

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

PROYECTO DE GRADO

Presentado por

CARLOS ALBERTO LLONA CAVERO

Para obtener el Título

de

INGENIERO CIVIL

PROMOCION 1 9 4 5

PROYECTO DE CAMINOS PARA LA PROMOCION 1945

Especialidad Construcciones

Civiles

1.- Se trata de unir por un camino carretero, las poblaciones:

- A.- Situada sobre la cota 6m. aproximadamente.
- B.- Situada sobre la cota 132 m. aproximadamente.
- C.- Situada sobre la cota 22 m. aproximadamente.

Para ello se empleará dos trazos diferentes: El primero, deberá enlazar directamente A con B y con C; el segundo se hará de A á C, debiendo quedar B unido al trazo anterior por medio de un ramal.

2.- Los señores alumnos deberán presentar, confeccionados de acuerdo con las Prescripciones Reglamentarias Vigentes, los siguientes documentos:

- a).- Plano planta.
- b).- Perfiles transversales.
- c).- Perfil longitudinal.
- d).- Planos, cortes , perfiles, etc, de las obras de arte.
- e).- Cubicaciones, análisis de precios y presupuestos para tres kilómetros de camino.
- f).- Estudio relativo al pavimento que deberá emplearse.
- g).- Memoria explicativa en que deberá estudiarse:
 - 1º.- La comparación entre los dos trazos estudiados.
 - 2º.- La deducción y fundamento de las características que deberán ser deducidas de la velocidad que se tome como de régimen.

GRUPO B.- Características técnicas.-

- 1.- Gradiente máxima 3.5%
- 2.- Velocidad de régimen 100 km por hora.
- 3.- Pavimento para tráfico mediano, camiones de 10 T.M.Frecuente.
- 4.- Ancho para dos tráfico.
- 5.- Las demás características serán deducidas.
- 6.- Para los efectos de la clasificación del material, se deberá considerar:
 - a).- Como ROCA DURA, la parte comprendida entre las líneas RS y TU del plano.
 - b).- Como terreno de TIERRA DURA, la parte comprendida de la línea TU a la derecha.
 - c).- Como terreno de ALUVION MODERNO, la zona comprendida de la línea RS hacia la izquierda, salvo los cerros marcados O y P de la cota 50 hacia la cumbre y los N de la cota 80 hacia la cumbre.
- 7.- Los alumnos deberán calcular un puente completo, para lo cual el perfil que se acompaña se considerará como correspondiente al río en el sitio en que se cruce.

Juan Quiroga.

Carlos Romero Sotomayor

Lima, 8 de Julio de 1945.

ELECCION DE RUTA

El proyecto materia del presente estudio, presenta el relieve característico de nuestra costa; la misma que está formada por zonas planas y zonas accidentadas. En el proyecto se han ubicado tres poblaciones las mismas que deben ser unidas por medio de un camino de primer orden. El enlace de estas tres poblaciones, deberá fijarse ya sea uniéndolas por medio de un trazo continuo ó bien mediante un ramal.

En el estudio se ha considerado un río próximo a la ciudad "C", para salvar éste obstáculo, se ha diseñado un puente de acuerdo a las especificaciones del perfil transversal. Se ha considerado también un curso de agua de menor importancia, que ocasionalmente discurre, pero muy común en nuestra costa. Este curso de agua será salvado mediante una alcantarilla. El diseño de éstas obras de arte, se incluyen en el capítulo correspondiente.

CATEGORIA DE LA CARRETERA.- El camino según las especificaciones, deberá desarrollarse para una velocidad directriz de 100 Km/hora, con una gradiente de 3.5 %; condiciones que junto con la naturaleza del terreno, determinan características técnicas superiores a las de una carretera nacional, propias de un super-camino cuyo costo de construcción en el ramal "B", llegarían a cifras impresionantes. Por otro lado como se trata de servir a poblaciones bastante cercanas con un tráfico poco frecuente; se ha adoptado dentro de un temperamento económico, la conveniencia de reducir la velocidad á 50 Km/hora, la misma la misma que estaría de acuerdo con las Normas Peruanas que fijan velocidades directrices para carreteras de primera clase en terreno

accidentado. En cuanto a la pendiente por estar de acuerdo a las normas y costumbres, no se ha modificado, manteniéndose como máximo 3.5 %, conforme se indica en las características.

TRAZO DIRECTO A.B.C. .- Para esto será necesario llevar de "A" á "B", la máxima gradiente permitida (3.5%) y amoldar el trazo a la topografía del terreno hasta donde sea posible para tener un menor movimiento de tierras, pero debido a su irregularidad se originan muchas curvas reversas de radio límite, y tangentes mínimas; factores que le restarían seguridad al tránsito automotor y los vehículos no podrían alcanzar la máxima velocidad permitida debido a la pequeña longitud de sus tangentes. Teniendo en consideración la región que rodea a la población "B", que es de topografía muy accidentada con fuertes inclinaciones en sus laderas, que exigen fuertes cortes y rellenos; habría que atravesarla nuevamente para poder continuar con el trazo a la población "C", lo que traería como corolario un mayor costo de la obra.

INCONVENIENTES DEL TRAZO DIRECTO A.B.C. .- La región aleada á "B", presenta una topografía accidentada que será necesario alcanzar dos veces, una en dirección AB y otra en dirección CB; encareciendo de este modo el costo del camino por los grandes movimientos de tierras que habría que efectuar en la zona de roca. Obligaría al tránsito tanto de A hacia C, como de C á A, a subir hasta el punto B en forma innecesaria con el consiguiente mayor costo de explotación en el transporte.

El trazo directo no, representa la solución más corta. Como ventaja se puede citar: el beneficio que reporta para la población B, el paso obligado de todos los automotores que circulan de A á C; además, el punto B estaría más cerca a los puntos A y C.

TRAZO A-C CON RAMAL á B.- El trazo A-C y el ramal B, presentan problemas topográficos distintos; así, mientras el primero se desarrolla en terreno de aluvión de topografía llana que permite una buena adaptación del trazo con tangentes de gran longitud, el segundo se desarrolla en zona rocosa de topografía accidentada y que además debe alcanzar la cota + 130 mts. Además, no teniendo conocimiento de la importancia económica de la población B en relación con las poblaciones A y C, u otros factores que pudiesen justificar la elección del trazo directo, resulta conveniente la solución del ramal, permitiendo así aprovechar mejor las características topográficas para obtener un costo razonable.

CONSIDERACIONES SOBRE EL TRAZO.- Al trazar el camino que une las poblaciones A y C, se ha tenido en cuenta la ubicación del ramal á B; para esto se ha buscado un punto sobre la cota - 30 mts. que permite amplia visibilidad con la finalidad de acondicionar un triángulo-vía que ofrezca la seguridad para los automotores que regresen de B.

El trazo del ramal á B, resulta el más costoso por desarrollarse en zona accidentada y rocosa; razón por la cual fué necesario efectuar grandes cortes y rellenos. En este tramo se ha tenido que emplear la gradiente máxima con una reducción al llegar á la población B.

CARACTERISTICAS TECNICAS

Curvas verticales.- En el perfil longitudinal se ha mantenido distancias rectas mayores que las permitidas en el reglamento para los puntos en que cambian las gradientes, cuando la diferencia es mayor a 2%, se indica como seguridad una distancia libre:

$$L \cong 15 \times 22 = 330\text{mts.}$$

Para suavizar los puntos en que cambia la gradiente, se ha intercalado curvas verticales. El reglamento señala su empleo para cambios de 2%; en el presente proyecto hay pocos cambios superiores al 2%. Para el cálculo de éstas curvas se ha empleado los gráficos indicados en los manuales.

Curvas Horizontales, - El radio, de las curvas es un factor importante en el trazo, porque cuando éste aumenta son menos perceptibles en el automotor los cambios de dirección del camino; pero obliga a hacer grandes movimientos de tierra que elevan el costo de la obra.

En los Estados Unidos de Norte America, se han fijado normas y fórmulas para obtener el radio mínimo de las curvas en función de la velocidad y teniendo en cuenta la sobre-elevación del lado exterior de la curva.

La fórmula empleada en el proyecto para obtener el radio mínimo es:

$$R = \frac{v^2}{128 \times (p + f)}$$

siendo:

V = velocidad en Km/hora.

p = peralte máximo, en nuestro caso 8%.

f = coeficiente de fricción.

El coeficiente de fricción se calcula por la fórmula:

$$f = \frac{1}{1.4 \times V}$$

Para una velocidad de régimen de 50 Km/hora, resulta:

$$f = 0.1935$$

$$R = 70 \text{ mts.}$$

Peralte.- Al circular los vehículos por las curvas, se genera la fuerza centrífuga que los empuja hacia el lado exterior de la calzada. Se contrarresta el efecto de ésa fuerza, sobre elevando el borde exterior de la calzada, de modo que forme una superficie inclinada impidiéndose así los desplazamientos.

Las Normas Peruanas, fijan como peralte máximo para las carreteras de primer orden; 8% del ancho de la calzada para radios menores de 340 mts.

Curvas de transición .- Se emplean con la finalidad de suavisar los alineamientos rectos con la máxima sobre elevación y construir sobre ellas las ranflas del peralte.

La longitud de la curva se calcula por medio de la fórmula:

$$L = \frac{V^3}{C \cdot R}$$

siendo:

L = longitud de la curva.

C = coeficiente variable; para V= 50 Km/H. C= 70;

V = velocidad en Km/h.

R = radio de la curva en metros.

Ejemplo: Para la curva N° 15, en donde: R = 70 mts.

V = 50 Km/h

C = 70

Resulta:

$$L = 18.50 \text{ mts.}$$

Sobreancho.- Al tomar las curvas, los vehículos ocupan mayor ancho que en las tangentes, reduciendo así el resto de la calzada. Es por ésta razón que se procede a aumentar el ancho de la vía, permitiendo una mayor seguridad al cruce de los vehículos.

El sobreancho que corresponde a cada curva, se calcula mediante

la aplicación de la fórmula Americana de Voshell:

$$E = n \cdot \left(R - \sqrt{R^2 - L^2} \right) - \frac{V}{10\sqrt{R}}$$

E = sobre ancho

R = radio en metros

L = distancia entre ejes.

V = velocidad en Km/h.

n = número de vías en tránsito.

Ejemplos para las curvas de:

R = 70 mts.

V = 50 Km/h.

n = 2

resulta: E = 1.30 mts.

El sobre ancho se tomará en la parte circular considerando la mitad en la parte exterior y la otra mitad en la interior, se reduce gradualmente a lo largo de la curva de transición.

VISIBILIDAD.- Para dar seguridad al tráfico de los vehículos, se requiere que la visibilidad sea suficiente en el momento en que los carros se crucen. Las carreteras de dos vías, ofrecen visibilidad de frenado y visibilidad de paso.

Visibilidad de frenado es la distancia mínima necesaria para detener el vehículo cuando se encuentran frente a un obstáculo.

Visibilidad de paso es la distancia necesaria para que un vehículo pase con toda seguridad a otro que marcha en la misma dirección, pero suponiendo que en dirección opuesta se acerque otro vehículo; se estima que el vehículo que es pasado lleva una velocidad de 15 Km. menos que la directriz.

Para determinar las distancias mínimas aceptables tanto de paso como de frenado, se emplean cuadros que permiten determinar inmediatamente éstas distancias; así, para una velocidad de 50 Km/h corresponde: $D_f = 60$ mts. y $D_p = 200$ mts.

Secciones transversales.- Determinada la razante, se procedió a dibujar las secciones transversales cuya separación es de 20 mts. y siguiendo la numeración par. En las secciones transversales se anotan las cotas del terreno, de la razante y las áreas correspondientes a las secciones.

Taludes.- Como en el proyecto se especifica tres clases de materiales: aluvi6n moderno; tierra dura i roca dura; seg6n las Normas Peruanas, los taludes en corte y relleno sar6n:

<u>Material</u>			
Aluvi6n Moderno	3 : 1	1 ;	1 1/2
Tierra Dura	2 : 1	1 :	1 1/2
Roca Dura	10 : 1	1 :	1

Cubicaci6n de tierras.- Calculadas las secciones transversales, se ha procedido a elaborar el pliego de cubicaciones, en el cual figuran las secciones transversales i los vol6menes correspondientes, as6 como los totales en corte i relleno para los diferentes materiales.

Para el c6lculo de los vol6menes se ha tenido en consideraci6n la f6rmula aplicada en la pr6ctica 6 sea la de las 6reas medias.

E L E M E N T O S D E L A S C U R V A S

T R A M O A - C

Nº	S	△	Radio	Tang.	Long.	P.I	P.C	P.T.
1	D	80°00'	70.00	58.74	97.74	5+07.00	2+08.26	7+06.00
2	I	19°30'	200.00	34.30	68.02	27+04.00	25+09.64	28+17.66
3	L	43°00'	140.00	55.15	104.98	43+18.15	41+03.35	46+08.33
4	D	28°00'	140.00	33.87	68.36	53+05.00	51+11.13	54+19.49
5	I	118°15'	80.00	133.80	164.62	61+08.00	54+14.20	62+18.82
6	D	87°15'	80.00	76.25	121.46	83+04.25	79+08.00	85+09.46
7	I	10°15'	120.00	10.76	21.44	92+17.76	92+07.00	93+08.44
8	I	14°45'	120.00	15.53	31.00	119+04.53	118+09.00	120+00.00
9	D	14°15'	120.00	14.99	29.80	129+02.49	128+07.50	129+17.30
10	D	37°00'	120.00	40.15	77.60	148+14.65	146+14.50	150+12.10
11	I	19°30'	120.00	20.62	40.80	158+03.62	157+03.00	159+03.80
12	D	112°45'	100.00	150.36	196.40	185+09.36	177+19.00	187+15.40

E L E M E N T O S D E L A S C U R V A S

R A M A L ' B '

N°	S	Δ	Radio	Tang.	Long.	P.I.	P.C.	P.T.
14	I	27°30'	70.00	16.45	32.08	62+16.45	62+00.00	63+12.08
15	D	194°30'	80.00	---	271.60	-----	70+10.00	84+01.60
16	I	54°30'	80.00	41.20	76.20	95+19.20	93+18.00	97+14.20
17	D	142°00'	70.00	203.28	173.60	136+08.28	126+05.00	134+18.50
18	I	43°45'	100.00	40.15	76.40	140+06.15	138+06.00	142+02.40
19	D	30°45'	120.00	33.00	51.00	148+00.00	146+07.00	148+18.00
20	D	24°15'	120.00	25.78	42.00	155+03.28	153+17.50	155+19.50
21	I	126°30'	70.00	138.88	154.60	167+03.88	160+07.00	168+01.60
22	I	37°30'	140.00	47.53	91.40	175+12.53	173+05.00	177+16.40
23	D	120°30'	70.00	122.50	147.40	192+06.50	186+04.00	193+11.40
24	D	149°30'	80.00	293.44	208.40	213+11.44	197+18.00	203+06.40

P A V I M E N T O

PAVIMENTO.- Es la capa de materiales nobles, capaz de resistir i distribuir las presiones que transmiten las ruedas de los vehícu- los; tambien se le llama calzada.

El pavimento consta de tres partes:

- a).- La Sub-base ó sub-rrasante que soporta el peso de las cargas.
- b).- La base ó afirmado que transmite las cargas.
- c).- La superficie que soporta la acción desgastante del tráfico.

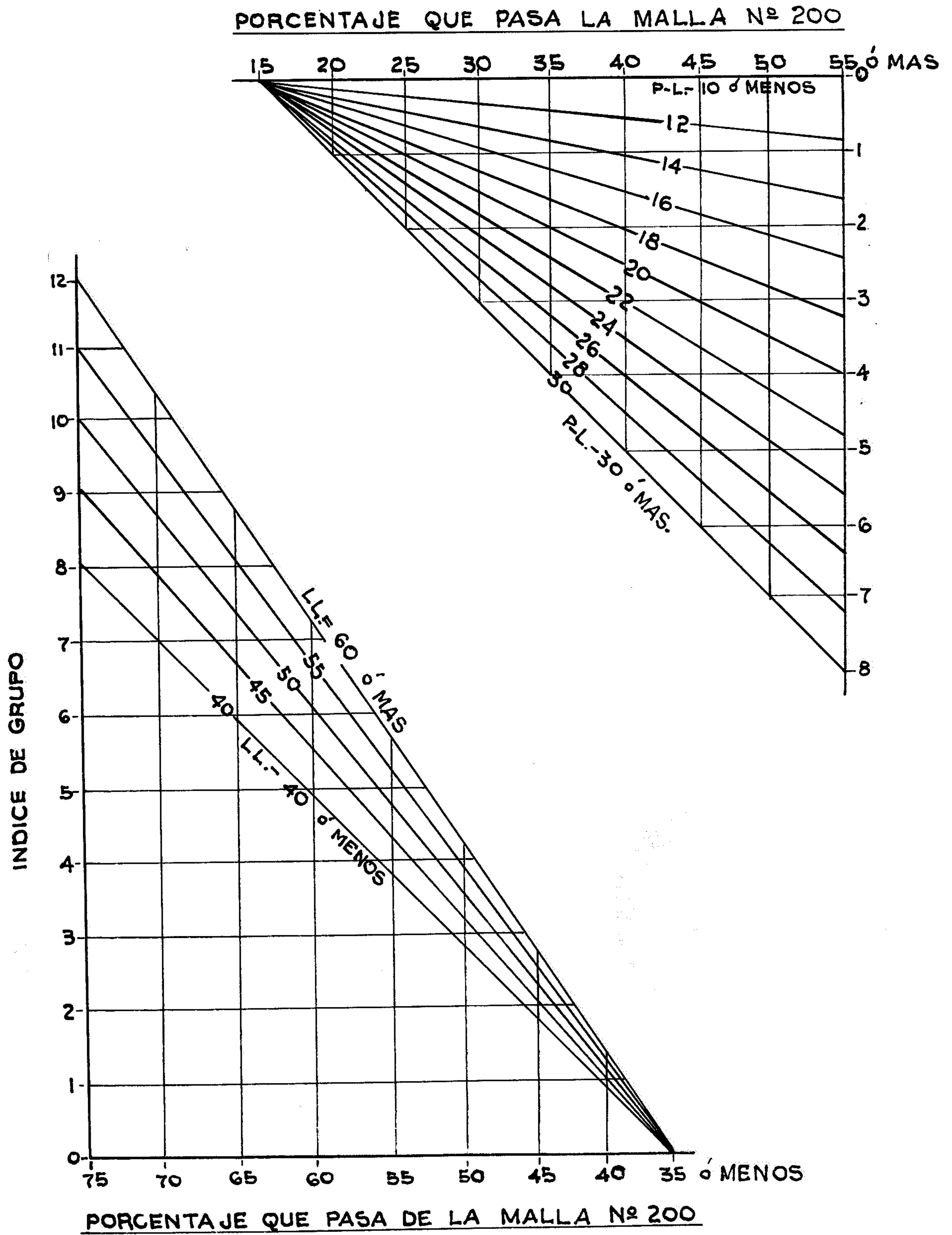
En ^{el} presente proyecto se ha considerado tres tipos de terreno, los mismos que por orden de resistencia son: Roca dura, Aluvión moder- no i Tierra compacta.

TIERRA DURA.- Las Normas de la Dirección de Caminos del Ministe- rio de Fomento, clasifica á éste material como correspondiente al grupo A - 4 ; presenta la propiedad de ser cohesivo, estando por lo tanto formado por ~~elementos~~ ligantes, tales como limo y arcilla, puede contener arena y material granular y absorber agua en gran cantidad perdiendo por lo tanto estabilidad; es tambien polvorien- to, pero ofrece una buena superficie de rodadura.

Como material para sub-rasante es considerado co- mo mediano, debiendo ser mejorado mediante la adición de material granular i un adecuado sistema de drenaje.

ESPESOR DEL PAVIMENTO PARA TIERRA DURA.- Se determina el espesor del pavimento que debe emplearse, mediante el Diagrama del Ing^º RAEGEL, Para esto es necesario conocer las constantes físicas

— DIAGRAMA Nº 2 —



— DIAGRAMA Nº 1 —

INDICE DE GRUPO Suma de Lecturas en la Escala: VERTICAL de los DIAGRAMAS: 1:2

que son determinadas por el laboratorio. Suponiendo que éstas constantes son las siguientes:

Límite líquido = 30 ; Límite plástico = 25 ; Ind. plast= 5

Porcentaje de mat. ligante que pasa la malla N°200 = 70 %

Con éstos datos se calcula el índice del grupo mediante el diagrama N° 1, de la siguiente forma: con el porcentaje 70% i la curva del límite líquido correspondiente al valor 40 ó menos, sacamos un índice igual á 7.

Antes de emplear el Diagrama RAEGEL , se tendrá en cuenta la especificación del proyecto que fija un pavimento para tráfico mediano. Entrando al gráfico con el índice 7 i la curva de tráfico mediano, se obtiene un espesor de 6" y una densidad Proctor de 115 lb/pie³. En consecuencia se tendrá 2" para la carpeta asfáltica i 4" para el afirmado.

ALUVION MODERNO.- Este tipo esta constituido por grava, arena i material ligante, pero con predominio de material granular que lo clasifica en el tipo de A - 2. Se le considera como bueno, es estable cuando esta seco i bien drenado.

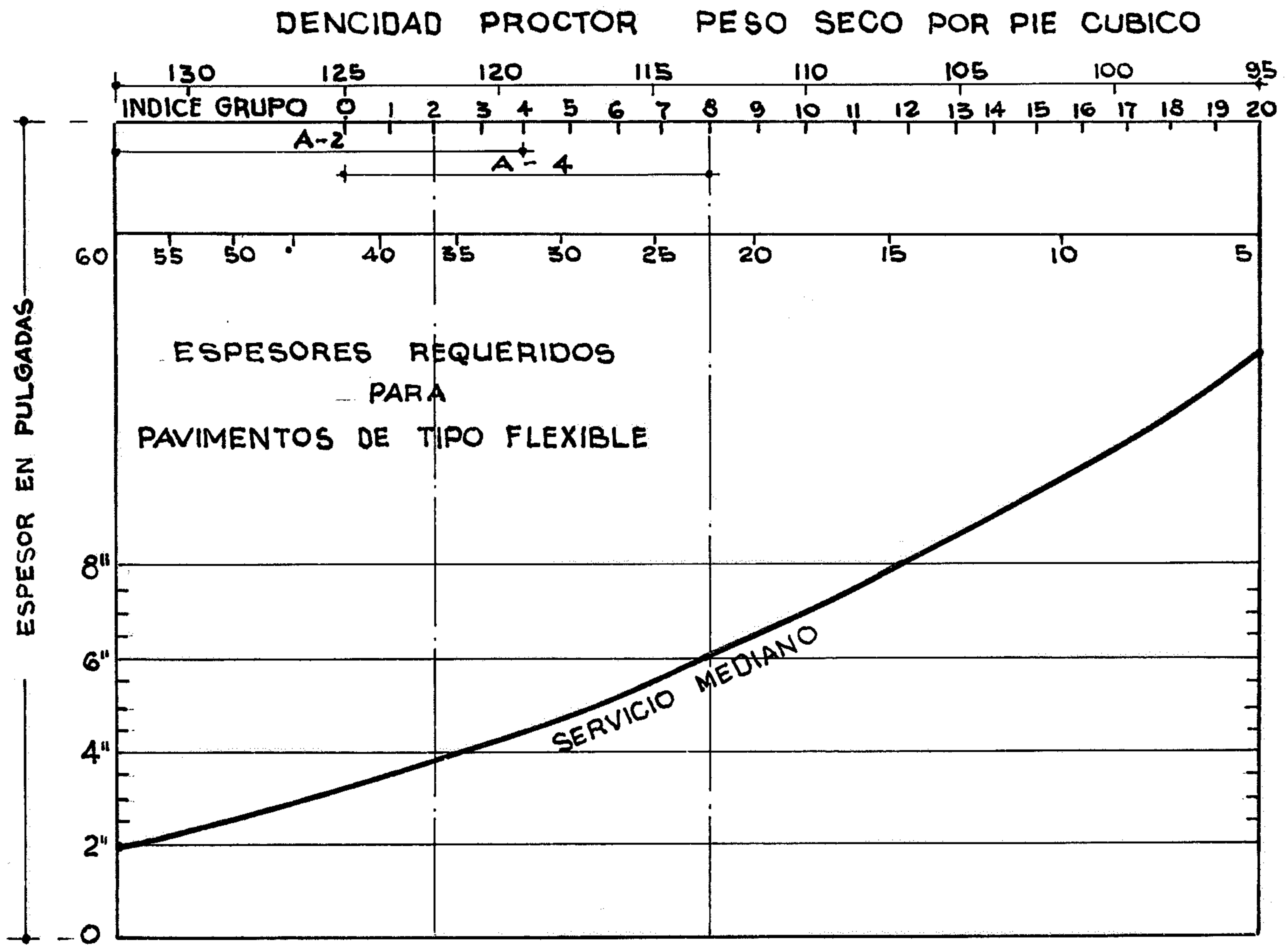
ESPESOR DEL PAVIMENTO PARA ALUVION MODERNO.- Para aplicar el diagrama Raegel, se ha determinado en el laboratorio las siguientes constantes físicas:

Límite líquido = 35 ; Límite plástico = N.T. ; Ind. plat= N.T

Porcentaje de material que pasa la malla N° 200 = 15%.

Estos datos permiten calcular el índice del grupo; con el porcentaje 15% y la curva de índice de plasticidad correspondiente a cero, obtengo el valor cero para el índice de grupo; llevando éste valor a la curva de tráfico mediano, se determina un espesor de

— DIAGRAMA RAEGEL —



3" i una densidad de 125 lb/pie³. Como la carpeta asfáltica debe tener 2" como mínimo, quedaría una pulgada para el afirmado, lo que nos indica que el material es de excelente calidad y que prácticamente constituye el afirmado propiamente.

ROCA DURA.- Siendo éste material de excelente calidad para recibir el pavimento, se procederá a refinar la superficie, colocando una capa nivelante de material de afirmado con un espesor mínimo el que se rodillará i compactará, sobre el cual se colocará la carpeta asfáltica.

PREPARACION DE LA SUB-RASANTE EN LA ZONA DE RELLENO.-

El terraplen se construirá por capas, cada capa no será mayor de 20 cm. las mismas que deberán ser compactadas i regadas con la óptima humedad i densidad mínima de 90 % de la teórica de laboratorio.

Cuando el relleno se hace con material transportado, éste será extendido y mezclado con la motoniveladora mediante la cuchilla i el escarificador y compactado mediante el empleo de rodillos tipo "pata de cabra" y "neumático".

Cuando el relleno se hace con material lateral, se emplearán tractores con empujadores, haciéndose la compactación como en el caso anterior.

SUB-RASANTE EN LA ZONA DE CORTE.- La profundidad del corte se lleva de la rasante 8" más abajo, de las cuales 2" serán para el asfaltado y 6" que serán reemplazadas por material de afirmado.

A F I R M A D O

El afirmado esta constituido por una mazcla íntima de grava o piedra triturada, arena, arcilla ligante y agua; esta capa se coloca sobre la sub-razante que previamente ha sido preparada.

CALIDAD DE LOS MATERIALES.-

a).- Grava : La grava se compondrá de particulas enteras, ásperas, angulosas y duras, libre de particulas orgánicas ú otros materiales extraños.

Cuando se le tamiza en un juego de mallas de la serie Standard Americana, deberá satisfacer los requisitos de uniformidad dentro de los siguientes límites:

Pasa la malla de	1"	100 %
" " " N°	4	35-65 %
" " " "	10	25-50 %
" " " "	40	15-30 %
" " " "	200	5-15 %

Se empleará todo el material encontrado en los depósitos de grava que sea apropiado. El material extraído de las canteras se tamizará con el fin de obtener el requerido, el resto se triturará para reducirlo al tamaño conveniente.

b).- Suelo Aglutinante: El suelo aglutinante se compone de partículas finas de arena, limo y arcilla que pasa la malla N° 40, con un índice de plasticidad entre 2 y 6 . El límite líquido de la fracción que pase la malla N° 40, no será mayor de 25; la fracción que pase la malla N° 40, no será menor que el 40 % de la fracción que pase la malla N° 10; la fracción que pase la malla N° 200, no será mayor de 2/3.

Sus características serán tales que cuando se le mezcle con el agregado grueso, resulte una mezcla en la cual se equilibre la densidad y cohesión sin pérdida de volumen. Su límite de plasticidad no será mayor de 10 ni menor de 25.

c).- Agua : El agua a emplearse será limpia y libre de sustancias que la tornen inservible. Deberá disponerse de la cantidad necesaria para la construcción de la obra.

METODO DE CONSTRUCCION.- El material del firme no se colocará hasta que no haya sido aprobada la subrasante.

El material para el afirmado , será extendido en dos capas, cada una de las cuales tendrá 7.5 cm. de espesor, cada capa será compactada con rodillos de llantas o rodillos neumáticos hasta obtener un porcentaje de compactación no menor del 95 % . Las irregularidades serán emparejadas con la cuchilla niveladora.

El suelo ligante será agregado a la segunda capa, colocándolo en hileras sobre la pista y mezclándolo después con la cuchilla adelante y atrás. Si fuera necesario se agregará agua durante las operaciones de mezclado. Cuando esté uniforme la mezcla de grava, suelo ligante y agua, se esparcirá el material con la cuchilla niveladora; inmediatamente después se rodillará la superficie utilizando rodillos neumáticos, hasta obtener la máxima densidad requerida. Cada una de estas capas compactadas, se dejarán secar en todas sus partes antes de colocar sobre elle la capa siguiente.

La consolidación final, debe hacerse con la óptima humedad a fin de obtener la máxima densidad. La densidad de la base, cuando se haya terminado la consolidación, no será menor de 2, ó sea : 2,000 kilos por metro cúbico.

A S F A L T O

SUPERFICIE DE RODADURA.- La superficie de rodadura, es el elemento que resiste la acción desgastante del tráfico i que protege al firme, transmitiendo las cargas i contribuyendo tambien a un menor gasto de operación de los vehículos.

La carpeta asfáltica adoptada, será del tipo flexible, compuesta por una mezcla de asfalto i agregados.

MATERIALES QUE COMPONEN LA MEXCLA ASFALTICA.- La mezcla se prepara combinando: piedra, arena y asfalto líquido RC-2, en la proporción que se indica en el cuadro correspondiente y que varía de acuerdo a la clase de los materiales. Cuando se coloquen en la mezcladora, no contendrán más de 1.5 % de humedad.

Cuando se somete la mezcla a un análisis de mallas, deberá satisfacer los requisitos siguientes:

P A S A	P O R C I E N T O E N P E S O
Malla 1"	100 %
" 1/2"	75 - 90%
" N° 4	50 - 70%
" " 10	35 - 50%
" " 40	20 - 30%
" " 200	0 - 3%

El material asfáltico, no deberá contener agua y cumplir con el cuadro de especificaciones.

PRUEBAS DE LABORATORIO.- Antes de emplearse los materiales, se enviarán muestras de todos ellos al laboratorio para su análisis y comprobar si estan de acuerdo a las especificaciones.

CANTIDAD DE ASFALTO REQUERIDO EN LA MEZCLA.- La determinación exacta de la cantidad de asfalto, depende de varios factores; tales como: tamaño y composición de los agregados que intervienen en la mezcla, existen diversos métodos para poder calcularla.

METODO DE LAS AREAS SUPERFICIALES.- En este método se determina primero, el área superficial de los agregados por medio de un análisis de mallas y la cantidad de asfalto no es sino una relación del área superficial de los áridos. La capacidad superficial depende de tres factores:

Primero: El más importante, es la variación del área superficial debido a la variedad en el tamaño de las partículas del agregado. Para un volumen dado de agregados el que tiene las partículas de menor tamaño tiene también mayor área superficial.

Segundo: Hay variación en el área superficial debido a la forma y las propiedades de las superficies de las partículas. Para un volumen dado, una partícula esférica tiene más área superficial que una partícula angulosa.

Tercero: Hay variación en la propiedad de absorción de los diferentes tipos de agregados. Por ejemplo, una partícula de caliza blanda absorberá mayor cantidad de cualquier líquido que una partícula de piedra dura o granito que tenga la misma área superficial.

Una vez tamizada la muestra de agregados, la cantidad de cada tamaño se expresa en porcentaje ~~de~~ peso, del peso total.

Para cada tamaño dado, hay una constante que representa el área superficial en pies cuadrados por libra para dicho tamaño. Multiplicando la constante por el porcentaje en peso de cada tamaño de partículas y dividiendo por 100, se tendrá el área superficial de esa fracción del agregado que se está examinando. Las constantes se hallan tabuladas en equivalente de área superficial.

Sumando las áreas superficiales resultantes, de todos los tamaños, se tendrá el área correspondiente de todo el agregado. La cantidad de asfalto necesaria se obtiene multiplicando el total de área superficial por el índice asfáltico. Este índice es un factor que indica la cantidad de asfalto en libras que es necesario para cubrir un pie cuadrado de área superficial. El valor de los diferentes índices asfálticos se encuentran tabulados en gráficos, dependiendo su valor de la porosidad de los agregados. (Boletín de la Dirección de Caminos).

En nuestro caso, como no disponemos de una muestra del terreno, no se podrá establecer el análisis de mallas necesario para aplicar el método.

Considerando que los materiales a emplearse son de buena calidad, asumiremos para la mezcla del material pétreo el 95% y 5 % del peso para el asfalto líquido RC-2.

RIEGO DE IMPRIMACION.- Cuando la superficie del ^{este terminado i} \afirmado b ienseca, se le barrerá para eliminar todas las partículas sueltas ó película blanca proveniente de la sal de los materiales del afirmado. Barrida la superficie, recibirá la imprimación consistente en un riego de asfalto MC-0 en caliente á más o menos 50°C y en la proporción de 1.5 litros por m², dependiendo ésta cantidad de la capacidad de absorción del afirmado, al terminar ésta operación se prohibirá el tráfico hasta que el asfalto haya penetrado bien.

El riego se hará en tanques distribuidores a los que se graduará el tacómetro para regar la cantidad que se desee. Cuando el asfalto haya secado bien, la superficie estará en condiciones de recibir la capa de mezcla asfáltica.

