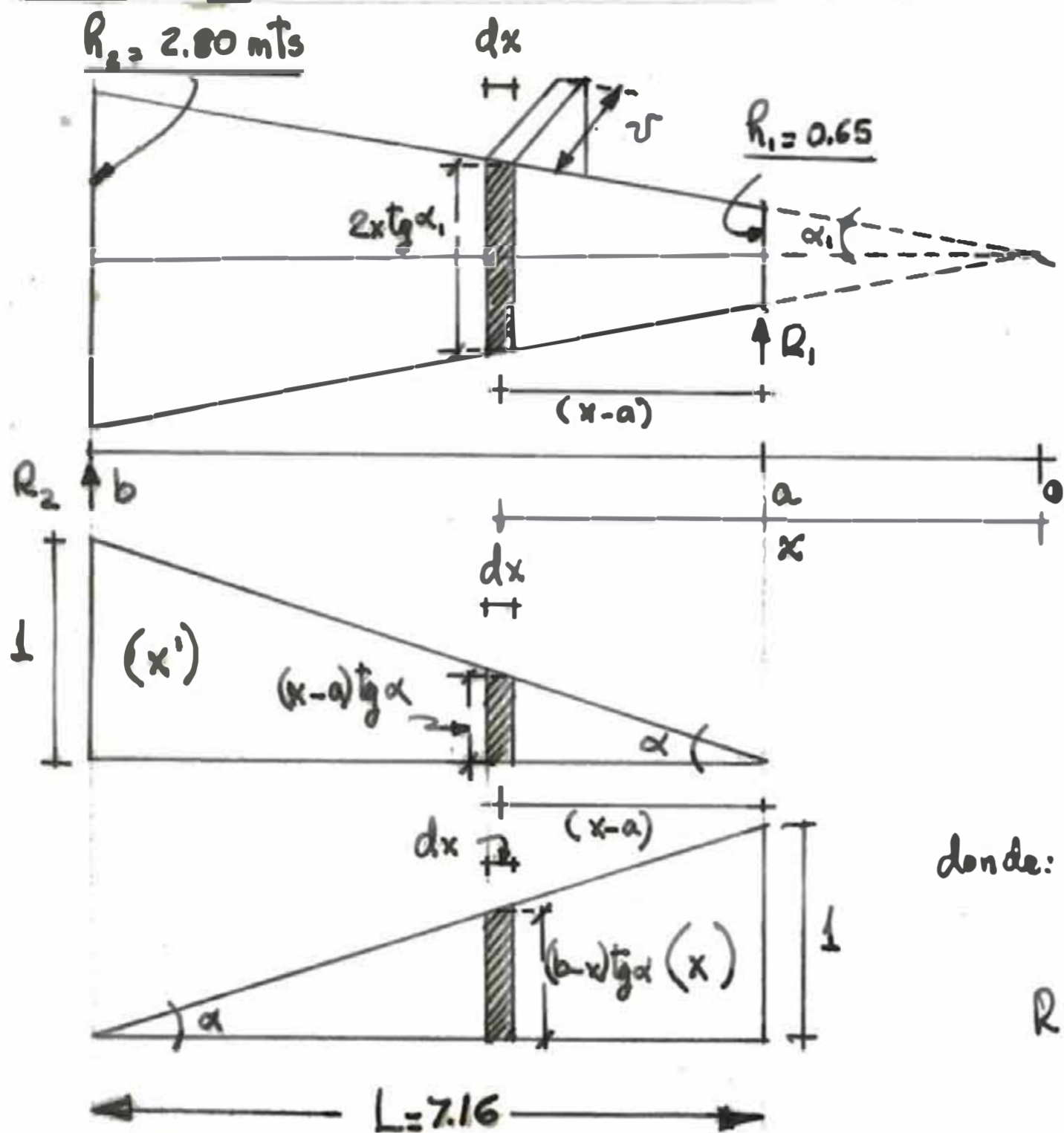
ARMADURAS DE LOS ANCLAJES DE LOS VOLADOS INTERMEDIOS -													
Sec.	b x t	M	V	d	M _c	V _c	f' _s	As = φ	As = φ	V _o - V _c	Estribos	S _{máx}	Σ _o
1.0	40x200	308 350	65950	192.5	172.000	36.000	1740	84.9 = 16φ1"	418 = 8φ1"	29,950	8φ1/2 @ 29	40	22
1.5	40x200	274850	68900	192.5	172.000	36000	1740	77.7 = 16φ1"	31.0 = 6φ1"	32900	" " @ 27	"	23
2.0	40x200	239950	71800	192.5	172.000	36000	1740	68.0 = 14φ1"	20.8 = 4φ1"	35800	" " @ 24	"	24
2.23	40x200	223150	73200	192.5	172.000	36000	1740	63.0 = 13φ1"	16.7 = 3φ1"	37200	" " @ 23	"	24
0.5	40x215	186930	79000	210.0	196.000	39.500	-	50.0 = 12φ1"	-	39500	" " @ 24	"	24
1.0	40x250	146760	84750	245.0	267.000	46.000	-	33.5 = 7φ1"	-	38750	" " @ 29	"	22

ARMADURAS DE LOS ANCLAJES DE LOS VOLADOS 'A' Y 'E' -

1.0	40x200	237.540	53620	192.5	172.000	36000	1740	67.3 = 14φ1"	20.0 = 4φ1"	17620	8φ1/2 @ 50	40	18
1.5	40x200	210 235	56200	192.5	172.000	36000	1740	59.5 = 12φ1"	11.6 = 3φ1"	20200	" " @ 43	"	19
2.0	40x200	181,660	58790	192.5	172.000	36000	1740	51.3 = 10φ1"	5.0 = 1φ1"	22790	" " @ 39	"	20
2.23	40x200	168.060	59950	192.5	172.000	36000	1740	48.5 = 10φ1"	-	23950	" " @ 37	"	20
0.5	40x215	137480	64490	210.0	196.000	39500	-	36.6 = 7φ1"	-	24990	" " @ 38	"	20
1.0	40x250	105,280	69.030	245.0	267.000	46.000	-	24.0 = 5φ1"	-	23030	" " @ 48	"	18.

NOTA.- LAS UNIDADES EMPLEADAS SON IGUALES A LAS DE LA PÁG. 45.

PORTICOS DE LA GRADERÍA.- CARACTERÍSTICAS DE LA COLUMNA DE SECC. VARIABLE



EMPLEO LAS FORMULAS DEDUCIDAS POR FERNANDEZ CASSADO EN SU LIBRO "ESTRUCTURAS RECTICULARES" Y LA MISMA NOTACION QUE ÉL. EL ESTUDIO DE ESTE MIEMBRO LA HAGO ENTRE EJES.

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{1}{2}(2.8 - 0.65) : 7.16 = 0.157$$

$$a = \frac{1}{2}(0.65) : 0.157 = 1.75 \text{ mts}$$

$$b = a + L = 1.75 + 7.16 = 8.91 \text{ mts}$$

$$I_x = \frac{r^2 (2xtg\alpha)^3}{12} = \underline{cx^3} \text{ (Momento Inercia).}$$

$$\text{donde: } c = \frac{2}{3} r^2 \operatorname{tg}^3 \alpha = 0.66 \times 0.40 \times 0.157^3 = 0.00104$$

$$R_1 = \frac{L}{3} \left(W_1 + \frac{W_2}{2} \right) \quad (1)$$

$$R_2 = \frac{L}{3} \left(W_2 + \frac{W_1}{2} \right) \quad (2)$$

EN LAS FORMULAS (1) Y (2):

$$W_x = 2x \operatorname{tg} \alpha_1 \cdot 0.40 \times 2400 \times \cos 66.5^\circ = 120x \frac{\text{kg}}{\text{mts}} \quad (3)$$

$$\int_a^b (dx') = \int_a^b \frac{(x-a) \operatorname{tg} \alpha dx}{cx^3} = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{c} \left[\frac{a}{2b^2} - \frac{1}{b} + \frac{1}{2a} \right]$$

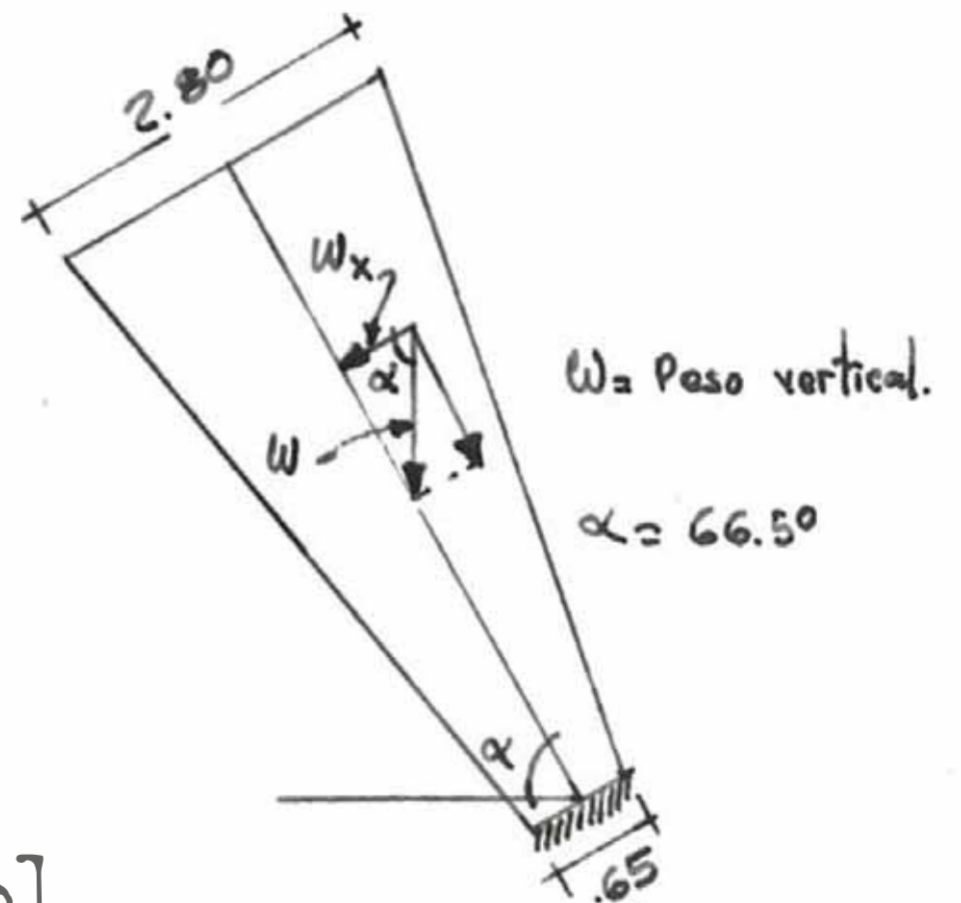
$$\int_a^b (dx) = \int_a^b \frac{(b-x) \operatorname{tg} \alpha dx}{cx^3} = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{c} \left[\frac{1}{2b} + \frac{b}{2a^2} - \frac{1}{a} \right]$$

$$\int_a^b d[x'] = \int_a^b \frac{(x-a) \operatorname{tg} \alpha (b-x) dx}{cx^3} = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{c} \left[L \left(\frac{a}{b} \right) - \frac{(a^2 - b^2)}{2ab} \right]$$

$$\int_a^b d[x] = \int_a^b \frac{(b-x)^2 \operatorname{tg} \alpha dx}{cx^3} = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{c} \left[\frac{3}{2} + L \left(\frac{b}{a} \right) + \frac{b}{a} \left(\frac{b}{2a} - 2 \right) \right]$$

$$\int_a^b d(M) = \frac{R_1}{c} \left[\frac{1}{2a} + \frac{a}{2b^2} - \frac{1}{b} \right] - \frac{W_1}{3c} \left[L \left(\frac{b}{a} \right) + \frac{2a}{b} - \frac{a^2}{2b^2} - 1.5 \right] - \frac{C_1}{6c} \left[\frac{b^2}{2} - \frac{a^2}{b} - 2aL \left(\frac{b}{a} \right) \right] \quad \text{donde } C_1 = 120 \frac{\text{kg}}{\text{mts}}$$

$$\int_a^b d[M] = b(M) - \frac{R_1}{c} \left[L \left(\frac{b}{a} \right) + \frac{a}{b} - 1 \right] + \frac{W_1}{3c} \left[b - \frac{a^2}{b} - 2aL \left(\frac{b}{a} \right) \right] + \frac{C_1}{6c} \left[\frac{b^2}{2} - 2ab + 1.5a^2 + a^2 L \left(\frac{b}{a} \right) \right]$$



$$tg \alpha = 1:7.16 = 0.14 ; w_2 = 120 \times 8.91 = 1070 \text{ Kgs/mt} ; w_1 = 120 \times 1.75 = 210 \text{ Kgs/mt} ; R_1 = 2.38 (535 + 210) = 1780 \text{ Kg}$$

DANDO LOS VALORES NUMERICOS RESPECTIVOS A LAS INTEGRALES ANTERIORES TENGO:

$$[x'] = 135 \left[\frac{0.875}{80} - 0.112 + 0.286 \right] = 135 \times 0.185 = 25$$

$$[x] = 135 \left[0.056 + \frac{4.45}{3.05} - 0.57 \right] = 135 \times 0.946 = 127$$

$$[x'] = 135 \left[-1.63 + \frac{80 - 3.05}{31.2} \right] = 135 \times 0.83 = 112$$

$$[x] = 135 \left[1.5 + 1.63 + 5.1 (2.54 - 2) \right] = 135 \times 5.88 = 795$$

$$[M] = 1'710.000 \left[.286 + .0109 - .112 \right] - 67.500 \left[1.63 + .392 - .019 - 1.5 \right] - 19300 \left[8.91 - .34 - 5.72 \right] = 227,000$$

$$[M] = 1'816.000 - 269,000 \left[1.63 + 0.196 - 1 \right] + 67500 \left[8.91 - 0.34 - 5.72 \right] + 19300 \left[40 - 31.2 + 4.59 + 4.96 \right] = 2'140,000$$

Unidades empleadas: Kilogramos y metros.