PREPARACION DE LA MEZCLA ASFALTICA.- La piedra, arena y asfalto, se combinarán en proporciones tales que su suma sea 100 %; así, empleando 5 % de asfalto los agregados darán 95 %. La mezcla se hará de acuerdo a las siguientes recomendaciones:

a) .- Se emplearán mezcladoras tipo amasadoras; se cargará a la capacidad indicada por el fabricante. Las compuertas cerrarán herméticamente para impedir pérdidas de arena fina o asfalto.

b).- Conocida la capacidad de la mezcladora, se fijará la cantidad de piedra, arena y asfalto que debe colocarse

en ella.

c)- La piedra y la arena se colocarán lo más cerca posible á la mezcladora, formando rumbas de pequeña altura para evitar que las partículas grandes se separen.

d),- Cuando esten depositados los agregados en la mezcladora, el maquinista la hará girar durante (15) segundos para mezclar la piedra y arena, constituyendo ésta operación la mezcla en seco.

e).- En seguida se vaceará el asfalto que previamente a sido calentado entre 60° i 80° C; la cantidad deberá ser la calculada y se batirá la mezcla hasta que la piedra y anena, esten íntimamente unidas y cubiertas por el asfalto. En este estado, la mezcla se descargará por gravedad en los camiones.

TRANSPORTE DE LA MEZCLA.- La mezcla se transportará en camiones de volteo hidráulicos de aproximadamente igual capacidad.

EXTENDIDO DE LA MEZCLA.- El extendido de la mezcla se hará cuando haya secado bien el riego de imprimación y de acuerdo a las siguientes indicaciones:

1° .- La mezcla asfáltica, será extendida por medio de la pavimentadora mecánica en la proporción de 65 litros por m² para obtener un espesor suelto de 6.5 cm.

2° .- Después que se hayan evaporado las sustancias volátiles que tiene el asfalto, o sea cuando comience el fraguado

se le apisonará por medio de rodillos cilíndricos de 10 T.M. se comienza por los bordes y se termina en el centro, haciendo que cada nueva pasada cubra la mitad del ancho de la pasada anterior.

No se permitirá que los rodillos hagan muchos recorridos sobre la mezcla, pues esto podría ocasionar la trituration de la grava, volviendola polvo é impidiendo una buena cohesión. Al terminar el apisonado, el rodillo detendrá su marcha en cualquier otra sección que este completamente consolidada.

La velocidad máxima del rodillo será de 3 km por hora; será de tres ruedas tipo Tandem; deberá estar provisto de tanques de agua para humedecer las ruedas cuando sea necesario, además tendrá escobillas limpiadoras para evitar que las mezclas se adhieran a las ruedas.

Todos los lugares inaccesibles al rodillo tales, como los bordes de alcantarillas, etc. se apisonarán con pisonos de mano que pesarán cuando menos 23 Kg. con 625 cm^2 , de superficie.

Seis dias despues de colocada la mezcla, se apisonará con rodillos neumáticos. Todos los puntos donde haya mezcla defectuosa que no pueda apisonarse bien o que no tenga buen aspecto, deberá reconstruirse con nueva mezcla. No se asfaltará cuando la temperatura ambiente sea menor a 16° C . o el tiempo este lluvioso.

SELLO.- Despues de haber transcurrido dos meses, se procede a aplicar a la mezcla asfáltica, una capa de sello, que es un tratamiento

bituminoso de poco espesor y que llena los siguientes objetivos:

- a).- Evitar la entrada de humedad.
- b).- Reducir la circulación de aire dentro de la capa para evitar la oxidación.
- c).- Dar más resistencia y mejor aspecto.

Para el sello se usará como agregado arena seca, limpia y dura, la graduación deberá estar dentro de límites siguientes:

Pasa la malla N°	1/4"	100 %
"	"	"	"
"	4	70 - 100 %
"	"	"	"
"	10	10 - 50 %
"	"	"	"
"	40	0 - 5 %
"	"	"	"
"	100	0 - 1 %

Se empleará asfalto líquido RC-1 .

Las operaciones para formar la capa de sello serán las siguientes:

- a).- La superficie asfáltica deberá estar bien seca y limpia.
- b).- Se aplicará un riego de asfalto líquido RC-1, en una proporción de un litro por metro cuadrado a la temperatura de 38° á 60° C. y lo mas uniforme posible.
- c).- Despues se procederá a apisonar la arena con rodillos cilíndricos que pesen de 5 á 7 T.M. hasta que se vea fijada por el asfalto.
- d).- cuando haya secado bien el asfalto, se procede a barrer la arena que queda suelta. Se entrega al tránsito.

P L I E G O D E C U B I C A C I O N E S

Carretera de "A" ... á ... "C"

Kilómetro : 0 + 000 al Kilómetro : 0 + 460 Mts.

Material : TIERRA DURA --- Estacas á 20 metros.

Estaca Nº	A R E A S : M ²		V O L U M E N E S : M ³		
	CORTE	RELLENO	CORTE	R E L L E N O	
				PROPIO	PRESTAMO
0	0.9	1.0	---	---	---
2	2.5	2.1	34.0	31.0	
4	4.1	2.1	66.0	42.0	
6	1.7	10.0	58.0	121.0	
8	78.7	----	804.0	50.0	
10	14.7	3.5	934.0	17.5	
12	104.8	----	1,195.0	17.5	
14	31.0	----	1,358.0	----	
16	0.4	10.4	314.0	52.0	
18	----	23.8	2.0	342.0	
20	----	8.5	----	323.0	
22	11.2	----	56.0	42.5	
24	63.8	----	75.0	----	
26	75.5	----	1,393.0	----	
28	81.9	----	1,574.0	----	
30	107.1	----	1,890.0	----	
32	142.5	----	2,496.0	----	
34	98.5	----	2,410.0	----	
36	54.5	----	1,530.0	----	
38	4.2	----	587.0	----	
40	----	29.6	21.0	148.0	
42	----	76.8	----	1,064.0	
44	----	104.8	----	----	1,816.0
46	----	115.0	----	----	2,198.0

TOTALES: 16,797.0 2,250.0 4,014.0

P L I E G O D E C U B I C A C I O N E S

Carretera de "A" ... á ... "C"

Kilómetro : 0 + 460 mts al Kilómetro : 0 + 920 mts.

Material : TIERRA DURA --- Estacas á 20 metros.

Estaca Nº	A R E A S : M ²		V O L U M E N E S : M [#]		
	CORTE	RELLENO	CORTE	R E L L E N O	
				PROPIO	PRESTAMO
48	---	107.0	---	---	2,220.0
50	---	109.0	---	---	2,160.0
52	---	86.5	---	---	1,955.0
54	---	84.7	---	---	1,712.0
56	---	52.8	---	---	1,375.0
58	---	21.7	---	745.0	---
60	9.3	----	47.0	108.0	---
62	24.7	----	340.0	---	---
64	29.0		537.0		
66	30.0		590.0		
68	27.5		575.0		
70	35.0		625.0		
72	20.7		557.0		
74	11.2		319.0		
76	4.5		157.0		
78	8.6		131.0		
80	46.8		554.0		
82	114.0		1,608.0		
84	40.0		1,540.0		
86	11.2	8.5	512.0	43.0	
88	24.5	---	357.0	43.0	
90	18.5	---	430.0	---	
92	16.0	---	345.0	---	

TOTALES: 9,224.0 939.0 ----

P L I E G O D E C U B I C A C I O N E S

Carretera de "A" ... á ... "C"

Kilómetro ; 0 + 920 mts al Kilómetro : 1 + 380 mts.

Material : TIERRA DURA --- Estacas á 20 metros.

Estaca Nº	A R E A S : M ²		V O L U M E N E S : M ³		
	CORTE	RELLENO	CORTE	R E L L E N O	
				PROPIO	PRESTAMO
94	22.0	---	380.0	---	---
96	4.9	1.8	269.0	9.0	---
98	---	65.5	25.0	673.0	---
100	---	56.2	---	1,217.0	---
102	15.7	---	79.0	281.0	---
104	47.3	---	630.0	---	---
106	42.5	---	898.0	---	---
108	55.5	---	980.0	---	---
110	39.1	---	946.0	---	---
112	24.7	---	638.0	---	---
114	9.5	---	342.0	---	---
116	0.5	1.2	100.0	6.0	---
118	---	3.4	3.0	46.0	---
120	---	8.5	---	119.0	---
122	---	80.4	---	---	889.0
124	---	64.7	---	---	1,451.0
126	---	47.6	---	---	1,123.0
128	---	51.6	---	---	989.0
130	---	66.7	---	---	1,239.0
132	---	57.2	---	---	1,239.0
134	---	46.0	---	---	1,032.0
136	---	20.9	---	669.0	---
138	7.5	0.1	38.0	210.0	---

TOTALES: 5,328.0 3,230.0 7,962.0

P L I E G O D E C U B I C A C I O N E S

Carretera de "A" ... á ... "C"

Kilómetro : 1 + 380 mts al Kilómetro : 1 + 560 mts.

Material : TIERRA DURA }-- Estacas á 20 metros.

Estaca Nº	A R E A S : M ²		V O L U M E N E S : M ³		
	CORTE	RELLENO	CORTE	R E L L E N O	
				PROPIO	PRETAMO
140	31.0	---	385.0	---	---
142	32.7	---	637.0	---	---
144	26.7	---	594.0	---	---
146	26.2	---	529.0	---	---
148	18.5	---	447.0	---	---
150	22.5	---	410.0	---	---
152	15.5	---	380.0	---	---
154	---	6.5	78.0	33.0	---
156	---	21.7	---	282.0	---

TOTALES: 3,460.0 315.0 ---

P L I E G O D E C U B I C A C I O N E S

Carretera de "A" ... á ... "C" .

Kilómetro : 1 + 560 mts. al Kilómetro : 2 + 020 mts.

Material : ROCA DURA --- Estacas á 20 metros.

Estaca Nº	A R E A S : M ²		V O L U M E N E S : M ³		
	CORTE	RELLENO	CORTE	R E L L E N O	
				PROPIO	PRESTAMO
158	---	31.6	---	533.0	---
160	---	30.5	---	621.0	---
162	17.0	---	85.0	153.0	---
164	23.5	---	405.0	---	---
166	48.0	---	715.0	---	---
168	94.3	---	1,423.0	---	---
170	64.7	---	1,590.0	---	---
172	2.5	17.8	672.0	89.0	---
174	---	46.5	13.0	643.0	---
176	4.5	22.5	23.0	690.0	---
178	79.2	---	837.0	113.0	---
180	73.0	---	1,522.0	---	---
182	12.0	4.8	850.0	---	---
184	---	27.5	60.0	323.0	---
186	9.2	14.4	46.0	419.0	---
188	35.0	9.0	442.0	234.0	---
190	74.0	---	1,090.0	45.0	---
192	96.0	---	1,700.0	---	---
194	16.0	---	1,120.0	---	---
196	2.7	5.2	187.0	26.0	---
198	54.0	---	567.0	26.0	---
200	23.0	---	770.0	---	---
202	6.2	---	292.0	---	---

TOTALES: 14,409.0 3,915.0 ---

P L I E G O D E C U B I C A C I O N E S

Carretera de "A" ... á ... "C" .

Kilómetro : 2 + 020 mts. al Kilómetro : 2 + 226 mts.

Material : ROCA DURA --- Estacas á 20 metros.

Estaca Nº	A R E A S : M ²		V O L U M E N E S : M ³		
	CORTE	RELLENO	CORTE	R E L L E N O	
				PROPIO	PRESTAMO
204	---	4.0	31.0	20.0	---
206	---	4.5	---	85.0	---
208	5.0	0.9	25.0	54.0	---
210	9.1	---	141.0	5.0	---
212	6.8	---	159.0	---	---
214	13.4	---	202.0	---	---
216	6.2	---	196.0	---	---
218	16.0	---	222.0	---	---
220	29.0	---	450.0	---	---
222	27.2	---	562.0	---	---
224	25.2	---	524.0	---	---
226	22.3	---	475.0	---	---

TOTALES: 2,987.0 164.0 ---

P L I E G O D E C U B I C A C I O N E S

Carretera de "A" ... á ... "C" .

Kilómetro : 2 + 226 mts al Kilómetro : 2 + 720 mts.

Material : ALUVION MODERNO --- Estacas cada 20 mt.

Estaca Nº	A R E A S : M ²		V O L U M E N E S : M ³		
	CORTE	RELLENO	CORTE	R E L L E N O	
				PROPIO	PRESTAMO
228	15.5	---	378.0	---	---
230	---	15.2	78.0	76.0	---
232	---	68.5	---	837.0	---
234	---	11.8	---	---	803.0
236	0.2	3.6	1.0	154.0	---
238	---	6.2	1.0	98.0	---
240	6.8	---	34.0	31.0	---
242	1.2	0.5	80.0	3.0	---
244	---	6.8	6.0	73.0	---
246	0.8	0.5	4.0	73.0	---
248	7.4	---	82.0	3.0	---
250	---	16.2	37.0	81.0	---
252	33.0	---	165.0	81.0	---
254	51.0	---	845.0	---	---
256	95.0	---	1,465.0	---	---
258	107.0	---	2,020.0	---	---
260	90.7	---	1,977.0	---	---
262	64.2	---	1,549.0	---	---
264	40.0	---	1,042.0	---	---
266	12.3	14.2	523.0	71.0	---
268	6.2	5.6	185.0	198.0	---
270	59.0	---	652.0	28.0	---
272	75.7	---	1,347.0	---	---

TOTALES: 12,471.0 1,807.0 803.0

P L I E G O D E C U B I C A C I O N E S

Carretera de "A" ... á ... "C" .

Kilómetro : 2 + 720 mts. al Kilómetro : 3 + 180 mts.

Material : ALUVION MODERNO --- Estacas cada 20 mts.

Estaca Nº	A R E A S : M ²		V O L U M E N E S : M ³		
	CORTE	RELLENO	CORTE	R E L L E N O	
				PROPIO	PRESTAMO
274	195.0	---	2,707.0	---	---
276	274.0	---	4,690.0	---	---
278	290.5	---	5,645.0	---	---
280	302.0	---	5,925.0	---	---
282	277.0	---	5,795.0	---	---
284	133.7	---	4,112.0	---	---
286	62.0	---	1,957.0	---	---
288	31.0	0.8	930.0	4.0	---
290	134.0	---	1,655.00	4.0	---
292	162.0	---	2,965.0	---	---
294	11.6	---	1,736.0	---	---
296	137.5	---	1,491.0	---	---
298	97.0	---	2,345.0	---	---
300	20.0	---	1,170.0	---	---
302	8.3	0.6	283.0	3.0	---
304	15.4	---	237.0	3.0	---
306	1.8	16.2	172.0	81.0	---
308	---	24.5	9.0	407.0	---
310	1.2	25.0	60.0	495.0	---
312	3.0	21.5	42.0	465.0	---
314	12.0	---	150.0	108.0	---
316	11.0	---	230.0	---	---
318	---	17.0	55.0	85.0	---

TOTALES: 44,361.0 1,655.0 ---

P L I E G O D E C U B I C A C I O N E S

Carretera de "A" ... á ... "C" .

Kilómetro : 3 + 180 mts al Kilómetro : 3 + 640 mts.

Material : ALUVION MODERNO --- Estacas cada 20 mts.

Estacas Nº	A R E A S : M ²		V O L U M E N E S : M ³		
	CORTE	RELLENO	CORTE	R E L L E N O	
				PROPIO	PRETAMO
320	---	22.5	---	---	395.0
322	---	7.7	---	---	302.0
324	---	6.0	---	---	137.0
326	1.5	0.5	8.0	65.0	---
328	---	1.0	8.0	15.0	---
330	15.0	---	75.0	5.0	---
332	26.3	---	413.0	---	---
334	24.8	---	511.0	---	---
336	10.0	---	348.0	---	---
338	---	0.6	50.0	3.0	---
340	---	36.0	---	366.0	---
342					
344	---	36.0	---	---	---
346	---	5.0	---	410.0	---
348	4.0	---	20.0	25.0	---
350	10.0	---	140.0	---	---
352	18.0	---	280.0	---	---
354	16.0	---	340.0	---	---
356	13.6	---	296.0	---	---
358	5.3	---	189.0	---	---
360	2.8	0.2	81.0	1.0	---
362	2.1	1.0	49.0	12.0	---
364	0.4	2.3	25.0	33.0	---

TOTALES: 2,833.0 935.0 834.0

P L I E G O D E C U B I C A C I O N E S

Carretera : de "A" ... á ... "C"

Kilómetro ; 3 + 660 mts. al Kilómetro : 3 + 750 mts.

Material : ALUVION MODERNO --- Estacas cada 20 metros.

Estacas Nº	A R E A S : M ²		V O L U M E N E S : M ³		
	CORTE	RELLENO	CORTE	R E L L E N O	
				PROPIO	PRESTAMO
366	---	7.8	20.0	---	101.0
368	---	7.2	---	---	150.0
370	---	5.5	---	---	127.0
372	---	4.0	---	---	95.0
374	---	1.6	---	---	56.0
375	---	---	---	---	4.0

TOTALES:

20.0

533.0

P L I E G O D E C U B I C A C I O N E S

Carretera de "A" ... á ... "B" (RAMAL)

Kilómetro : 1 + 100 mts al Kilómetro : 1 + 560 mts.

Material : TIERRA DURA --- Estacas cada 20 metros

Estaca Nº	A R E A S : M ²		V O L U M E N E S : M ³		
	CORTE	RELLENO	CORTE	R E L L E N O	
				PROPIO	PRESTAMO
108	55.5	---	---	---	---
110	28.6	---	841.0	---	---
112	19.5	---	481.0	---	---
114	18.5	---	380.0	---	---
116	25.2	---	437.0	---	---
118	20.2	---	454.0	---	---
120	14.4	---	346.0	---	---
122	11.0	---	254.0	---	---
124	10.5	---	215.0	---	---
126	8.0	---	185.0	---	---
128	4.6	---	126.0	---	---
130	2.0	0.2	66.0	0.1	---
132	0.2	1.5	22.0	17.0	---
134	---	4.6	1.0	61.0	---
136	---	4.8	---	94.0	---
138	---	3.2	---	80.0	---
140	1.5	---	8.0	16.0	---
142	5.4	---	69.0	---	---
144	4.0	---	94.0	---	---
146	4.0	---	80.0	---	---
148	8.2	---	122.0	---	---
150	18.0	---	262.0	---	---
152	20.5	---	385.0	---	---
154	15.4	---	359.0	---	---
156	7.2	---	226.0	---	---

TOTALES: 5,413.0 268.1 ---

P L I E G O D E C U B I C A C I O N E S

Carretera de "A" ... á ... "B" (RAMAL)

Kilometro : 1 + 560 mts al Kilómetro : 2 + 020 m t.

Material : TIERRA DURA --- Estacas cada 20 mts.

Estaca Nº	A R E A S : M 2		V O L U M E N E S : M 3		
	CORTE	RELLENO	CORTE	R E L L E N O	
				PROPIO	PRESTAMO
158	3.2	---	104.0	---	---
160	0.2	---	34.0	---	---
162	3.2	---	34.0	---	---
164	9.5	---	127.0	---	---
166	16.4	---	259.0	---	---
168	15.6	---	320.0	---	---
170	5.6	---	212.0	---	---
172	---	16.8	28.0	84.0	---
174	1.5	9.2	8.0	260.0	---
176	25.0	0.5	265.0	97.0	---
178	49.0	---	740.0	3.0	---
180	94.4	---	1,434.0	---	---
182	83.8	---	1,782.0	---	---
184	43.0	---	1,368.0	---	---
186	17.2	---	602.0	---	---
188	12.0	---	292.0	---	---
190	43.0	---	550.0	---	---
192	32.0	---	750.0	---	---
194	28.8	---	608.0	---	---
196	33.4	---	622.0	---	---
198	31.5	---	349.0	---	---
200	21.0	---	525.0	---	---
202	14.5	---	355.0	---	---

TOTALES: 11,368.0 444.0 ---

P L I E G O D E C U B I C A C I O N E S

Carretera : de "A" ... á ... "B" (RAMAL)

Kilómetro : 2 + 020 mts al Kilómetro : 2 + 480 mts.

Material : TIERRA DURA --- Estacas cada 20 metros.

Estacas Nº	A R E A S : M ²		V O L U M E N E S : M ³		
	CORTE	RELLENO	CORTE	R E L L E N O	
				PROPIO	PRESTAMO
204	---	5.2	73.0	26.0	---
206	---	43.2	---	484.0	---
208	---	92.0	---	---	1,352.0
210	---	105.5	---	---	1,975.0
212	---	100.0	---	---	2,055.0
214	---	59.0	---	1,590.0	---
216	30.0	1.0	150.0	600.0	---
218	37.6	---	676.0	5.0	---
220	17.5	10.4	551.0	52.0	---
222	---	94.0	90.0	1,044.0	---
224	---	56.7	---	1,507.0	---
226	54.0	---	270.0	284.0	---
228	108.0	---	1,620.0	---	---
230	203.0	---	3,110.0	---	---
232	274.0	---	4,770.0	---	---
234	195.2	---	4,692.0	---	---
236	70.5	---	2,657.0	---	---
238	18.2	---	887.0	---	---
240	21.5	---	397.0	---	---
242	30.0	---	515.0	---	---
244	21.0	0.5	510.0	2.5	---
246	15.0	0.2	360.0	7.0	---
248	9.0	0.5	240.0	7.0	---

TOTALES: 21,568.0 5,608.5 5,382.0

P L I E G O D E C U B I C A C I O N E S

Carretera de "A" ... á ... "B" (RAMAL)

Kilómetro : 2 + 480 mts. al Kilómetro : 2 + 940 mts

Material : TIERRA DURA --- Estacas cada 20 metros.

Estacas N°	A R E A S : M ²		V O L U M E N E S : M ³		
	CORTE	RELLENO	CORTE	R E L L E N O	
				PROPIO	PRESTAMO
250	2.2	2.0	112.0	25.0	---
252	5.6	1.5	78.0	35.0	---
254	11.5	---	171.0	8.0	---
256	33.6	---	451.0	---	---
258	59.0	---	926.0	---	---
260	15.0	2.0	740.0	10.0	---
262	18.0	---	330.0	10.0	---
264	1.0	13.2	190.0	66.0	---
266	1.0	11.0	20.0	242.0	---
268	8.4	21.5	94.0	325.0	---
270	40.2	---	486.0	108.0	---
272	71.5	---	1,117.0	---	---
274	42.0	---	1,135.0	---	---
276	13.5	---	555.0	---	---
278	6.4	---	199.0	---	---
280	5.0	---	114.0	---	---
282	8.0	---	130.0	---	---
284	11.5	---	195.0	---	---
286	15.5	---	270.0	---	---
288	26.0	---	415.0	---	---
290	28.8	---	548.0	---	---
292	31.5	---	603.0	---	---
294	37.5	---	690.0	---	---

TOTALES: 9,569.0 829.0 ---

P L I E G O D E C U B I C A C I O N E S

Carretera de "A" ... á ... "B". (RAMAL)

Kilómetro : 2 + 940 mts al Kilómetro : 3 + 360 mts.

Material : TIERRA DURA --- Estacas cada 20 metros.

Estacas N°	A R E A S : M ²		V O L U M E N E S : M ³		
	CORTE	RELLENO	CORTE	R E L L E N O	
				PROPIO	PRESTAMO
296	46.0	---	835.0	---	---
298	47.5	---	935.0	---	---
300	41.5	2.5	890.0	13.0	---
302	23.0	25.0	645.0	275.0	---
304	35.0	0.4	580.0	254.0	---
306	56.0	---	910.0	2.0	---
308	58.7	---	1,147.0	---	---
310	33.3	---	920.0	---	---
312	41.0	---	743.0	---	---
314	65.5	---	1,065.0	---	---
316	86.9	---	1,524.0	---	---
318	366.0	---	4,529.0	---	---
320	350.0	---	7,160.0	---	---
322	330.0	---	6,800.0	---	---
324	180.0	---	5,100.0	---	---
326	14.0	1.6	1,940.0	8.0	---
328	---	56.7	70.0	583.0	---
330	---	190.0	---	---	2,467.0
332	---	160.0	---	---	3,500.0
334	---	157.0	---	---	3,170.0
336	---	71.5	---	---	2,285.0

TOTALES: 35,793.0 1,135.0 11,422.0

P L I E G O D E C U B I C A C I O N E S

Carretera : "A" ... á ... "B" . (RAMAL)

Kilómetro : 3 + 360 mts. al Kilómetro : 3 + 880 mts.

Material : ROCA DURA --- Estacas cada 20 metros.

Estacas N°	A R E A S : M ²		V O L U M E N E S : M ³		
	CORTE	RELLENO	CORTE	R E L L E N O	
				PROPIO	PRESTAMO
338	39.5	---	198.0	358.0	---
340	34.3	---	738.0	---	---
342	6.6	11.5	409.0	58.0	---
344	8.5	11.0	151.0	225.0	---
346	---	120.0	43.0	131.0	---
348	---	68.5	---	600.0	1,285.0
350	---	470.0	---	---	5,385.0
352	---	60.0	---	5,300.0	---
354	71.5	---	358.0	300.0	---
356	254.0	---	3,255.0	---	---
358	190.8	---	4,448.0	---	---
360	39.0	---	2,298.0	---	---
362	137.0	---	1,760.0	---	---
364	---	415.0	685.0	2,075.0	---
366	---	253.0	---	---	6,680.0
368	18.6	---	93.0	765.0	500.0
370	17.0	---	356.0	---	---
372	16.4	---	334.0	---	---
374	15.8	---	322.0	---	---
376	44.5	---	603.0	---	---
378	90.0	---	1,345.0	---	---
380	92.5	---	1,825.0	---	---
382	52.0	---	1,445.0	---	---
384	28.6	---	806.0	---	---
386	2.3	11.6	309.0	58.0	---
388	4.0	1.2	63.0	188.0	---

TOTALES: 21,844.0 10,058.0 13,850.0

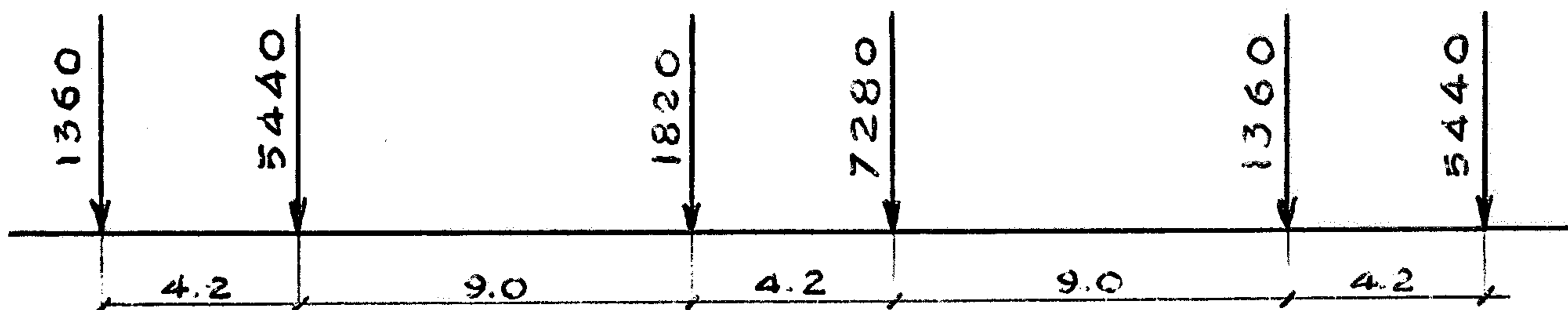
D I S E Ñ O D E L P U E N T E

De acuerdo a las especificaciones, se ha proyectado un puente en arco de concreto armado que satisface ampliamente las necesidades tanto de seguridad como de facilidad al tránsito.

El arco será de concreto armado, empotrado en sus bases y de forma parabólica teniendo la ventaja de que con cargas uniformes en toda la luz, la línea de presiones, pasa por el eje del arco y no se producen por consiguiente momentos flectores.

Los tres arcos reciben el peso del tablero, vigas y sobrecarga, mediante columnas que aligeran los tímpanos; sobre la losa se colocará una capa asfáltica de 10 (diez) centímetros de espesor con la finalidad de reducir la vibración e impacto sobre el puente.

La sobrecarga estará formada por un camión H-20 y dos camiones H-15.



La luz del arco es 30 (treinta) metros, la flecha se ha fijado en 5 (cinco) metros, correspondiendo un rebajamiento de $5:30 = 1:6$.

El ancho del puente se ha fijado en 8.50 mts., correspondiendo a la calzada 6.50 mts.; dos veredas de 0.80 mts. cada una y un espesor para cada baranda de 20 cm. por un metro de altura.

La separación de las vigas longitudinales será de 3 metros tomadas al eje, y las vigas transversales serán de 2.30 mts. al eje.

El concreto a emplearse será de la proporción 1: 2: 4 cuya carga de rotura se puede estimar en 140 Kg/cm^2 y para el fierro $1,125 \text{ Kg/cm}^2$. Relación de los módulos 15.

Los porcentajes de las cargas de trabajo se han tomado del regla-

mento americano A.C.I.

CALCULO DE LA LOSA.- Se ha calculado la losa apoyada en sus cuatro lados. Los esfuerzos cortantes y momento de flexión son dados por las fórmulas :

$$V' = P (1 + 2 K^2 - 3 K^3)$$

$$M' = Pa (2K^2 - K^3 - K)$$

en donde:

P = carga

K = relación entre la distancia de la carga al apoyo izquierdo y la luz de la viga empotrada

a = luz de la viga .

Tratándose de losa apoyada en cuatro lados, la faja angosta llevará P' de carga, cuyo valor se determina en forma simplificada aplicando la tabla (I); (II) del curso del puente del Ing. J. Quiroga.

Para el caso, se considera un paño de 3.00 x 2.30 mts.; aquí la luz menor está en dirección del tráfico.

FAJA CORTA.-

Momento máximo negativo.- Se obtiene colocando la rueda mas pesada en el centro del tramo y a un tercio de la luz de la faja que se calcula.

Carga absorbida por la faja corta.-

$$P' = \frac{0.005208 \times 3^2}{0.003087 \times 2.3^2 + 0.005208 \times 3^2}$$

$$P' = 0.74$$

Ancho efectivo que absorbe el momento.- Se calcula por la fórmula:

$$A = 0.7L + e$$

L = Luz de la losa

e = ancho de la rueda

Reemplazando valores:

$$A = 0.7 \times 2.3 + 0.51$$

A = 2.12 mts. ancho efectivo en la dirección corta,

valor inferior al límite permitido de 2.14 mts.

Momento flector negativo.-

$$M = \frac{- 0.147 \times 0.746 \times 7280 \times 2.3}{2.12}$$

$$M = - 865 \text{ Kgm. por metro de losa}$$

Impacto.- Se calcula por la fórmula del reglamento americano para puentes de carreteras.

$$I = \frac{50}{3.28L + 125} =$$

$$I = \frac{50}{3.28 \times 2.3 + 125}$$

$$I = 0.375$$

Momento negativo por impacto:

$$M = - 0.375 \times 865$$

$$M = - 324 \text{ kgm.}$$

Momento del peso propio: Se considera $1,000 \text{ K/m}^2$, para el peso propio de losa y asfalto.

$$M_{p.p} = 0.066 \times 1000 \times 2.3^2$$

$$\text{Para } \frac{b}{a} = \frac{2.3}{3} = 0.767$$

resulta según la tabla II un valor de 0.066

$$M_{p.p.} = - 349.140 \text{ Kgm.}$$

El momento total será:

$$M_t = - 349.140 - 324 - 865 =$$

$$M_t = - 1,538.14 \text{ kgm. por metro de ancho}$$

Cálculo del espesor de la losa:

$$d = \sqrt{\frac{M}{R b}}$$

aquí: $M =$ momento flector en Kg.-cm.

$$R = 12.25 \text{ Kg/ cm}^2$$

b = ancho de la losa, se considera un metro

Reemplazando:

$$d = \sqrt{\frac{153,814}{12.25 \times 100}}$$

$$d = 11.20 \text{ cm.}$$

Se emplea una losa de 25 cm. considerándose 10 cm. para la protección superior e inferior.

Area de acero:

$$A_s = d \times p \times b$$

$$A_s = 0.0125 \times 15 \times 100 = 18.75 \text{ cm}^2$$

se emplean barras deformadas de 5/8" redondas espediadas 10.5 cm. al eje.

Momento positivo máximo en el centro de la losa.-

Parte proporcional que absorve la faja corta:

$$P' = \frac{0.005208 \times 3^2 \times P}{0.005208 \times 2.3^2 + 0.005208 \times 3^2} = 0.64 P$$

$$P' = 0.640 \times 7280$$

$$P' = 4660 \text{ Kg.}$$

Se obtiene el momento máximo positivo colocando la carga en el centro del tramo:

$$M = \frac{4660 \times 2.3}{8} =$$

$$M = + 1340 \text{ Kg m}$$

Impacto:

$$M = 0.375 \times 1340$$

$$M = + 503$$

$$M_t = + 1340 + 503$$

$$M_t = + 1843 \text{ Kg m}$$

Momento por metro de losa:

$$M_t = \frac{1843}{2.12} = 870 \text{ Kg-m}$$

Son 870 Kg-m por metro de ancho.

Momento debido al peso propio:

$$M_{p.p.} = 0.03 \times 1000 \times 2.3^2$$

$$M_{p.p.} = 159 \text{ Kg-m}$$

$$M_t = 870 + 159 = 1,029 \text{ Kg-m}$$

cálculo de R

$$R = \frac{M_t}{bd^2} = \frac{102900}{100 \times 12.5^2}$$

$$R = 6.58 \text{ Kg/cm}^2$$

para $f_s = 1,125 \text{ K/cm}^2$ y $f_c = 44 \text{ K/cm}^2$

se obtiene : $p = 0.0054$ % de fierro

$$\text{luego } A_s = 0.0054 \times 100 \times 15.0 = 8.1 \text{ cm}^2$$

se usará fierro redondo espaciado 15.5 cm al eje siendo el refuerzo de 1/2 " \emptyset .

Cálculo de la faja larga de la losa:

Momento negativo máximo

Se colocará la carga en la tercera parte de la luz; se ensaya la faja central.

Se toma $K = 0.3$ y $K' = 0.5$

parte proporcional de la cara que absorbe la faja corta

$$P' = \frac{0.003087 \times 3^2 \times P}{0.005208 \times 2.3^2 + 0.003087 \times 3^2}$$

$$P' = 0.504 P$$

El ancho efectivo se halla por la fórmula:

$$A = 0.7 (2D + a)$$

$$\text{aquí } D = \frac{3}{3} = 1$$

$$a = \text{ancho de la rueda} = 0.51 \text{ cm.}$$

$$A = 0.7 (2 \times 1 + 0.51)$$

$$A = 1.71 \text{ mts.}$$

Momento flector por metro de ancho de losa

$$M = 0.147 \times \frac{0.504 \times 7280 \times 3}{1.75}$$

$$M = 925 \text{ Kg-m}$$

Impacto

$$M = 0.37 \text{ por } 925$$

$$M = 342 \text{ Kg-m}$$

Momento debido al peso propio

Como es carga uniformemente repartida, se calcula por la tabla N° II

para $\frac{b}{a} = 0.767$, se tiene 0.040

$$M_{p.p.} = 0.040 \times 1000 \times 3^2$$

$$M_{p.p.} = 360 \text{ Kg-m}$$

$$M_t = 925 + 342 + 360$$

$$M_t = 1627 \text{ Kg-m}$$

Area de acero:

$$A_s = 0.0125 \times 100 \times 15$$

$$A_s = 1875 \text{ cm}^2$$

se emplean fierros redondos de 5/8" espaciados 10.5 cm. al eje.