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PERECTO.-

$$\mu_i = \frac{[M](x) - (M)[x]}{(x)[x] - (x')[x]} = \frac{2'140,000 \times 127 - 227,000 \times 795}{127 \times 112 - 25 \times 795} \times 7.16 = \frac{925 \times 10^6 \times 7.16}{-5700} = \underline{\underline{-116,000 \text{ Kgmts}}}$$

$$\mu_d = \frac{(M)[x'] - [M](x')}{(x)[x'] - (x')[x]} = \frac{227,000 \times 112 - 2'140,000 \times 25}{127 \times 112 - 25 \times 795} \times 7.16 = \frac{-28,150,000}{-5700} = \underline{\underline{+35,300 \text{ Kgmts}}}$$

μ_i y μ_d SON LOS M.E.P EN LOS EMPOTRAMIENTOS IZQUIERDO Y DERECHO RESPECTIVAMENTE.

COEFICIENTES DE DISTRIBUCION β_i y β_d DE IZQ. A DERECHA Y VICEVERSA RESPECTIVAMENTE.-

$$\beta_i = [x'] : [x] = 112 : 795 = \underline{\underline{0.141}}$$

$$\beta_d = \{L(x) - [x]\} : \{L(x') - [x']\} = \{7.16 \times 127 - 79.5\} : \{7.16 \times 25 - 112\} = 115.67 = \underline{\underline{1.72}}$$

RIGIDEZES A LA FLEXION.- k_i y k_d

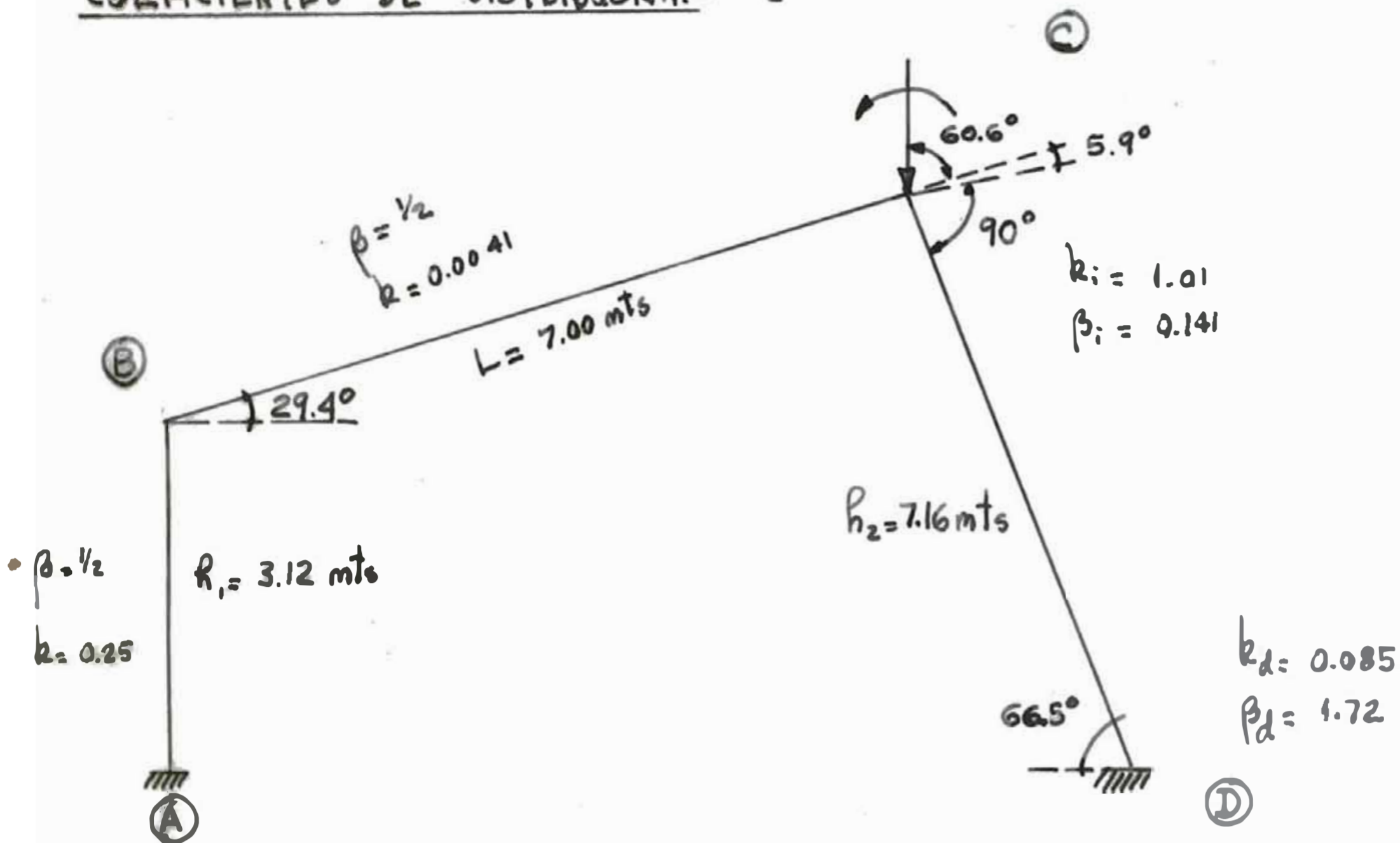
$$k_i = L / (x') - \beta_i (x) = 7.17 / 25 - 0.141 \times 127 = 7.17 / 7.1 = \underline{\underline{1.01}}$$

$$k_d = L / (x) - \beta_d (x') = 7.17 / 127 - 25 \times 1.72 = 7.17 / 84 = \underline{\underline{0.085}}$$

COMPROBACION.-

$$\beta_i k_i = 0.141 \times 1.01 = 0.142 ; \beta_d k_d = 1.72 \times 0.085 = 0.146 \therefore \beta_i k_i = \beta_d k_d \text{ (NECESARIO)}$$

COEFICIENTES DE DISTRIBUCION.- "c"



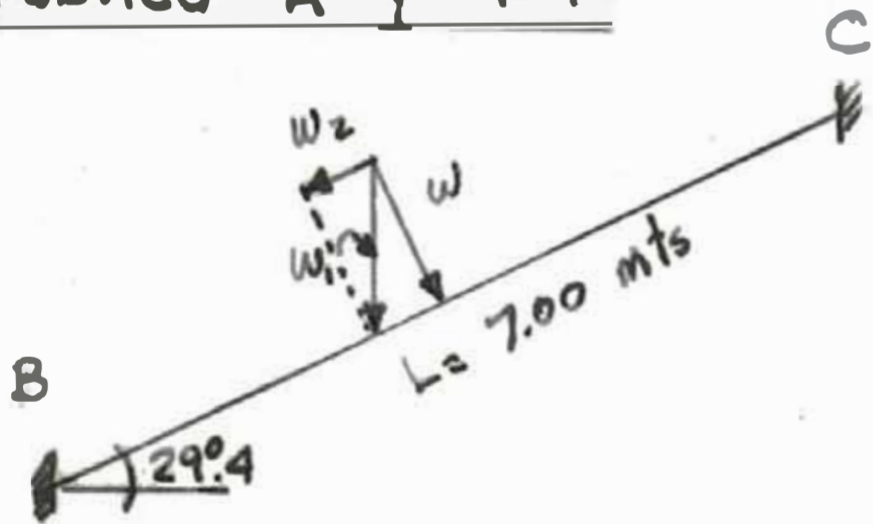
"k" de la col. AB y viga BC = $4I/L$

$C_{B_{AB}} = 0.25 : (0.25 + 0.0041) = .984$; $C_{B_{BC}} = 0.016$

$C_{C_{BC}} = 0.0041 : (1.01 + 0.0041) = .004 \approx 0$; $C_{C_{CD}} = 1$

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO EN LAS VIGAS (LUCES A EJES).-

PORTICO "A" y "F".-



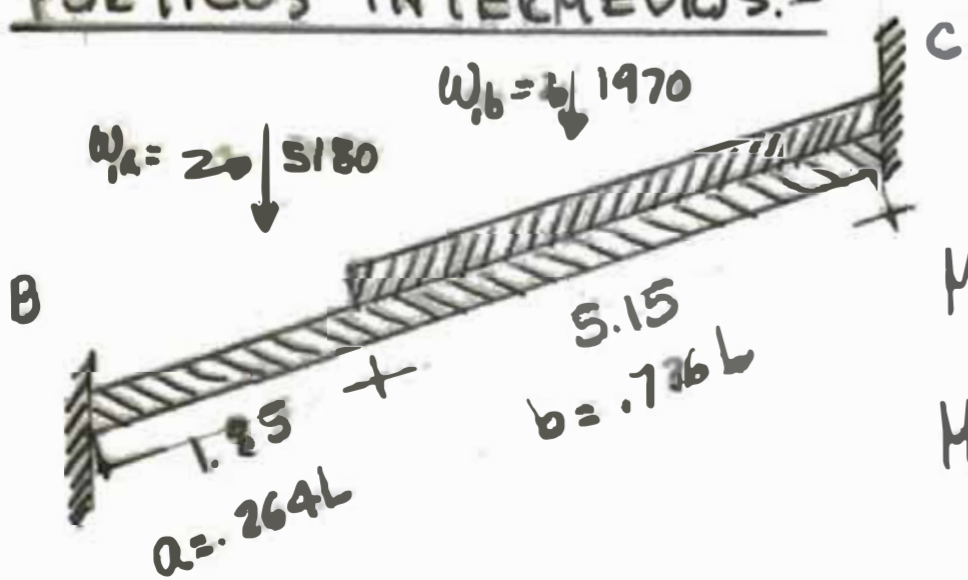
$W = \frac{w_1 \cdot \cos 29.4^\circ}{0.8} = 1.09w_1$ (DIVIDIDO ENTRE 0.8 POR QUE EL ESTUDIO GRADECIA LA HICE PARA UN ANCHO DE 0.10 mts)

Peso propio viga = $0.4^2 \times 2400 \times 1.872 = 330$ Kgs/ml

$W = 5180 \times 1.09 + 330 = 5950$ Kgs/ml.

M.E.P. = $\frac{wL^2}{12} = \frac{5950 \times 49}{12} = \underline{\underline{24,500}}$ Kgmts

PORTICOS INTERMEDIOS.-



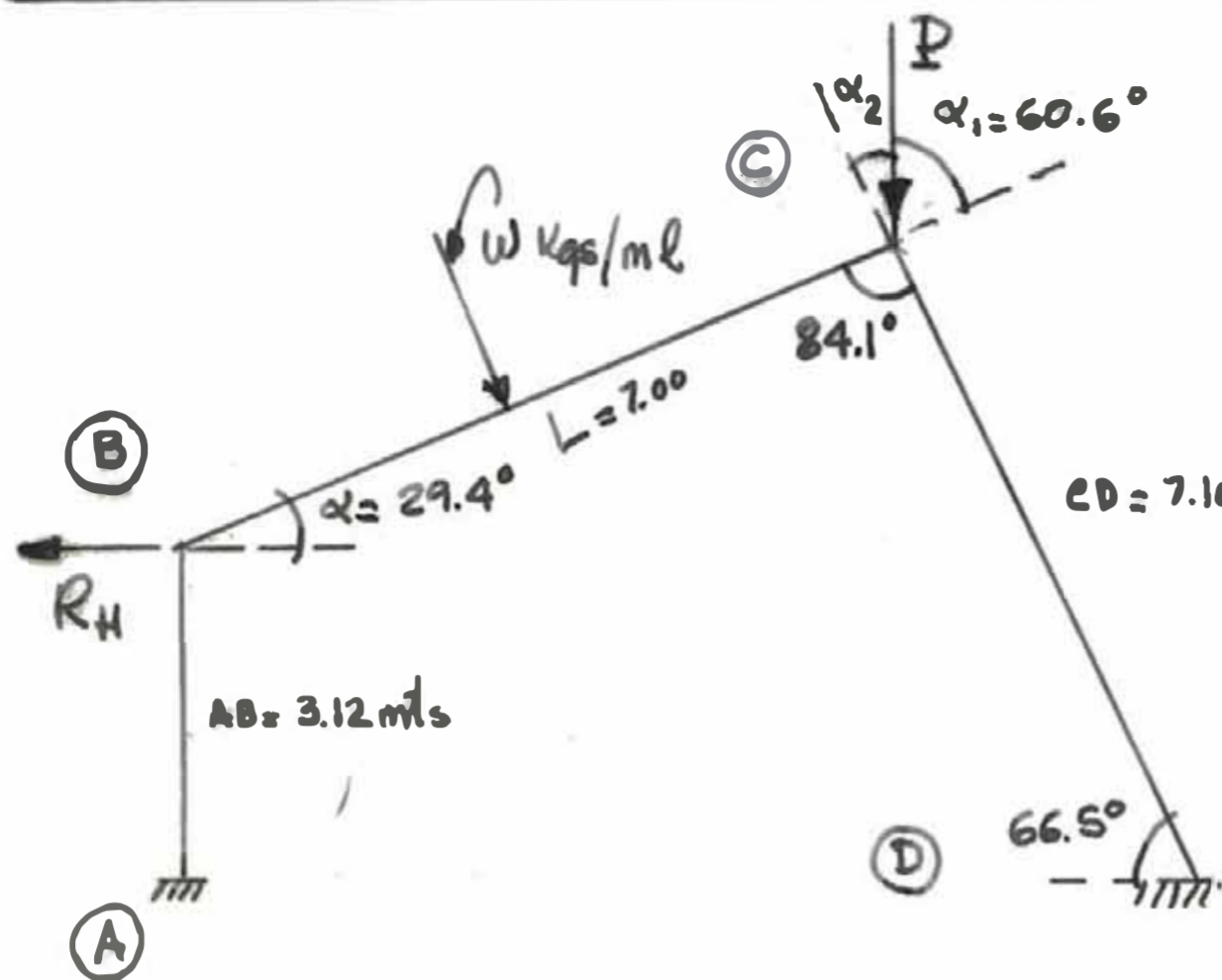
$w_b = 1.09 \times 1970 + 330 = 2480$ Kgs/ml

$w_a = \dots = 5950$ Kgs/ml

M.E.P(B) = $w_a L^2 / 12 + m_{bB} w_b = 24500 + 1.03 \times 2480 = \underline{\underline{27060}}$ Kgmts

M.E.P(C) = $w_a L^2 / 12 + m_{bC} w_b = 24500 + 3.85 \times 2480 = \underline{\underline{34100}}$ Kgmts

FUERZAS AXIALES EN LAS BARRAS.-



$$\alpha_2 = 84.1 - 60.6 = 23.5^\circ$$

COLUMNA AB.-

$$N = \frac{wL}{2} + P \cos \alpha_1 \sin \alpha + 5400 + \frac{1}{2} w_b b^2 L$$

$$N = 3.5w + 4.26P + 5400 + 1.82 w_b \quad (1)$$

COLUMNA CD.-

$$N = \frac{wL}{2} \cos \alpha_2 + P \cos \alpha_2 + 10500 + w_b b L (1 - b/2)$$

$$N = 3.21w + .917P + 10500 + 3.25 w_b \quad (1)$$

VIGA BC.-

$$N = R_H / \cos \alpha = 1.15 R_H \quad (2)$$

PORTICOS "A" y "F".-

$$\underline{COL. AB} = 20800 + 33300 + 5400 + 0 = \underline{59,500 \text{ Kgs}}$$

$$\underline{COL. CD} = 19,100 + 71600 + 10500 + 0 = \underline{101,200 \text{ Kgs}}$$

$$\underline{VIGA BC} = 1.15 \times 15790 = \dots = \underline{18,400 \text{ Kgs}}$$

PORTICOS INTERMEDIOS.-

$$\underline{CAL. AB} = 20800 + 41000 + 5400 + 4540 = \underline{81,740 \text{ Kgs}}$$

$$\underline{CAL. CD} = 19,100 + 88,300 + 10,500 + 8100 = \underline{125,900 \text{ Kgs}}$$

$$\underline{VIGA BC} = 1.15 \times 34470 = \dots = \underline{40,000 \text{ Kgs}}$$

(1) LOS VALORES DE LAS CARGAS SON MÁXIMOS. (VER PAGS. ANTERIORES)

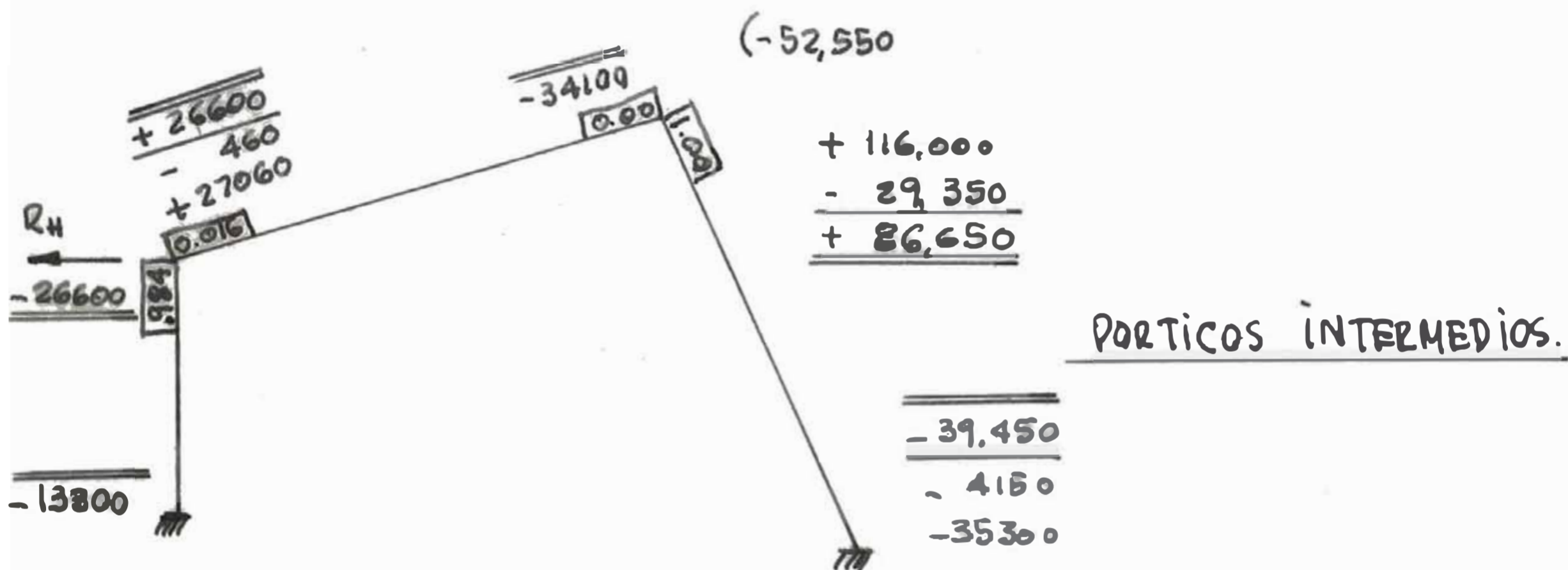
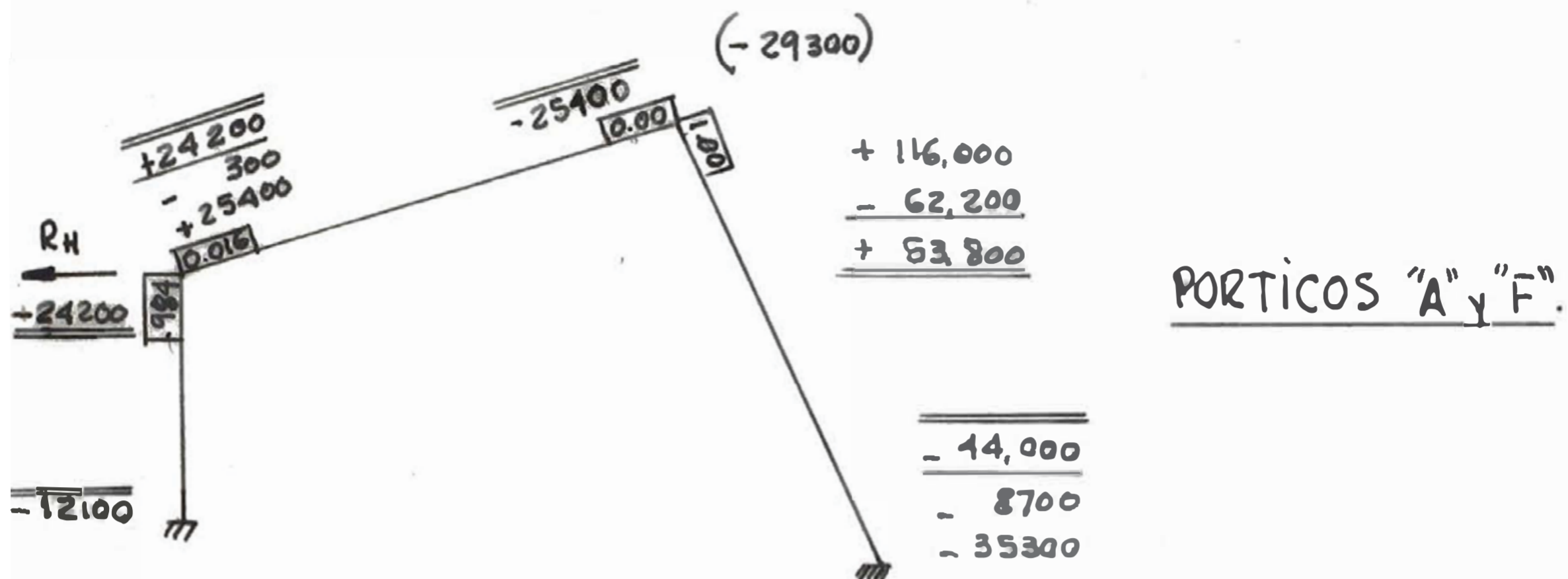
(2) PARA R_H VER PAG. POSTERIOR

DEDUCCION DE LA FUERZA HORIZONTAL R_H .-

$$R_H = 2810 + P \cos 60.6^\circ \cos 29.4^\circ + \frac{\sum M_{CD}}{7.16} \cos 69^\circ \cos 29.4^\circ + \frac{\sum M_{AB}}{3.12}$$

$$\boxed{R_H = 0.427 P + 0.116 \sum M_{CD} + 0.32 \sum M_{AB} + 2810} \text{ Kgs.}$$

ANÁLISIS DE MOMENTOS EN LOS PORTICOS.- METODO HARY CROSS.-



CALCULO DE R_H . - (Ver fórmula pág. 50).

$$R_{H_A} = 26,250 + 0.116 \times 9800 - 36,300 \times 0.32 = 15,790 \text{ Kgs (PORTICO "A" y "F")}$$

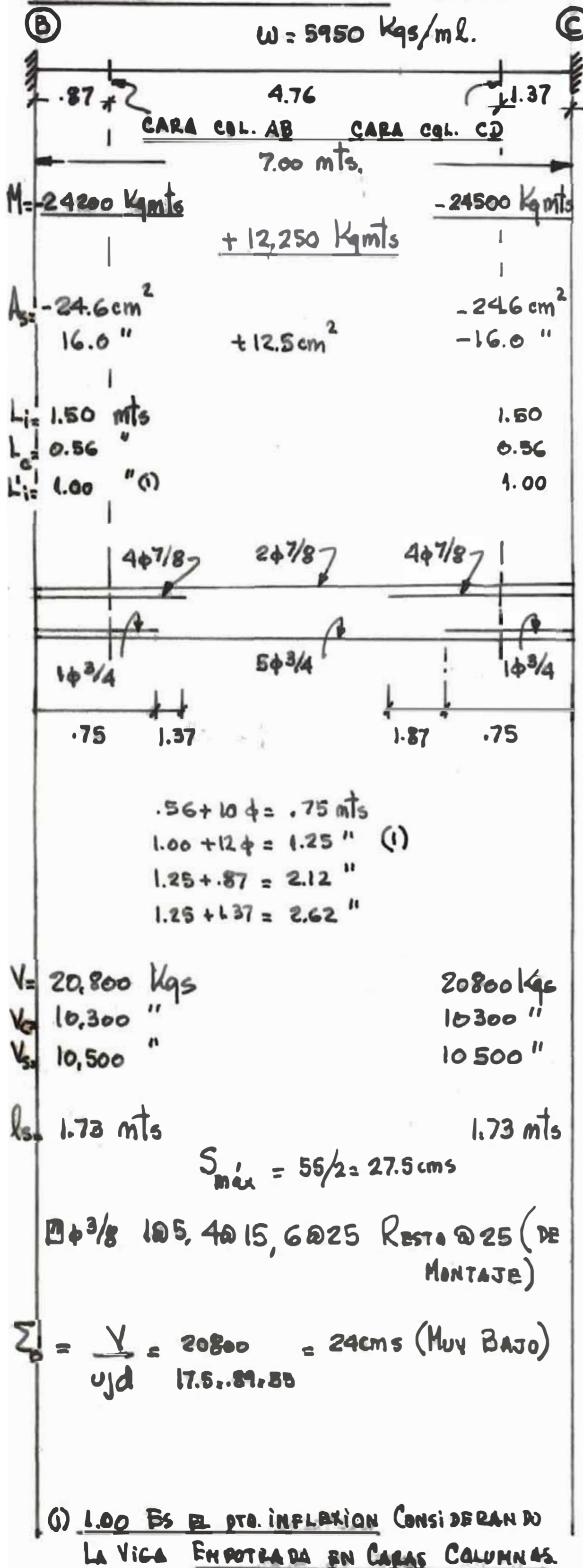
$$R_{H_{INT}} = 41,810 + 0.116 \times 47,200 - 39,900 \times 0.32 = 34,470 \text{ Kgs (PORTICOS INTERMEDIOS)}$$

NOTA - LAS FUERZAS R_{H_A} Y $R_{H_{INT}}$ NO PRODUCIRÁN DESPLAZAMIENTOS DE LOS PORTICOS YA QUE ENTRE ELLAS SE ENCUENTRA LA LOSA DE LA ZONA DE JUEGO CON UN ESPESOR DE 30 cms Y SUS VIGAS CHATAS DE $70 \times 30 \text{ cm}^2$ Y $120 \times 30 \text{ cm}^2$ QUE ABSORBERAN EN FORMA EFICIENTE ESTOS EMPUJES. LUEGO NO HABRÁN MOMENTO DEBIDOS AL DESPLAZAMIENTO.