Momento positivo máximo.-

Se coloca la carga concentrada al centro de la losa.

$$p - p' = (1 - 0.640) P = 0.360 P$$

El ancho efectivo lo calculamos por:

$$A = 0.7 \times (2D + e)$$

$$A = 0.7 \times (2 \times 1.5 - 0.51)$$

$$A = 2.457 \text{ mts.}$$

Momento máximo :

$$M = \frac{0.360 \times 72.80 \times 3}{8 \times 2.457}$$

$$M = 400 \text{ Kg-m}$$

Impacto:

$$M = 0.37 \times 400$$

$$M = 148 \text{ Kg-m}$$

Momento debido al peso propio

$$\begin{aligned} M_{p.p.} &= 0.02 \times p \times a \\ &= 0.02 \times 1000 \times 3^2 \end{aligned}$$

$$M_{p.p.} = 180 \text{ Kg-m}$$

$$M_t = 400 + 148 + 180$$

$$M_t = 728 \text{ Kg-m}$$

Refuerzo

$$A_s = 0.00615 \times 100 \times 15$$

$$A_s = 9.2 \text{ cm}^2$$

se emplean fierros de 1/2" \emptyset espaciados 14 cm. al eje

Cálculo de la losa de la vereda .- Se ha considerado una losa continua

apoyada en los voladizos de las vigas; l_a luz de cálculo es de 2 mts.

el ancho de la vereda 0.8 m.; espesor de la vereda 20 cm.

CARGAS

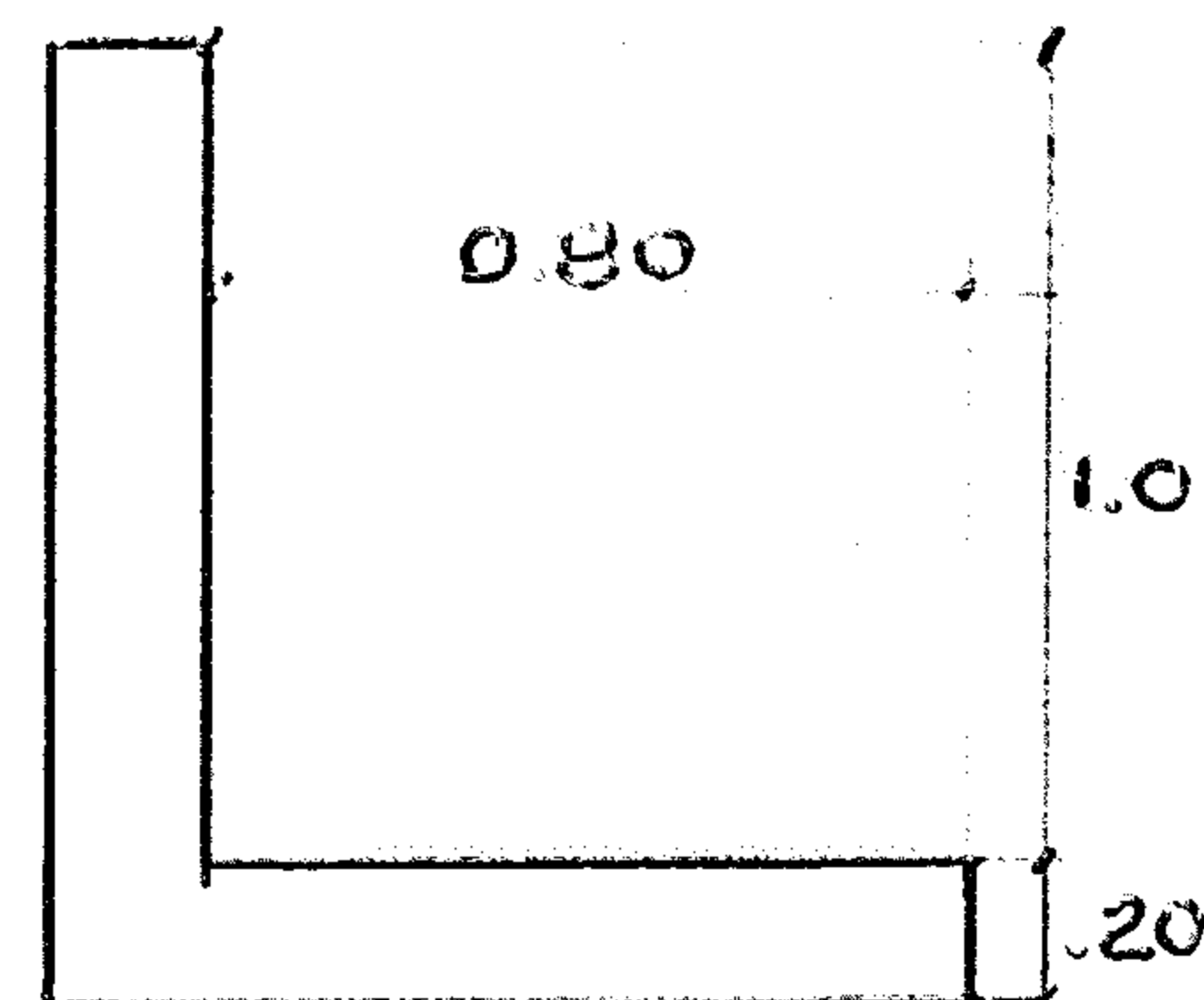
$$p.p \text{ (vereda)} = 0.8 \times 0.2 \times 2400 = 385$$

$$\begin{aligned} s.c &= 350 \times 0.8 &= 280 \\ && \underline{\hspace{1cm}} \\ && 665 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

$$M = \frac{665 \times 2^2}{12} = 222 \text{ Kg-m}$$

$$\text{espesor : } d = \sqrt{\frac{22200}{12.25 \times 100}}$$

$$d = 4.25 \text{ cm.}$$



Se considera 25 cm., la altura útil será 15 cm.

Cálculo del refuerzo:

$$A_s = \frac{22200}{1125 \times 0.875 \times 15}$$

$$A_s = 1.5 \text{ cm}^2$$

De acuerdo al reglamento se considera 0.0025 b'd

$$A_s = 0.0025 \times 15 \times 80$$

Se colocará fierro de 3/8" ϕ a 19 cm.

Diseño de las barandas.-

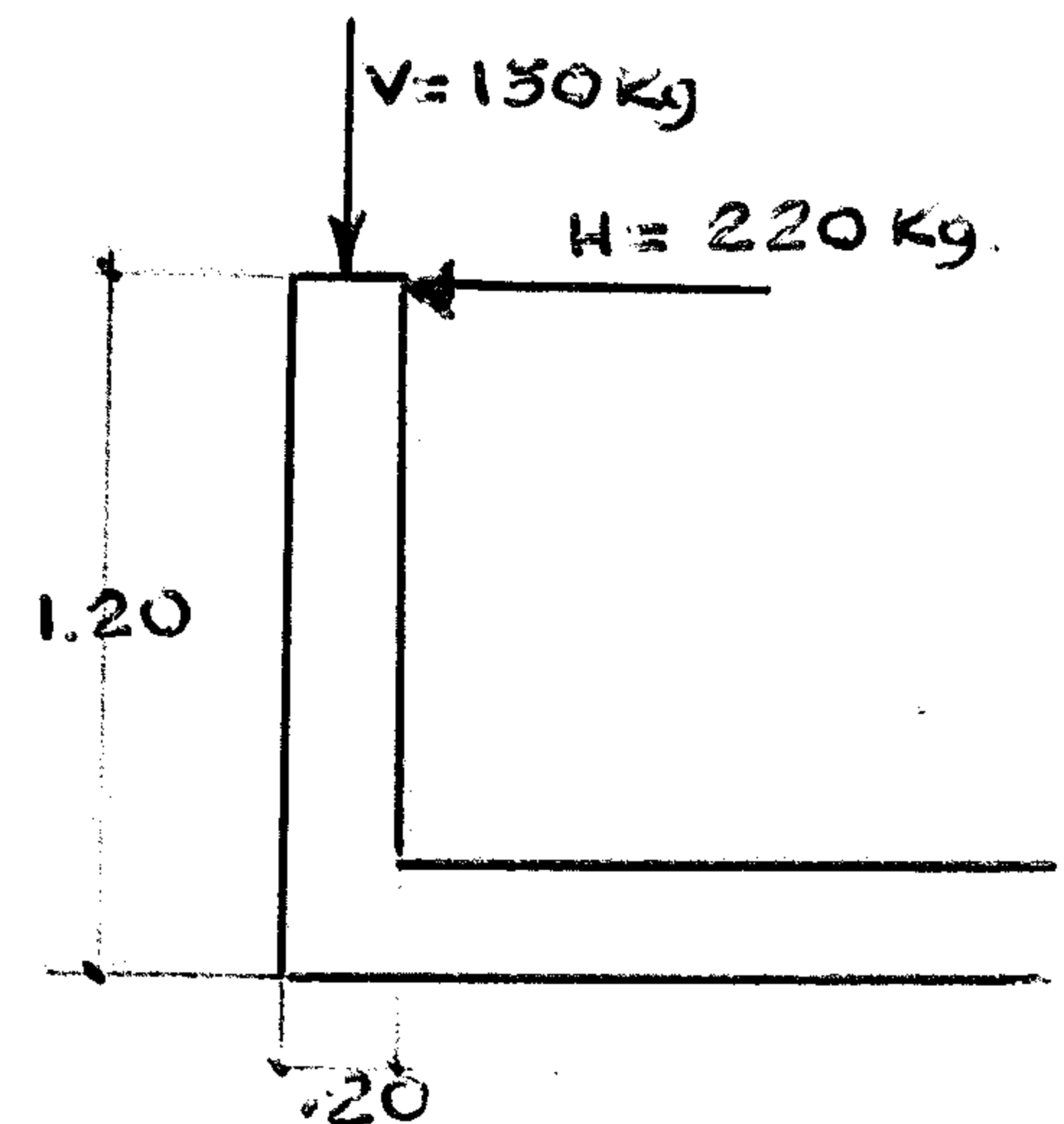
Normas: Las cargas para el diseño de las barandas son:

Carga vertical 150 Kg por metro

" Horizontal 220 Kg por metro

Esta fuerza actúa según la figura

La baranda está formada por dos vigas que se apoyan en columnas, y un parapeto.



Cálculo de las vigas

$$\begin{aligned} \text{Cargas : } W &= 150 = 150 \\ \text{p.p} &= 0.2 \times 0.5 \times 2400 = 72 \\ W_t &= 222 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\text{Momento: } M_t = \frac{222 \times 2.3^2}{10}$$

$$M_t = 120 \text{ Kgm.}$$

$$d = \sqrt{\frac{12000}{12.25 \times 15}}$$

$$d = 8.2 \text{ cm.}$$

se considera 10 cm. útil más 5 cm. de recubrimiento a cada lado

$$A_s = \frac{12000}{1200 \times 15 \times 0.875} = 0.67 \text{ cm}^2$$

Se colocan 2 ϕ 3/8" abajo y arriba. Los estribos serán de 1/4" a 20 cm.

Cálculo de las columnas

Altura 1.00 m

Sección 0.2 x 0.2

Pesos: $M_v = 150 \times 2.3 = 345$

$$H_v = 220 \times 2.3 = 506$$

$$p.p = 0.2 \times 0.2 \times 2400 = 96$$

$$\text{peso vigas} = 2 \times 72 = \underline{144}$$

$$W_t = 1090 \text{ Kg}$$

Se considera como cantiliver:

$$M = 1090 \times 100$$

$$M = 10900 \text{ Kg-cm}$$

Refuerzo

$$A_s = \frac{10900}{15 \times 1200 \times 0.875}$$

$A_s = 6.9 \text{ cm}^2$. Se colocarán 5 \emptyset de 1/2" ; los estribos son de 1/4" a 20 centímetros.

Cálculo de la viga sardinel

Esta viga soporta su propio peso más una carga horizontal de 220 Kg. x metro.

Dimensiones : 0.2 x 0.4 x 2.00

$$H = 220 \times 2 = 440$$

$$p.p. 0.2 \times 0.4 \times 2400 \times 2 = \underline{576}$$

$$P_t = 1016 \text{ Kg.}$$

$$M = \frac{101600 \times 2}{12}$$

$$M = 16950 \text{ Kg cm.}$$

$$A_s = \frac{16950}{1200 \times 0.875 \times 35} = 0.46 \text{ cm}^2$$

Se considera el mínimo permitido por el reglamento.

$$A_s = 0.005 \times 35 \times 20 = 3.5 \text{ cm}^2 = 3 \emptyset \text{ de } 1/2''$$

Diseño del voladizo que soporta las veredas y barandas

Cargas que actúan :

Vigas:	2 x 72	=	144 x 0.9	=	129.5
Columnas:	0.2 x 0.2 x 1.2 x 2,400	=	115 x 0.9	=	103.5
Sardinel:	0.2 x 0.4 x 2.1 x 2,400	=	404 x 0.9	=	364.0
Vereda:	0.2 x 0.8 x 2.1 x 2,400	=	800 x 0.4	=	320.0
			<u>1463 Kg.</u>		<u>917.0 Kg-m.</u>

Momento del peso propio = 917 Kgm

Se considera una viga de 30 x 30 en el extremo y 30 x 80 en el empotramiento con un largo de 1.00 m.

Su peso será :

$$\left(\frac{0.3 + 0.6}{2}\right) \times 0.3 \times 1. \times 2400 = 324 \text{ Kg.}$$

$$M = 324 \times 0.5 = 162 \text{ Kgm.}$$

$$M_t = 162 + 917 = 1080 \text{ Kgm.}$$

Refuerzo:

$$A_s = 0.003 \times 50 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

se colocan 4 \emptyset 1/2" arriba y 3 \emptyset 1/2" abajo

$$\text{esfuerzo cortante: } v = \frac{1463 + 324}{0.875 \times 50 \times 30} = 1.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{adherencia : } u = \frac{1787}{50 \times 28 \times 0.875} = 1.4 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo de las viguetas transversales.- Estas vigas soportan parte de la carga absorbida por la losa; se calculan como pórticos empotrados en los arcos considerándose para el cálculo de los momentos las ruedas posteriores de los camiones H-20, que son las mas pesadas.

Para obtener la posición de las ruedas que produzcan el máximo momento, se buscará analíticamente el máximo valor de K en la siguiente fórmula:

$$M = P a (2 K^2 - K^3 - K)$$

$$\text{resulta } K = \frac{1}{3}$$

Caso de actuar una sola carga; si actuaran dos cargas se aplicaría la fórmula :

$$M = pa (2K^2 - K^3 - K) + pa \left[2 (c + K)^2 - (c+K)^3 - (c+K) \right]$$

para el máximo momento corresponde $K = 0.22$

$C =$ separación de las ruedas = 1.80 mts.

Cálculo del momento negativo máximo de la sobrecarga.-

Se colocará la carga de la izquierda a

0.66 mts., porque : $K' = 0.22$; luz = 3.00

$$D = KL = 3 \times 0.22 = 0.66$$

$$K_2 = \frac{0.66 + 1.80}{3} = 0.82$$

aplicando:

$$M = - 7280 \times 3 (2 \times 0.22^2 - 0.22^3 - 0.22) + 7280 \times 3 (2 \times 0.82^2 - 0.82^3 - 0.82)$$

$$M = - 3500 \text{ Kgm}$$

impacto

$$M = - 3500 \times 0.37 = - 1295$$

El momento a la derecha, se considera igual al momento en la izquierda.

Cálculo de la reacción máxima en el apoyo izquierdo.-

$$R_n = 7280 \left(\frac{3 + 1.20 + 0.29}{3} \right) =$$

$$R_n = 10900 \text{ Kg}$$

impacto:

$$R'_n = 10900 \times 0.345$$

$$R'_n = 3760 \text{ Kg}$$

Reacción máxima en el apoyo central.-

$$R_c = 7280 \left(\frac{3 + 1.2 + 0.91 + 0.29}{3} \right)$$

$$R_c = 15960 \text{ Kg}$$

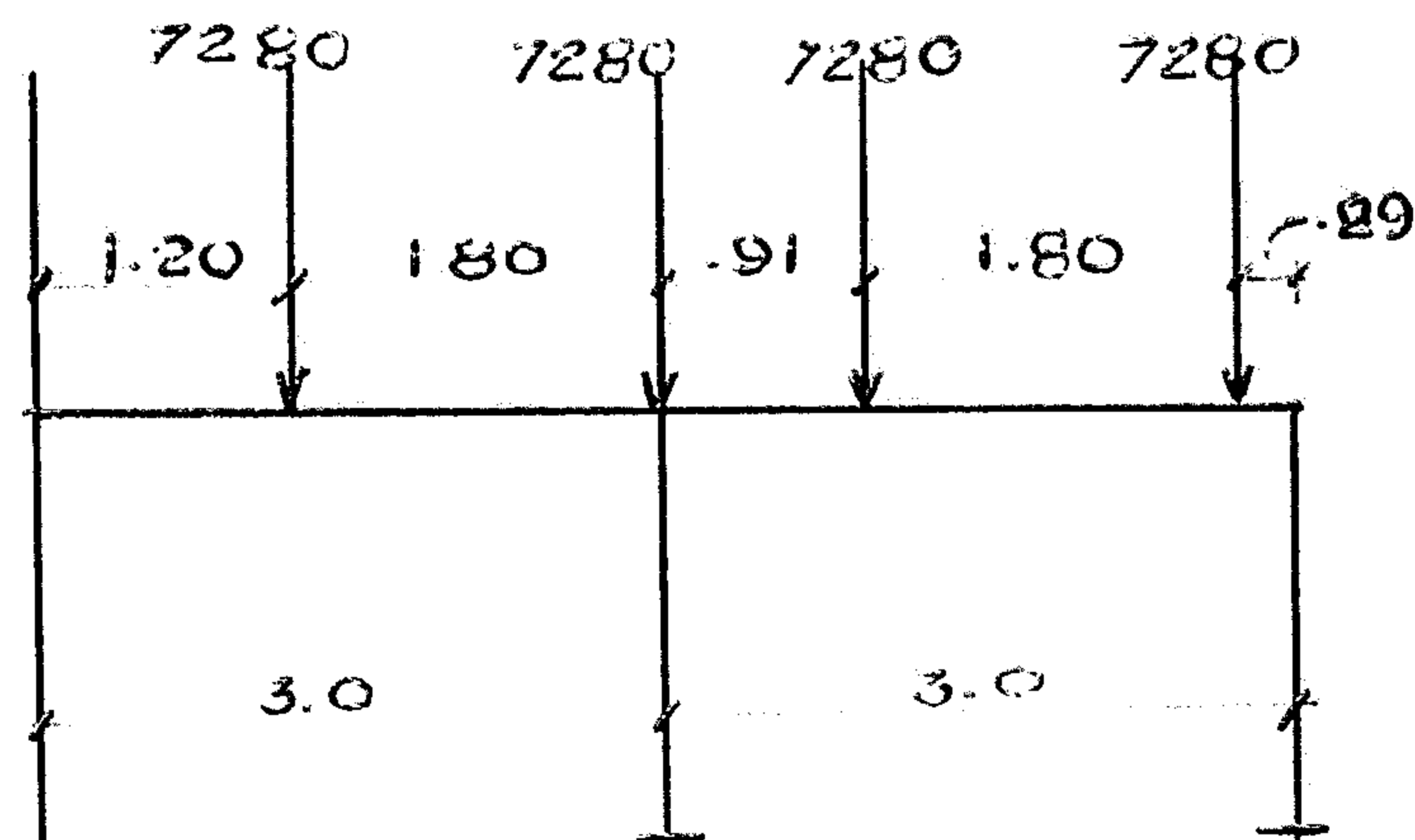
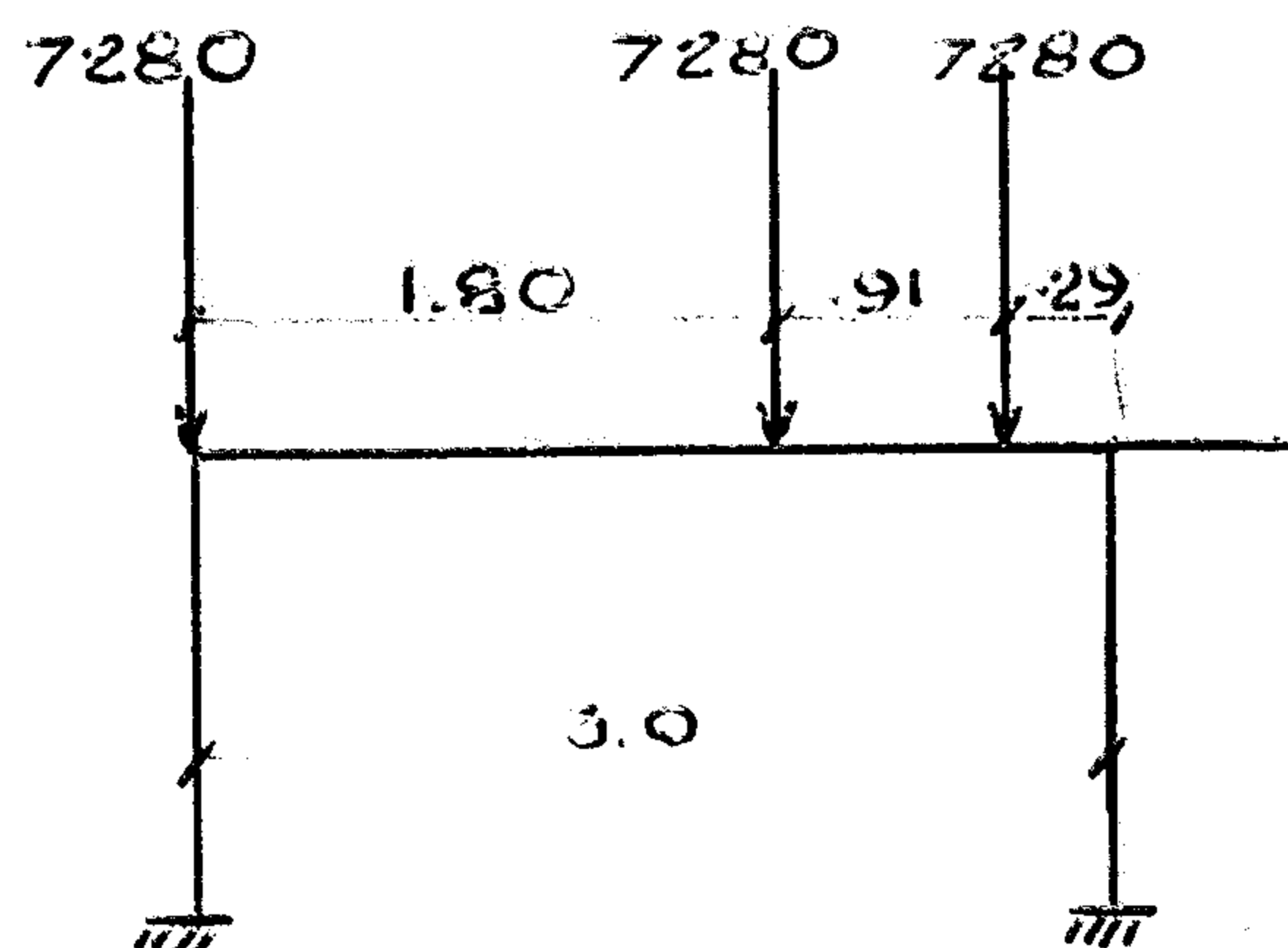
Impacto:

$$R'_c = 15960 \times 0.346$$

$$R'_c = 5500 \text{ Kg}$$

Cálculo de las dimensiones.-

Se considera la viga empotrada .



Cargas

$$\text{losa} \quad 2.3 \times 0.25 \times 2400 = 1380 \text{ Kg.}$$

$$\text{pavimento} \quad 2,3 \times 0.10 \times 2000 = 460 "$$

1840 Kg por Mto.

Se supone un peso de 400 Kg. por metro de viga.

$$\text{El peso propio será : } P = 1840 + 400 = 2240 \text{ Kg/m}$$

$$\text{momento del peso propio: } M = - \frac{2240 \times 3^2}{12}$$

$$M = - 1680 \text{ Kgm}$$

$$\text{reacción del peso propio: } R = \frac{2240 \times 3}{2}$$

$$R = 3360 \text{ Kg.}$$

Calculo de la sección en el apoyo.-

$$M_t = 1680 + 3500 + 1295$$

$$M_t = 6475 \text{ Kgm}$$

altura de la viga:

$$d = \sqrt{\frac{647500}{12.25 \times 30}}$$

$$d = 42 \text{ cm}$$

Se considera una sección de 30 x 55 cm.

Esfuerzo cortante :

$$V = 10900 + 3760 + 3360$$

$$V = 18020 \text{ Kg}$$

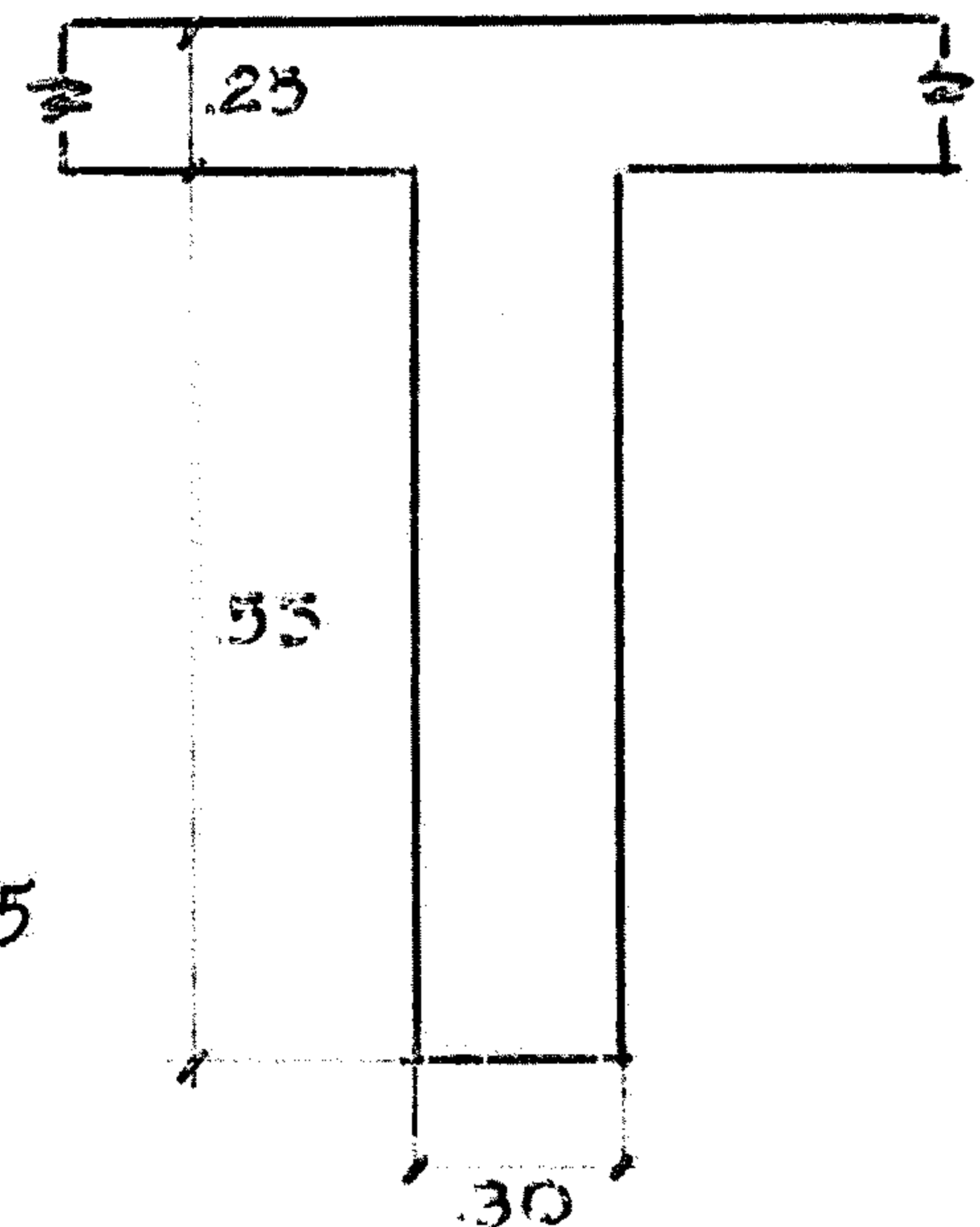
considerando refuerzo en el alma con anclaje especial, se

puede tomar: $0.12f_c = 16.8 \text{ Kg/cm}^2$

$$\text{aplicando: } b'd = \frac{18020}{0.875 \times 16.8}$$

$$b'd = 1225 \text{ cm}^2$$

luego el área considerada de $30 \times 50 = 1500 \text{ cm}^2$, es correcta. Las dimensiones serán: 30 x 55 cm.



Cálculo de las columnas.-

Se han considerado columnas de sección cuadrada de 40 x 40 cms. El refuerzo se determinará después de rectificar los pórticos.

Determinación de las cargas que afectan a los pórticos.

Momentos debidos al peso propio en la viga:

Pesos: p.p losa ; $0.25 \times 2.3 \times 2400 = 1380 \text{ Kg.}$

p.p viga : $0.55 \times 0.3 \times 2400 = 396 \text{ ''}$

asfalto : $0.10 \times 2.3 \times 2000 = 460 \text{ ''}$

Momentos:

Momento negativo: $= - \frac{2236 \times 9}{12} = - 1674 \text{ Kgm}$

" positivo: $= - \frac{2236 \times 9}{8} = - 2510 \text{ Kgm}$

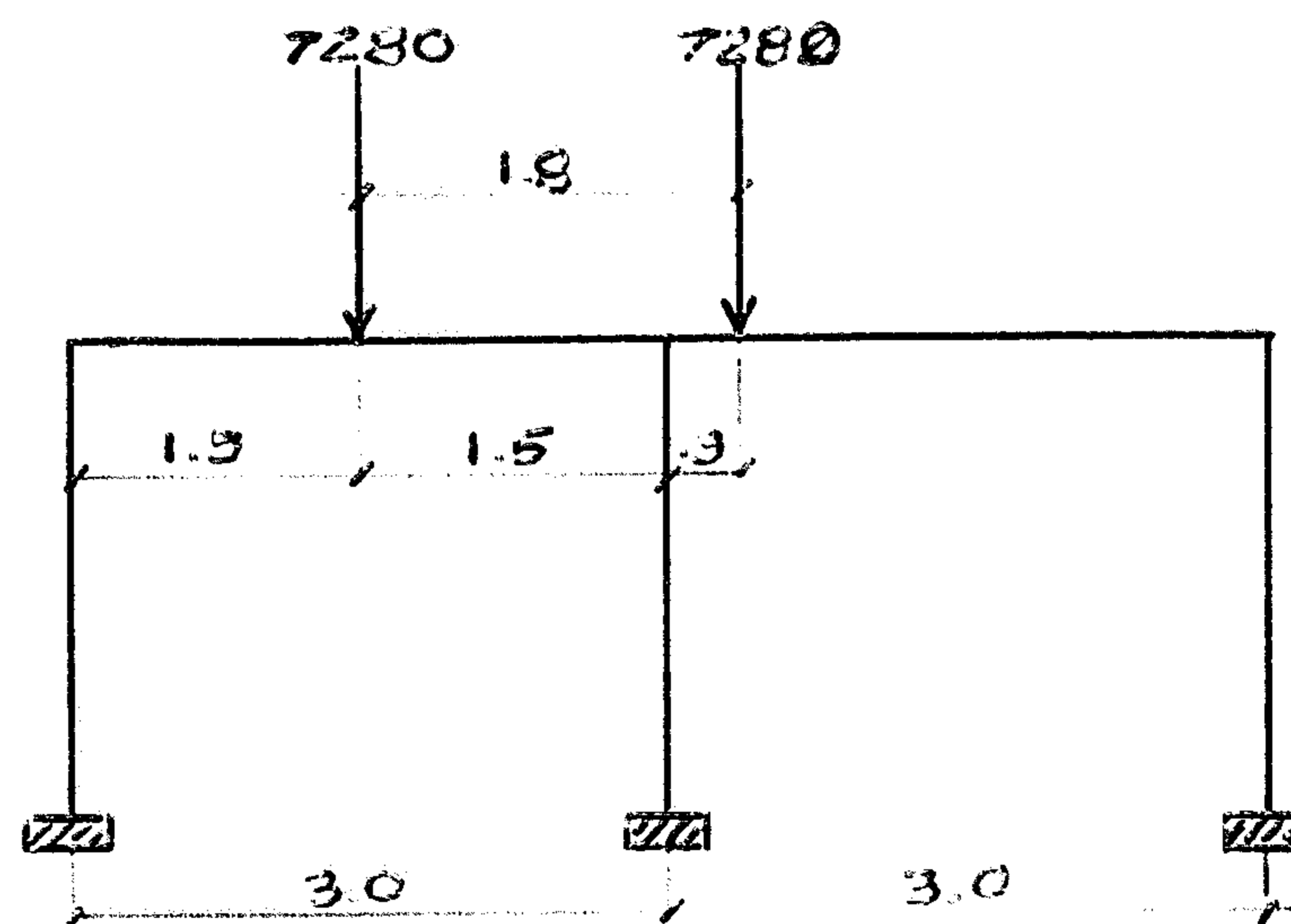
Momento máximo positivo de la sobre carga:

Se considera la viga simplemente apoyada.

$$\begin{aligned} \text{Momento} &= \frac{P \times L}{4} \\ &= + \frac{7280 \times 3}{4} \\ &= + 5460 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

$$\text{Imp. 37} = + 2020 \text{ ''''}$$

$$M_t = + 7480 \text{ Kgm.}$$

Momento negativo en los apoyos:

$$\begin{aligned} \text{Momento} &= - \frac{P \times L}{8} \\ &= - \frac{7280 \times 3}{8} \end{aligned}$$

$$M = - 2730 \text{ Kgm}$$

$$\text{Imp. 37} = - 1010 \text{ Kgm.}$$

$$M_t = -3,740 \text{ Kgm.}$$

Rectificación de los pórticos por el Método "HARDY CROSS".-

Dimensiones de los elementos:

$$\text{Viga} = 30 \times 80 \text{ cm} ; \text{Columna} = 40 \times 40 \text{ cm}$$

$$I_v = \frac{30 \times 80^3}{12} = 1'280,000 \text{ cm}^4$$

$$I_c = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213,340 \text{ cm}^4$$

Aproximación de Cross. Como la viga tiene una altura neta de 70 cm. y el fierro trabaja a 1200 Kg/cm^2 , el momento será:

$$1200 \times 70 \pm 840 \text{ Kgm}$$

Para seguridad, se deberán obtener inducidos menores de $\frac{840}{2} = 420$

PORTICO N° 1 .-

$$\text{Luz de la viga} = 3.00 \text{ mts.}$$

$$\text{" " columna} = 4.70 \text{ "}$$

cálculo de las rigideces:

$$K_v = \frac{1280000}{300} = 4,260 \text{ cm}^4$$

$$K_c = \frac{213340}{470} = 454 \text{ cm}^4$$

Relación:

$$K_c = I$$

$$K_v = 9.4$$

factores de distribución:

$$\text{nudos laterales. viga} = \frac{9.4}{10.4} = 0.905$$

$$\text{columna} = \frac{1}{10.4} = 0.095$$

nudo central.

$$\text{viga} = \frac{9.4}{19.8} = 0.475$$

$$\text{columna} = \frac{1}{19.8} = 0.050$$

Momentos de Diseño:

Momento máximo en el apoyo lateral izquierdo A.

$$\text{Voladizo} = - 1518 \text{ Kgm}$$

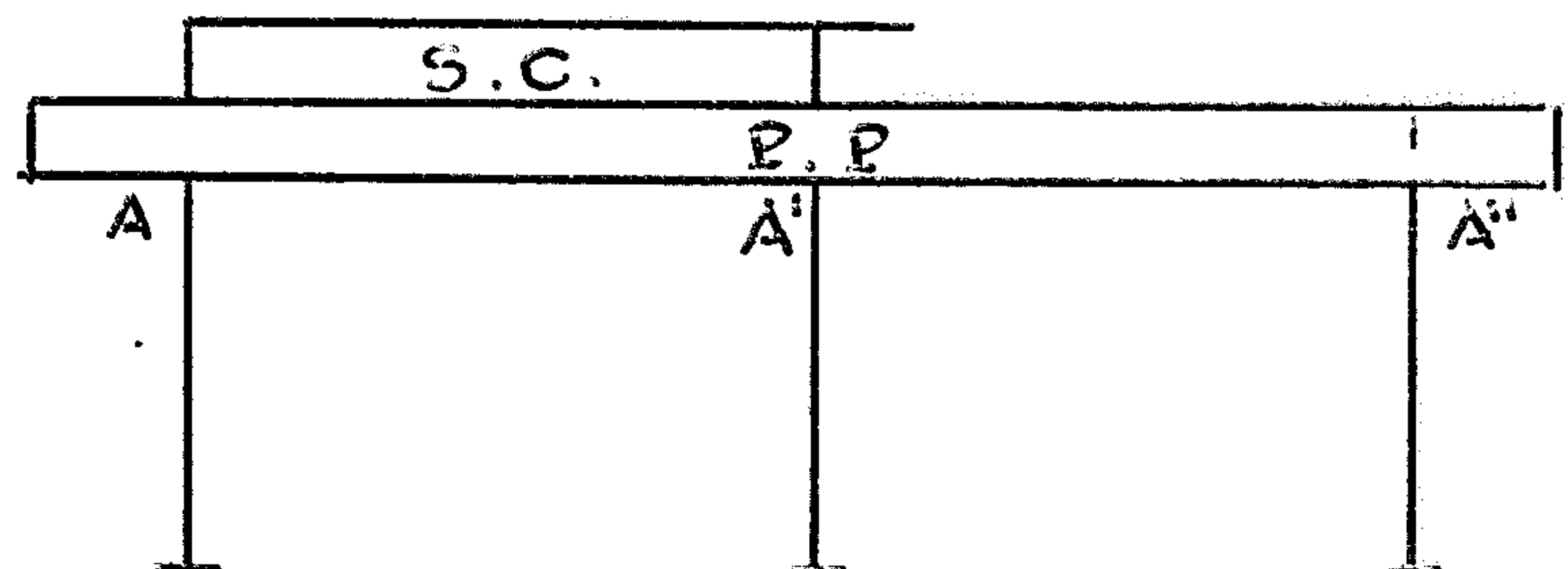
$$AA' = - 6470 \text{ ""} =$$

$$A'A = - 6470 \text{ ""}$$

$$A'A'' = - 1675 \text{ ""}$$

$$A''A' = - 1675 \text{ ""}$$

$$\text{Voladizo} = \rightarrow 1518 \text{ ""}$$



+472 109 53 23 <u> </u> +657	.905	.475	15 109 53 23 <u> </u> +200
+1518	.095	.05	+1675
-6470	+4480	+6470	-1518
-1139	+1030	-2277	+142
+549	-549	+2240	-1139
+496	+496	+71	+1030
-245	-245	-1098	-549
+222	+222	+515	+496
<u> </u>	<u> </u>	-489	-245
-2175	-2175	+248	+222
+328	-2175	-236	<u> </u>
		+5373	+1632
		-4941	+100
		-216	

Momento negativo máximo en A'.-

Voladizo = - 1518 Kgm.