CALCULO DEL ACERO EN LOS PORTICOS.

VIGA "BC" PORTICO "A". - (40x60)

$$W = 5950 \text{ Kgs/ml.}$$



(1) 1.00 ES EL PTO. INFLACION CONSIDERANDO LA VIGA EMPOTRADA EN CARGAS COLUMNAS.

EL ACERO LO CALCULARE CONSIDERANDO FLEXION SIMPLE Y FLEXION CON CARGA AXIAL Y COLOCARE EL MAXIMO.

FLEXION SIMPLE

POSITIVO.-

$$M_c = K b d^2 = 11.21 \times 40 \times 55^2 = 13700 \text{ Kqmts}$$

$$V_c = 4.7 b d = 4.7 \times 40 \times 55 = 10300 \text{ Kqs.}$$

$$+M = +12250 \text{ Kqmts}; A_s = \frac{12250}{17.85 \times 50} = 12.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.005 b d = 11. \text{ cm}^2$$

NEGATIVO.-

$$M = -24500 \text{ Kqmts}; M > M_c$$

$$2f'_s = 2 \times n f_c \frac{b d - d'}{b d} = 1350 \text{ Kqs/cm}^2$$

$$A'_s = \frac{M - M_c}{f'_s (d - d')} = \frac{16800}{13.5 \times 50} = 16 \text{ cm}^2$$

$$A_s = p b d + \frac{16 \times 13.5}{20} = 0.0063 \times 2200 + 10.8 = 24.6 \text{ cm}^2$$

FLEXION CON CARGA AXIAL

NEGATIVO.-

$$M = -24500 \text{ Kqmts}; N = 18,400 \text{ Kqs}$$

$$e = M/N + d' = 1.33 + .25 = 1.58 \text{ mts}$$

$$N_e = 18400 \times 1.58 = 29,200 \text{ Kqmts}$$

$$i = \frac{1}{1 - j d/e} = \frac{1}{1 - .89 \times 55/1.58} = \frac{1}{0.69} = 1.45$$

$$A'_s = \frac{M - M_c}{f'_s (d - d') i} = \frac{29200 \times 13700}{13.5 \times 50 \times 1.45} = \frac{15500}{13.5 \times 50 \times 1.45} = 15.8 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{13.8}{1.45} + \frac{15.8 \times 13.5}{20} = 9.5 + 10.6 = 20.1 \text{ cm}^2$$

POSITIVO.-

$$M = 12250 \text{ Kqmts}; N = 18,400 \text{ Kqs}$$

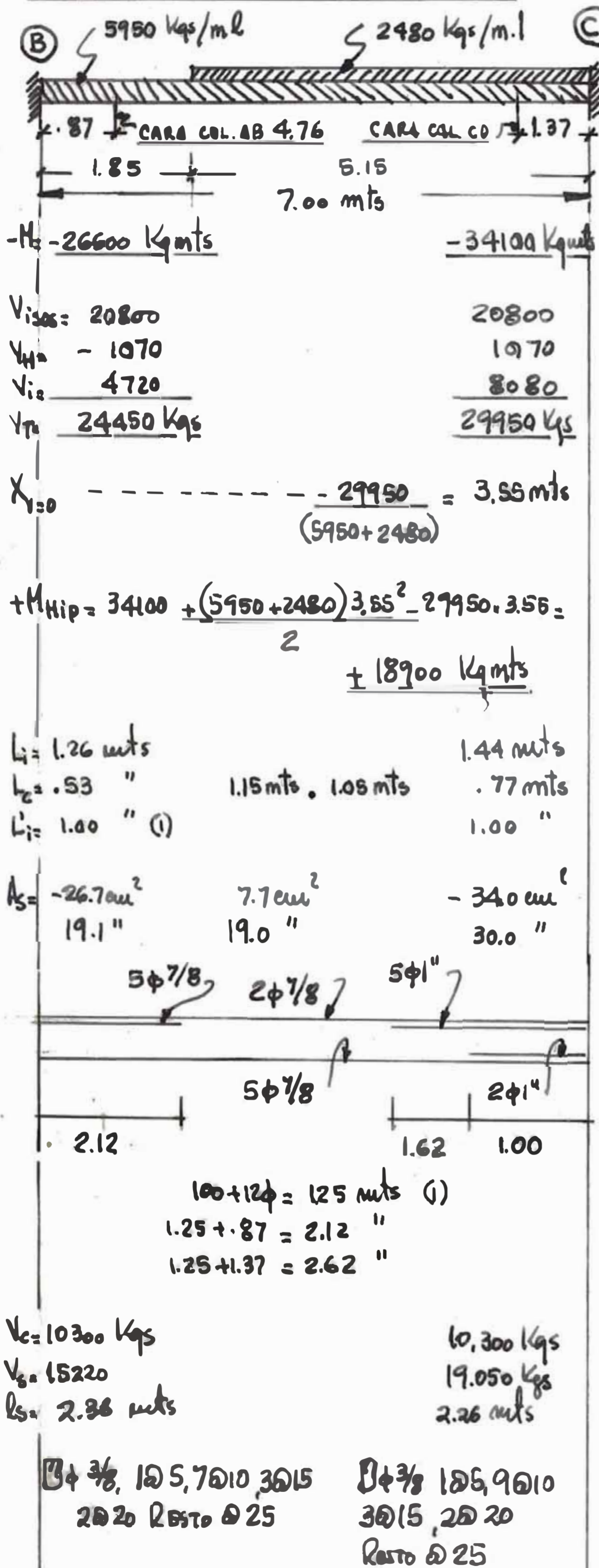
$$e = M/N + d' = .91 \text{ mts}; N_e = 18400 \times .91 = 16700 \text{ Kqmts}$$

$$i = 2.13$$

$$A'_s = \frac{16700 - 13700}{13.5 \times 50 \times 2.13} = 2.08 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 13.8/2.13 + 2.08 \times 13.5/20 = 7.9 \text{ cm}^2$$

VIGA "BC" PORTICOS INTERMEDIOS.- (40x60)



FLEXION SIMPLE

POSITIVO.-

$M = +18900 \text{ Kgmts} > M_c$
 $\therefore A'_s = \frac{18900 - 13700}{13.5 \times 50} = \frac{5200}{675} = 7.7 \text{ cm}^2$
 $A_s = 13.8 + 7.7 \times 13.5 / 20 = 13.8 + 8.2 = 19.0 \text{ ''}$

NEGATIVO.-

$A'_s = \frac{26600 - 13700}{675} = \frac{12900}{675} = 19.1 \text{ cm}^2$
 $A_s = 13.8 + 12.9 = 26.7 \text{ ''}$
 $A'_s = \frac{34100 - 13700}{675} = \frac{20400}{675} = 30.3 \text{ cm}^2$
 $A_s = 13.8 + 20.5 = 34.3 \text{ ''}$

FLEXION CON CARGA AXIAL.

POSITIVO.-

$M = 18900 \text{ Kgmts}$; $N = 40,000 \text{ Kgs}$
 $e = \frac{M}{N+d} = \frac{18900}{40000+25} = 0.47 + .25 = 0.72 \text{ mts}$
 $N_e = 40,000 \times 0.72 = 28800 \text{ Kgmts}$
 $i = \frac{l}{1 - jd/e} = \frac{1}{1 - .89 \times .55 / .72} = 3.12$
 $A'_s = \frac{N_e - M_c}{f'_s(d-d')i} = \frac{28800 - 13700}{13.5 \times 50 \times 3.12 \times 2100} = \frac{15100}{2100} = 7.2 \text{ cm}^2$
 $A_s = 13.8 / 3.12 + 7.2 \times 13.5 / 20 = 4.45 + 4.8 = 9.26 \text{ cm}^2$

NEGATIVOS.-

$M = 26600$; $N = 40,000 \text{ Kgs}$
 $e = 0.92 \text{ mts}$; $N_e = 38500 \text{ Kgmts}$
 $i = 2.13$
 $A'_s = \frac{N_e - M_c}{f'_s(d-d')i} = \frac{38500 - 13700}{13.5 \times 50 \times 2.13 \times 2100} = 17.3 \text{ cm}^2$
 $A_s = 13.8 / 2.13 + 11.7 = 18.15 \text{ ''}$
 $M = 34100$; $N = 40,000 \text{ Kgs}$
 $e = 1.11$; $N_e = 44,500 \text{ Kgmts}$
 $i = 1.79$
 $A'_s = \frac{30800}{13.5 \times 50 \times 1.79} = 25.5 \text{ cm}^2$
 $A_s = 13.8 / 1.79 + 17.2 = 24.9 \text{ ''}$

$\sum \phi = \frac{V}{UjD} = \frac{29950}{17.5 \times 8.93 \times 55} = 34 \text{ cm} \text{ (MUY BAJA)}$

(1) VER PAGINA ANTERIOR.

ACERO COLUMNAS "AB"PARTICOS INTERMEDIOS.- (40x180)

$$M = 26600 \text{ Kgmts} \quad P = 81740 + 16900 + 5150 = 104,890 \text{ Kgs} ; b = 40 \text{ cms} ; t = 180 \text{ cms}$$

$$e' = M/P = .253 ; e'/t = 0.14$$

$$t_s/t = 168/180 = .93 ; d/t = .97$$

$$P_u = 2P = 210,000 \text{ Kgs}$$

$$\frac{P_u}{f'_c b t} = \frac{210,000}{175 \times 40 \times 180} = 0.166 \quad \textcircled{1}$$

$$\frac{P_b}{f'_c b t} = .36 \left(\frac{90,000}{90,000 + f_y} \right) (1 + t_s/t) = \frac{.36 \times 90,000 \times 1.93}{150,000} = 0.416$$

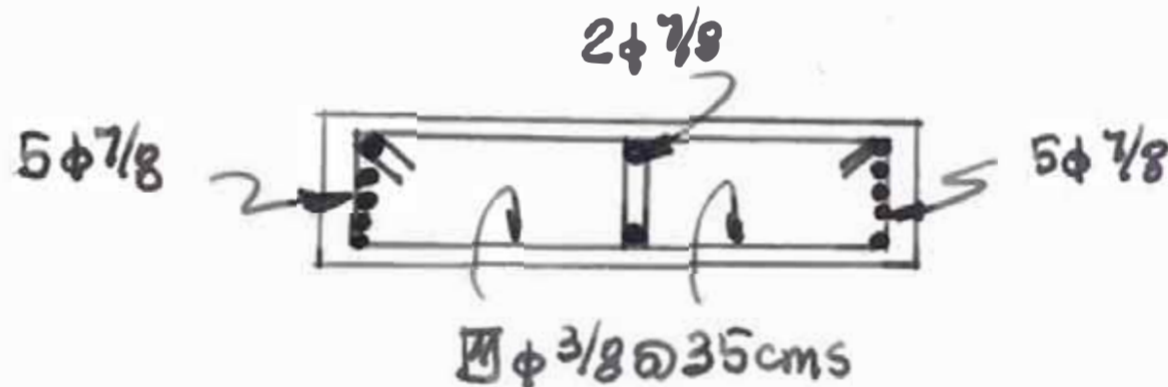
$$\left. \begin{array}{l} \textcircled{1} \\ \textcircled{2} \end{array} \right\} P_u < P_b \text{ (CONTROLADA POR TENSION)}$$

$$\frac{P_u}{f'_c b t} \times \frac{e'}{t} = 0.166 \times 0.14 = 0.023 \quad \textcircled{2}$$

CON $\textcircled{1}$ Y $\textcircled{2}$ Y t_s/t EN LOS ABACOS : $\rho < 0 \therefore$ APROPTO $\rho = 0.005$

$$A_s = \rho b d = 0.005 \times 180 \times 40 = \underline{\underline{36 \text{ cm}^2}} = 10 \phi 7/8$$

$$\text{ESTRIBOS} \begin{cases} 16 \phi = 16 \times 2.2 = .35 \text{ mts} \\ 48 \phi = 48 \times .95 = .45 \text{ ''} \\ d = 1.65 \text{ mts} \end{cases}$$

PARTICOS "A" Y "F".-

$$M = 24200 \text{ Kgmts} , P = 59500 + 6100 = 68800 \text{ Kgs}$$

$$P_o = 2P = 137600 \text{ Kgs}$$

$$e' = 24200/68800 = .35 ; e'/t = .195$$

$$\frac{P_u}{f'_c b t} = \frac{137,600}{175 \times 40 \times 180} = 0.11 \quad \textcircled{1} \therefore P_u < P_b \text{ (CONTROLADA POR TENSION)}$$

$$\frac{P_u}{f'_c b t} \times \frac{e'}{t} = 0.11 \times 0.195 = 0.0215 \quad \textcircled{2} \therefore \rho < 0 \text{ (IGUAL A LA ANTERIOR)}$$

ACEZO COLUMNAS "CD"