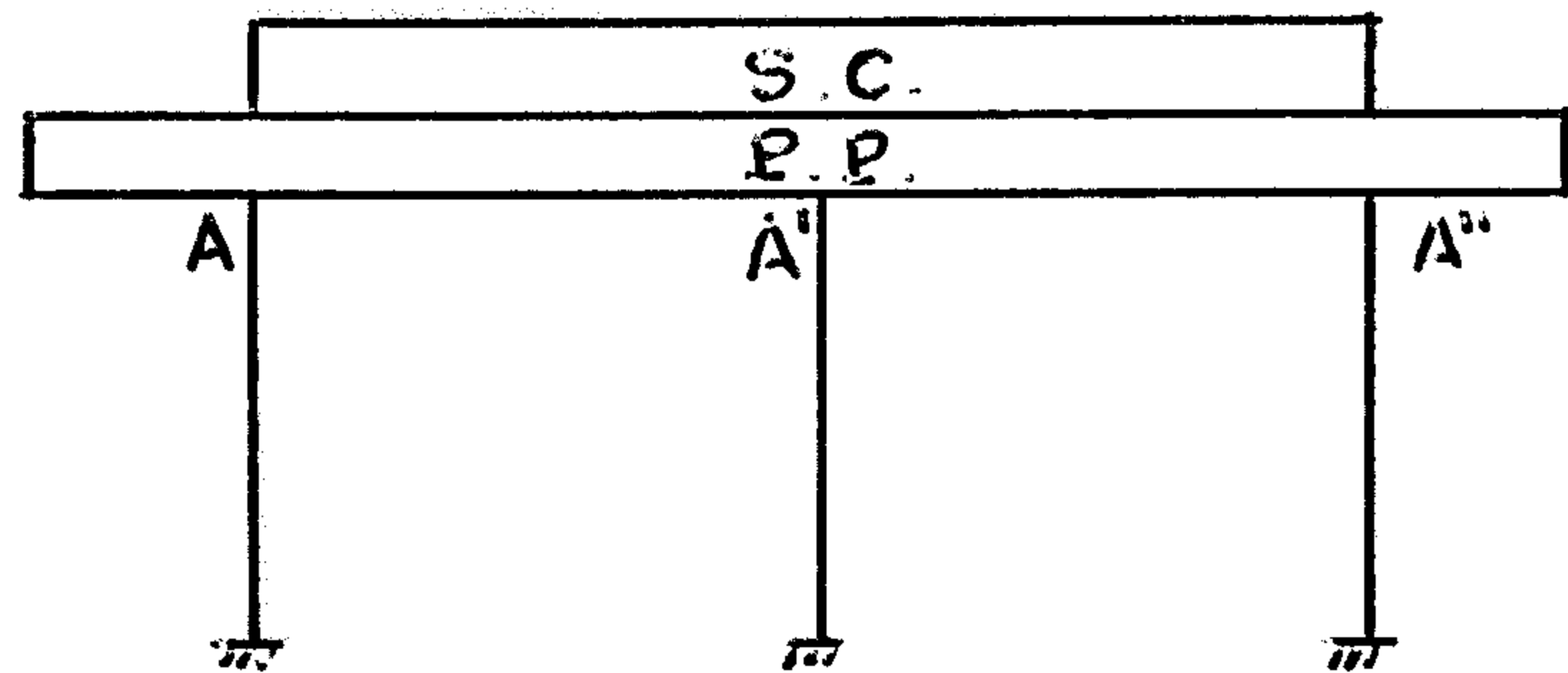
A A' = - 6470 " "

A'A = - 6470 " "

A"A' = - 6470 " "

A'A" = - 6470 " "

Voladizo = - 1518 " "



+472	.905	.475	+472
+1518	.095	.05	+6470
-6470	+4480	+6470	-1518
-1990	+1030	-6470	+6470
+236	-1990	-2280	-4480
		+2280	-1518
		+8750	+1990
		-8750	+236

Pórtico N° 2.-

Luz de la viga = 300 cm ; $K_V = 4,260 \text{ cm}^4$

Luz de la colum. = 350 cm ; $K_C = 610 \text{ cm}^4$

$K_C = 1$; $\text{fact}_C = 0.125$; 0.066

$K_V = 7$; $\text{fact}_V = 0.875$; 0.467

Momento máximo en B :

+619 +140 + 60 + 29 ----- +448	.875	-315 -209 - 64 - 28 ----- -617	.467	-20 +140 + 59 ----- +209	.875
+1518	.125	+6470	.066	+1675	.125
		-6470		-1518	
		+4333		- 137	
		-1120		-1120	
		+980		+ 980	
		- 473		- 473	
		+ 413		+ 413	
		- 229		- 229	
		+ 200		+ 200	
		----- -2366		----- +1309	
+428		+5498		+105	
		----- -308			

Momento máximo en B' :

+619	.875	0	.467	-619	.875
+1518	.125	+6470	.066	+6470	.125
		-6470		-1518	
		+4333		-4333	
		0		0	
		+2167		+2167	
		----- +8637		----- +2137	
+309		-8637		-309	

Pórtico N° 3 .-

Luz de la viga = 300 cm ; $K_V = 4,260 \text{ cm}^4$
 Luz de la columna = 250 cm ; $K_C = 852 \text{ cm}^4$
 $K_C = 1$; $fac_C = 0.166$; 0.092
 $K_V = 5$; $fac_V = 0.834$; 0.454

Momento máximo en C:

$\begin{array}{r} +828 \\ +180 \\ +67 \\ +34 \\ \hline +1109 \end{array}$	$\begin{array}{r} -440 \\ -177 \\ -82 \\ -31 \\ \hline -730 \end{array}$	$\begin{array}{r} -26 \\ +180 \\ +67 \\ +34 \\ \hline +255 \end{array}$
.834	.454	.834
$\begin{array}{r} +1518 \\ \cdot 166 \\ \hline -6470 \\ +4124 \\ \hline -1088 \\ +908 \\ \hline -405 \\ +338 \\ \hline -206 \\ +172 \\ \hline \hline -2627 \\ +555 \end{array}$	$\begin{array}{r} +6470 \\ -2177 \\ \hline +2062 \\ -910 \\ \hline +454 \\ -413 \\ \hline +169 \\ -154 \\ \hline \hline +5501 \\ -365 \end{array}$	$\begin{array}{r} +1675 \\ -131 \\ \hline -1088 \\ +908 \\ \hline -405 \\ +338 \\ \hline -206 \\ +172 \\ \hline \hline +1263 \\ +128 \end{array}$

Momento máximo en C' :

+824	0	-824
.834	.454	.834
$\begin{array}{r} +1518 \\ \cdot 166 \\ \hline -6470 \\ +4128 \\ \hline 0 \\ \hline \hline -2342 \\ +412 \end{array}$	$\begin{array}{r} +6470 \\ 0 \\ \hline +2064 \\ \hline \hline +8534 \\ 0 \end{array}$	$\begin{array}{r} +6470 \\ -4170 \\ \hline 0 \\ \hline \hline +2342 \\ -412 \end{array}$

Pórtico N° 4 .-

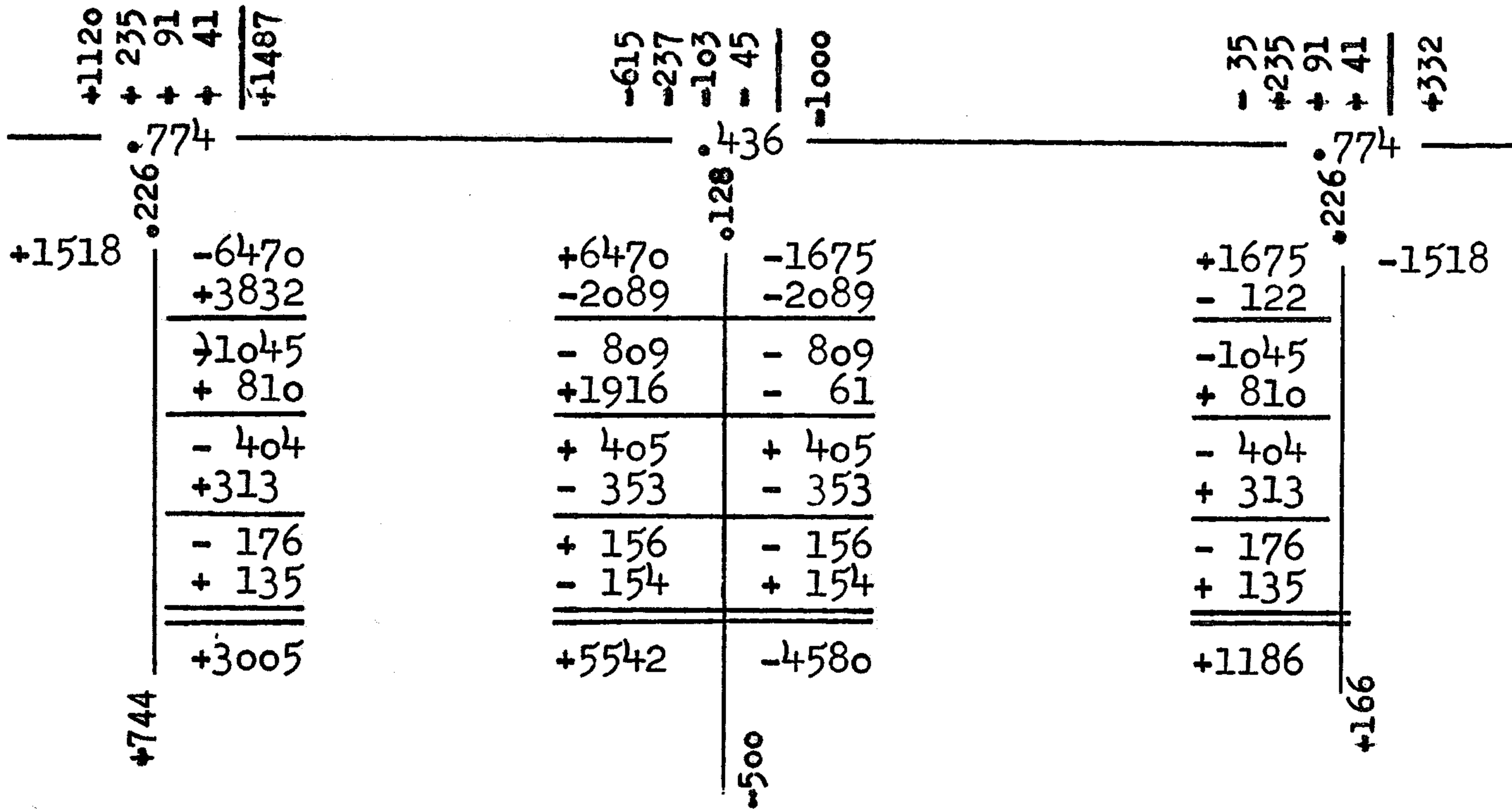
Luz de la viga = 300 cm ; $K_V = 4,260 \text{ cm}^4$

Luz de la colum = 170 cm ; $K_C = 1,250 \text{ cm}^4$

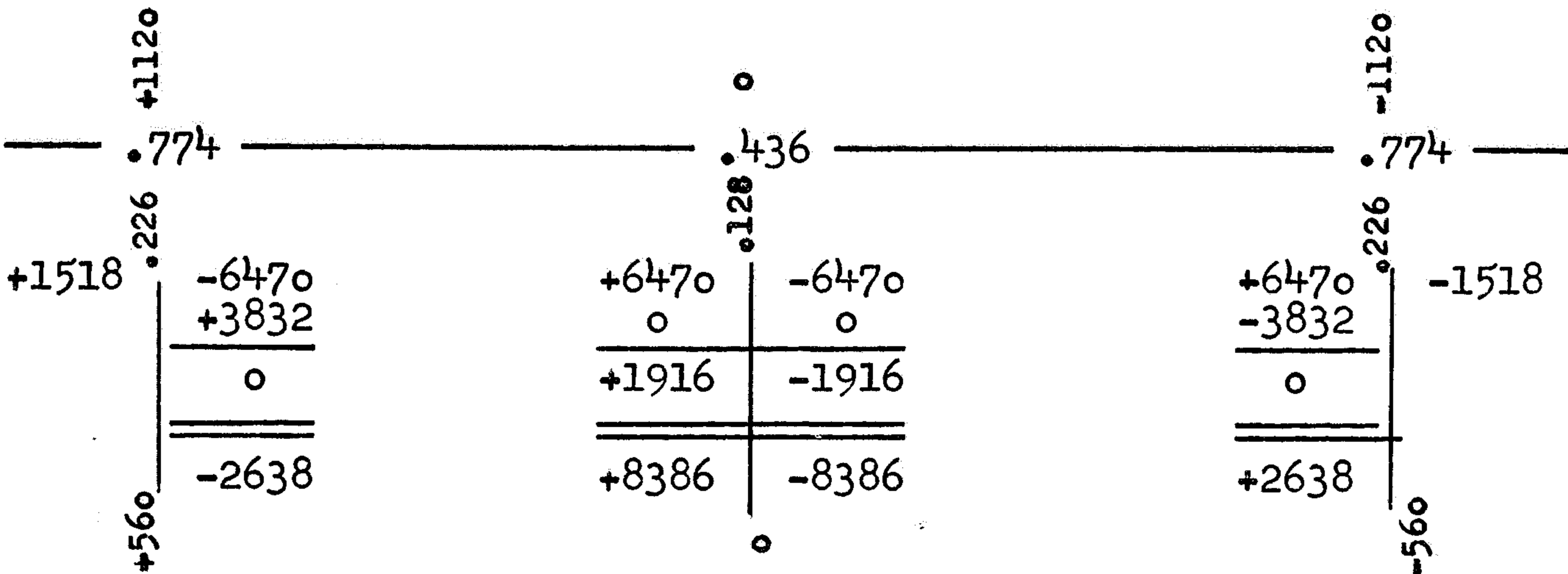
$K_C = 1$; $\text{fact}_C = 0.226$; 0.128

$K_V = 3.4$; $\text{fact}_V = 0.774$; 0.436

Momento máximo en D :



Momento máximo en D' :



Pórtico N° 5 .-

Luz de la viga = 300 cm ; $K_v = 4,260 \text{ cm}^4$

Luz de la columna = 115 cm ; $K_c = 1,850 \text{ cm}^4$

$K_v = 2.5$; $\text{fact}_v = 0.715$; 0.417

$K_c = 1$; $\text{fact}_c = 0.285$; 0.166

Momento máximo en E :

$\begin{array}{r} +1412 \\ + 284 \\ + 105 \\ \hline + 1801 \end{array}$	$\begin{array}{r} -885 \\ -287 \\ -118 \\ \hline -1290 \end{array}$	$\begin{array}{r} - 43 \\ +284 \\ +105 \\ \hline +346 \end{array}$												
.715	.417	.715												
<table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="text-align: right; vertical-align: top;">+1518</td> <td style="text-align: left; vertical-align: top;"> $\begin{array}{r} -6470 \\ +3540 \\ \hline - 997 \\ + 713 \\ \hline - 367 \\ + 262 \\ \hline +3319 \end{array}$ </td> </tr> <tr> <td style="text-align: right; vertical-align: bottom;">+900</td> <td style="text-align: left; vertical-align: bottom;">+3319</td> </tr> </table>	+1518	$\begin{array}{r} -6470 \\ +3540 \\ \hline - 997 \\ + 713 \\ \hline - 367 \\ + 262 \\ \hline +3319 \end{array}$	+900	+3319	<table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="text-align: right; vertical-align: top;">+6470</td> <td style="text-align: left; vertical-align: top;"> $\begin{array}{r} -1675 \\ -1995 \\ \hline +1770 \\ - 57 \\ - 713 \\ \hline + 367 \\ + 367 \\ - 297 \\ - 297 \\ \hline +5602 \end{array}$ </td> </tr> <tr> <td style="text-align: right; vertical-align: bottom;">-645</td> <td style="text-align: left; vertical-align: bottom;">-4370</td> </tr> </table>	+6470	$\begin{array}{r} -1675 \\ -1995 \\ \hline +1770 \\ - 57 \\ - 713 \\ \hline + 367 \\ + 367 \\ - 297 \\ - 297 \\ \hline +5602 \end{array}$	-645	-4370	<table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="text-align: right; vertical-align: top;">+1675</td> <td style="text-align: left; vertical-align: top;"> $\begin{array}{r} -1518 \\ - 114 \\ \hline - 997 \\ + 713 \\ \hline - 367 \\ + 262 \\ \hline +1172 \end{array}$ </td> </tr> <tr> <td style="text-align: right; vertical-align: bottom;">+173</td> <td style="text-align: left; vertical-align: bottom;">+1172</td> </tr> </table>	+1675	$\begin{array}{r} -1518 \\ - 114 \\ \hline - 997 \\ + 713 \\ \hline - 367 \\ + 262 \\ \hline +1172 \end{array}$	+173	+1172
+1518	$\begin{array}{r} -6470 \\ +3540 \\ \hline - 997 \\ + 713 \\ \hline - 367 \\ + 262 \\ \hline +3319 \end{array}$													
+900	+3319													
+6470	$\begin{array}{r} -1675 \\ -1995 \\ \hline +1770 \\ - 57 \\ - 713 \\ \hline + 367 \\ + 367 \\ - 297 \\ - 297 \\ \hline +5602 \end{array}$													
-645	-4370													
+1675	$\begin{array}{r} -1518 \\ - 114 \\ \hline - 997 \\ + 713 \\ \hline - 367 \\ + 262 \\ \hline +1172 \end{array}$													
+173	+1172													

Momento máximo en E' :

$\begin{array}{r} +1412 \\ \hline +1412 \end{array}$	$\begin{array}{r} 0 \\ \hline 0 \end{array}$	$\begin{array}{r} -1412 \\ \hline -1412 \end{array}$												
.715	.417	.715												
<table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="text-align: right; vertical-align: top;">+1518</td> <td style="text-align: left; vertical-align: top;"> $\begin{array}{r} -6470 \\ +3540 \\ \hline 0 \\ \hline -2930 \end{array}$ </td> </tr> <tr> <td style="text-align: right; vertical-align: bottom;">+706</td> <td style="text-align: left; vertical-align: bottom;">-2930</td> </tr> </table>	+1518	$\begin{array}{r} -6470 \\ +3540 \\ \hline 0 \\ \hline -2930 \end{array}$	+706	-2930	<table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="text-align: right; vertical-align: top;">+6470</td> <td style="text-align: left; vertical-align: top;"> $\begin{array}{r} -64700 \\ - 0 \\ \hline +1770 \\ -1770 \\ \hline +8240 \\ -8240 \\ \hline 0 \end{array}$ </td> </tr> <tr> <td style="text-align: right; vertical-align: bottom;">0</td> <td style="text-align: left; vertical-align: bottom;">-8240</td> </tr> </table>	+6470	$\begin{array}{r} -64700 \\ - 0 \\ \hline +1770 \\ -1770 \\ \hline +8240 \\ -8240 \\ \hline 0 \end{array}$	0	-8240	<table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="text-align: right; vertical-align: top;">+6470</td> <td style="text-align: left; vertical-align: top;"> $\begin{array}{r} -1518 \\ -3540 \\ \hline 0 \\ \hline +2930 \end{array}$ </td> </tr> <tr> <td style="text-align: right; vertical-align: bottom;">-706</td> <td style="text-align: left; vertical-align: bottom;">+2930</td> </tr> </table>	+6470	$\begin{array}{r} -1518 \\ -3540 \\ \hline 0 \\ \hline +2930 \end{array}$	-706	+2930
+1518	$\begin{array}{r} -6470 \\ +3540 \\ \hline 0 \\ \hline -2930 \end{array}$													
+706	-2930													
+6470	$\begin{array}{r} -64700 \\ - 0 \\ \hline +1770 \\ -1770 \\ \hline +8240 \\ -8240 \\ \hline 0 \end{array}$													
0	-8240													
+6470	$\begin{array}{r} -1518 \\ -3540 \\ \hline 0 \\ \hline +2930 \end{array}$													
-706	+2930													

Pórtico N° 6 .-

Luz de la viga = 300 cm ; $K_v = 4,260 \text{ cm}^4$
 Luz de la Columna = 85 cm ; $K_c = 2,500 \text{ cm}^4$
 $K_c = 1$; fact= 0.37 : fact= 0.228
 $K_v = 1.7$: fact= 0.63 ; fact= 0.386

Momento máximo en F :

$\begin{array}{r} +1832 \\ + 342 \\ + 108 \\ \hline +2282 \end{array}$	$\begin{array}{r} -1095 \\ - 345 \\ - 132 \\ \hline -1572 \end{array}$	$\begin{array}{r} - 57 \\ +342 \\ +108 \\ \hline +392 \end{array}$																																				
.630	.370	.630																																				
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: right; vertical-align: top;">+1518</td> <td style="border-left: 1px solid black; padding-left: 5px;"> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="text-align: right;">-6470</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+3120</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">- 925</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 583</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">- 292</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 184</td></tr> <tr><td style="border-top: 3px double black; text-align: right;">-3800</td></tr> </table> </td> </tr> <tr> <td style="text-align: right; vertical-align: bottom;">+1141</td> <td style="border-left: 1px solid black;"></td> </tr> </table>	+1518	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="text-align: right;">-6470</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+3120</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">- 925</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 583</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">- 292</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 184</td></tr> <tr><td style="border-top: 3px double black; text-align: right;">-3800</td></tr> </table>	-6470	+3120	- 925	+ 583	- 292	+ 184	-3800	+1141		<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: right; vertical-align: top;">+6470</td> <td style="border-left: 1px solid black; padding-left: 5px;"> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="text-align: right;">-1675</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">-1850</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">+1560</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 49</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 583</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">+ 292</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 292</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 225</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">- 225</td></tr> <tr><td style="border-top: 3px double black; text-align: right;">+5664</td></tr> </table> </td> </tr> <tr> <td style="text-align: right; vertical-align: bottom;">-786</td> <td style="border-left: 1px solid black;"></td> </tr> </table>	+6470	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="text-align: right;">-1675</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">-1850</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">+1560</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 49</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 583</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">+ 292</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 292</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 225</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">- 225</td></tr> <tr><td style="border-top: 3px double black; text-align: right;">+5664</td></tr> </table>	-1675	-1850	+1560	- 49	- 583	+ 292	+ 292	- 225	- 225	+5664	-786		<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: right; vertical-align: top;">+1675</td> <td style="border-left: 1px solid black; padding-left: 5px;"> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="text-align: right;">-1518</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 99</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">- 925</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 583</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">- 292</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 184</td></tr> <tr><td style="border-top: 3px double black; text-align: right;">+1126</td></tr> </table> </td> </tr> <tr> <td style="text-align: right; vertical-align: bottom;">+196</td> <td style="border-left: 1px solid black;"></td> </tr> </table>	+1675	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="text-align: right;">-1518</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 99</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">- 925</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 583</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">- 292</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 184</td></tr> <tr><td style="border-top: 3px double black; text-align: right;">+1126</td></tr> </table>	-1518	- 99	- 925	+ 583	- 292	+ 184	+1126	+196	
+1518	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="text-align: right;">-6470</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+3120</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">- 925</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 583</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">- 292</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 184</td></tr> <tr><td style="border-top: 3px double black; text-align: right;">-3800</td></tr> </table>	-6470	+3120	- 925	+ 583	- 292	+ 184	-3800																														
-6470																																						
+3120																																						
- 925																																						
+ 583																																						
- 292																																						
+ 184																																						
-3800																																						
+1141																																						
+6470	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="text-align: right;">-1675</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">-1850</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">+1560</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 49</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 583</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">+ 292</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 292</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 225</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">- 225</td></tr> <tr><td style="border-top: 3px double black; text-align: right;">+5664</td></tr> </table>	-1675	-1850	+1560	- 49	- 583	+ 292	+ 292	- 225	- 225	+5664																											
-1675																																						
-1850																																						
+1560																																						
- 49																																						
- 583																																						
+ 292																																						
+ 292																																						
- 225																																						
- 225																																						
+5664																																						
-786																																						
+1675	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="text-align: right;">-1518</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 99</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">- 925</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 583</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">- 292</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 184</td></tr> <tr><td style="border-top: 3px double black; text-align: right;">+1126</td></tr> </table>	-1518	- 99	- 925	+ 583	- 292	+ 184	+1126																														
-1518																																						
- 99																																						
- 925																																						
+ 583																																						
- 292																																						
+ 184																																						
+1126																																						
+196																																						

Momento máximo en F' :

$\begin{array}{r} +1832 \\ \hline +1832 \end{array}$	$\begin{array}{r} 0 \\ \hline 0 \end{array}$	$\begin{array}{r} -1832 \\ \hline -1832 \end{array}$																										
.630	.370	.630																										
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: right; vertical-align: top;">+1518</td> <td style="border-left: 1px solid black; padding-left: 5px;"> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="text-align: right;">-6470</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+3120</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">0</td></tr> <tr><td style="border-top: 3px double black; text-align: right;">-3350</td></tr> </table> </td> </tr> <tr> <td style="text-align: right; vertical-align: bottom;">+916</td> <td style="border-left: 1px solid black;"></td> </tr> </table>	+1518	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="text-align: right;">-6470</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+3120</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">0</td></tr> <tr><td style="border-top: 3px double black; text-align: right;">-3350</td></tr> </table>	-6470	+3120	0	-3350	+916		<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: right; vertical-align: top;">+6470</td> <td style="border-left: 1px solid black; padding-left: 5px;"> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="text-align: right;">-6470</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 0</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">+1560</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">-1560</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">+8030</td></tr> <tr><td style="border-top: 3px double black; text-align: right;">-8030</td></tr> </table> </td> </tr> <tr> <td style="text-align: right; vertical-align: bottom;">0</td> <td style="border-left: 1px solid black;"></td> </tr> </table>	+6470	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="text-align: right;">-6470</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 0</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">+1560</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">-1560</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">+8030</td></tr> <tr><td style="border-top: 3px double black; text-align: right;">-8030</td></tr> </table>	-6470	- 0	+1560	-1560	+8030	-8030	0		<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: right; vertical-align: top;">+6470</td> <td style="border-left: 1px solid black; padding-left: 5px;"> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="text-align: right;">-1518</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">-3120</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">0</td></tr> <tr><td style="border-top: 3px double black; text-align: right;">+3350</td></tr> </table> </td> </tr> <tr> <td style="text-align: right; vertical-align: bottom;">-916</td> <td style="border-left: 1px solid black;"></td> </tr> </table>	+6470	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="text-align: right;">-1518</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">-3120</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">0</td></tr> <tr><td style="border-top: 3px double black; text-align: right;">+3350</td></tr> </table>	-1518	-3120	0	+3350	-916	
+1518	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="text-align: right;">-6470</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+3120</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">0</td></tr> <tr><td style="border-top: 3px double black; text-align: right;">-3350</td></tr> </table>	-6470	+3120	0	-3350																							
-6470																												
+3120																												
0																												
-3350																												
+916																												
+6470	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="text-align: right;">-6470</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 0</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">+1560</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">-1560</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">+8030</td></tr> <tr><td style="border-top: 3px double black; text-align: right;">-8030</td></tr> </table>	-6470	- 0	+1560	-1560	+8030	-8030																					
-6470																												
- 0																												
+1560																												
-1560																												
+8030																												
-8030																												
0																												
+6470	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="text-align: right;">-1518</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">-3120</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; text-align: right;">0</td></tr> <tr><td style="border-top: 3px double black; text-align: right;">+3350</td></tr> </table>	-1518	-3120	0	+3350																							
-1518																												
-3120																												
0																												
+3350																												
-916																												

Habiendo pequeñas diferencias entre los momentos de los diferentes Pórticos, se considerarán los máximos momentos para diseñar los cinco pórticos i obtener de ése modo vigas simétricas.