PORTICOS INTERMEDIOS.-

SECCION BASE.- (40x65)

$$M = 39450 \text{ Kgmts} ; P = 125,900 \text{ Kgs} ; b = 40 \text{ t} = 65 ; m = \frac{f_y}{.85f'_c} = 28.6$$

$$e' = M/P = .31 ; P'_0 = 2P = 251,800 \text{ Kgs}$$

$$e'/t = .477 ; t_e/t = .82 ; d/t = .84$$

$$h_{\text{libro}} = 6.90 \text{ mts} ; \frac{h}{b} = \frac{6.90}{0.40} = 17.3 \text{ (COL. LARGA)}$$

$$\therefore P_u = \frac{P'_0}{1.6 - 0.04 h/t} = \frac{251,800}{1.6 - 0.69} = \frac{251,800}{0.91} = 277,500 \text{ Kgs (CARGA EQUIVALENTE)}$$

$$\frac{P_u}{f'_c b t} = \frac{277500}{175 \times 40 \times 65} = .61 \quad \textcircled{1}$$

$$\frac{P_b}{f'_c b t} = .36 \frac{90000}{190000} (1 + .82) = .216 \times 1.82 = .393$$

} $P_u > P_b$ (CONTROL COMPRESION)

$$\frac{P_u}{f'_c b t} \times \frac{e'}{t} = .61 \times .477 = .292 ; \quad \textcircled{2}$$

CON $\textcircled{1}$ Y $\textcircled{2}$ EN LOS ABACOS: $p_b m = .965 \therefore p_t = \frac{.965}{28.6} = 0.0337$

$$A_s = p_t b t = 0.0337 \times 40 \times 65 = 87.5 \text{ cm}^2 = 18 \phi 1" \text{ (6 } \phi \text{ % eq.)}$$

SECCION - (40x118) A UN CUARTO DE LA ALTURA DE LA COL. A PARTIR DE LA BASE.-

$$M = 51100 \text{ Kgmts} ; P = 125900 \text{ Kgs} ; b \times t = 40 \times 118$$

$$e' = .41 \text{ mts} ; P_u = 277500 \text{ Kgs} ; t_e/t = 106/118 = .90 ; d/t = .93$$

$$e'/t = .35$$

$$\textcircled{1} \frac{P_u}{f'_c b t} = \frac{277500}{175 \times 40 \times 118} = .337$$

$$\frac{P_b}{f'_c b t} = .216 \times 1.9 = .40$$

} (CONTROL TENSION)

$$\textcircled{2} \frac{P_u}{f'_c b t} \times \frac{e'}{t} = .337 \times .35 = 0.118 ; \text{ CON } \textcircled{1} \text{ Y } \textcircled{2} \quad p_b m = 0.05 \therefore p_t = 0.05/28.6 = 0.00175 < 0.01$$

$$\therefore A_s = 0.01 \times 40 \times 118 = 47.2 \text{ cm}^2 = 10 \phi 1"$$

SECCION .- (40x170) A LA MITAD DE LA ALTURA DE LA COLUMNA.-

$$M = 63100 \text{ Kgms} ; P_u = 125900 \text{ Kgs} ; b \times t = 40 \times 170$$

$$e' = .50 \quad P_o = 277500 \text{ Kgs} ; t_s/t = .93 ; d/t = .95$$

$$e'/t = .294$$

$$\frac{P_u}{f'_{c} b t} = .233 \quad \textcircled{1}$$

$$\frac{P_o}{f'_{c} b t} = .216 \times 1.93 = .418$$

} (CONTROL TENSION)

$$\frac{P_u}{f'_{c} b t} \times \frac{e'}{t} = .233 \times .294 = 0.07 \quad \textcircled{2}$$

CON ① Y ② EN LOS ABACOS ; $p_b m < 0 \therefore$ Asumo $12\phi 1'' \Rightarrow p = \frac{12 \times 5.07}{40 \times 170} = 0.009 \approx 0.01$

SECCION .- (40x280) SUPERIOR COLUMNA.-

$$M = 86650 \text{ Kgms} \quad P = 125900 \text{ Kgs} ; b \times t = 40 \times 280 ; d/t = .98$$

$$e' = .69 \quad P_o = 277500 \text{ Kgs} ; t_s/t = .96$$

$$e'/t = .245$$

$$\frac{P_u}{f'_{c} b t} = 0.142 \quad \textcircled{1}$$

$$\frac{P_o}{f'_{c} b t} = .216 \times 1.96 = .424$$

} (CONTROL TENSION)

$$\frac{P_u}{f'_{c} b t} \times \frac{e'}{t} = .142 \times .245 = 0.035 \quad \textcircled{2}$$

CON ① Y ② EN ABACOS SALE $p < 0 \therefore$ Asumo $12\phi 1'' \Rightarrow p = \frac{12 \times 5.07}{40 \times 280} = 0.0055$

ESTRIBOS.-

$$S \leq \begin{cases} 16\phi = 41 \\ 48\phi_1 = 46 \\ d_{mín} = 50 \end{cases}$$

\therefore Coloco $\square \phi 3/8 @ 35 \text{ cms}$

ACERO COLUMNAS "CD"

PARTIDAS "A" y "F".-

SECCION BASE.- (40x65)

$$M = 44000 \text{ Kgms}; \quad P = 101200 \text{ Kgs}$$

$$P_u = 202400 "$$

$$b \times t = 40 \times 65$$

$$e' = .43$$

$$e'/t = .66$$

$$P_u = \frac{202400}{.91} = 223,000 \text{ Kgs}$$

$$t_s/t = .82; \quad d/t = .84$$

$$\frac{P_u}{f'_{cbt}} = \frac{223000}{175 \times 40 \times 65} = .488 \quad (1)$$

$$\frac{P_b}{f'_{cbt}} = .216 \times 1.82 = .393$$

 $(P_u > P_b \text{ COMPRESION})$

$$\frac{P_u}{f'_{cbt}} \times \frac{e'}{t} = .488 \times .66 = .322 \quad (2)$$

CON (1) y (2) EN ABACOS: $\rho_t m = 0.9 \quad \therefore \rho_t = 0.9/28.6 = 0.0315 \Rightarrow A_s = 0.0315 \times 40 \times 65 = \underline{82 \text{ cm}^2} = 16 \phi 1"$ SECCION.- (40x118) A UN CUARTO DE LA ALTURA.

$$M = 51100 \text{ Kgms}$$

$$P = 125900 \text{ Kgs}$$

$$b \times t = 40 \times 118$$

$$e = .46$$

$$P_u = 202400 "$$

$$e'/t = .39$$

$$P_u = 223,000 "$$

$$t_s/t = .90; \quad d/t = .93$$

$$\frac{P_u}{f'_{cbt}} = \frac{223000}{175 \times 40 \times 118} = 0.272 \quad (1)$$

$$\frac{P_b}{f'_{cbt}} = .216 \times 1.9 = 0.41$$

 $P_u < P_b \text{ (TENSION)}$

$$\frac{P_u}{f'_{cbt}} \times \frac{e'}{t} = 0.106 \quad (2)$$

CON (1) y (2) EN ABACOS SALE: $\rho_t m = 0.04 \quad \therefore \rho_t = 0.04/28.6 = 0.0014 < 0.01$

$$\underline{A_s = 12 \phi 1"} \quad \therefore \rho = 12 \times 5.07 / 40 \times 118 = 0.0129$$

A PARTIR DE ESTA SECCION PONGO 12 $\phi 1"$ QUE SON SUFICIENTES.ESTRIBOS.- $\square \phi 3/8 @ 35 \text{ cms}$

VIGAS "A" y "F" - (70x30)

VIGAS DE LA ZONA DE JUEGO -

W = 3600 Kgs/m¹
 W' = 2000 " "

	1.5 1.5		1.61 1.39		1.5 1.5		1.39 1.61		1.5 1.5	
L =	3.50	3.50	5.45	5.45	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50
M	+3600	+3600	+8700	-8700	+3600	-3600	+3600	-3600	+3600	-3600
M'	+2000	+2000	+5000	-5000	+2000	-2000	+2000	-2000	+2000	-2000
M ₁	+3600	+3600	+5000	-5000	+2000	-2000	+3600	-2000	+3600	-3600
	-3600	-3600	-2500	-5000	+1300	+2600	+4100	+2000	+3600	-3600
	-160	-160	+430	-5000	+1000	-2500	-900	-1800	-1800	-4500
	-3760	+3760 Max	+2530	+200	-600	+2080	+1320	+660		
Km =	.66	.70	.55							
L ₁ =	.75 mts	.74 mts								
K ₁	+2000	+3600	+8700	-8700	+3600	-3600	+2000	+2000	+2000	-2000
	-2000	-1550	-2000	-1000	+1170	+800	+800	+800	+800	+400
	-180	-180	+460	+2350	+90	+140	+160			
			+7160 Max	-7350	-160	+160				
K ₂		.33	.55	.56						
L ₂			0.98 mts							
K ₃	+3600	+2000	+8700	-8700	+8700 Max	-8700	+2000	-2000	+3600	-3600
	-3600	-2000	-2000	-1000	+2600	+4100	+4100	+2000	+3600	-3600
					+350	-350	-1800	-1800		
					-5750	+5750				
K ₄			.66	.44						
L ₃			1.09							
K ₅	+3600	+2000	+8700	-8700	+5000	-5000	+3600	-3600	+2000	-2000
	+900	-2050	-2620	-1310	+1250	+1250	+800	+800	+800	+400
	+4500	+1800	+1250	+2500	+60	+90	+90	+2800	+2800	-1600
	+320	-320	-850	-200	-160	-3850	+160			
	-1480	+1480	+6480	-7710	+7700	+3850	+3850			
K ₆	.83	.49	.59	.59	1.03	.51	.71	.52	.93	.53
L ₄										
K ₇	+2160 Max		+5850 Max		+2050 Max					
L ₅	.84 mts	.44	.82	.96	.73	.59				

ACERA VIGAS "A" y "F".-

$M_c = Kbd^2 = 5750 \text{ Kgmts}$

$V_c = V_0 bjd = 8850 \text{ Kgs}$

$f'_s = n f_c \frac{bd-d'}{hd} = 1240 \text{ Kgs/cm}^2$

$\rho bd = 0.0063 \times 70 \times 27 = 11.9 \text{ cm}^2$

$A_{s \text{ min}} = 0.005 bd = 9.4 \text{ cm}^2$

$W = 3000 + .7 \times 3 \times 2400 = 3500 \text{ Kgs/ml}$

$W' = 1500 + .7 \times 3 \times 2400 = 2000 \text{ ''}$

Apoyo 3.-

$M_R = 7420 - 5750 = 1670 \text{ Kgmts}$

$A'_s = 1670 : 12.4 \times 24 = 5.6 \text{ cm}^2$

$A_s = 11.9 + 5.6 \times 12.40 / 20 = 19.36 \text{ cm}^2$

Apoyo 4.-

$M_R = 8700 - 5750 = 2950 \text{ Kgmts}$

$A'_s = 2950 : 12.4 \times 24 = 9.9 \text{ cm}^2$

$A_s = 11.9 + 9.9 \times \frac{12.4}{20} = 18.1 \text{ cm}^2$

ADHERENCIA.-

$\sum_0 (\text{máx}) = \frac{V_{\text{máx}}}{v_j d} = \frac{9500}{175 \times .89 \times 27} = 22.6 \text{ cms.}$

	0		3		4		5	
L_2	3.50		3.50		5.45		5.45	
L_{fc}			.26		.26		.26	
A_s	-9.4 cm ²		-19.36 cm ²		-18.1 cm ²			
	+9.4 cm ²		5.6 cm ²		9.9 cm ²		+12.1 cm ²	
V_i	6100 Kgs		6100		9500		9500	
V_H	850 "		1570					
V_T	6950		7670		9500		9500	
V_s			650		650			
l_s			0.19 mts		0.19 mts			
SE PONDRÁN 3 $\phi 1/4$ @ 25 DE MONTAJE EN TODA LA VIGA.								
	7 $\phi 1/2$		7 $\phi 1/2$		5 $\phi 1/2$		9 $\phi 5/8$	
			7 $\phi 1/2$		10 $\phi 1/2$		10 $\phi 1/2$	
	1.00		1.05		1.55		1.25	
			.25		.80		.40	
							.85	

Vigas Zona De Jueco - Ejes Intermedios - (120 x 30)

$w = 6800 \text{ Kg/m}$
 $w' = 3800 \text{ Kg/m}$

	4.98	4.98	4.98	4.98	4.98	4.98
	[.5 .5]	[.5 .5]	[.5 .5]	[.5 .5]	[.5 .5]	[.5 .5]
$L_i =$	4.98	4.98	4.98	4.98	4.98	4.98
$M_i =$	+14000	+14000	+14000	+14000	+14000	+14000
$M_i =$	+8100	+8100	+8100	+8100	+8100	+8100
	-14000	-14000	-14000	-14000	-14000	-14000
	-8100	-8100	-8100	-8100	-8100	-8100
	+14000	+14000	+14000	+14000	+14000	+14000
	-370	+740	+2950	-2950	+2950	+8100
	+13630	+14740 Max	+740	-11050	+11050	+11050
$K_{M_i} =$.64	.70	.40	.40	.70	.70
$L_i =$	1.12 mts	1.00 mts				
	+8100	+14000	-14000	+14000	+8100	+14000
	-1470	-2950	-1470	+1470	+2950	-2950
	+6630	+11050	-15470	+19470 Max	+740	+740
$K_{M_i} =$.52	.74	.74	.49	.49
$L_i =$		1.12 mts	1.12 mts			
	+14000	+8100	-8100	+14000	+8100	+14000
	+1470	+2950	-2950	+2950	+2950	-2950
	+360	+740	-11050	+11050	+11050	+740
	+15830	+10310	-10310	+10310	+10310	+10310
$K_{M_i} =$.75	.85	.91	.52	.91	.85
$L_i =$	1.12	.80	.77	.77	.80	.80
	+8100	+14000	-14000	+8100	+14000	+8100
	-1470	-2950	+2950	+2950	+2950	+1470
	-360	+740	-11050	+11050	+11050	+360
	+6270	+11790	-11790	+11790	+11790	+6270
$K_{M_i} =$.51	.56	.90	.90	.56	.90
$L_i =$.85 mts	.77	.77	.85	.85
		+9700 Max			+9700 Max	

ACERO VIGAS INTERMEDIAS.

$M_c = Kbd^2 = 9850 \text{ Kgmts}$

$V_c = v \cdot b \cdot jd = 15300 \text{ Kgs}$

$f'_s = m f_c \frac{bd-d'}{bd} = 1240 \text{ Kgs/cm}^2$

$\rho_b d = 0.0063 \times 120 \times 27 = 20.5 \text{ cm}^2$

$A_{s_{min}} = 0.005bd = 16 \text{ cm}^2$

$W = 6 \times 1000 + 1.20 \times 4 \times 2400 = 6800 \text{ Kgs/ml}$

$W' = 6 \times 500 + 800 = 3800 \text{ "}$

EMBOTRAMIENTOS - APOYOS 4' y 4" .

APOYOS 3' y 5' .

$M_R = M - M_c = 15830 - 9850 = 5980 \text{ Kgmts}$

$A'_s = 5980 : 12.4 \times 24 = 20.6 \text{ cm}^2$

$A_s = 20.5 + 20.6 \times 12.4 / 20 = 32.9 \text{ cm}^2$

$M_R = M - M_c = 14740 - 9850 = 4890 \text{ Kgmts}$

$A'_s = 4890 : 12.4 \times 24 = 16.7 \text{ cm}^2$

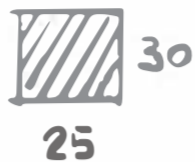
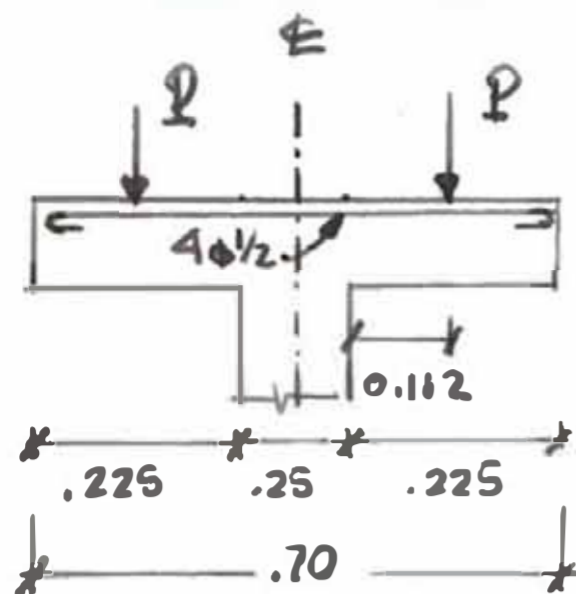
$A_s = 20.5 + 16.7 \times 12.4 / 20 = 30.7 \text{ cm}^2$

ADHERENCIA .-

$\sum_0 (M_{\text{ax}}) = \frac{V_{\text{max}}}{v_j d} = \frac{18000}{17.5 \times 893 \times 27} = 38.6 \text{ cmes}$

	3'		4'		4"	
$h =$	4.98		4.98		4.98	
$L_{fc} =$.37 mts	.35	.30	.40	.37	.37 .40
$A_s =$	-32.9 cm ²	-30.7 cm ²	-32.9 cm ²	-32.9 cm ²	-32.9 cm ²	-32.9 cm ²
	20.6" + 16.6 cm ²	16.7"	+20.0 cm ²	20.6"	+20.6 cm ²	20.6" + 20 cm ²
$V_i =$	16900	16900	16900	16900	16900	16900
$V_H =$		1100	880	880	1000	1000
$V_T =$	16900	18000	17780	17780	17900	17900
$V_s =$	1600 Kgs	2700	2480	2480	2500 Kgs	2500 Kgs
$l_s =$.23	.40	.37	.37	.37	.37
	3 $\phi 3/4$ 1 @ 10	3 $\phi 3/4$ 1 @ 10	3 $\phi 3/4$ 1 @ 10	IGUAL		3 $\phi 3/4$ 1 @ 10
	1 @ 15, R @ 20	2 @ 15 R @ 20	1 @ 15, R @ 20	IGUAL		1 @ 15, R @ 20
	12 $\phi 3/4$	11 $\phi 3/4$	12 $\phi 3/4$	IGUAL		12 $\phi 3/4$
	9 $\phi 5/8$		10 $\phi 5/8$	IGUAL		10 $\phi 5/8$
	1.35	1.35	.45 .80	1.35	.55 .80	

APOYOS DE LAS VIGAS "A" Y "F" EN LAS COLUMNAS 0-4.-



$$P = 19000 \times \frac{.225}{.70} = 6150 \text{ Kgs}$$

$$M = 6150 \times .112 = 690 \text{ Kgmts}; M_c = 11.2 \times 25 \times 27^2 = 2040 \text{ Kgmts}$$

$$V = 6150 \text{ Kgs}; V_c = 4.7 \times 25 \times 27 = 3150 \text{ Kgs}$$

$$A_s = \frac{690}{17.85 \times 27} = 1.43 \text{ cm}^2$$

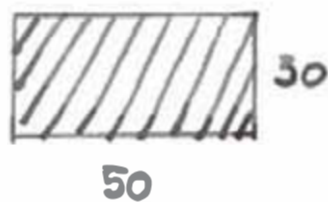
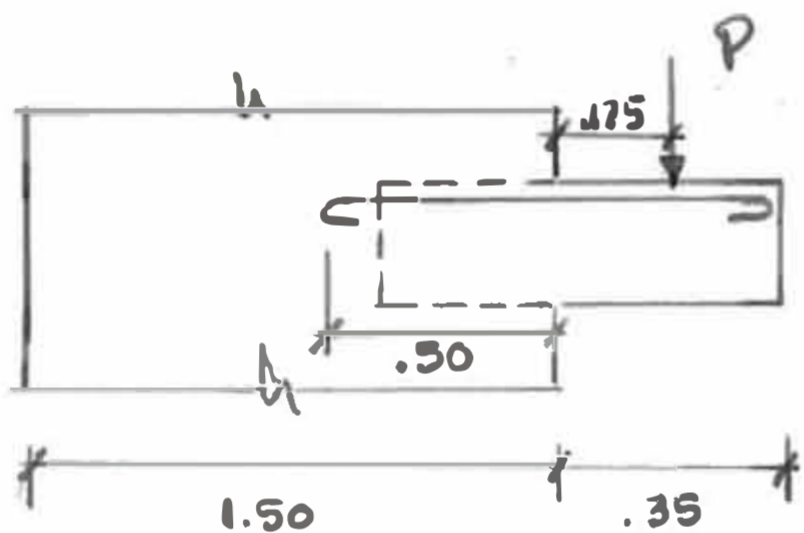
$$A_{s \text{ MIN}} = 0.005 \times 25 \times 27 = 3.38 \text{ cm}^2 = 3\phi \frac{1}{2} \text{''}$$

$$S = \frac{a_s \sqrt{s} d}{V_s} = \frac{2 \times 31 \times 2000 \times .893 \times 27}{(6150 - 3150)} = 10 \text{ cms}$$

$$\therefore 3\phi \frac{1}{4} @ 10 \text{ cms}$$

$$\Sigma_o = \frac{V}{v_j d} = \frac{6150}{17.5 \times .893 \times 27} = 14.6 \text{ cms} = 4\phi \frac{1}{2}$$

APOYO DE LAS VIGAS "A" Y "F" EN LOS PARTIDOS 3 Y 5.-



$$P = \frac{6100 + 9500}{2} = \frac{15600}{2} = 7800 \text{ Kgs}$$

$$M = 7800 \times 0.175 = 1360 \text{ Kgmts}$$

$$V = P = 7800 \text{ Kgs.}$$

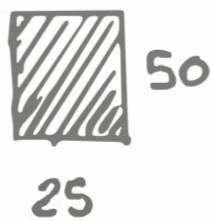
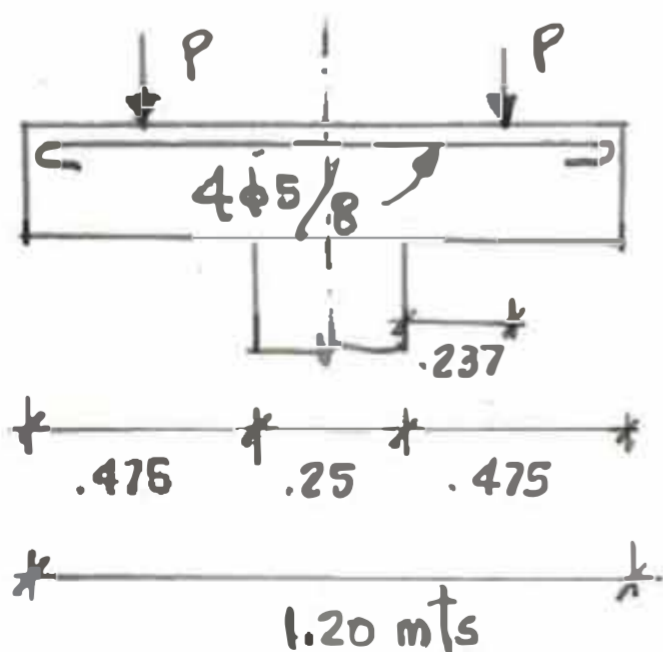
$$M_c = Kbd^2 = 4100 \text{ Kgmts}$$

$$V_c = 7.6bd = 6350 \text{ Kgs}$$

$$A_s = \frac{1360}{17.85 \times 27} = 2.87 \text{ cm}^2 = 5\phi \frac{1}{2}; 40\phi = 40 \times 1.27 = 50 \text{ cms}$$

$$A_{s \text{ MIN}} = 0.005 \times 50 \times 27 = 6.80 \text{ cm}^2 = 5\phi \frac{1}{2}; S = \frac{0.62 \times 2000 \times .893 \times 27}{(7800 - 6350)} = 20 \text{ cms}; 3\phi \frac{1}{4} @ 20 \text{ cms}$$

APOYO DE LAS VIGAS "B" ETC. O INTERMEDIAS.-



$$P = \frac{16900 \times 2 \times .475}{1.20} = 13400 \text{ Kgs}$$

$$M = 13400 \times .237 = 3170 \text{ Kgmts}; M_c = 6250 \text{ Kgmts}$$

$$V = P = 13400 \text{ Kgs}; V_c = 5500 \text{ Kgs.}$$

$$A_s = \frac{3170}{17.85 \times 47} = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ MIN}} = 0.005 \times 25 \times 47 = 5.90 \text{ cm}^2 = 3\phi \frac{5}{8} \text{''}$$

$$\Sigma_o = \frac{13400}{17.8 \times .893 \times 47} = 18.3 \text{ cms} = 4\phi \frac{5}{8} \text{''}$$

$$S = \frac{.62 \times 2000 \times .893 \times 47}{13400 - 5500} = 6.6 \text{ cms}$$

$$3\phi \frac{1}{4} @ 3, \text{ RESTO } @ 7 \text{ cms}$$

CALCULO DE ESCALERAS

TRAMO 1.-

$$L = 4.00 \text{ (PROV. HORIZONTAL)}$$

$$M = \frac{wL^2}{10} = 2080 \text{ Kgmts}$$

$$d = \sqrt{M/kb} = 14 \text{ cms} \quad H = 14 + 3 = 17 \text{ cms}$$

$$V = 2 \times 1300 = 2600 \text{ Kgs} \Rightarrow v_c = V/bjd = 2600 / (100 \times 89 \times 14) = 2.1 \text{ Kgs/cm}^2 < v_c$$

$$A_s = M / (17.85 d) = 2080 / (17.85 \times 14) = 8.3 \text{ cm}^2 = \underline{\underline{\phi 1/2 @ 15 \text{ cms}}}$$

$$A_{s \text{ MIN}} = 100 \times 14 \times 0.005 = 7 \text{ cm}^2 < A_s$$

$$A_{s \text{ REF.}} = 0.0025 \times 100 \times 14 = 3.5 \text{ cm}^2 = \underline{\underline{\phi 3/8 @ 20 \text{ cms.}}}$$