Momentos de diseño:

Momentos negativo máximo en

los apoyos extremos : $M = - 3800 \text{ Kgm.}$

Momento negativo máximo

en el apoyo central : $M = - 8750 \text{ Kgm.}$

Momento máximo positivo

en el centro del tramo : $M_c = M_o - \frac{M' + M''}{2}$

donde:

$$M_o = 5460 + 2020 + 2510 = +9990 \text{ Kgm}$$

$$M' = \quad \quad \quad = -2090 \text{ ''}$$

$$M'' = \quad \quad \quad = -1126 \text{ ''}$$

luego: $M_c = + 7382 \text{ Kgm}$

Cálculo del refuerzo: Se determina el refuerzo como si fuera viga

rectángular. Al centro: $A_s = \frac{738,200}{1125 \times 0.875 \times 60}$
 $A_s = 12.50 = 7 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8''$

Apoyos extremos : $A_s = \frac{380,000}{1125 \times 0.875 \times 60}$
 $A_s = 6.45 \text{ cm} = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8''$

Apoyo central : $A_s = \frac{875,000}{1125 \times 0.875 \times 60}$
 $A_s = 15.0 \text{ cm}^2 = 8 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8''$

Esfuerzo cortante en el apoyo izquierdo:

Se considera cada tramo

como empotrado en las columnas, y se aplica la siguiente fórmula:

$$V' = P \times (1 - 2k^2 - 3k^3)$$

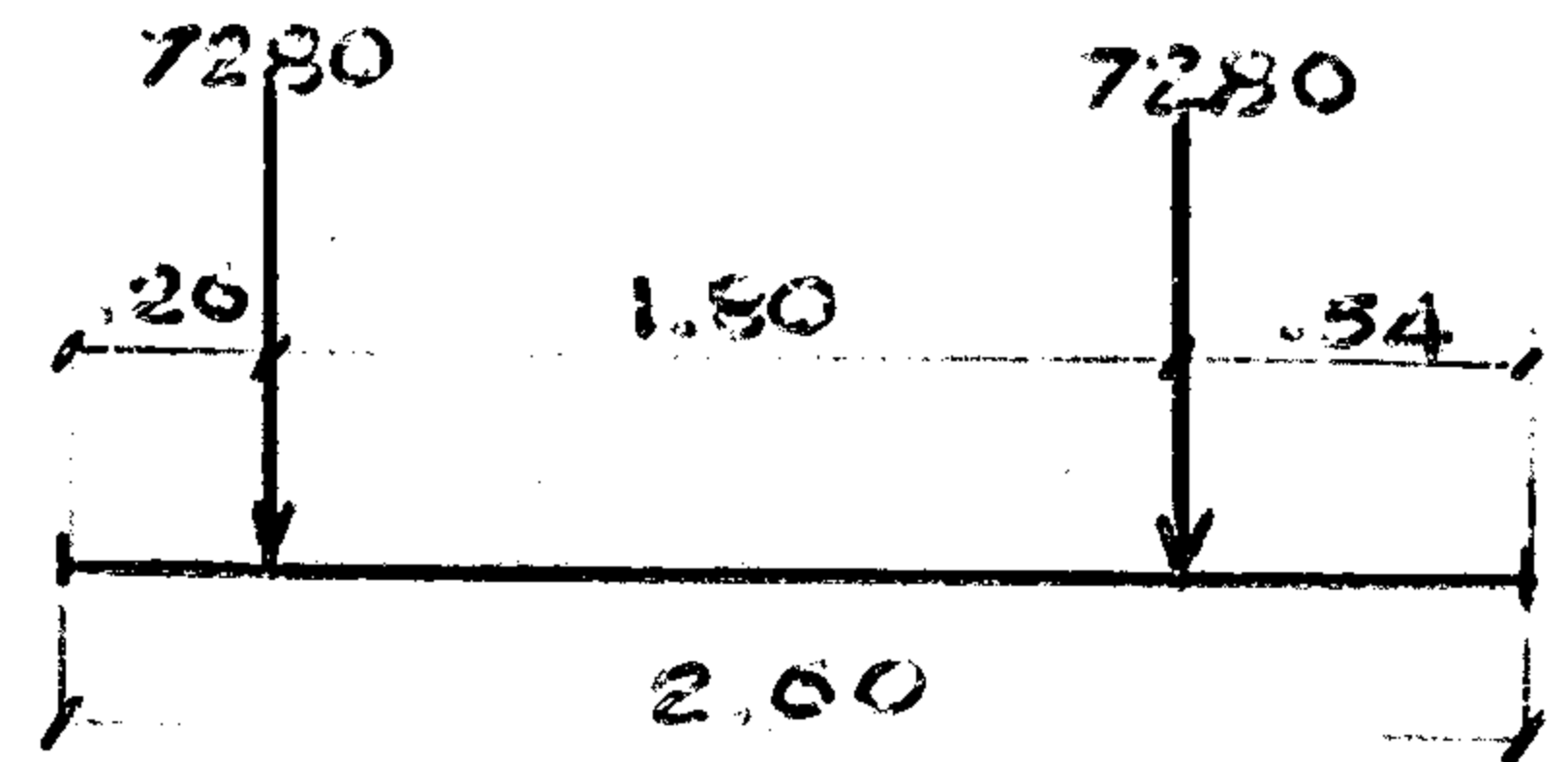
los valores del porcentaje se toman de la tabla dada en el cálculo de la losa. El máximo esfuerzo cortante se obtiene colocando la carga a 0.1 de la luz libre de la viga, porque en este punto K es máximo.

$$V = 7280 \times (0.972 + 0.193) = 8490$$

$$\text{Imp. } 0.37 \times 8490 = 3140$$

$$\text{peso propio } \frac{2240 \times 2.6}{2} = 2910$$

$$\text{Reacción vertical } V = 14540 \text{ Kg.}$$



Esfuerzo cortante en el apoyo derecho:

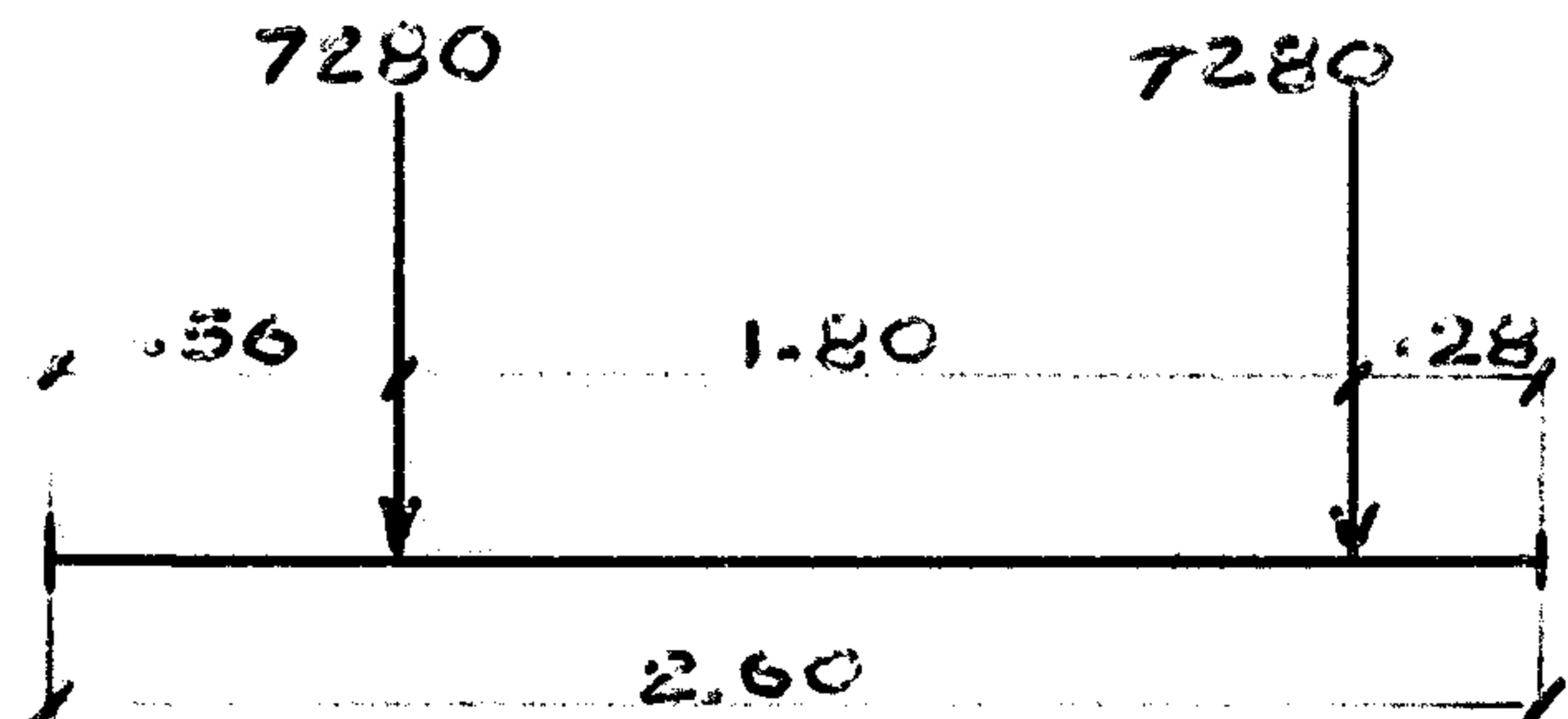
$$V = 7280 \times (0.895 + 0.034)$$

$$V = 6760 \text{ Kg.}$$

$$\text{Ipm} = 2500 \text{ ''}$$

$$\text{p.p} = 2910 \text{ ''}$$

$$V_t = 12170 \text{ Kg.}$$



Diseño de los estribos.

El esfuerzo resistido por el concreto es:

$$V_c = v' \cdot b \cdot d \cdot j$$

$$= 4.2 \times 30 \times 60 \times 0.875$$

$$V_c = 6630 \text{ Kg.}$$

En el apoyo izquierdo el corte es 14,540 Kg.

luego: $14,540 - 6630 = 7,910 \text{ Kg}$ para los estribos.

$$V_e = \frac{7,910}{0.875 \times 30 \times 60}$$

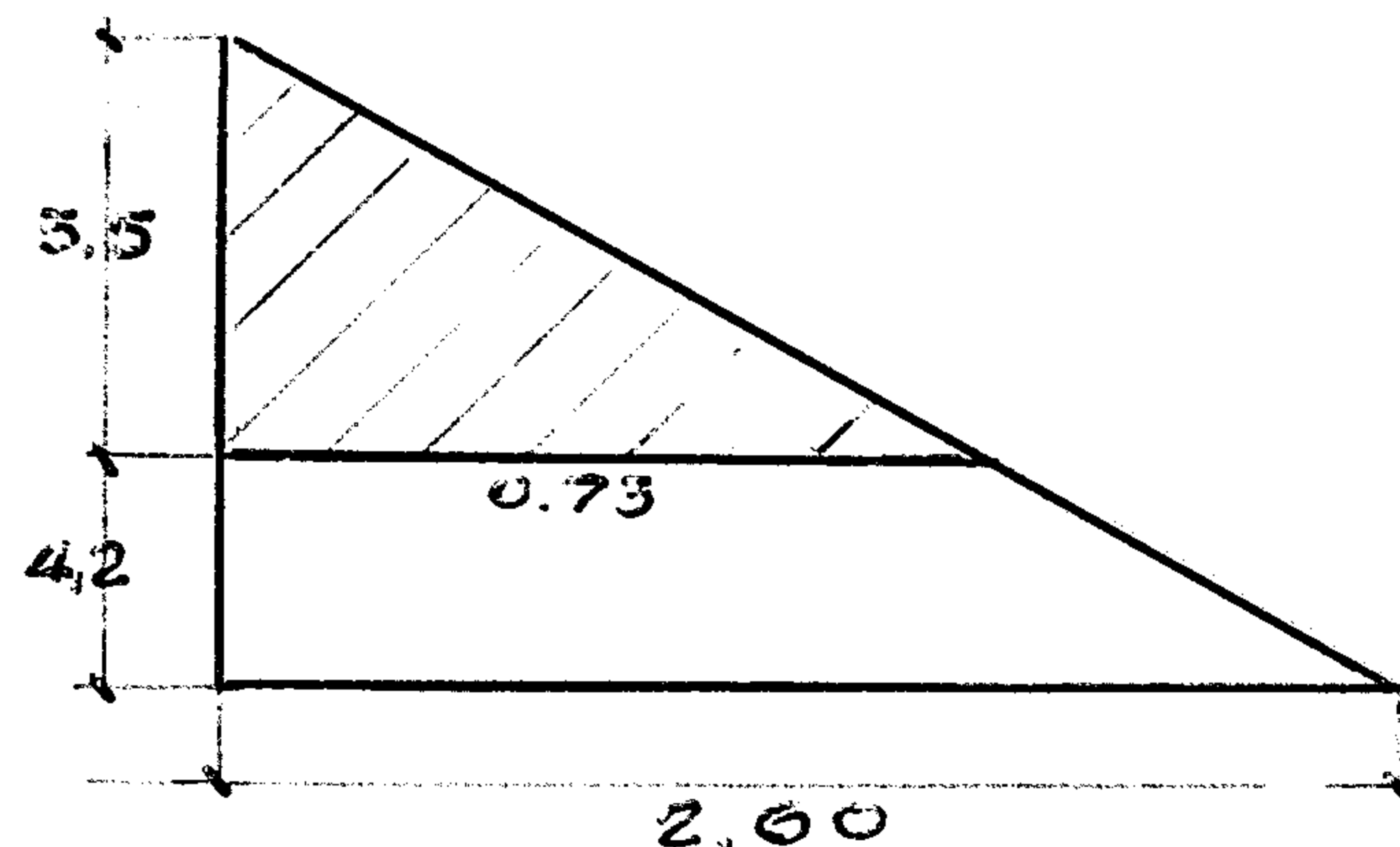
$$V_e = 5.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L = \frac{260}{2} \times \left(\frac{5.5}{9.7} \right)$$

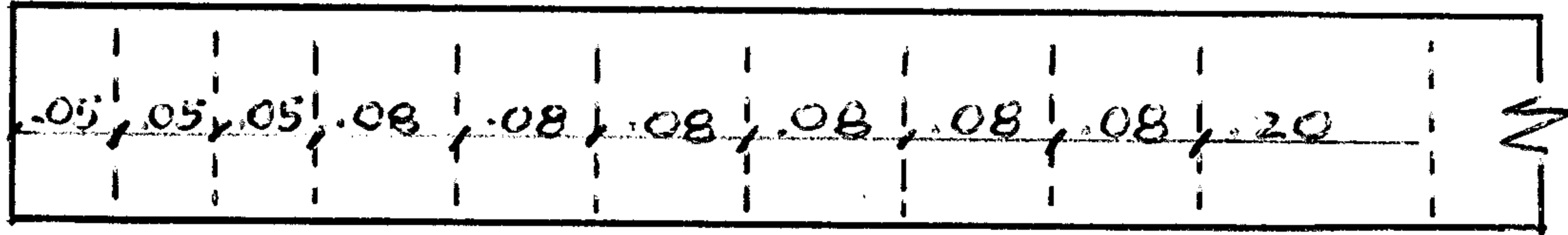
$$L = 73 \text{ cm}$$

Separación:

$$S = \frac{A_v \times f_v}{V \times h} = \frac{1.41 \times 1,000}{5.5 \times 30} = 8.5 \text{ cm}$$



Se colocarán estribos en "U" de 3/8" como se indica en la fmg. La misma distribución se empleará en el apoyo derecho, ya que el esfuerzo cortante es menor que en el extremo.



Adherencia .-

En el apoyo lateral, el esfuerzo cortante de adherencia será igual al corte en la cara de la columna é igual á 14,540 Kg.

$$u = \frac{V}{\Sigma \sigma J d} = \frac{14,540}{0,875 \times 60 \times 24.2}$$

$$u = 11.5 \text{ Kg/cm}^2$$

se empleará barras deformadas con anclaje especial.

Diseño de las columnas.-

Se consideran las cargas de las columnas centrales:

carga	= 10,900 Kg
imp	= 3,760 "
p.p viga	= 3,340 "
p.p vol	= <u>4,275 "</u>

$$R_t = 22,275 \text{ Kg.}$$

El reglamento Americano fija el 1% de la sección como porcentaje mínimo para el refuerzo.

$$A_s = 0.01 \times 40 \times 40 = 16 \text{ cm}^2$$

se emplean 8 \emptyset de 5/8"

Esta columna, calculada por fórmula, puede resistir una carga de 61,750 Kg.

Abrazaderas.- Se emplean abrazaderas de 1/4" cuya separación será

16 veces el diámetro del refuerzo, se toma; 25cm

Diseño de las columnas centrales.-

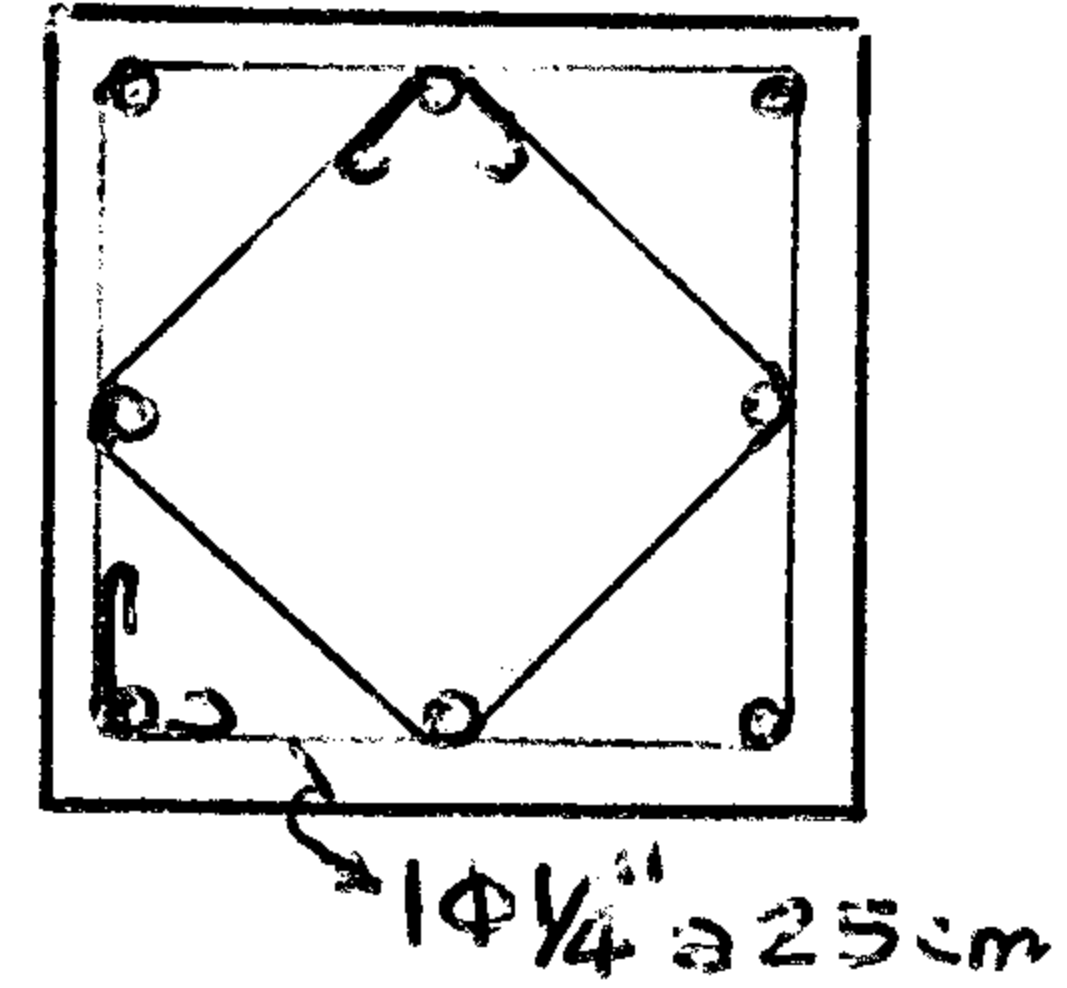
Cargas:

$$\text{sobre carga } \acute{e} \text{ Imp} = 21,460 \text{ Kg.}$$

$$\text{p.p viga i losa} = 6,680 \text{ "}$$

$$\text{dif, momentos} = \underline{761 \text{ "}}$$

$$V_t = 28,901 \text{ Kg.}$$



Pudiendo resistir estas columnas una carga superior, se aplicará el mismo refuerzo que las laterales.

Diseño de las vigas centrales.-

Estas vigas se apoyan directamente en el arco y por consiguiente se han considerado como empotradas. Se aplican los momentos ya estudiados:

$$M = - 6,470 \text{ Kgm}$$

$$M = + 7,770 \text{ ""}$$

Las vigas serán de 40 x 70 cm con 0.004 de refuerzo.

$$A_s = 0.004 \times 40 \times 70 = 10.8 \text{ cm}^2$$

Se emplean 5 \emptyset de 5/8" para el positivo y 5/8" para el negativo

Adherencia:

$$V = 14,540 \text{ Kg}$$

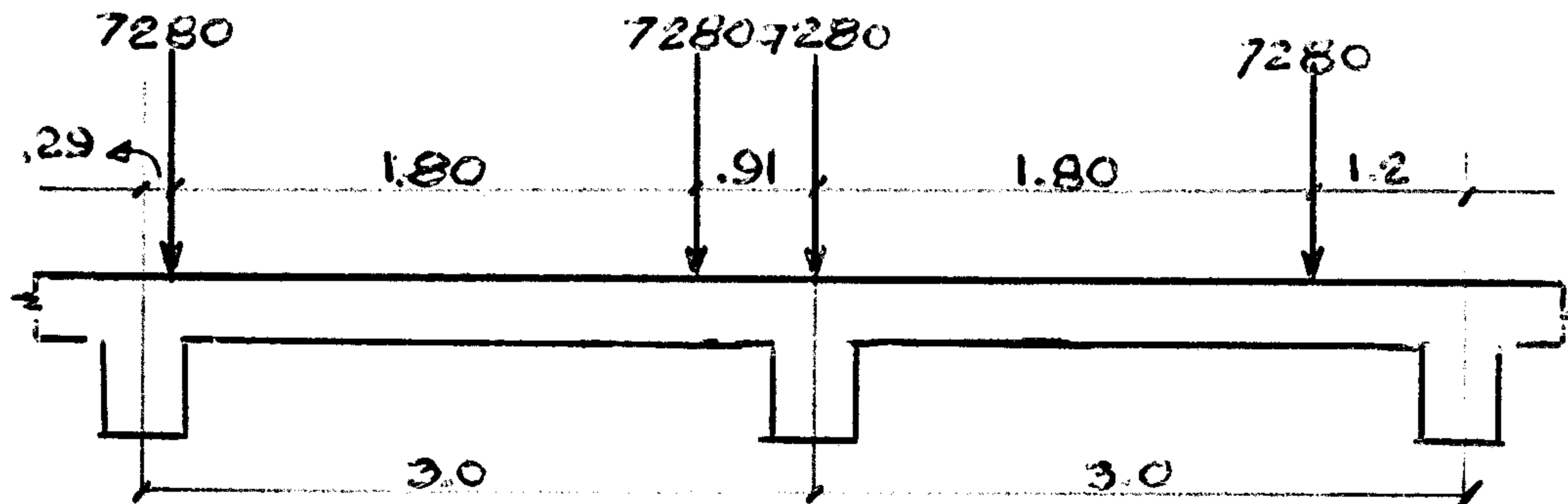
$$u = \frac{14,540}{25 \times 0.875 \times 60}$$

$$u = 11.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Se emplean barras deformadas con anclaje especial.

VIGAS LONGITUDINALES.-

Se calcula primero la viga central que es la más cargada, como se indica en la fig:



Reacción máxima en la viga central:

$$R = \frac{7280 \times (3 + 1.2 + 2.09 + 0.29)}{3}$$

$$R = 7280 \times 2.193$$

$$R = 16,000 \text{ Kg. (ruedas porteriores)}$$

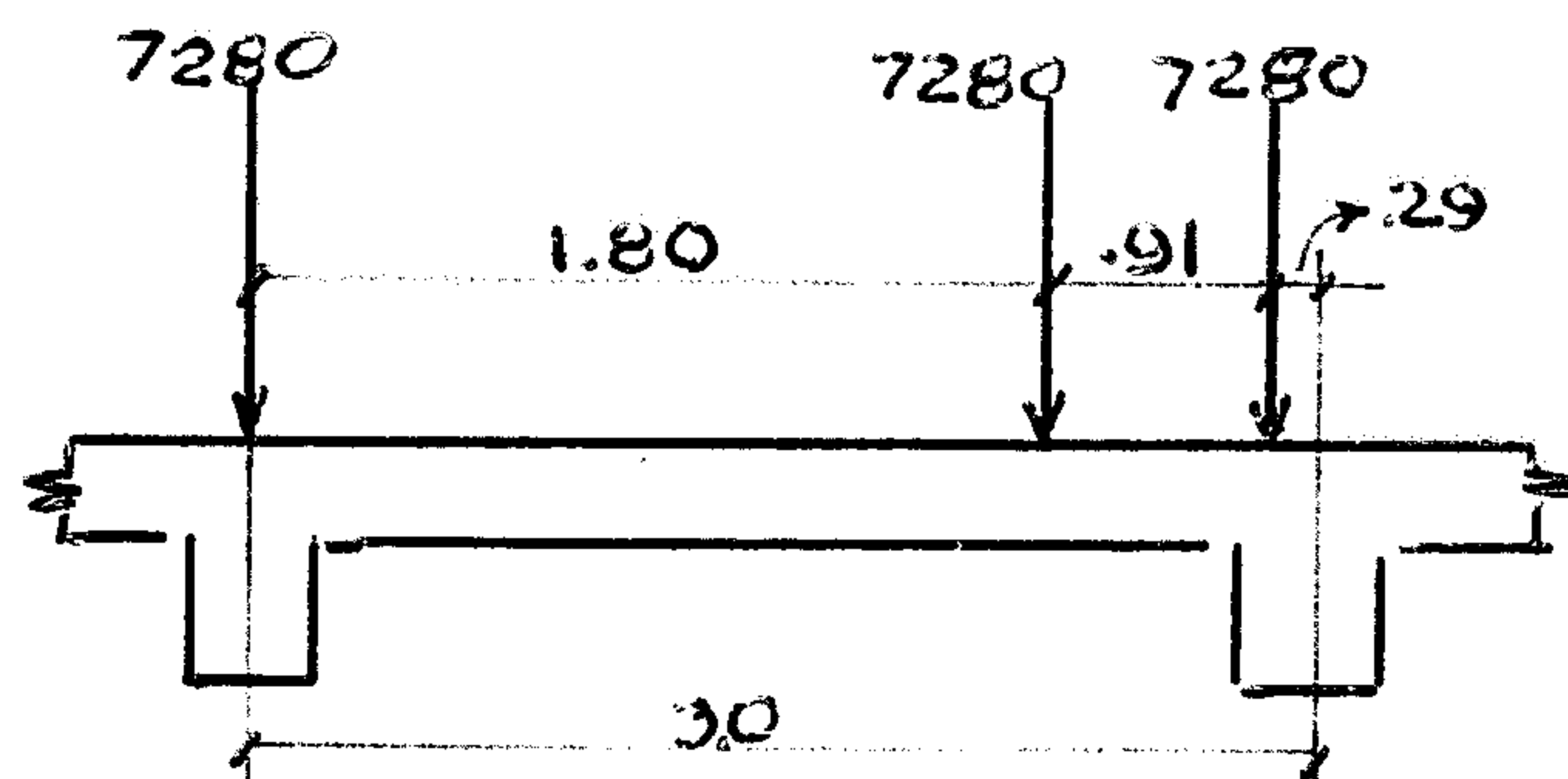
$$R' = 1,820 \times 2.193$$

$$R' = 4,000 \text{ Kg. (ruedas delanteras)}$$

Reacción máxima en las vigas laterales:

Se coloca la carga

más pesada al centro de la viga:



$$R = \frac{7280 \times (3 + 1.2 + 0.29)}{3}$$

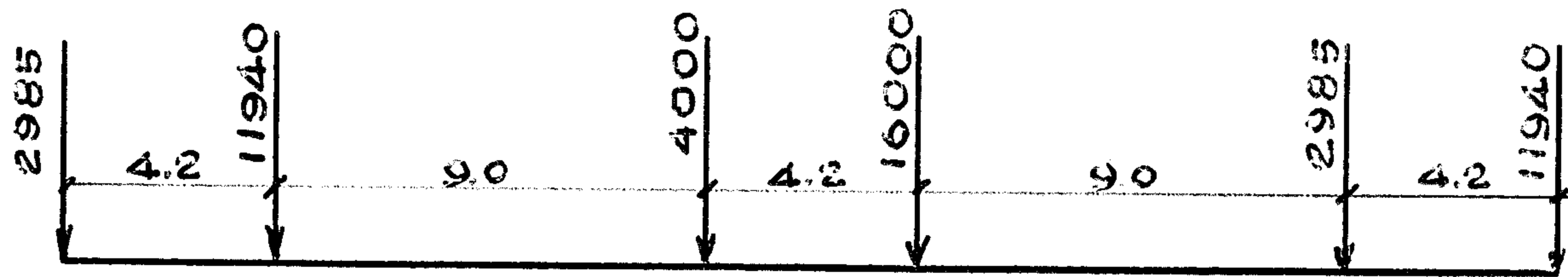
$$R = 7280 \times 1.496$$

$$R = 10,900 \text{ Kg. (rueda posterior)}$$

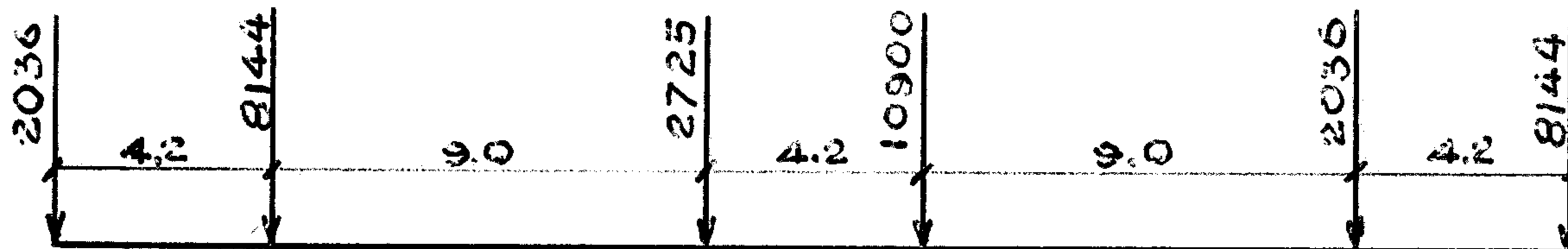
$$R' = 1,820 \times 1.496$$

$$R' = 2,725 \text{ Kg, (rueda delantera)}$$

Posición de las cargas para la viga central:

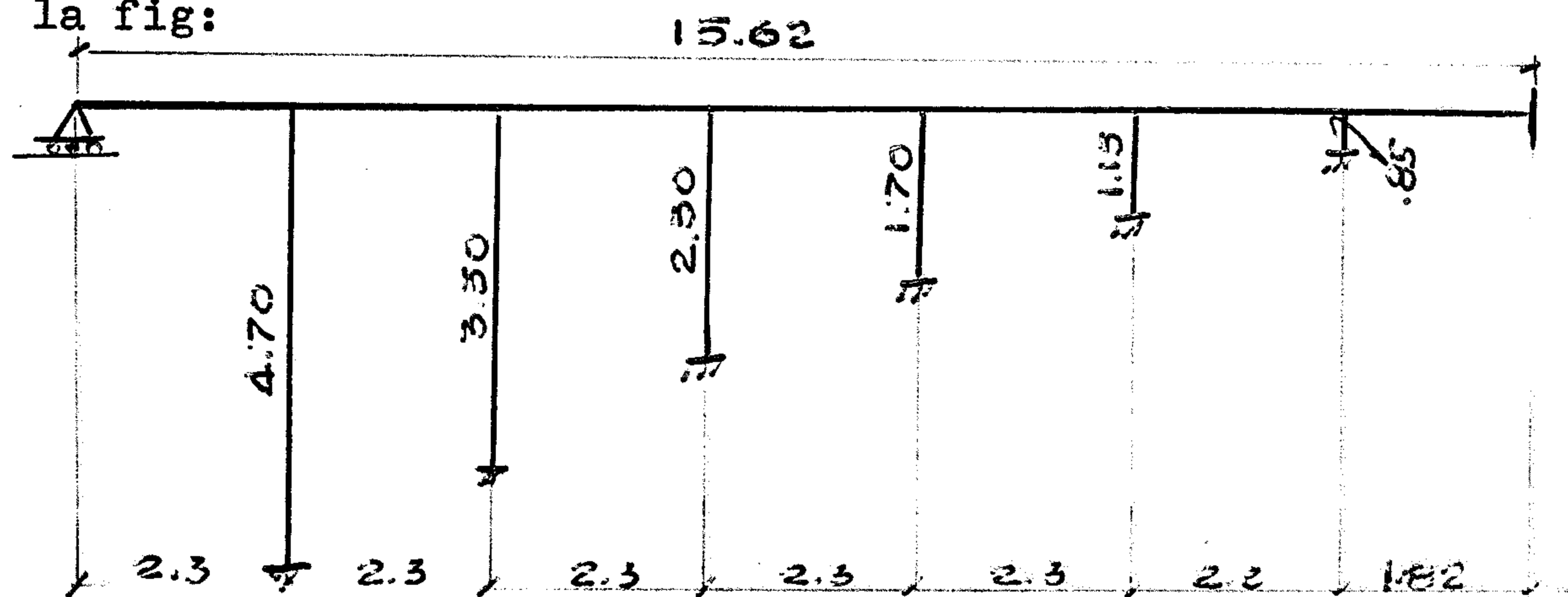


Posición de las cargas para la viga lateral:



Luces del Pórtico.-

La sección del puente en la cual se vá a emplear éste pórtico tiene una luz de 15.60 mts. la misma que está dividida en 6 tramos de 2.3 mts cada uno como se indica en la fig:



Viga longitudinal central .-

Para el momento máximo en los empotramientos, se coloca la carga más pesada á 1/3 de la luz ó sea 0.77m.

$$M_d = - 0.147 \times 2.3 \times 16,000$$

$$M_d = - 5,410 \text{ Kgm}$$

$$\text{Imp} = - 2,000 \text{ ''}$$

$$\text{Mto en d: } M_t = - 7,410 \text{ Kgm.}$$

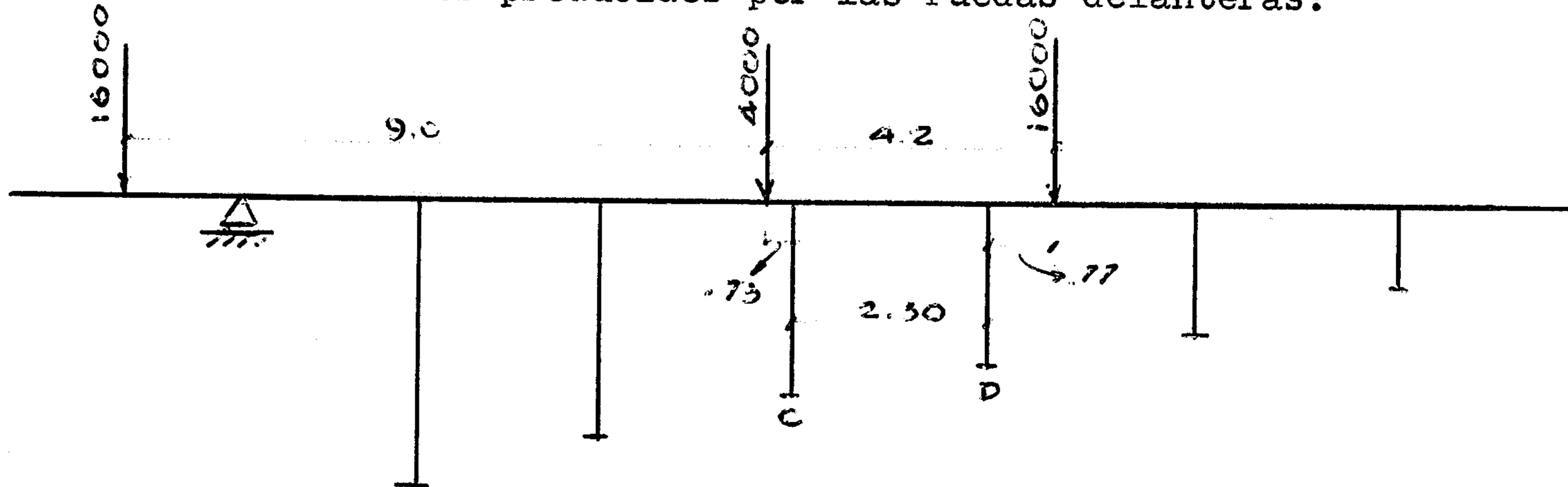
$$M_e = - 0.079 \times 16,000 \times 2.3$$

$$M_e = - 2,540 \text{ Kgm}$$

$$\text{Imp.} = - 940 \text{ Kgm}$$

$$\text{Mto en e: } M_t = - 3,480 \text{ Kgm.}$$

Momentos producidos por las ruedas delanteras:



Las ruedas delanteras se encuentran en el tramo b-c, como se indica en la figura:

$$M_c = - 0.145 \times 4,000 \times 2.3 \quad K = 0.366$$

$$M_c = - 1,335 \text{ Kgm}$$

$$\text{Imp.} = - 492 \text{ ""}$$

$$\text{Mto en c: } = - 1,827 \text{ Kgm.}$$

$$M_b = - 0.066 \times 4,000 \times 2.3 \quad K = 0.69$$

$$M_b = - 617 \text{ Kgm}$$

$$\text{Imp.} = - 228 \text{ ""}$$

$$\text{Mto en b} = - 845 \text{ Kgm.}$$

Momento máximo en el centro.-

Se coloca la carga más pesada en el

centro del tramo:

$$M' = M'' = 0.125 \times 16,000 \times 2.3 \quad K = 0.5$$

$$M = 4,600 \text{ Kgm}$$

$$\text{Imp.} = 1,700 \text{ ""}$$

$$\text{p.p viga} = 1,700 \text{ ""}$$

$$M_t = 8,000 \text{ Kgm}$$

Momento que corresponde a la carga de 4,000kg. actúa a 0.75 del apoyo.

$$M = - 0.145 \times 4,000 \times 2.3 \quad K = 0.326$$

$$M = - 1,334 \text{ Kgm}$$

$$\text{Imp.} = - 474 \text{ ''}$$

$$\text{p.p } M = - 1,700 \text{ ''}$$

$$M_t = - 3,508$$

Momento de 4,000 kg en el otro extremo ó sea 1.55m

$$M = 0.079 \times 4,000 \times 2.3$$

$$M = 727 \text{ Kgm}$$

$$\text{Imp.} = 251 \text{ ''}$$

$$\text{p.p } M = 1700 \text{ ''}$$

$$M_t = 2,678 \text{ Kgm}$$

Momento máximo considerando la viga simplemente apoyada

$$M = - \frac{16,000 \times 2.3}{4}$$

$$M = - 9,200 \text{ Kgm}$$

$$\text{Imp.} = - 3,400 \text{ ''}$$

$$\text{p.p } M = - 2,546 \text{ ''}$$

$$M_t = -15,146 \text{ Kgm}$$

Altura de la viga. Se considera por seguridad, el momento máximo:

$$d = \sqrt{\frac{15,146 \times 100}{12.25 \times 40 \times 0.875}}$$

$$d = 60 \text{ cm}$$

Se dará una altura de 85 cm correspondiendo 77.5 cm útil.

$$\text{Corte: } v = \frac{16,000}{77.5 \times 40 \times 0.875}$$

$$v = 6 \text{ kg/cm}^2$$

Dimensiones de la viga : .40 x 85 cm

Calculo, del momento y peso propio de la viga:

Cargas:

$$\begin{aligned} \text{p.p por metro lineal de viga} &= 850 \text{ Kg.} \\ \text{peso pavimento} &= 3,000 \text{ "} \\ W_t &= 3,850 \text{ Kg.} \\ \text{Momento} &= \frac{3,850 \times 2.3^2}{12} \\ M &= 1,700 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Momento del peso propio

considerando simple apoyo.