$$s/c = 500 \text{ Kgs/m}^2$$

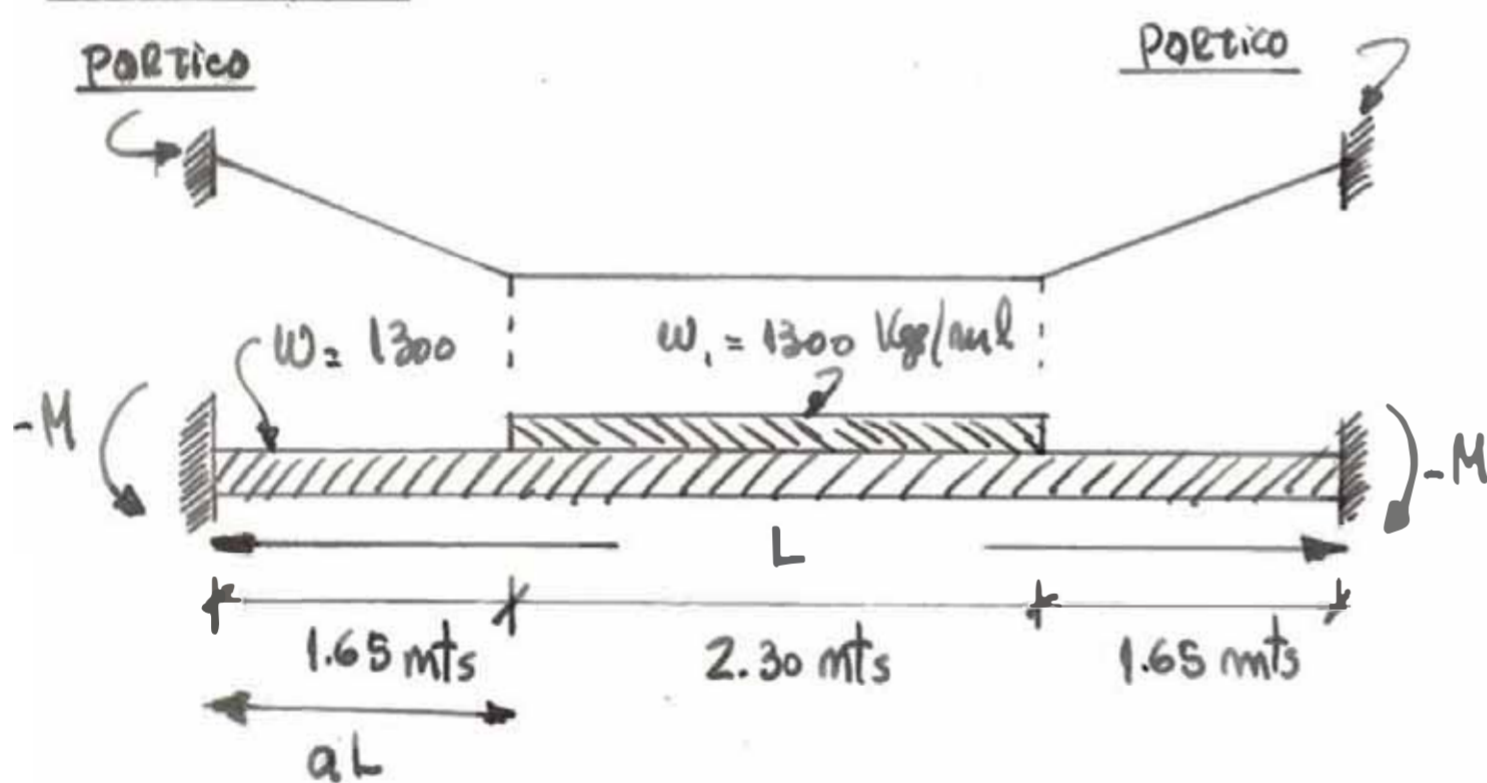
$$\text{peldaños} = 2 \times 0.178 \times 25 \times 2400 = 220 \text{ ''}$$

$$\text{losa} = 0.2 \times 2400 = 480 \text{ ''}$$

$$\text{piso terminado} = 100 \text{ ''}$$

$$w = 1300 \text{ Kgs/m}^2$$

TRAMO 2.-



MOMENTO NEGATIVO. - M

$$a = 1.65 / 5.60 = .295$$

$$m = \frac{1 + 2a - 2a^2}{12} = \frac{1 + .59 - 0.174}{12} = 0.118$$

$$-M_m = m w_1 L = .118 \times 2.3 \times 1300 \times 5.6 = 1970 \text{ Kgml}$$

$$-M_{12} = wL^2/12 = 1300 \times 5.6^2/12 = 3400 \text{ ''}$$

$$\boxed{-M = -5370 \text{ Kgml}}$$

MOMENTO POSITIVO +M.-

$$+M = 5370 + 1300 \times 2.8^2/2 + 1300 \times 1.15^2/2 - 5150 \times 2.8 = 5370 + 5100 + 860 - 14400 = +3070$$

$$\therefore \boxed{+M = +3070 \text{ Kgmts}}$$

$$d = \sqrt{M/kb} = \sqrt{5370/11.21} = 22 \text{ cms} \quad H = 25 \text{ cms}$$

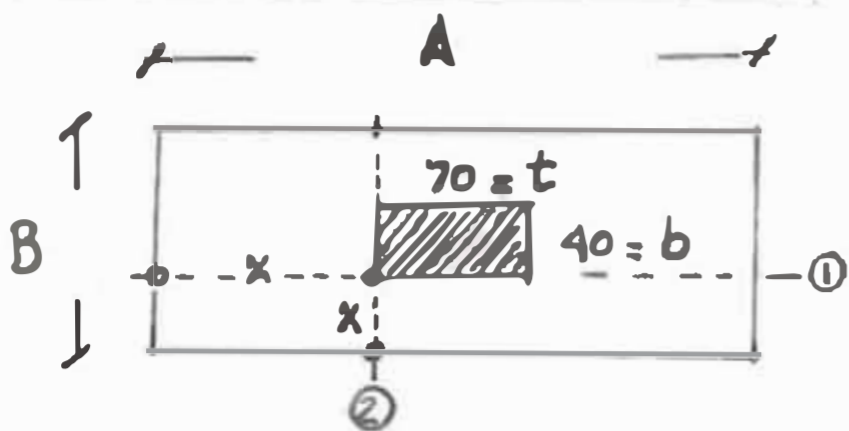
$$v_c = 5150 / (100 \times 89 \times 22) = 2.6 \text{ Kgs/cm}^2 < v_c$$

$$-A_s = 5370 / (17.85 \times 22) = 13.6 \text{ cm}^2 = \underline{\underline{\phi 5/8 @ 14 \text{ cms}}}$$

$$+A_s = 3070 / (17.85 \times 22) = 7.85 \text{ cm}^2 = \underline{\underline{\phi 1/2 @ 16 \text{ cms}}}$$

$$\phi_{\text{REF}} = 100 \times 22 \times 0.0025 = 5.5 \text{ cm}^2 = \underline{\underline{\phi 3/8 @ 13 \text{ cms}}}$$

(VER PLANO ESTRUCTURAS)

CIMENTACION.PORTICOS INTERMEDIOS.- ZAPATA "D".-

$$\text{CARGA ADMISIBLE TERRENO} = \sigma_t = 2 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$f'_c = 140 \text{ Kgs/cm}^2 ; f_s = 1400 \text{ Kgs/cm}^2$$

N = CARGA OBLICUA ; P = CARGA VERTICAL

$$P = N \text{ sen } 66.5^\circ = 125,900 \times \text{sen } 66.5^\circ = 115,500 \text{ Kgs}$$

$$A_z = 1.1 \times 115,500 / 2 = 63600 \text{ cm}^2$$

$$63600 = (70 + 2x)(40 + 2x) \Rightarrow x = 98.5 \text{ cms} \therefore \underline{A = 70 + 200 = 2.70 \text{ mts}} ; \underline{B = 40 + 200 = 2.40 \text{ mts}}$$

$$W_{\text{neto}} = 115500 : 270 \times 240 = 1.79 \text{ Kgs/cm}^2 \text{ (PRESION NETA)}$$

$$M_{1-1} = \frac{1}{2} W_n A x^2 = \frac{1}{2} \times 1.79 \times 270 \times 100^2 = 24,200 \text{ Kgmts} \Rightarrow d = \sqrt{M/kb} = \sqrt{2420000 / (14 \times 270)} = 28.5 \text{ cms}$$

$$v_c = 4.2 \geq \frac{W_n [A \times B - (70 + 2d)(40 + 2d)]}{2(70 + 2d + 40 + 2d)jd} = \frac{1.79 [64800 - (70 + 2d)(40 + 2d)]}{2(110 + 4d)jd} \Rightarrow d = 40 \text{ cms}$$

$$\text{Asumo: } d = 62 \text{ cms} \therefore H = 70 \text{ cms. (PERALTE)}$$

$$A_{s_{11}} = M / f_s jd = .85 \times 24200 / (12.1 \times 62) = 27.5 \text{ cm}^2 - \underline{14 \phi 5/8}$$

$$A_{s_{22}} = .85 \times 1.79 \times 2400 \times 100 / (12.1 \times 62 \times 2) = 24.3 \text{ " } - \underline{12 \phi 5/8}$$

$$\Sigma_{o_{11}} = .85 \times 1.79 \times 240 \times 100 / (140 \times 62 \times 2) = 54.8 \text{ cms} - 11 \phi 5/8$$

$$\Sigma_{o_{22}} = 54.8 \times 240 / 270 = 48.8 \text{ cms} - 10 \phi 5/8$$

PORTICOS "A" y "F".- ZAPATA "D".-

$$P = N \text{ sen } 66.5^\circ = 101,200 \times \text{sen } 66.5^\circ = 92,500 \text{ Kgs}$$

$$A_z = 1.1 \times 92500 / 2 = 51,000 \text{ cm}^2 \quad \text{Asumo: } A = 2.70 \text{ mts} ; B = 2.40 \text{ mts}$$

$$W_n = 92500 / 270 \times 240 = 1.42 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$M_{1-1} = \frac{1}{2} W_n A x^2 = \frac{1}{2} \times 1.42 \times 270 \times 100^2 = 19,200 \text{ Kgmts} \Rightarrow d = \sqrt{19200 / (14 \times 27)} = 25.4 \text{ cms}$$

$$\therefore \text{Asumo da } 62 \text{ cms} ; H = 70 \text{ cms} \text{ (IGUAL A "D")}$$

$$A_{s_{11}} = .85 \times 19200 / (12.1 \times 62) = 21.7 \text{ cm}^2 = \underline{11 \phi 5/8} ; \Sigma_{o_{11}} = .85 \times 1.42 \times 240 \times 100 / (14 \times .866 \times 62) = 38.5 = 8 \phi 5/8$$

$$A_{s_{22}} = .85 \times 1.42 \times 24000 / (12.1 \times 62) = 19.3 \text{ cm}^2 = \underline{10 \phi 5/8} ; \Sigma_{o_{22}} = .85 \times 1.42 \times 270 \times 100 / (14 \times .866 \times 62) = 34.4 = 7 \phi 5/8$$

PORTICOS INTERMEDIOS.- ZAPATA "A".- (VER CROQUIS PÁG. ANTERIOR)

$$P = 104,890 \text{ Kgs} \quad ; \quad t = 1.80 \text{ mts} \quad ; \quad b = 40 \text{ cms}$$

$$A_z = 1.1 \times 104,890 / 2 = 58000 \text{ cm}^2$$

$$58000 = (180 + 2x)(40 + 2x) \quad \rightarrow \quad x = 70 \text{ cms}$$

$$A = 180 + 2 \times 70 = \underline{320 \text{ mts}}$$

$$B = 40 + 2 \times 70 = \underline{180 \text{ mts}}$$

$$W_{NEO} = 104,890 / 320 \times 180 = 1.82 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$M_{1-1} = \frac{1}{2} W_n A x^2 = \frac{1}{2} \times 1.82 \times 320 \times 49 = 14200 \text{ Kgm} \rightarrow d = \sqrt{1420000 / 11. \times 320} = 20 \text{ cms.}$$

$$v_o = 4.2 = \frac{1.82 [320 \times 180 - (180 + 2d)(40 + 2d)]}{2(220 + 4d^2) \times 866} \quad \rightarrow \quad d = 27.5 \text{ cms}$$

Asumo: $d = 62$; $H = 70 \text{ cms}$ (PERALTE)

$$A_{s_{11}} = .85 \times 14200 / 12.1 \times 62 = 16.1 \text{ cm}^2 = \underline{13 \phi 1/2''}$$

$$A_{s_{22}} = .85 \times 1.82 \times 180 \times 49 / 12.1 \times 62 \times 2 = 9 \text{ cm}^2 = \underline{7 \phi 1/2''}$$

$$\Sigma_{o_{11}} = .85 \times 1.82 \times 320 \times 70 / 14 \times 866 \times 62 = 46 \text{ cms} = 9 \phi 1/2''$$

$$\Sigma_{o_{22}} = 46 \times 180 / 320 = 25.8 \text{ cms} \quad \dots \quad = 5 \phi 1/2''$$

PORTICOS "A" y "F".- ZAPATA "A".-

$$P = 68800 \text{ Kgs}$$

Asumo : $A = 320 \text{ mts}$; $B = 180 \text{ mts}$; $H = 70 \text{ cms}$; $d = 62 \text{ cms}$; $x = 70 \text{ cms}$.

$$W_n = 68800 / 320 \times 180 = 1.2 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$A_{s_{11}} = .85 \times 1.2 \times 320 \times 49 / 12.1 \times 62 \times 2 = 10 \text{ cm}^2 = 9 \phi 1/2''$$