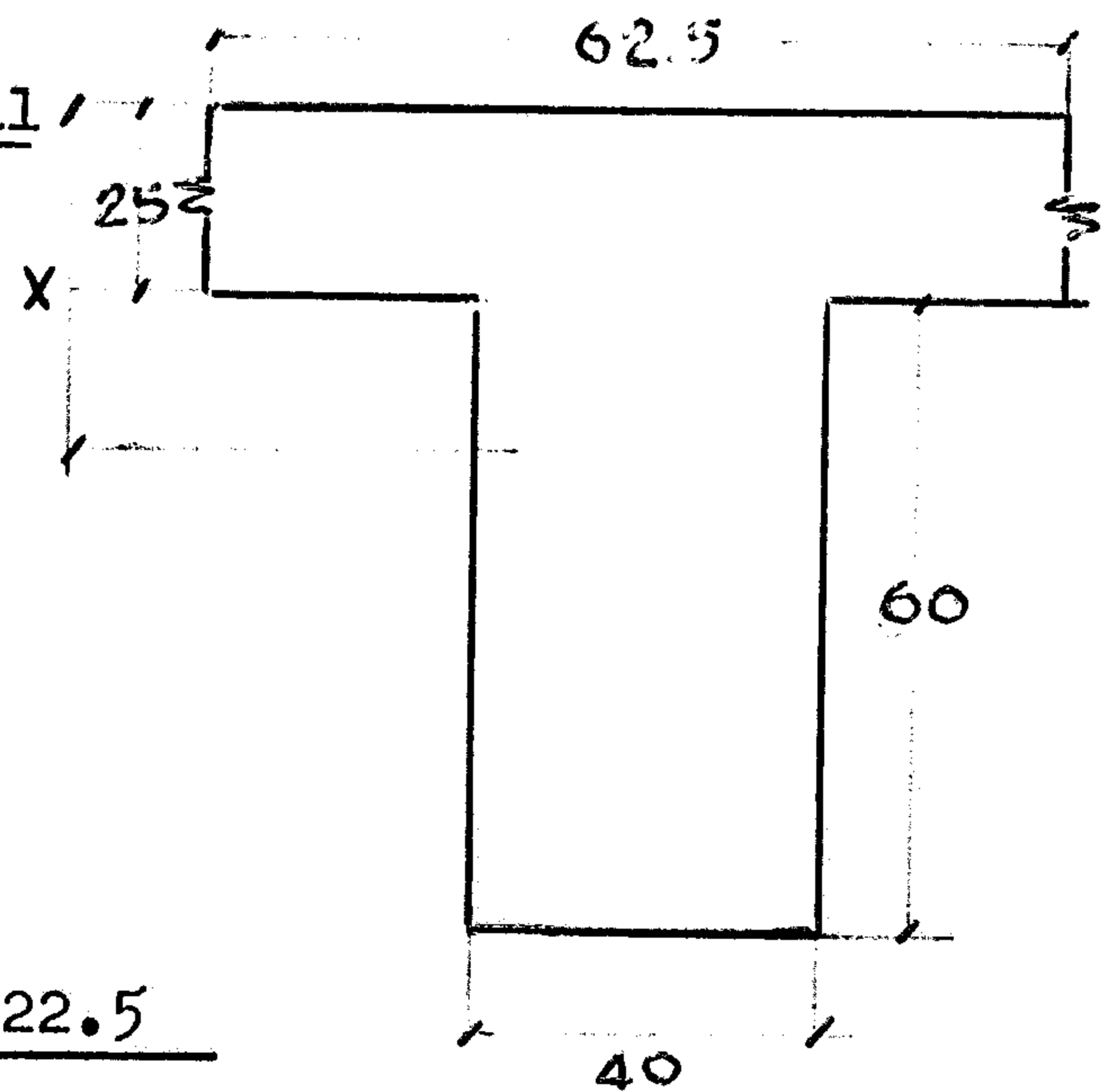
$$M = \frac{3,850 \times 2.3}{8}$$

$$M = 2,546 \text{ Kgm}$$

La viga calculada y de acuerdo al Reglamento Americano, será " T ".

Rectificación del Pórtico central
por el Método HARDY CROSS.

Cálculo de los momentos de inercia de las vigas y columnas.



$$X = \frac{85 \times 40 \times 42.5 + 25 \times 7.5 \times 22.5}{85 \times 40 + 25 \times 22.5}$$

$$X = 29.4 \text{ cm}$$

Momento de Inercia:

$$I_v = \frac{40 \times 85^3}{12} + 40 \times 85 \times 13.1^2 + \frac{22.5 \times 25^3}{12} + 22.5 \times 25 \times 6.9^2$$

$$I_v = 2'686,400 \text{ cm}^4$$

$$I_c = 213,340 \text{ cm}^4$$

Rigideces

$$\text{viga} = \frac{2'686,400}{230} = 11,680 \text{ cm}^3$$

Como la primera viga se encuentra apoyada en el extremo del puente, según el reglamento se tomará los 3/4 del valor.

$$\text{viga A'B'} = 11,680 \times \frac{3}{4} = 8,750 \text{ cm}^3$$

las demás vigas tendrán $= 11,680 \text{ cm}^3$ por tener la misma luz

Rigideces de las columnas:

$$B'N' = \frac{213,340}{470} = 454 \text{ cm}^3 ; \quad C'M' = \frac{213,340}{350} = 610 \text{ cm}^3$$

$$D'K' = \frac{213,340}{250} = 853 \text{ cm}^3 ; \quad E'S' = \frac{213,340}{170} = 1,254 \text{ cm}^3$$

$$F'R' = \frac{213,340}{115} = 1,854 \text{ cm}^3 ; \quad G'X' = \frac{213,340}{85} = 2,510 \text{ cm}^3$$

Factores de distribución

Nudo B':

$$\text{viga B'A'} = \frac{8750}{20884} = 0.419$$

$$\text{Viga B'C'} = \frac{11,680}{20,884} = 0.559 ; \quad \text{columna B'N'} = \frac{454}{20,884} = 0.022$$

Nudo C':

$$\text{viga C'D' i C'B'} = \frac{11,680}{23,970} = 0.487$$

$$\text{columna C' M'} = \frac{610}{23,970} = 0.026$$

Nudo D':

$$\text{viga D'C' i D'E'} = \frac{11,680}{24,214} = 0.4825$$

$$\text{columna D' K'} = \frac{854}{24,214} = 0.035$$

Nudo E':

$$\text{viga E'F' i E'D'} = \frac{11,680}{24,614} = 0.4746$$

$$\text{columna E'S'} = \frac{1,254}{24,614} = 0.0508$$

Nudo F':

$$\text{viga F'G' i F'E'} = \frac{11,680}{25,214} = 0.463$$

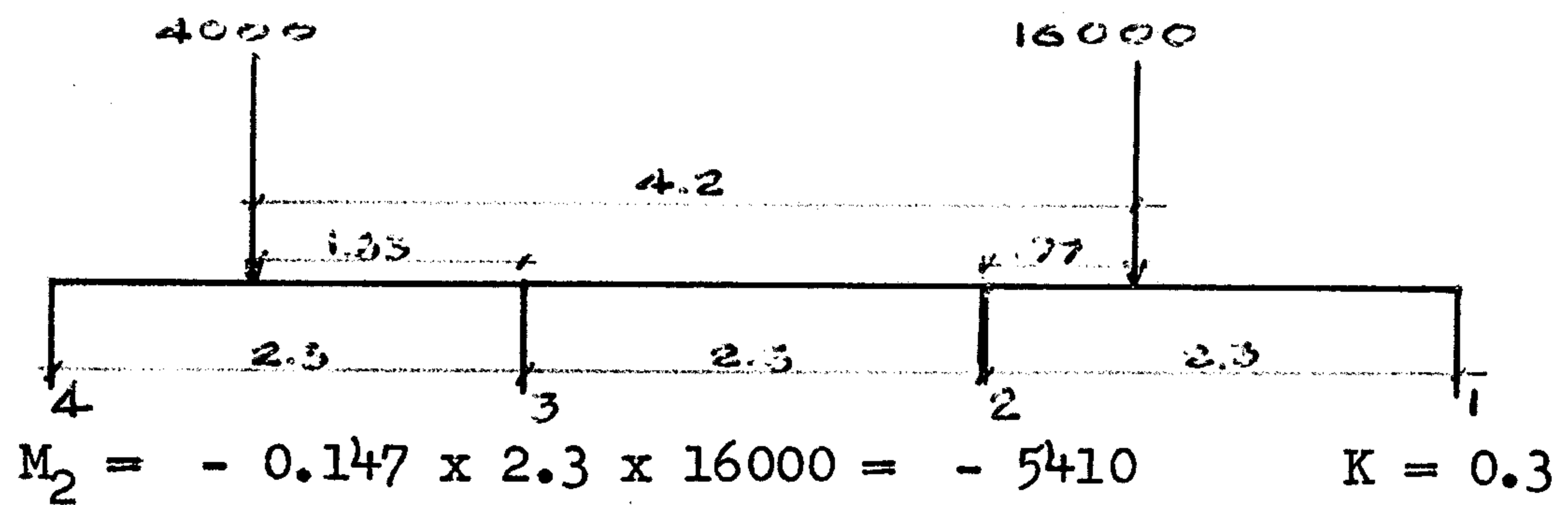
$$\text{Columna } F'R' = \frac{1,854}{25,214} = 0.074$$

Nudo G' :

$$\begin{aligned} \text{viga } G'H' &= \frac{14,900}{29,090} = 0.513 \\ \text{viga } G'F' &= \frac{11,680}{29,090} = 0.401 \\ \text{columna } G'T' &= \frac{2,510}{29,090} = 0.086 \end{aligned}$$

Momentos de empotramiento en el pórtico longitudinal central. La sobrecarga se colocará en diferentes posiciones con la finalidad de obtener el máximo momento.

1er. CASO



$$M_2 = -0.147 \times 2.3 \times 16000 = -5410 \quad K = 0.3$$

$$\text{Imp.: } 0.37 \times 5410 = -2000$$

$$M \text{ p.p.} = -1700$$

$$M_{T-2} = -9110 \text{ Kgm.}$$

$$M_1 = 0.0063 \times 2.3 \times 16000 = -2320$$

$$\text{Imp.: } 0.37 \times 2320 = -858$$

$$M \text{ p.p.} = -17000$$

$$M_{T-1} = -4878 \text{ Kgm}$$

$$M_3 = 0.127 \times 2.3 \times 4000 = -1168$$

$$\text{Imp.: } 0.37 \times 1168 = -434$$

$$M \text{ p.p.} = -1700$$

$$M_{T-3} = -3292 \text{ Kgm}$$

$$M_4 = 0.122 \times 2.3 \times 4000 = - 1120$$

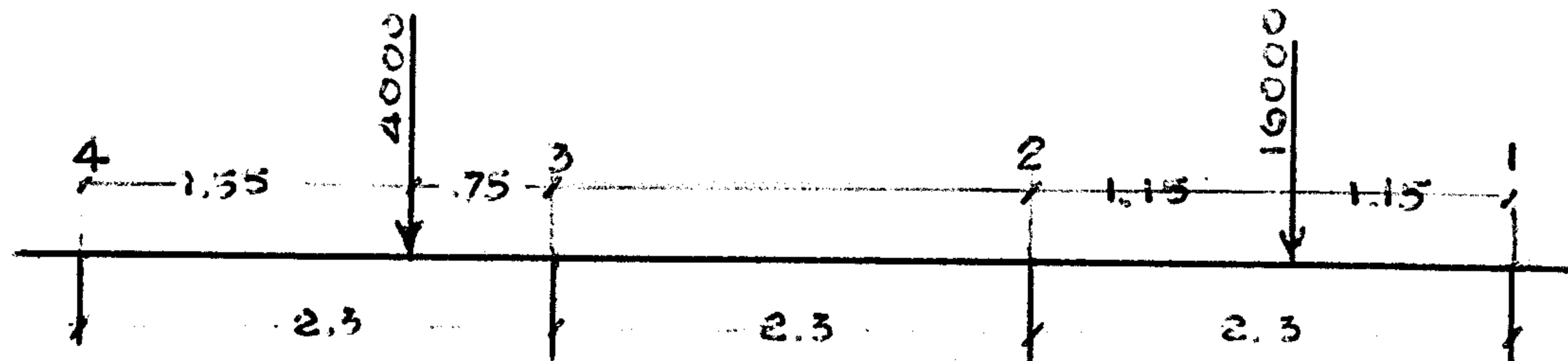
$$\text{Imp.} : 0.37 \times 1120 = - 415$$

$$\text{M p.p.} = \underline{- 1700}$$

$$M_{T-4} = - 3235 \text{ Kgm.}$$

2do. CASO

Momento considerando la carga el centro del tramo



$$M_1 = M_2 = 0.125 \times 2.3 \times 16000 = 4600 \quad K = 0.5$$

$$\text{Imp.} : 0.37 \times 4600 = 1700$$

$$\text{M p.p.} = \underline{1700}$$

$$M_{T-1-2} = 8000 \text{ Kgm.}$$

$$M_3 = 0.1455 \times 2.3 \times 4000 = - 1340$$

$$\text{Imp.} : 0.37 \times 1340 = - 495$$

$$\text{M p.p.} = \underline{- 1700}$$

$$M_{T-3} = - 3535 \text{ Kgm.}$$

$$M_4 = 0.071 \times 2.3 \times 4000 = - 654 \text{ Kgm.}$$

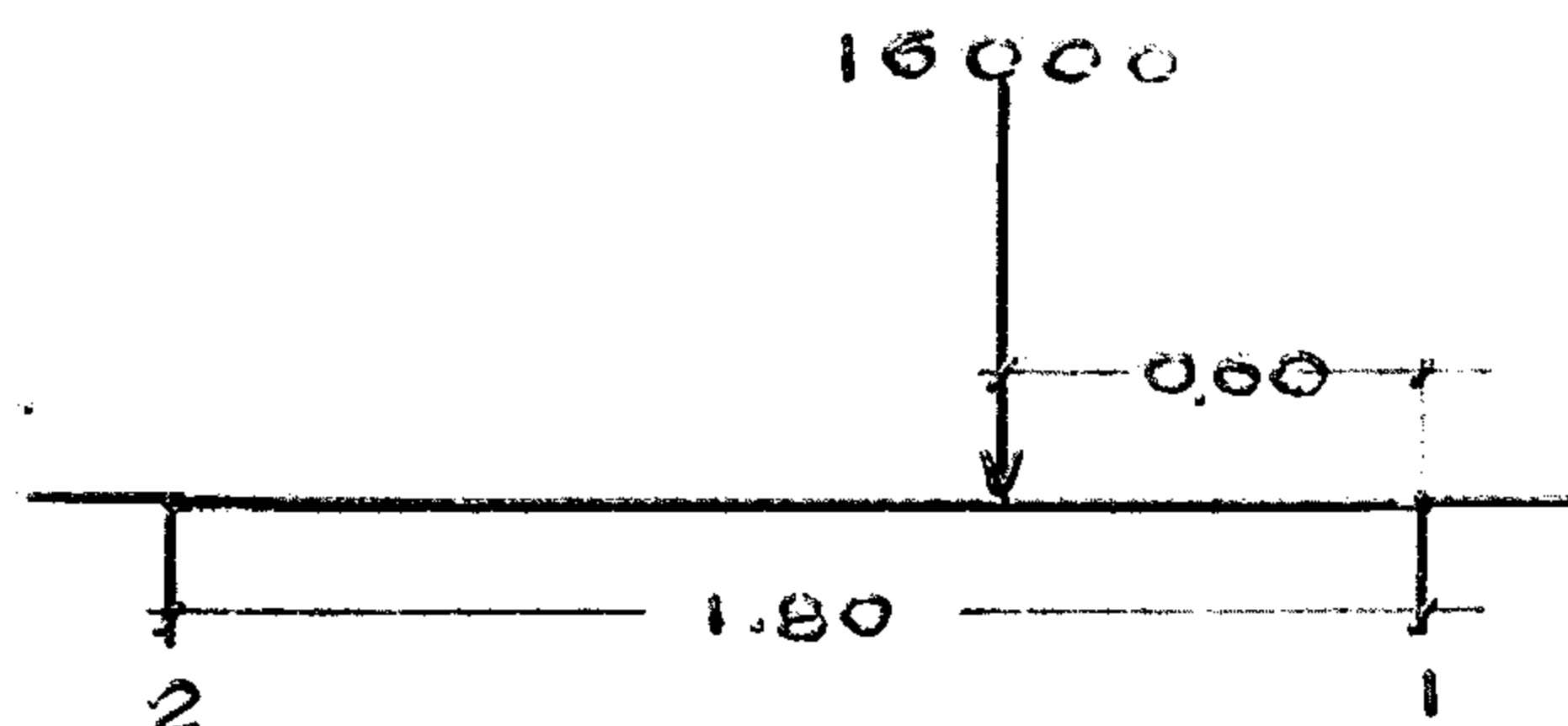
$$\text{Imp.} : 0.37 \times 654 = - 242$$

$$\text{M p.p.} = \underline{- 1700}$$

$$M_{T-4} = - 2596 \text{ Kgm.}$$

3er. CASO.-

Los momentos en el tramo G'H', son diferentes a los calculados por tener una luz de 1.80 mts.



$$M_1 = 0.147 \times 1.8 \times 16000 = - 4230 \text{ Kgm} \quad K= 0.3$$

$$\text{Imp.: } 0.37 \times 4230 = - 1570$$

$$M \text{ p.p.} = - 1040$$

$$M_{T-1} = - 6840 \text{ Kgm.}$$

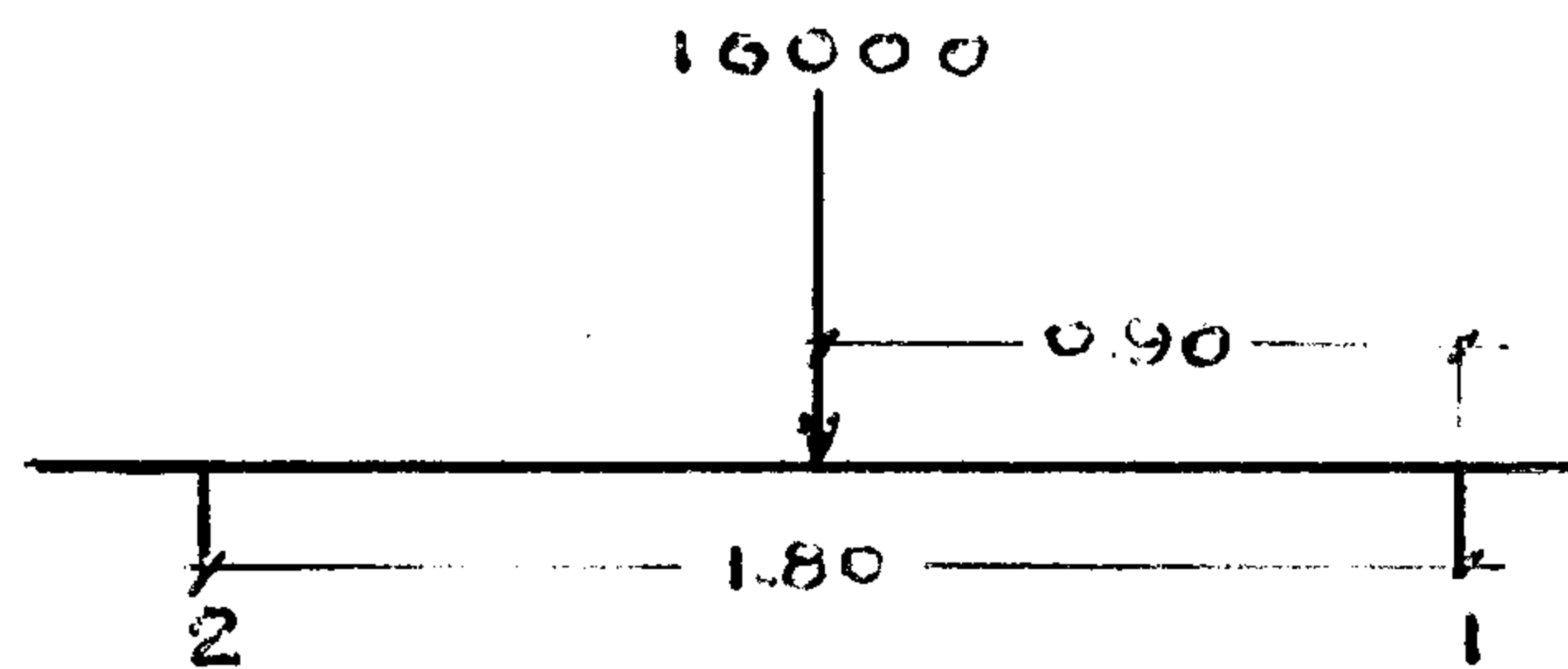
$$M_2 = 0.063 \times 1.8 \times 16000 = - 1810$$

$$\text{Imp.: } 0.37 \times 1810 = - 670$$

$$M \text{ p.p.} = - 1040$$

$$M_{T-2} = - 3520 \text{ Kgm.}$$

Momento al centro.-



$$M_1 = M_2 = 0.125 \times 1.8 \times 16000 = - 3620$$

$$\text{Imp.: } 0.37 \times 3620 = - 1300$$

$$M \text{ p.p.} = - 1040$$

$$M_{T-1-2} = - 5960 \text{ Kgm.}$$

4to. CASO.-

Momento del peso propio

$$W_T = 3850 \text{ Kg/m.}$$

$$M_1 = \frac{3850 \times 2.3^2}{12} = 1700 \text{ Kgm.}$$

$$M_2 = \frac{3850 \times 1.8^2}{12} = 1040 \text{ Kgm.}$$

$$M_3 = \frac{3850 \times 2.3^2}{8} = 2550 \text{ Kgm.}$$

— Nº 5 —

MOMENTO MAXIMO NEGATIVO EN D' C'

	.419 - .559	.487	.4746	.463	.401 - .513
	B'	C'	D'	E	F'
-1700	+1700	+1700	+1700	+1700	+1700
+1700	+ 850	+2550	-1700	-1700	-1700
0	- 356	- 475	- 4878	- 132	- 1040
	+ 774	+ 774	- 1788	+ 61	+ 61
	- 324	- 443	+ 987	+ 848	+ 848
	+ 493	+ 493	- 187	+ 424	+ 424
	- 206	- 276	+ 196	- 196	- 196
	+1654	-1617	+3977	-4122	+1989
	+1700	+1548	+1700	-1700	+1700
	- 238	- 1788	- 374	+ 848	+ 61
	+ 987	+ 987	+ 774	- 1788	+ 1700
	- 216	- 187	- 374	+ 848	+ 1700
	+ 196	+ 196	+ 493	+ 424	+ 424
	+3977	-4122	+5985	-5668	+1989
	+9110	-1700	+9110	-1700	+1700
	-3575	-3575	-3575	-3575	-264
	+ 774	- 374	+ 774	- 374	- 1040
	- 374	+ 374	- 374	+ 374	- 264
	+ 493	+ 424	+ 493	+ 424	+ 1700
	- 443	- 443	- 443	- 443	- 264
	+5985	-5668	+5985	-5668	+1436
	+1700	-1700	+1700	-1700	+1436
	- 1788	+ 848	- 1788	+ 848	- 1379
	+ 848	+ 848	+ 848	+ 848	- 1379
	- 187	+ 89	- 187	+ 89	- 1379
	+ 89	+ 89	+ 89	+ 89	- 1379
	+ 660	- 941	+ 660	- 941	+ 1040
	+1700	-1700	+1700	-1700	+1040
	- 1788	+ 848	- 1788	+ 848	- 1379
	+ 848	+ 848	+ 848	+ 848	- 1379
	- 187	+ 89	- 187	+ 89	- 1379
	+ 89	+ 89	+ 89	+ 89	- 1379
	+ 660	- 941	+ 660	- 941	+ 1040
	+1700	-1700	+1700	-1700	+1040
	- 1788	+ 848	- 1788	+ 848	- 1379
	+ 848	+ 848	+ 848	+ 848	- 1379
	- 187	+ 89	- 187	+ 89	- 1379
	+ 89	+ 89	+ 89	+ 89	- 1379
	+ 660	- 941	+ 660	- 941	+ 1040
	+1700	-1700	+1700	-1700	+1040
	- 1788	+ 848	- 1788	+ 848	- 1379
	+ 848	+ 848	+ 848	+ 848	- 1379
	- 187	+ 89	- 187	+ 89	- 1379
	+ 89	+ 89	+ 89	+ 89	- 1379
	+ 660	- 941	+ 660	- 941	+ 1040
	+1700	-1700	+1700	-1700	+1040
	- 1788	+ 848	- 1788	+ 848	- 1379
	+ 848	+ 848	+ 848	+ 848	- 1379
	- 187	+ 89	- 187	+ 89	- 1379
	+ 89	+ 89	+ 89	+ 89	- 1379
	+ 660	- 941	+ 660	- 941	+ 1040
	+1700	-1700	+1700	-1700	+1040
	- 1788	+ 848	- 1788	+ 848	- 1379
	+ 848	+ 848	+ 848	+ 848	- 1379
	- 187	+ 89	- 187	+ 89	- 1379
	+ 89	+ 89	+ 89	+ 89	- 1379
	+ 660	- 941	+ 660	- 941	+ 1040
	+1700	-1700	+1700	-1700	+1040
	- 1788	+ 848	- 1788	+ 848	- 1379
	+ 848	+ 848	+ 848	+ 848	- 1379
	- 187	+ 89	- 187	+ 89	- 1379
	+ 89	+ 89	+ 89	+ 89	- 1379
	+ 660	- 941	+ 660	- 941	+ 1040
	+1700	-1700	+1700	-1700	+1040
	- 1788	+ 848	- 1788	+ 848	- 1379
	+ 848	+ 848	+ 848	+ 848	- 1379
	- 187	+ 89	- 187	+ 89	- 1379
	+ 89	+ 89	+ 89	+ 89	- 1379
	+ 660	- 941	+ 660	- 941	+ 1040
	+1700	-1700	+1700	-1700	+1040
	- 1788	+ 848	- 1788	+ 848	- 1379
	+ 848	+ 848	+ 848	+ 848	- 1379
	- 187	+ 89	- 187	+ 89	- 1379
	+ 89	+ 89	+ 89	+ 89	- 1379
	+ 660	- 941	+ 660	- 941	+ 1040
	+1700	-1700	+1700	-1700	+1040
	- 1788	+ 848	- 1788	+ 848	- 1379
	+ 848	+ 848	+ 848	+ 848	- 1379
	- 187	+ 89	- 187	+ 89	- 1379
	+ 89	+ 89	+ 89	+ 89	- 1379
	+ 660	- 941	+ 660	- 941	+ 1040
	+1700	-1700	+1700	-1700	+1040
	- 1788	+ 848	- 1788	+ 848	- 1379
	+ 848	+ 848	+ 848	+ 848	- 1379
	- 187	+ 89	- 187	+ 89	- 1379
	+ 89	+ 89	+ 89	+ 89	- 1379
	+ 660	- 941	+ 660	- 941	+ 1040
	+1700	-1700	+1700	-1700	+1040
	- 1788	+ 848	- 1788	+ 848	- 1379
	+ 848	+ 848	+ 848	+ 848	- 1379
	- 187	+ 89	- 187	+ 89	- 1379
	+ 89	+ 89	+ 89	+ 89	- 1379
	+ 660	- 941	+ 660	- 941	+ 1040
	+1700	-1700	+1700	-1700	+1040
	- 1788	+ 848	- 1788	+ 848	- 1379
	+ 848	+ 848	+ 848	+ 848	- 1379
	- 187	+ 89	- 187	+ 89	- 1379
	+ 89	+ 89	+ 89	+ 89	- 1379
	+ 660	- 941	+ 660	- 941	+ 1040
	+1700	-1700	+1700	-1700	+1040
	- 1788	+ 848	- 1788	+ 848	- 1379
	+ 848	+ 848	+ 848	+ 848	- 1379
	- 187	+ 89	- 187	+ 89	- 1379
	+ 89	+ 89	+ 89	+ 89	- 1379
	+ 660	- 941	+ 660	- 941	+ 1040
	+1700	-1700	+1700	-1700	+1040
	- 1788	+ 848	- 1788	+ 848	- 1379
	+ 848	+ 848	+ 848	+ 848	- 1379
	- 187	+ 89	- 187	+ 89	- 1379
	+ 89	+ 89	+ 89	+ 89	- 1379
	+ 660	- 941	+ 660	- 941	+ 1040
	+1700	-1700	+1700	-1700	+1040
	- 1788	+ 848	- 1788	+ 848	- 1379
	+ 848	+ 848	+ 848	+ 848	- 1379
	- 187	+ 89	- 187	+ 89	- 1379
	+ 89	+ 89	+ 89	+ 89	- 1379
	+ 660	- 941	+ 660	- 941	+ 1040
	+1700	-1700	+1700	-1700	+1040
	- 1788	+ 848	- 1788	+ 848	- 1379
	+ 848	+ 848	+ 848	+ 848	- 1379
	- 187	+ 89	- 187	+ 89	- 1379
	+ 89	+ 89	+ 89	+ 89	- 1379
	+ 660	- 941	+ 660	- 941	+ 1040
	+1700				

— Nº 11 —

MOMENTO MAXIMO NEGATIVO EN E' F'

B'		C'		D'		E'		F'		G'	
419 - 559		.487		.4825		.4746		.463		.401 - 513	
.022		.020		.035		.0508		.074		.086	
+1700	+850	+1700	-1700	+1700	-1700	+1700	-4878	+9110	-1700	+1700	-1040
+2550	-475					+1509	+1509	-3420	-3420	-264	-339
-356	-475										
<u>+2194 - 2175</u>		<u>+1578 - 1584</u>		<u>+1336 - 1310</u>		<u>+3209 - 3369</u>		<u>+6156 - 5540</u>		<u>+499 - 606</u>	
N'		M		K'		S'		R'		T'	
.06		.06		.06		.08		.08		.045	

— Nº 12 —

MOMENTO MAXIMO POSITIVO EN E' F'

B'		C'		D'		E'		F'		G'	
419 - 559		.487		.4825		.4746		.463		.401 - 513	
.022		.020		.035		.0508		.074		.086	
+1700	+850	+1700	-1700	+1700	-1700	+1700	-8000	+8000	-1700	+1700	-1040
+2550	-475					+2990	+2990	-2920	-2920	-264	-339
-356	-475										
<u>+2194 - 2175</u>		<u>+1578 - 1584</u>		<u>+978 - 927</u>		<u>+5383 - 5777</u>		<u>+5944 - 5383</u>		<u>+636 - 719</u>	
N'		M		K'		S'		R'		T'	
.06		.06		.06		.08		.08		.042	

— N° 13 —

MOMENTO MAXIMO NEGATIVO EN F'G.