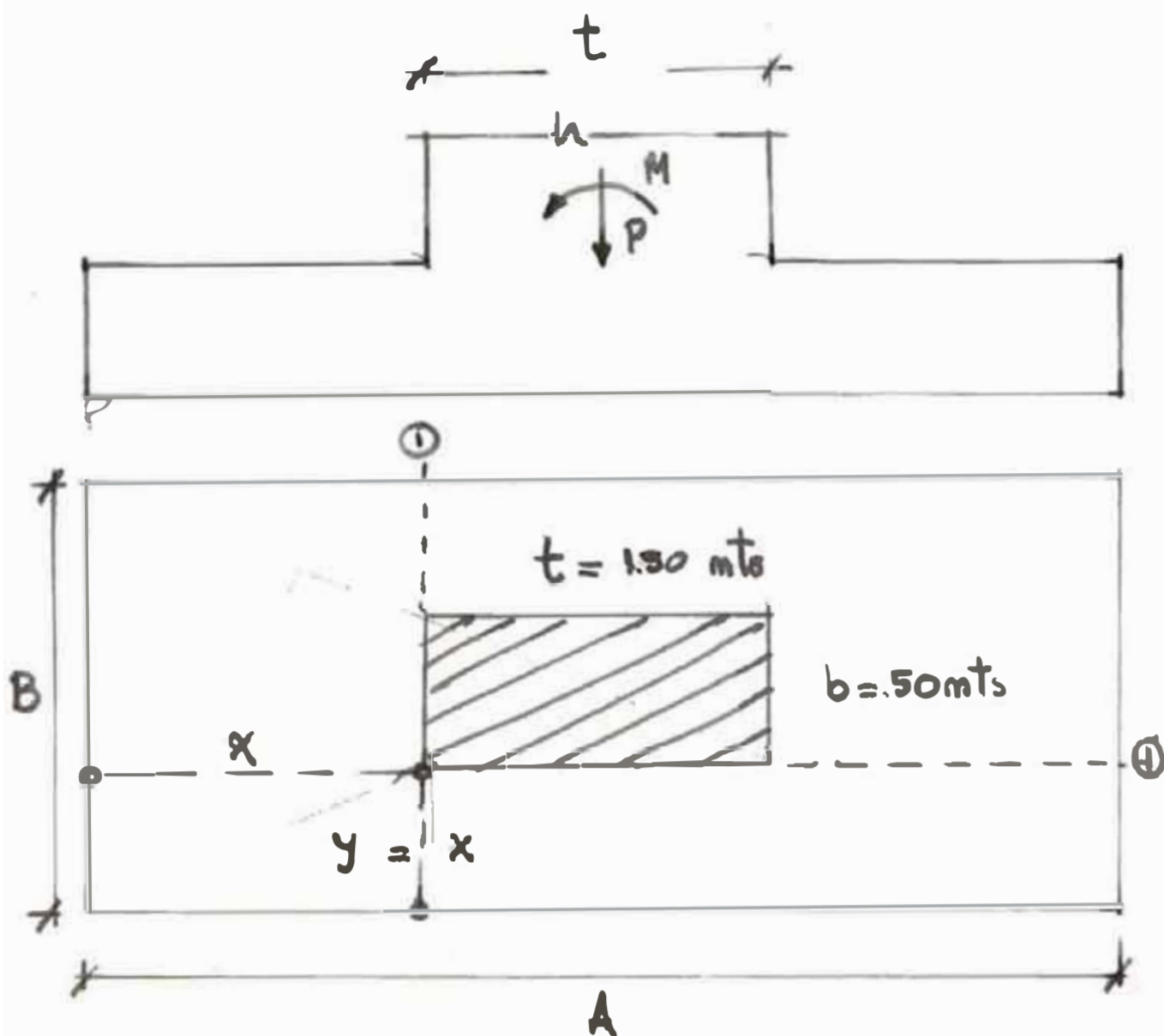
$$A_{s_{22}} = .85 \times 1.2 \times 180 \times 49 / 12.1 \times 62 \times 2 = 6 \text{ cm}^2 = 5 \phi 1/2''$$

$$\Sigma_{o_{11}} = .85 \times 1.2 \times 320 \times 70 / 14 \times 866 \times 62 = 33.2 \text{ cms} = 7 \phi 1/2''$$

$$\Sigma_{o_{22}} = 33.2 \times 180 / 320 = 18.8 \text{ cms} \quad \dots \quad = 4 \phi 1/2''$$

NOTA.- PARA UNIFORMIZAR EL DISEÑO Y COMO LAS CANTIDADES DE ESTA ZAPATA SON MUY BAJAS LA ASUMO IGUAL A LA ANTERIOR,

ZAPATAS PORTICOS 3-5.-



$$P = 134,000 \text{ Kgs} ; M = 111500 \text{ Kgmts} ; \sigma_c = 2 \text{ Kgs/cm}^2$$

COMO SE VE "M" ES GRANDE LUEGO PUES LO TENDRE EN CUENTA.

CALCULARE "A" y "B" PARA QUE:

$$\sigma_{\max} = 2 \text{ Kgs/cm}^2 \text{ y } \sigma_{\min} = 0$$

$$P' = 1.1 \times 134,000 = 148,000 \text{ Kgs.}$$

$$\therefore A = \frac{6M}{P'} = \frac{6 \times 1150000}{148000} = \underline{4.60 \text{ mts}}$$

$$B_1 = \frac{P'^2}{6M} = \frac{148,000^2}{6 \times 1150000} = 3.20 \text{ mts}$$

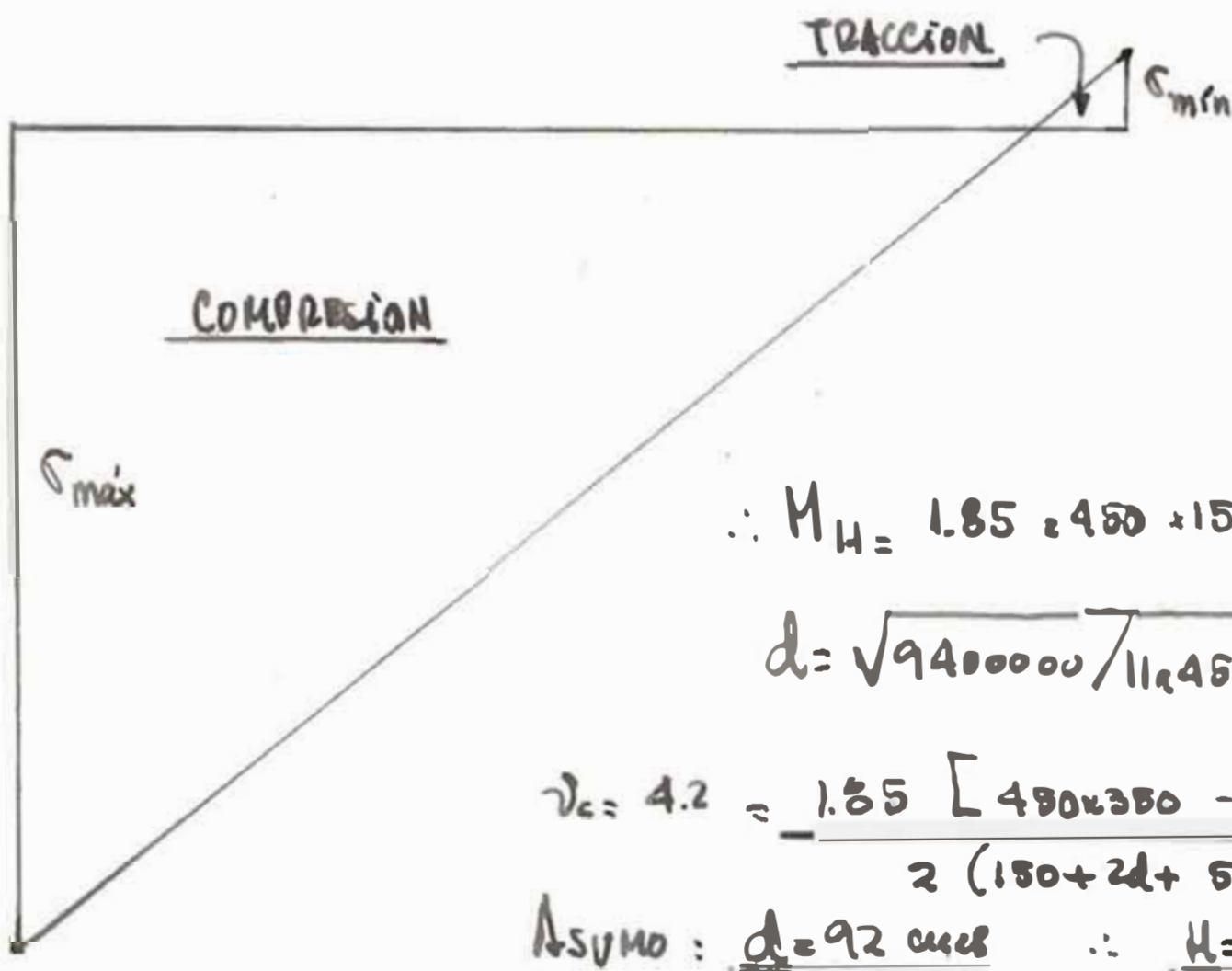
PARA QUE $x = y$ DEBERIA $B_1 = B_2 = \underline{3.50 \text{ mts}}$

PRESIONES NETAS-

$$\sigma = P/A \pm 6M/A^2 B$$

$$\therefore \sigma = 134000 / 450 \times 350 \pm 6 \times 1150000 / 350 \times 450^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = .83 + 1.00 = 1.85 \text{ Kgs/cm}^2 \text{ (COMPRESION)} \\ \sigma_{\min} = .85 - 1.00 = -0.15 \text{ " (TRACCION)} \end{array} \right.$$



COMO UN DISEÑO APROXIMADO SUPONGO QUE ESTA ZAPATA ES UNA CORRIENTE CON CARGA AXIAL PERO CON UNA PRESION NETA MAXIMA DE 1.85 Kgs/cm^2

$$\therefore M_H = 1.85 \times 450 \times 150^2 / 2 = 94000 \text{ Kgmts}$$

$$d = \sqrt{9400000 / 11 \times 450} = 43.5 \text{ cms}$$

$$r_c = 4.2 = \frac{1.85 [450 \times 350 - (150 + 2d)(50 + 2d)]}{2(150 + 2d + 50 + 2d)} \Rightarrow d = 43.5 \text{ cms}$$

$$\text{ASUMO: } \underline{d = 92 \text{ cms}} \quad \therefore \underline{H = 1.00 \text{ mt}}$$

$$A_{s_{11}} = .85 \times 94000 / 12.1 \times 92 = 72 \text{ cm}^2 = \underline{32 \phi 5/8} ; \Sigma o_{11} = .85 \times 1.85 \times 450 \times 350 / 14 \times 866 \times 92 = 95 \text{ cms} = 19 \phi 5/8$$

$$A_{s_{22}} = .85 \times 1.85 \times 350 \times 150^2 / 2 \times 12.1 \times 92 = 56 \text{ cm}^2 = \underline{19 \phi 5/8} ; \Sigma o_{22} = 95 \times 350 / 450 = 73.5 \text{ cms} = 15 \phi 5/8$$

ACERO COLUMNAS ZONA DE JUEGOEJES INTERMEDIOS. - (25x25 cm²)

$$P = 16900 \times 2 + 0.25^2 \times 2.65 \times 2400 = 34200 \text{ Kgs}$$

$$P_u = 68400 \text{ Kgs}$$

$$b/t = 270/25 = 10.8 < 15 \text{ (CORTE)}$$

$$\frac{P_u}{f'_{cbt}} = \frac{68400}{175 \times 25^2} = .63 \quad ; \quad d/b = .20/.25 = .80$$

$$m' = 28.6 - 1 = 27.6 \quad ; \quad \text{CON ABACOS: } \rho_t m' = 0.02 \Rightarrow \rho_t = \frac{0.02}{27.6} = 0.0007$$

$$\therefore A_s = 0.01 \times 625 = 6.25 \text{ cm}^2 = \underline{4\phi 5/8 + 1\phi 1/4 @ 25}$$

EJES "A" y "F". - IGUALES A LA ANTERIOR.CIMENTACION (EJES INTERMEDIOS)

$$P = 34200 \text{ Kgs}$$

Ver Croquis pág. 64. $A = B$, $b = t$

$$A_c = 1.1 \times 34200 / 2 = 17700 \text{ cm}^2 = \underline{135 \times 135 \text{ cm}^2} = A \times B \quad \therefore X = 55 \text{ cms}$$

$$W_n = 34200 / 135^2 = 1.87 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$M = 1.87 \times 1.35 \times 55^2 / 2 = 3830 \text{ Kgmts} \Rightarrow d = \sqrt{383000 / (11 \times 135)} = 16.9 \text{ cms}$$

$$v_c = 4.2 = \frac{1.87 [625 - (25+2d)^2]}{(50+2d)d \cdot .866} \Rightarrow d = 16.9 \text{ cms} \quad \text{ASUMO: } d = 27 \text{ cms, } H = 35 \text{ cms}$$

$$A_s = 3830 \times .85 / (2.1 \times 27) = 9.9 \text{ cm}^2 = \underline{8\phi 1/2''}$$

$$\Sigma_0 = 1.87 \times 135 \times 55 \times .85 / (14 \times .866 \times 27) = 36 \text{ cm}^2 = 7\phi 1/2'' < 8\phi 1/2''$$

CIMENTACION (EJES "A" y "F")

$$P_6 = 12200 \text{ Kgs} \quad ; \quad P_3 = 19000 \text{ Kgs} \quad (\text{CALCULO SOLO PARA } P_3 > P_6)$$

$$\therefore A_c = 1.1 \times 19000 / 2 = 10300 = 105 \times 105 \text{ cm}^2 = A \times B$$

$$W_n = 19000 / 105^2 = 1.59 \text{ Kgs/cm}^2 < 1.87 \text{ Kgs/cm}^2 \quad \therefore \underline{\text{LUEGO LAS HAGO IGUALES A LA ANTERIOR.}}$$