<table border="0" style="width: 100%;"> <tr><td style="width: 50%; text-align: right;">+1700</td><td style="width: 50%;"></td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 850</td><td></td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 2550</td><td style="border-top: 1px solid black;">-1700</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 356</td><td style="border-top: 1px solid black;">- 415</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 2194</td><td style="border-top: 1px solid black; border-bottom: 3px double black;">-2175</td></tr> </table>	+1700		+ 850		+ 2550	-1700	- 356	- 415	+ 2194	-2175	<table border="0" style="width: 100%;"> <tr><td style="width: 50%;"></td><td style="width: 50%; text-align: right;">.487</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">N° 20</td><td></td></tr> <tr><td style="text-align: center;">N'</td><td style="text-align: center;">M'</td></tr> </table>		.487	N° 20		N'	M'	<table border="0" style="width: 100%;"> <tr><td style="width: 50%;"></td><td style="width: 50%; text-align: right;">.4825</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">N° 20</td><td></td></tr> <tr><td style="text-align: center;">K'</td><td style="text-align: center;">D'</td></tr> </table>		.4825	N° 20		K'	D'	<table border="0" style="width: 100%;"> <tr><td style="width: 50%;"></td><td style="width: 50%; text-align: right;">.4746</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">N° 20</td><td></td></tr> <tr><td style="text-align: center;">S'</td><td style="text-align: center;">E'</td></tr> </table>		.4746	N° 20		S'	E'	<table border="0" style="width: 100%;"> <tr><td style="width: 50%;"></td><td style="width: 50%; text-align: right;">.463</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">N° 20</td><td></td></tr> <tr><td style="text-align: center;">R'</td><td style="text-align: center;">F'</td></tr> </table>		.463	N° 20		R'	F'	<table border="0" style="width: 100%;"> <tr><td style="width: 50%;"></td><td style="width: 50%; text-align: right;">.401-513</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">N° 20</td><td></td></tr> <tr><td style="text-align: center;">T'</td><td style="text-align: center;">G'</td></tr> </table>		.401-513	N° 20		T'	G'																																				
+1700																																																																																	
+ 850																																																																																	
+ 2550	-1700																																																																																
- 356	- 415																																																																																
+ 2194	-2175																																																																																
	.487																																																																																
N° 20																																																																																	
N'	M'																																																																																
	.4825																																																																																
N° 20																																																																																	
K'	D'																																																																																
	.4746																																																																																
N° 20																																																																																	
S'	E'																																																																																
	.463																																																																																
N° 20																																																																																	
R'	F'																																																																																
	.401-513																																																																																
N° 20																																																																																	
T'	G'																																																																																
<table border="0" style="width: 100%;"> <tr><td style="width: 50%;"></td><td style="width: 50%; text-align: right;">+1700</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 741</td><td style="border-top: 1px solid black;">-3235</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 191</td><td style="border-top: 1px solid black;">+ 741</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 90</td><td style="border-top: 1px solid black;">- 396</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 282</td><td style="border-top: 1px solid black;">+ 191</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 2824</td><td style="border-top: 1px solid black; border-bottom: 3px double black;">-2912</td></tr> </table>		+1700	+ 741	-3235	+ 191	+ 741	- 90	- 396	+ 282	+ 191	+ 2824	-2912	<table border="0" style="width: 100%;"> <tr><td style="width: 50%;"></td><td style="width: 50%; text-align: right;">+1700</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 180</td><td style="border-top: 1px solid black;">-1700</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 1520</td><td style="border-top: 1px solid black;">+ 370</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 1520</td><td style="border-top: 1px solid black;">- 180</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 1520</td><td style="border-top: 1px solid black; border-bottom: 3px double black;">- 1510</td></tr> </table>		+1700	- 180	-1700	+ 1520	+ 370	+ 1520	- 180	+ 1520	- 1510	<table border="0" style="width: 100%;"> <tr><td style="width: 50%;"></td><td style="width: 50%; text-align: right;">+1700</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 741</td><td style="border-top: 1px solid black;">-3235</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 191</td><td style="border-top: 1px solid black;">+ 741</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 90</td><td style="border-top: 1px solid black;">- 396</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 282</td><td style="border-top: 1px solid black;">+ 191</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 2824</td><td style="border-top: 1px solid black; border-bottom: 3px double black;">-2912</td></tr> </table>		+1700	+ 741	-3235	+ 191	+ 741	- 90	- 396	+ 282	+ 191	+ 2824	-2912	<table border="0" style="width: 100%;"> <tr><td style="width: 50%;"></td><td style="width: 50%; text-align: right;">+3368</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 192</td><td style="border-top: 1px solid black;">-1700</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 370</td><td style="border-top: 1px solid black;">+ 1715</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 990</td><td style="border-top: 1px solid black;">- 990</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 92</td><td style="border-top: 1px solid black;">+ 269</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 171</td><td style="border-top: 1px solid black;">- 171</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 1877</td><td style="border-top: 1px solid black; border-bottom: 3px double black;">-1669</td></tr> </table>		+3368	- 192	-1700	+ 370	+ 1715	- 990	- 990	+ 92	+ 269	- 171	- 171	+ 1877	-1669	<table border="0" style="width: 100%;"> <tr><td style="width: 50%;"></td><td style="width: 50%; text-align: right;">+1700</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 3430</td><td style="border-top: 1px solid black;">-9110</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 396</td><td style="border-top: 1px solid black;">+ 3430</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 539</td><td style="border-top: 1px solid black;">- 767</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 495</td><td style="border-top: 1px solid black;">+ 639</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 388</td><td style="border-top: 1px solid black;">- 343</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 5166</td><td style="border-top: 1px solid black; border-bottom: 3px double black;">-5863</td></tr> </table>		+1700	+ 3430	-9110	- 396	+ 3430	+ 539	- 767	- 495	+ 639	+ 388	- 343	+ 5166	-5863	<table border="0" style="width: 100%;"> <tr><td style="width: 50%;"></td><td style="width: 50%; text-align: right;">+4878</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 1534</td><td style="border-top: 1px solid black;">-1040</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 1715</td><td style="border-top: 1px solid black;">-1974</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 687</td><td style="border-top: 1px solid black;">- 880</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 269</td><td style="border-top: 1px solid black;">- 138</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 108</td><td style="border-top: 1px solid black;">- 138</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 4539</td><td style="border-top: 1px solid black; border-bottom: 3px double black;">-4032</td></tr> </table>		+4878	- 1534	-1040	+ 1715	-1974	- 687	- 880	+ 269	- 138	- 108	- 138	+ 4539	-4032
	+1700																																																																																
+ 741	-3235																																																																																
+ 191	+ 741																																																																																
- 90	- 396																																																																																
+ 282	+ 191																																																																																
+ 2824	-2912																																																																																
	+1700																																																																																
- 180	-1700																																																																																
+ 1520	+ 370																																																																																
+ 1520	- 180																																																																																
+ 1520	- 1510																																																																																
	+1700																																																																																
+ 741	-3235																																																																																
+ 191	+ 741																																																																																
- 90	- 396																																																																																
+ 282	+ 191																																																																																
+ 2824	-2912																																																																																
	+3368																																																																																
- 192	-1700																																																																																
+ 370	+ 1715																																																																																
- 990	- 990																																																																																
+ 92	+ 269																																																																																
- 171	- 171																																																																																
+ 1877	-1669																																																																																
	+1700																																																																																
+ 3430	-9110																																																																																
- 396	+ 3430																																																																																
+ 539	- 767																																																																																
- 495	+ 639																																																																																
+ 388	- 343																																																																																
+ 5166	-5863																																																																																
	+4878																																																																																
- 1534	-1040																																																																																
+ 1715	-1974																																																																																
- 687	- 880																																																																																
+ 269	- 138																																																																																
- 108	- 138																																																																																
+ 4539	-4032																																																																																

— N° 14 —

MÓMENTO MAXIMO NEGATIVO EN G' F'

<table border="0" style="width: 100%;"> <tr><td style="width: 50%; text-align: right;">+1700</td><td style="width: 50%;"></td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 850</td><td></td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 2550</td><td style="border-top: 1px solid black;">-1700</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 356</td><td style="border-top: 1px solid black;">- 415</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 2194</td><td style="border-top: 1px solid black; border-bottom: 3px double black;">-2175</td></tr> </table>	+1700		+ 850		+ 2550	-1700	- 356	- 415	+ 2194	-2175	<table border="0" style="width: 100%;"> <tr><td style="width: 50%;"></td><td style="width: 50%; text-align: right;">.487</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">N° 20</td><td></td></tr> <tr><td style="text-align: center;">N'</td><td style="text-align: center;">M'</td></tr> </table>		.487	N° 20		N'	M'	<table border="0" style="width: 100%;"> <tr><td style="width: 50%;"></td><td style="width: 50%; text-align: right;">.4825</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">N° 20</td><td></td></tr> <tr><td style="text-align: center;">K'</td><td style="text-align: center;">D'</td></tr> </table>		.4825	N° 20		K'	D'	<table border="0" style="width: 100%;"> <tr><td style="width: 50%;"></td><td style="width: 50%; text-align: right;">.4746</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">N° 20</td><td></td></tr> <tr><td style="text-align: center;">S'</td><td style="text-align: center;">E'</td></tr> </table>		.4746	N° 20		S'	E'	<table border="0" style="width: 100%;"> <tr><td style="width: 50%;"></td><td style="width: 50%; text-align: right;">.463</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">N° 20</td><td></td></tr> <tr><td style="text-align: center;">R'</td><td style="text-align: center;">F'</td></tr> </table>		.463	N° 20		R'	F'	<table border="0" style="width: 100%;"> <tr><td style="width: 50%;"></td><td style="width: 50%; text-align: right;">.401-513</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">N° 20</td><td></td></tr> <tr><td style="text-align: center;">T'</td><td style="text-align: center;">G'</td></tr> </table>		.401-513	N° 20		T'	G'																								
+1700																																																																					
+ 850																																																																					
+ 2550	-1700																																																																				
- 356	- 415																																																																				
+ 2194	-2175																																																																				
	.487																																																																				
N° 20																																																																					
N'	M'																																																																				
	.4825																																																																				
N° 20																																																																					
K'	D'																																																																				
	.4746																																																																				
N° 20																																																																					
S'	E'																																																																				
	.463																																																																				
N° 20																																																																					
R'	F'																																																																				
	.401-513																																																																				
N° 20																																																																					
T'	G'																																																																				
<table border="0" style="width: 100%;"> <tr><td style="width: 50%;"></td><td style="width: 50%; text-align: right;">+1700</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 850</td><td style="border-top: 1px solid black;">-1700</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 2550</td><td style="border-top: 1px solid black;">-1700</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 356</td><td style="border-top: 1px solid black;">- 415</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 2194</td><td style="border-top: 1px solid black; border-bottom: 3px double black;">-2175</td></tr> </table>		+1700	+ 850	-1700	+ 2550	-1700	- 356	- 415	+ 2194	-2175	<table border="0" style="width: 100%;"> <tr><td style="width: 50%;"></td><td style="width: 50%; text-align: right;">+1700</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 238</td><td style="border-top: 1px solid black;">-1700</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 116</td><td style="border-top: 1px solid black;">+ 116</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 1578</td><td style="border-top: 1px solid black; border-bottom: 3px double black;">- 1584</td></tr> </table>		+1700	- 238	-1700	+ 116	+ 116	+ 1578	- 1584	<table border="0" style="width: 100%;"> <tr><td style="width: 50%;"></td><td style="width: 50%; text-align: right;">+1700</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 741</td><td style="border-top: 1px solid black;">-1700</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 191</td><td style="border-top: 1px solid black;">-1700</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 90</td><td style="border-top: 1px solid black;">-1700</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 282</td><td style="border-top: 1px solid black;">-1700</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 2824</td><td style="border-top: 1px solid black; border-bottom: 3px double black;">-1700</td></tr> </table>		+1700	+ 741	-1700	+ 191	-1700	- 90	-1700	+ 282	-1700	+ 2824	-1700	<table border="0" style="width: 100%;"> <tr><td style="width: 50%;"></td><td style="width: 50%; text-align: right;">+1700</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 358</td><td style="border-top: 1px solid black;">-1700</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 754</td><td style="border-top: 1px solid black;">-1700</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 358</td><td style="border-top: 1px solid black;">-1700</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 1342</td><td style="border-top: 1px solid black; border-bottom: 3px double black;">-1304</td></tr> </table>		+1700	- 358	-1700	+ 754	-1700	- 358	-1700	+ 1342	-1304	<table border="0" style="width: 100%;"> <tr><td style="width: 50%;"></td><td style="width: 50%; text-align: right;">+1700</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 1508</td><td style="border-top: 1px solid black;">-4878</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 396</td><td style="border-top: 1px solid black;">+ 1508</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 750</td><td style="border-top: 1px solid black;">- 750</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 3958</td><td style="border-top: 1px solid black; border-bottom: 3px double black;">-4240</td></tr> </table>		+1700	+ 1508	-4878	- 396	+ 1508	+ 750	- 750	+ 3958	-4240	<table border="0" style="width: 100%;"> <tr><td style="width: 50%;"></td><td style="width: 50%; text-align: right;">+9110</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 3240</td><td style="border-top: 1px solid black;">-1040</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 1715</td><td style="border-top: 1px solid black;">-4140</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 687</td><td style="border-top: 1px solid black;">- 880</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 269</td><td style="border-top: 1px solid black;">- 386</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">- 108</td><td style="border-top: 1px solid black;">- 386</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">+ 4539</td><td style="border-top: 1px solid black; border-bottom: 3px double black;">-5566</td></tr> </table>		+9110	- 3240	-1040	+ 1715	-4140	- 687	- 880	+ 269	- 386	- 108	- 386	+ 4539	-5566
	+1700																																																																				
+ 850	-1700																																																																				
+ 2550	-1700																																																																				
- 356	- 415																																																																				
+ 2194	-2175																																																																				
	+1700																																																																				
- 238	-1700																																																																				
+ 116	+ 116																																																																				
+ 1578	- 1584																																																																				
	+1700																																																																				
+ 741	-1700																																																																				
+ 191	-1700																																																																				
- 90	-1700																																																																				
+ 282	-1700																																																																				
+ 2824	-1700																																																																				
	+1700																																																																				
- 358	-1700																																																																				
+ 754	-1700																																																																				
- 358	-1700																																																																				
+ 1342	-1304																																																																				
	+1700																																																																				
+ 1508	-4878																																																																				
- 396	+ 1508																																																																				
+ 750	- 750																																																																				
+ 3958	-4240																																																																				
	+9110																																																																				
- 3240	-1040																																																																				
+ 1715	-4140																																																																				
- 687	- 880																																																																				
+ 269	- 386																																																																				
- 108	- 386																																																																				
+ 4539	-5566																																																																				

— Nº 15 —

MOMENTO MAXIMO POSITIVO EN G' F'

	-419 - 559	.487	.4746	.463	.401 - 513
	B'	C'	D'	E	F'
92	220	920	508	074	980
-1700	+1700	+1700	+3535	+1700	+8000
+1700	-1700	-1700	-871	-8000	-2790
0	-475	+216	+433	+2920	-3570
			-435	+847	-1785
			+210	+847	-1785
			-398	+398	-376
			+191	+320	-109
			-2595	+4954	+6338
			+1484	-5601	-5581
	N'	M'	K'	S'	R'
	+1194	-1225	-1700	-1700	-1700
			+210	+1460	+1460
			+191	+424	+424
			-2595	-251	-170
			+1484	-1739	+424
			-1700	-1700	-1700
			+433	+871	+8000
			-2596	-871	-2790
			+1700	+1700	+1700
			+433	+433	+2920
			-2596	-435	+847
			+1700	+210	+847
			+433	+191	+398
			-2596	-2595	-398
			+1700	+1700	+1700
			+433	+433	+2920
			-2596	-435	+847
			+1700	+210	+847
			+433	+191	+398
			-2596	-2595	-398
			+1700	+1700	+1700
			+433	+433	+2920
			-2596	-435	+847
			+1700	+210	+847
			+433	+191	+398
			-2596	-2595	-398
			+1700	+1700	+1700
			+433	+433	+2920
			-2596	-435	+847
			+1700	+210	+847
			+433	+191	+398
			-2596	-2595	-398
			+1700	+1700	+1700
			+433	+433	+2920
			-2596	-435	+847
			+1700	+210	+847
			+433	+191	+398
			-2596	-2595	-398
			+1700	+1700	+1700
			+433	+433	+2920
			-2596	-435	+847
			+1700	+210	+847
			+433	+191	+398
			-2596	-2595	-398
			+1700	+1700	+1700
			+433	+433	+2920
			-2596	-435	+847
			+1700	+210	+847
			+433	+191	+398
			-2596	-2595	-398
			+1700	+1700	+1700
			+433	+433	+2920
			-2596	-435	+847
			+1700	+210	+847
			+433	+191	+398
			-2596	-2595	-398
			+1700	+1700	+1700
			+433	+433	+2920
			-2596	-435	+847
			+1700	+210	+847
			+433	+191	+398
			-2596	-2595	-398
			+1700	+1700	+1700
			+433	+433	+2920
			-2596	-435	+847
			+1700	+210	+847
			+433	+191	+398
			-2596	-2595	-398
			+1700	+1700	+1700
			+433	+433	+2920
			-2596	-435	+847
			+1700	+210	+847
			+433	+191	+398
			-2596	-2595	-398
			+1700	+1700	+1700
			+433	+433	+2920
			-2596	-435	+847
			+1700	+210	+847
			+433	+191	+398
			-2596	-2595	-398
			+1700	+1700	+1700
			+433	+433	+2920
			-2596	-435	+847
			+1700	+210	+847
			+433	+191	+398
			-2596	-2595	-398
			+1700	+1700	+1700
			+433	+433	+2920
			-2596	-435	+847
			+1700	+210	+847
			+433	+191	+398
			-2596	-2595	-398
			+1700	+1700	+1700
			+433	+433	+2920
			-2596	-435	+847
			+1700	+210	+847
			+433	+191	+398
			-2596	-2595	-398
			+1700	+1700	+1700
			+433	+433	+2920
			-2596	-435	+847
			+1700	+210	+847
			+433	+191	+398
			-2596	-2595	-398
			+1700	+1700	+1700
			+433	+433	+2920
			-2596	-435	+847
			+1700	+210	+847
			+433	+191	+398
			-2596	-2595	-398
			+1700	+1700	+1700
			+433	+433	+2920
			-2596	-435	+847
			+1700	+210	+847
			+433	+191	+398
			-2596	-2595	-398
			+1700	+1700	+1700
			+433	+433	+2920
			-2596	-435	+847
			+1700	+210	+847
			+433	+191	+398
			-2596	-2595	-398
			+1700	+1700	+1700
			+433	+433	+2920
			-2596	-435	+847
			+1700	+210	+847
			+433	+191	+398
			-2596	-2595	-398
			+1700	+1700	+1700
			+433	+433	+2920
			-2596	-435	+847
			+1700	+210	+847
			+433	+191	+398
			-2596	-2595	-398
			+1700	+1700	+1700
			+433	+433	+2920
			-2596	-435	+847
			+1700	+210	+847
			+433	+191	+398
			-2596	-2595	-398
			+1700	+1700	+1700
			+433	+433	+2920
			-2596	-435	+847
			+1700	+210	+847
			+433	+191	+398
			-2596	-2595	-398
			+1700	+1700	+1700
			+433	+433	+2920
			-2596	-435	+847
			+1700	+210	+847
			+433	+191	+398
			-2596	-2595	-398
			+1700	+1700	+1700
			+433	+433	+2920
			-2596	-435	+847

De los diagramas estudiados, se obtiene los valores máximos para los momentos:

En B' (B'A')	= + 7688 Kg- M	;	En B' (B'C')	= - 7462 Kg- M
" C' (C'B')	= + 5890 "	;	" C' (C'D')	= - 5758 "
" D' (D'C')	= + 5985 "	;	" D' (D'E')	= - 6486 "
" E' (E'D')	= + 6019 "	;	" E' (E'F')	= - 5975 "
" F' (F'E')	= + 6156 "	;	" F' (F'G')	= - 5863 "
" G' (G'F')	= + 6338 "	;	" G' (G'H')	= - 4200 "
" H' (H'G')	= + 7308 "			

Momento positivo al centro del tramo:

Tramo A'B'

$$M_c = M_o - \frac{M_1 + M_2}{2}$$

Cálculo de M_o

$$M_o = \frac{16000 \times 2.3}{4} = 9200 \text{ Kgm.}$$

$$\text{Imp.} : 0.37 \times 9200 = 3347 \text{ "}$$

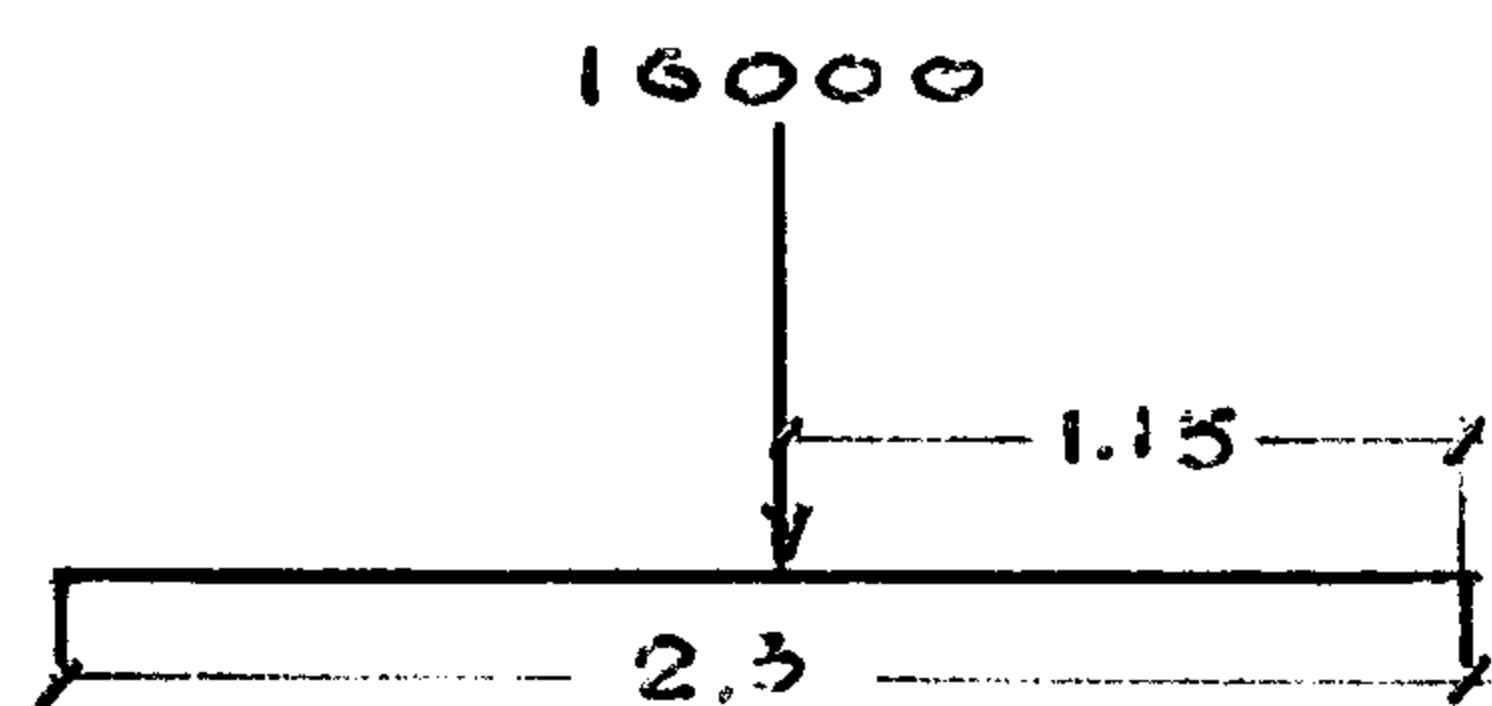
$$M \text{ p.p.} = \underline{2550 \text{ "}}$$

$$M_{T-0} = 15097 \text{ "}$$

$$M_{T-0} = 15100 \text{ "}$$

$$M_1 = 0$$

$$M_2 = 7688 \text{ "}$$



Reemplazando

$$M_c = 15100 - \frac{0 + 7688}{2}$$

$$M_c = 11256 \text{ Kgm.}$$

TRAMO B'C'

$$M = 15100 - \left(\frac{5792 + 5753}{2} \right)$$

$$M = + 9328 \text{ Kgm.}$$

TRAMO C'D'

$$M = 15100 - \left(\frac{5255 + 5932}{2} \right)$$

$$M = + 9507 \text{ Kgm.}$$

TRAMO D'E'

$$M = 15100 - \left(\frac{5524 + 5876}{2} \right)$$

$$M = + 9400 \text{ Kgm.}$$

TRAMO E'F'

$$M = 15100 - \left(\frac{5777 + 5944}{2} \right)$$

$$M = + 9240 \text{ Kgm.}$$

TRAMO F'G'

$$M = 15100 - \left(\frac{5601 + 6338}{2} \right)$$

$$M = + 9131 \text{ Kgm.}$$

TRAMO G'H'

$$M = 15100 - \left(\frac{3776 + 7052}{2} \right)$$

$$M = + 9681 \text{ Kgm.}$$

Diseño del refuerzo en las secciones:

En B'

$$R = \frac{M}{bd^2}$$

$$R = \frac{768800}{40 \times 70^2} = 2.74 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = 0.0027 \times 40 \times 70 = 7.60 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4 \text{ } \emptyset \text{ 5/8"}$$

AL CENTRO

$$A_s = \frac{1125600}{1125 \times 70} = 15 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8 \text{ } \emptyset \text{ 5/8"}$$

En C'

$$R = \frac{589000}{40 \times 70^2} = 3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = 0.0028 \times 40 \times 70 = 8 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8''$$

AL CENTRO

$$A_s = \frac{932800}{1125 \times 70} = 12 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8''$$

En D'

$$R = \frac{648600}{40 \times 70^2} = 3.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = 0.0032 \times 40 \times 70 = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8''$$

AL CENTRO

$$A_s = \frac{950700}{1125 \times 70} = 12 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8''$$

En E'

$$R = \frac{601900}{40 \times 70^2} = 3.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = 0.0031 \times 40 \times 70 = 8.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8''$$

AL CENTRO

$$A_s = \frac{940000}{1125 \times 70} = 12 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8''$$

En F'

$$R = \frac{615600}{40 \times 70^2} = 3.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = 0.003 \times 40 \times 70 = 8.7 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8''$$

AL CENTRO

$$A_s = \frac{924000}{1125 \times 70} = 12 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8''$$

En G'

$$R = \frac{633800}{40 \times 70^2} = 3.22 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = 0.003 \times 40 \times 70 = 8.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8''$$

AL CENTRO

$$A_s = \frac{913100}{1125 \times 70} = 11.55 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8''$$

En H'

$$R = \frac{730800}{40 \times 70^2} = 3.73 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = 0.0035 \times 40 \times 70 = 9.8 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8''$$

AL CENTRO

$$A_s = \frac{968000}{1125 \times 70} = 12.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8''$$

ESFUERZOS CORTANTES:

Corte en A=B' (simple apoyo)

$$V_T = 16000 + \text{Imp. } 0.37 \times 16000 + \text{p.p. } 4050 =$$

$$V_T = 25,980 \text{ Kg.}$$

Corte en las secciones intermedias

$$V_T = 16000 + \text{imp. } 0.37 \times 16000 + \text{p.p. } 3660 =$$

$$V_T = 25590 \text{ Kg.}$$

Corte en G'=H' :

$$V_T = 16000 + 5960 + 2695$$

$$V_T = 24655 \text{ Kg.}$$

Corte al centro de las vigas:

$$V_T = \frac{16000 + \text{Imp. } 0.37 \times 16000}{2}$$

$$V_T = 10965 \text{ Kg.}$$

Cálculo de los estribos.- El esfuerzo resistido por el concreto en A' = B' es

$$V_c = V'_c \cdot b \cdot d \cdot j = 4.2 \times 40 \times 70 \times 0.875$$

$$V_c = 10300 \text{ Kg.}$$

parte que absorbe el fierro:

$$V_s = 25980 - 10300$$

$$V_s = 15680 \text{ Kg.}$$

Longitud que requiere estribos:

$$d = \frac{2.1}{2} \left(\frac{15680}{25980 - 10965} \right)$$

$$d = 1.10 \text{ metros}$$

Número de estribos:

$$N = \frac{15680}{1125 \times 2 \times 0.71}$$

$$N = 10 \text{ estribos}$$

Se colocarán estribos de 1/2" en "U" con separación de 10 en 10 centímetros.

VIGAS INTERMEDIAS.-

$$V_c = 10300 \text{ Kg.}$$

$$V_s = 25590 - 10300$$

$$V_s = 15290 \text{ Kg.}$$

$$d = \frac{1.9}{2} \left(\frac{15290}{25590 - 10965} \right)$$

$$d = 1 \text{ metro}$$

Se colocarán estribos de 1/2 en "U" con separación de 10 en 10 centímetros.

$$\begin{aligned}
 V_c &= 10300 \text{ Kg.} \\
 V_s &= 24820 - 10300 \\
 V_s &= 14520 \text{ Kg.} \\
 d &= \frac{1.5}{2} \left(\frac{14520}{24820 - 10965} \right) \\
 d &= 0.80 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

Separaciones:

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{14520}{1125 \times 2 \times 0.71} \\
 N &= 9 \text{ estribos}
 \end{aligned}$$

Se colocarán estribos de 1/2" en "U" con separación de 9 en 9 centímetros.

VIGAS MARGINALES.- Estas vigas soportan una parte de la calzada y los pasos; son iguales, por consiguiente bastará calcular una de ellas.

Las cargas para el estudio, se colocarán en los mismos puntos que para el pórtico central, resultando en consecuencia momentos proporcionales a las cargas:

$$\text{Carga Viga Central} = 16000 \text{ Kg.}$$

$$\text{Carga Viga Marginal} = 10900 \text{ Kg.}$$

$$\text{Relación : } \frac{10900}{16000} = 0.682$$

Momentos y esfuerzos cortantes en las vigas marginales.-

En B	tramo (B'A)	= 2170 + 5518 x 0.682	= 5933	Kg-M
	" (BC)	= 2049 + 5413 x 0.682	= 5741	"
C	" (CB)	= 1585 + 4305 x 0.682	= 4521	"
	" (CD)	= 1591 + 4167 x 0.682	= 4433	"
D	" (DC)	= 1730 + 4395 x 0.682	= 4727	"
	" (DE)	= 1728 + 4758 x 0.682	= 4973	"
E	" (ED)	= 1693 + 4326 x 0.682	= 4643	"
	" (EF)	= 1693 + 4282 x 0.682	= 4613	"
F	" (FE)	= 1761 + 4395 x 0.682	= 4758	"
	" (FG)	= 1771 + 4091 x 0.682	= 4561	"
G	" (GF)	= 1436 + 5902 x 0.682	= 5461	"
	" (GH)	= 1379 + 2821 x 0.682	= 3303	"
H	" (HG)	= 1040 + 6268 x 0.682	= 5315	"

Los momentos finales se han deducido de la viga central disminuyendo sus valores en el peso propio, de esta manera se toma 0.682 de los momentos de la sobrecarga para luego agregar el momento del peso propio.

Momentos positivos en el centro de los tramos.-

En A B se considera el peso propio como simplemente apoyado, con el fin de obtener el momento más desfavorable; se descuenta el momento en B.

$$\text{Momento Sobre-carga} = + 12547 \text{ Kgm.}$$

$$\text{" Peso-propio} = + 2550 \text{ "}$$

$$\text{" en B} = - 5933 \text{ "}$$

$$M_{AB} = + 2550 + 12547 \times 0.682 - \frac{5933}{2}$$

$$M_{AB} = + 8141 \text{ Kgm.}$$

TRAMO: BC

$$M = 2550 + 8557 - \left(\frac{2049 + 1585 + (3743 + 4168) \times 0.682}{2} \right)$$

$$M = 11107 - 4517$$

$$M = 6590 \text{ Kgm.}$$

TRAMO CD

$$M = 11107 - \left(\frac{1591 + 1730 + (3664 + 4202) \times 0.682}{2} \right)$$

$$M = 6772 \text{ Kgm.}$$

TRAMO DE

$$M = 11107 - \left(\frac{1728 + 1693 + (3796 + 4183) \times 0.682}{2} \right)$$

$$M = 6676 \text{ Kgm.}$$

TRAMO EF

$$M = 11107 - \left(\frac{1693 + 1761 + (4084 + 4183) \times 0.682}{2} \right)$$

$$M = 6591 \text{ Kgm.}$$

TRAMO FG

$$M \pm 11107 - \left(\frac{1771 + 1436 + (3830 + 4902) \times 0.682}{2} \right)$$

$$M = 6526 \text{ Kgm.}$$

TRAMO GH

$$M = 11107 - \left(\frac{1379 + 1040 + (4581 + 4920) \times 0.682}{2} \right)$$

$$M = 6658 \text{ Kgm.}$$

ESFUERZO CORTANTE:TRAMO AB

$$\begin{aligned} \text{Apoyo A : } V_1 &= 21670 \times 0.682 + 4040 \\ V_1 &= 18817 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

AL CENTRO

$$\begin{aligned} V_2 &= \frac{21670 \times 0.682}{2} \\ V_2 &= 7390 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

APOYO B

$$\begin{aligned} V_3 &= 21670 \times 0.682 + 4040 \\ V_3 &= 18817 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

VIGAS CENTRALES

Apoyo izquierdo = apoyo derecho

$$V_1 = V_2 = 21670 \times 0.682 + 3660 = 18439 \text{ Kg.}$$

$$\text{Al Centro: } V_3 = \frac{21670 \times 0.682}{2} = 7390 \text{ Kg.}$$

VIGA GH

$$\begin{aligned} V_1 = V_2 &= 21670 \times 0.682 + 2700 = 16479 \text{ Kg.} \\ V_3 &= \frac{21670 \times 0.682}{2} = 7390 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

CALCULO DEL REFUERZO

Momentos negativos

$$\text{Apoyo B : } R = \frac{593300}{40 \times 70^2} = 3.02 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{593300}{1125 \times 0.875 \times 70} = 8.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adherencia: } U = \frac{18817}{0.875 \times 70 \times 30} = 9.3 \text{ Kg/cm}^2$$

Se emplean 6 \emptyset 5/8" deformadas, que suman 30 centímetros de perímetro.

$$\text{Apoyo C : } R = \frac{452100}{40 \times 70^2} = 2.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{452100}{1125 \times 0.875 \times 70} = 6.6 \text{ cm}^2$$

$$U = \frac{18439}{0.875 \times 70 \times 30} = 10 \text{ Kg/cm}^2$$

Se emplean 6 \emptyset 5/8" deformadas,

$$\text{Apoyo D : } R = \frac{497300}{40 \times 70^2} = 2.54 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{497300}{1125 \times 0.875 \times 70} = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$U = \frac{18439}{0.875 \times 70 \times 30} = 10 \text{ Kg/cm}^2$$

Se emplean 6 \emptyset 5/8" deformados.

En los demás apoyos, se colocará el mismo refuerzo, por requerirlo así, la adherencia.

Momentos positivos

$$\text{Tramo AB : } A_s = \frac{814100}{1125 \times 70} = 10.4 \text{ cm}^2$$

$$U = \frac{18817}{0.875 \times 70 \times 30} = 9.3 \text{ Kg/cm}^2$$

Se emplean 6 \emptyset 5/8" deformadas.

$$\text{Tramo BC : } A_s = \frac{659000}{1125 \times 70} = 8.36 \text{ cm}^2$$

$$U = \frac{15105}{0.875 \times 70 \times 25} = 8.9 \text{ Kg/cm}^2$$

Se emplean 5 \emptyset 5/8"; el corte se ha considerado a 0.2L, cuyo valor es 15105 Kg.

En los demás tramos se emplea el mismo refuerzo.

CALCULO DE LOS ESTRIBOS

Apoyo A : Corte en A = 18817 Kg.

Esfuerzo resistido por el concreto:

$$V_c = V'_c j d b$$

$$V_c = 4.2 \times 0.875 \times 40 \times 70 = 10300 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo resistido por el acero:

$$V_s = 18817 - 10300$$

$$V_s = 8,517 \text{ Kg.}$$

Longitud que necesita estribos:

$$d = \frac{2.10}{2} \left(\frac{8517}{18817-7390} \right)$$

$$d = 0.78 \text{ mts.}$$

Número de estribos:

$$N = \frac{8517}{1125 \times 2 \times 0.71} = 6$$

Se emplean estribos de 3/8" en "U" cuyas separaciones serán: 10 en 10 centímetros.

TRAMOS INTERIORES.-

Corte: $V = 18439 \text{ Kg.}$

Esfuerzo resistido por los estribos:

$$V_s = 18817 - 10300$$

$$V_s = 8517 \text{ Kg.}$$

Como el esfuerzo resistido por los estribos es igual al caso anterior, se considerará el mismo número de estribos.

D I S E Ñ O D E L A R C O

Características:

Luz = 30 mts. Flecha = 5mts. Rebajamiento = 1/6

Altura en la Clave = 0.80 mts. Altura en los Arranques = 1.30 mts.

El espesor del arco es de un metro. La separación de los arcos es de 3 metros. La sobre carga de cálculo es de un camión H - 20 .

Cálculo de las coordenadas del eje de la Parábola, se ha empleado la ecuación de la curva:

$$Y = \frac{4f}{L^2} (Lx - x^2)$$

Coordenadas del eje de la Parábola.-

Por la simetria del arco, las ordenadas se han determinado para medio arco y por metro de separación.

		flecha	tg θ_x	Cos θ_x	θ_x
Arranques;		5.00	0.666	0.8321	33° 41'
L/30	Y = 0.65	4.35	0.622	0.8491	31° 53'
2L/30	Y = 1.24	3.76	0.578	0.8657	30° 02'
3L/30	Y = 1.80	3.20	0.534	0.8819	28° 07'
4L/30	Y = 2.31	2.69	0.488	0.8987	26° 01'
5L/30	Y = 2.78	2.22	0.444	0.9139	23° 57'
6L/30	Y = 3.20	1.80	0.400	0.9284	21° 49'
7L/30	Y = 3.58	1.42	0.355	0.9423	19° 33'
8L/30	Y = 3.91	1.09	0.311	0.9548	17° 17'
9L/30	Y = 4.20	0.80	0.266	0.9664	14° 54'
10L/30	Y = 4.45	0.55	0.220	0.9766	12° 25'
11L/30	Y = 4.64	0.36	0.180	0.9841	10° 13'
12L/30	Y = 4.80	0.20	0.133	0.9912	7° 35'
13L/30	Y = 4.92	0.08	0.080	0.9968	4° 35'
14L/30	Y = 4.97	0.03	0.060	0.9981	3° 27'
15L/30	Y = 5.00	--	---	1.0000	- --

θ_x es el ángulo que forma la tangente al arco con la horizontal

$$\text{Tg } \theta_x = \frac{4f}{L} \quad ; \quad F \hat{=} \text{ flecha } \quad ; \quad L = \text{ luz del arco}$$

Determinación de las alturas en los diferentes puntos.-

Se ha supuesto que la variación de las alturas del arco, siga la ley parabólica, y por consiguiente las alturas en cada punto están dadas por la fórmula :

$$hx = h_c \sqrt[3]{\frac{1}{1-4(1-n) \left(\frac{x}{L}\right)^2 \cos \theta_x}}$$

Siendo:

$$n = \frac{I_c}{I_a \cos \theta_a} ; \quad L = \text{luz del arco}$$

x = distancia del punto en que se desea hallar la altura del arco a la clave.

I_c = momento de inercia de la sección del arco en la clave.

I_a = momento de inercia en los arranques.

θ_a = ángulo que forma la tangente en la clave con la horizontal

Momento de inercia de la sección en la clave.-

En este punto se debe usar 2% de refuerzo total ó sea 1% para cada mitad de arco (según especificaciones Americanas) luego:

$$A_s = 100 \times 80 \times 0.01$$

$$A_s = 80 \text{ cm}^2$$

Se emplearán 10 varillas de 1 1/4" cuadradas.

$$I_c = \frac{100 \times 80^3}{12} + 2 \times 80 \times 32.5^2 \times 14$$

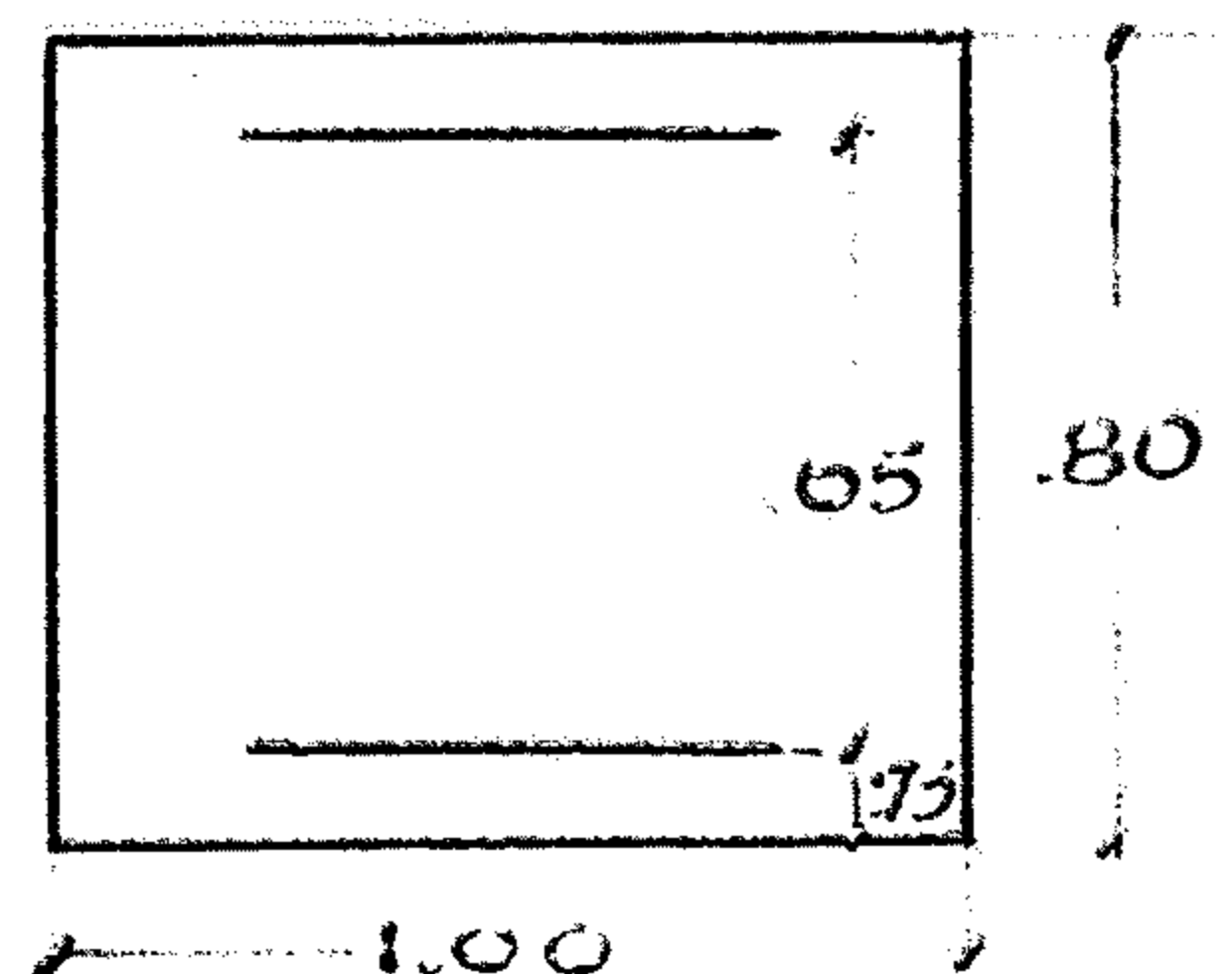
$$I_c = 6'623,000 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia en los arranques.-

$$A_s = 130 \times 100 \times 0.01$$

$$A_s = 130 \text{ cm}^2$$

Se emplearán 16 varillas de 1 1/4" cuadradas.



$$I_a = \frac{100 \times 130^2}{12} = 2 \times 14 \times 127 \times 57.5^2$$

$$I_a = 30'057,000 \text{ cm}^4$$

$$n = \frac{I_c}{I_a \cos \theta_x}$$

$$n = \frac{6'623,000}{30'057,000 \times 0.832} = 0.265$$

éste valor se reemplaza en la fórmula:

$$h_x = h_c \sqrt[3]{\frac{1}{1 - 4(1 - n)\left(\frac{x}{L}\right) \cos \theta_x}}$$

Se calcula h_x para diferentes valores de θ_x i de x

POSICIONES	$\frac{x}{L}$	$\left(\frac{x}{L}\right)^2$	$\left[1 - 2.94\left(\frac{x}{L}\right)^2\right]$	$\cos \theta_x$	$\left[\right] \cos \theta_x$	$\sqrt{\quad}$	h_x
0	0.00	- -	1	1	1	1	0.800
1	0.033	0.00111	0.996766	0.9981	0.9950	1.002	0.8016
2	0.067	0.0044	0.9868	0.9968	0.9836	1.005	0.8040
3	0.10	0.0100	0.9706	0.9912	0.9619	1.013	0.8104
4	0.133	0.0177	0.9480	0.9841	0.9329	1.023	0.8184
5	0.166	0.0276	0.9190	0.9766	0.8975	1.036	0.8288
6	0.20	0.040	0.8824	0.9664	0.8527	1.054	0.8432
7	0.233	0.0544	0.8400	0.9548	0.8018	1.077	0.8610
8	0.266	0.071	0.7920	0.9423	0.7463	1.105	0.8840
9	0.30	0.09	0.7354	0.9284	0.6827	1.135	0.9080
10	0.333	0.109	0.6770	0.9139	0.6187	1.174	0.9390
11	0.367	0.135	0.6040	0.8987	0.5428	1.226	0.9800
12	0.40	0.160	0.5300	0.8819	0.4674	1.290	1.0320
13	0.434	0.188	0.4473	0.8657	0.3872	1.378	1.1090
14	0.467	0.218	0.3600	0.8491	0.30567	1.487	1.1870
15	0.50	0.25	0.2650	0.8321	0.2210	1.652	1.30

LONGITUD DEL ARCO.-

Se ha calculado por partes y por medio de la fórmula:

$$\Delta L = \left[1 + \left(\frac{\Delta y}{\Delta x} \right)^2 \right]^{1/2} \Delta x$$

$$\Delta x = 1 \text{ mts.}$$

Se dan valores a y , con lo cual se forma el siguiente cuadro que permite determinar la longitud de la mitad del arco;

$\Delta y = 0.65$	$L = 1.192$
$\Delta y = 0.59$	$L = 1.160$
$\Delta y = 0.56$	$L = 1.148$
$\Delta y = 0.51$	$L = 1.122$
$\Delta y = 0.47$	$L = 1.105$
$\Delta y = 0.42$	$L = 1.084$
$\Delta y = 0.38$	$L = 1.068$
$\Delta y = 0.33$	$L = 1.053$
$\Delta y = 0.29$	$L = 1.041$
$\Delta y = 0.25$	$L = 1.030$
$\Delta y = 0.19$	$L = 1.017$
$\Delta y = 0.16$	$L = 1.012$
$\Delta y = 0.05$	$L = 1.001$
$\Delta y = 0.12$	$L = 1.007$
$\Delta y = 0.03$	$L = 1.000$

$$\frac{1}{2} \text{ arco} = 16.095$$

Longitud del arco = 30.19 metros

Diseño del arco central.-

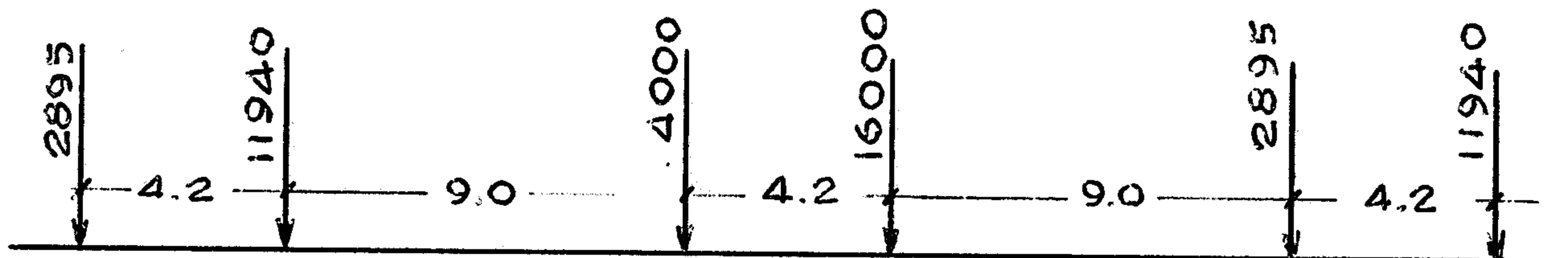
La posición de las cargas que nos darán la mayor reacción, son las mismas que se han deducido para el pórtico longitudinal central. Según esto, se dedujo para la suma de las distancias: 2.193 mts. Camión H - 20 .

$$7,280 \times 2,193 = 16,000 \text{ Kg} \quad -- \quad 1,820 \times 2,193 = 4,000 \text{ Kg.}$$

camión H - 15 ;

$$5,440 \times 2,193 = 11,940 \text{ Kg.} \quad -- \quad 1,360 \times 2,193 = 2,895 \text{ Kg.}$$

El tran de camiones para el arco central es:



Peso propio del Puente.-

Se considera una anchura de 3 metros,
que es la parte que debe resirtir el arco central.

$$\text{Pavimento} = 3 \times 0.10 \times 2,000 = 600 \text{ Kg.}$$

$$\text{Losa} = 3 \times 0.25 \times 2,400 = 1,800 \text{ "}$$

$$\text{Vigas longi} = 0.4 \times 0.6 \times 2,400 = 580 \text{ "}$$

$$2,980 \text{ Kg/mt-lineal.}$$

Peso de las vigas transversales:

$$0.30 \times 0.50 \times 2.60 \times 2,400 = 940 \text{ Kg.}$$

$$\text{Columnas: } 0.40 \times 0.40 \times 2,400 = 384 \text{ " /mt-altura.}$$

Peso propio del tablero.-

$$\text{Viga central : } 2,980 \times 31.20 \text{ mts} = 92,976 \text{ Kg.}$$

$$\text{" transversales: } 940 \times 21.00 \text{ "} = 19,740 \text{ "}$$

$$\text{Colum: } 384 \times 2(3.1+2.7+1.7+1.15+.45) = 7,000 \text{ "}$$

$$\text{p.p. tablero : } 119,716 \text{ Kg.}$$

Peso propio del arco.-

$$\left(\frac{1.30 + 0.80}{2} \right) \times 1.00 \times 32.20 \times 2,400 = 81,120 \text{ Kg.}$$

Peso total.- 119,716 + 81,120 = 200,836 Kgs.

Se puede considerar esta carga como uniformemente repartida, ya que la separación de las columnas es pequeña. Teniendo en consideración que para arcos parabólicos, la línea de presiones coincide con el eje del arco para cargas uniformemente repartidas i que el empuje tendrá como valor :

$$E = \frac{p \cdot l}{8 \cdot f}$$

$$E = \frac{200,836 \times 30}{8 \times 5}$$

$$E = 150,630 \text{ Kgs.}$$

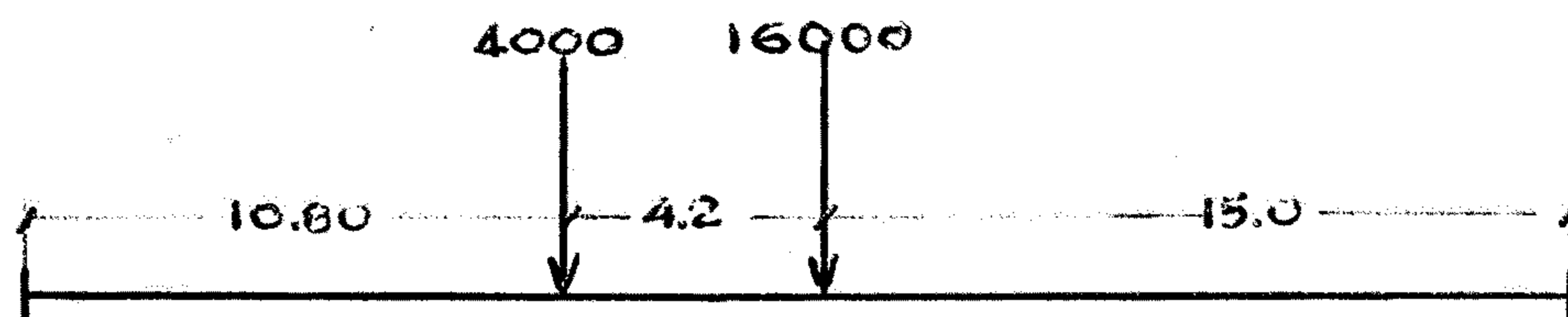
Se comprueban los esfuerzos de trabajo del arco, considerando cuatro secciones; se tomarán: en la clave, en los arranques, á 0.2 L i á 0.4 L de los arranques.

Determinación de los Momentos máximos i Empujes.-

El cálculo se hace por medio de las líneas de influencia, usando para el efecto las láminas N° 8 i 9, del curso de Puentes del Ing. Juan Quiroga.

Sección en la Clave.-

Momento máximo positivo: en la se indica la posición de las cargas.



Para el Impacto se ha considerado la fórmula Americana:

$$I = \frac{50}{3.28 \times L + 125} = 0.225$$

Se ha considerado 0.30

Mediante los valores hallados en los diagramas de influencia, se calculan los momentos máximos i el valor del empuje.

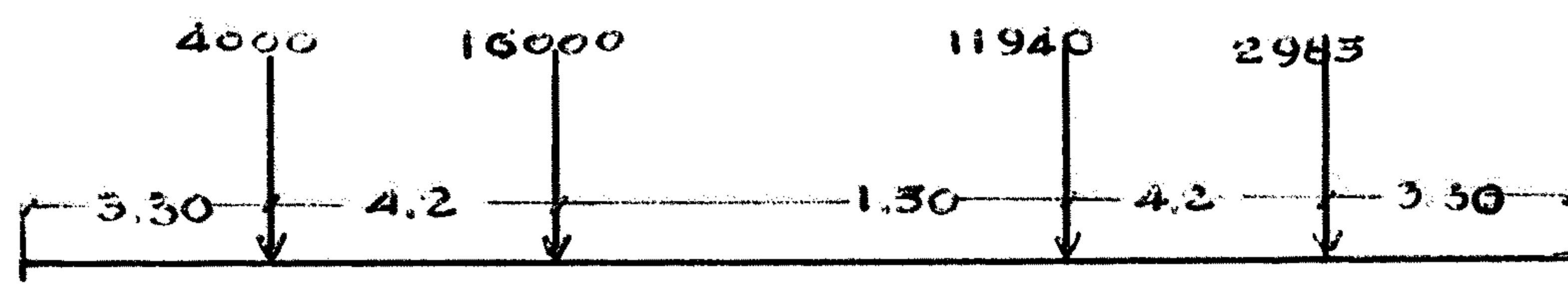
MOMENTOS		EMPUJES	
$+ 0.468 \times 16,000 \times 30 = 22,464$		$.234 \times 16,000 \times 30:5 = 22,464$ $.1967 \times 4,000 \times 30:5 = 4721$	
total	22,464	total	27,185
Imp 0.30	6,736	Imp. 0.30	8,115
Total :	+ 29,200	Total :	35,300Kg

El valor : 0.468 , se deduce del diagrama de momentos para el valor $x/L = 0.5$,ya que la carga se encuentra en el centro . No se considera el momento de la rueda de menor carga por ser negativo,despreciandoce su valor por seguridad.

Para el empuje se busca los coeficientes en el diagrama correspondiente,se consideran ambas ruedas por tener el mismo signo.

Momento Máximo Negativo.-

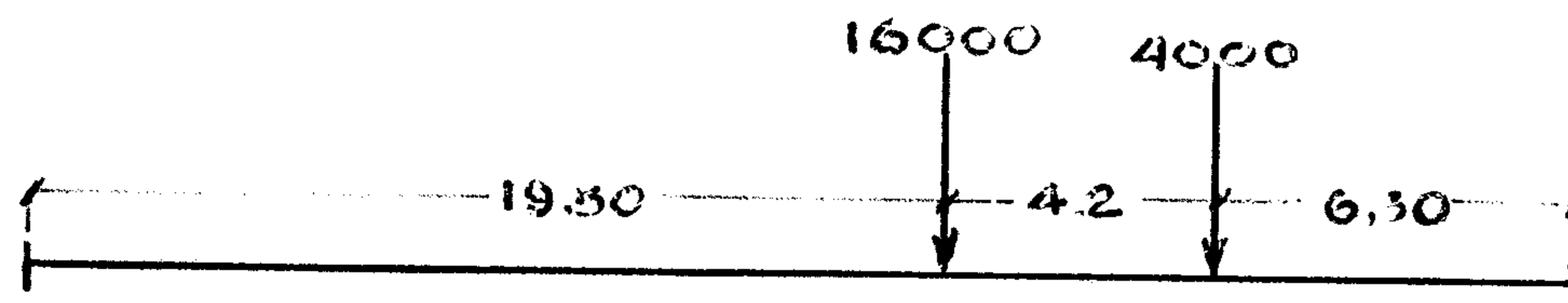
Las cargas se colocan como indica la fig.



MOMENTOS		EMPUJE	
$- 0.0127 \times (16,000 + 11940) \times 30 = 10,650$		$.132(16000+11940)30:5=22,140$	
$- 0.0059 \times (4,000 + 2985) \times 30 = 1238$		$.0362(4000+ 2985)30:5= 1,518$	
total:	-11,888	total:	23,658
Imp. 30% :	- 3562	Imp. 30%;	7,102
Total:	-15,450	Total:	30,760

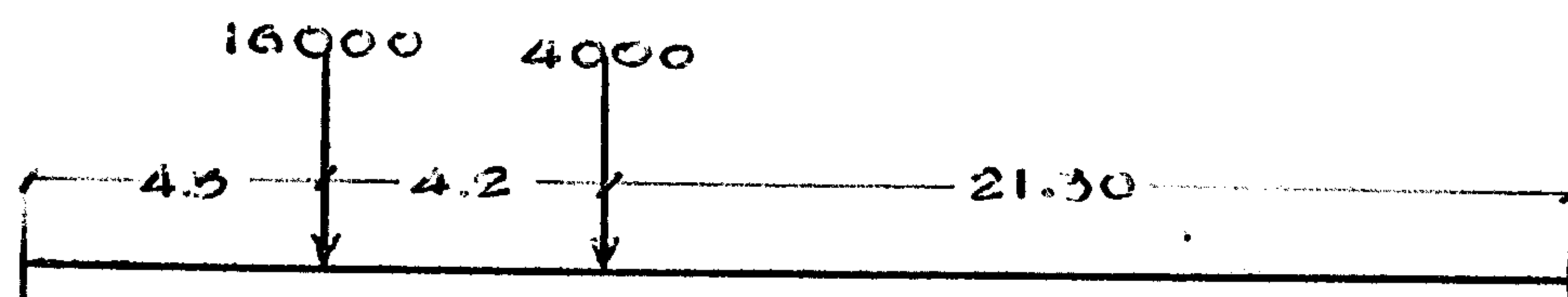
Sección en los Arranques.-

Momento positivo máximo; se colocan las cargas como se indica en la figura:



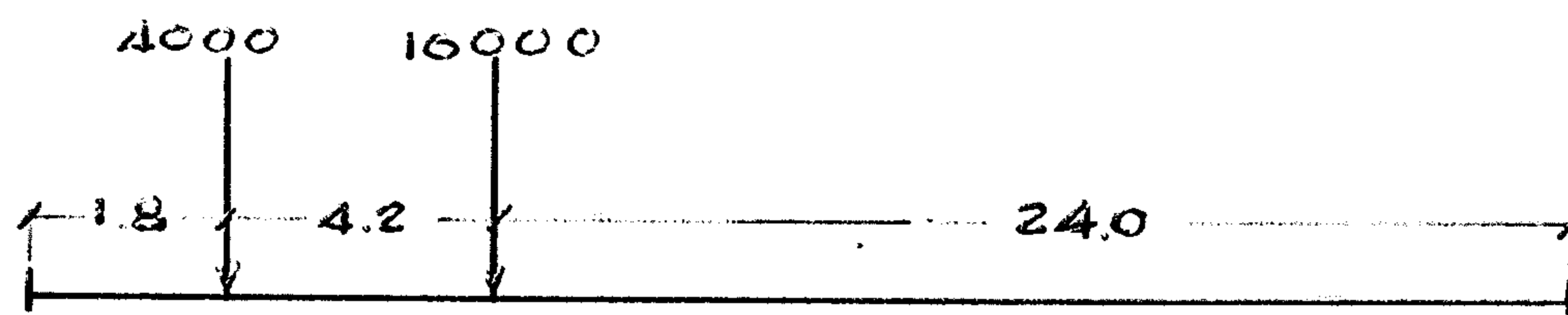
MOMENTOS	EMPUJE
$+ 0.0498 \times 16,000 \times 30 = 23,904$	$0.194 \times 16,000 \times 30:5 = 18,624$
$+ 0.0338 \times 4,000 \times 30 = 4,056$	$0.1032 \times 4,000 \times 30:5 = 2,477$
total; +27,960	Total; 21,100
Imp. 30% + 8380	Imp. 30%; 6,320
Total: +36,340	Total: 27,420

Momento negativo máximo; cargas:



$-0.0677 \times 16,000 \times 30 = -32,496$	$0.061 \times 16,000 \times 30:5 = 5,896$
$-0.0399 \times 4,000 \times 30 = -4,788$	$0.1584 \times 4,000 \times 30:5 = 3,802$
total: -37,284	total: 9,658
Imp. 30% : -11,116	Imp. 30%: 3,022
Total = -48,400	Total = 12,680

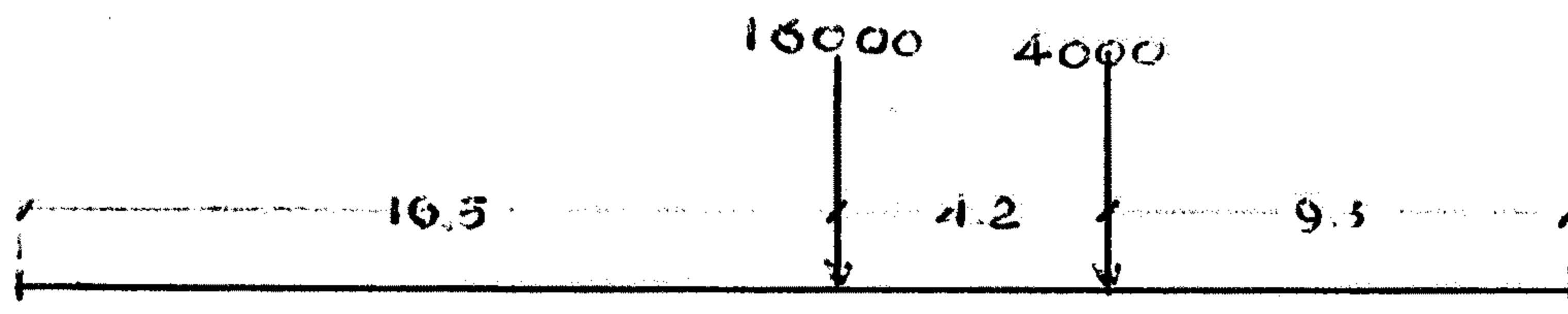
Sección á 0.20L de los Arranques.-



Momentos Positivos Máximos.-

MOMENTOS	EMPUJE
$+ 0.0638 \times 16,000 \times 30 = + 30,624$	$0.096 \times 16,000 \times 30:5 = 9,216$
$+ 0.00572 \times 4,000 \times 30 = + 678$	$0.0124 \times 4,000 \times 30:5 = 298$
total: +31,311	total: 9,514
Imp. 30% : + 9,324	Imp. 30%: 2,846
Total : +40,640	Total : 12,360

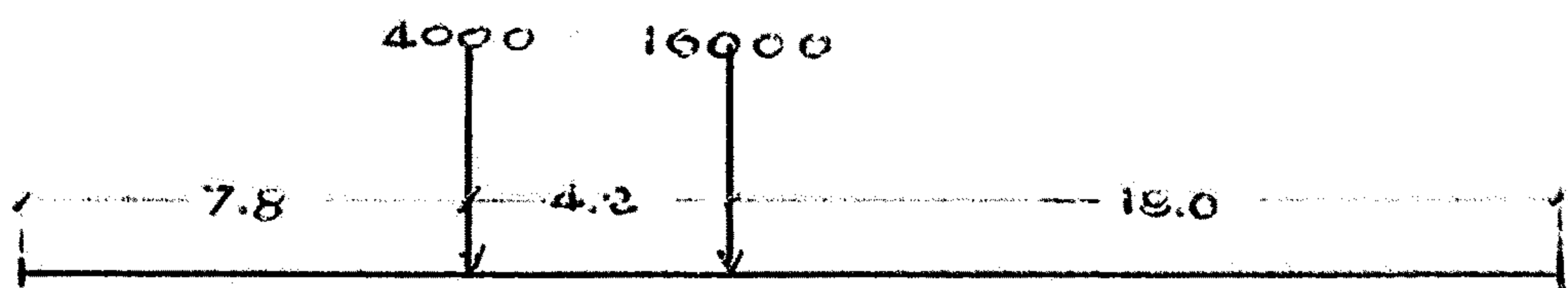
Momento Negativo Máximo.-



$- 0.0202 \times 16,000 \times 30 = - 9696$	$0.229 \times 16,000 \times 30:5 = 21,984$
$- 0.0159 \times 4,000 \times 30 = - 1,913$	$0.1708 \times 4,000 \times 30:5 = 4,099$
total : -11,609	total: 26,083
Imp. 30%: - 3,481	Imp. 30%: 7,817
Total : - 15,090	Total : 33,900

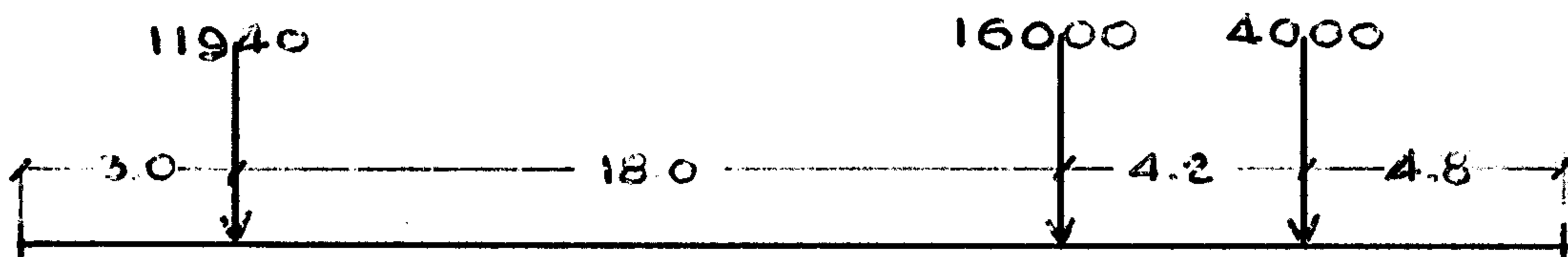
Sección á 0.40 L de los Arranques.-

Momento Máximo Positivo.-



MOMENTOS	EMPUJE
+ 0.0518 x 16,000 x 30 = 24,864	0.216 x 16,000 x 30:5 = 20,736
+ 0.0097 x 4,000 x 30 = 1,164	0.1375 x 4,000 x 30:5 = 3,300
total : 26,028	total : 24,036
Imp. 30%: 7,800	Imp. 30%: 7,204
Total : + 33,828	Total : 31,240

Momento Negativo Máximo.-



MOMENTOS	EMPUJE
- 0.251 x 16,000 x 30 = 12,048	0.165 x 16,000 x 30:5 = 15,840
- 0.01788 x 4,000 x 30 = 2,146	0.068 x 4,000 x 30:5 = 1,632
- 0.0011 x 11,940 x 30 = 394	0.03 x 11,940 x 30:5 = 2,149
total : -14,588	total : 19,621
Imp. 30%: - 4,372	Imp. 30%: 5,880
Total : -18,960	Total : 20,501

Esfuerzos que producen los cambios de temperatura en el arco. Se considera una variación de 20° grados centigrado, que es corriente en la Costa durante el verano.

La fórmula para calcular los esfuerzos es:

$$H = \frac{\pm 45 E I_c \alpha t}{4 f^2}$$

aquí:

H = empuje por temperatura

E = módulo de elasticidad del concreto = 140,000k/cm²

I = momento de inercia de la sección ; 6'623,000 cm⁴
c en la clave.

α = coef. de dilatación = 0.000011

t = variación de temperatura = 20°

f = flecha del arco en centímetros. = 500 cm

$$H = \frac{+ 45 \times 149,000 \times 6'623,000 \times 0.000011 \times 20}{4 \times 500^2}$$

$$H = \pm 9,180 \text{ kg}$$

Los momentos por cambio de temperatura serán:

$$\text{Clave : } 9,180 \times 5:3 = 15,300 \text{ kg --- Arraq: } 9,180 \times 2 \times 5:3 = 30,600 \text{ kg}$$

$$0.2L : 9180(3.33-3.2) = 1,934 \text{ " --- } 0.4L: 9180(4.8-3.33) = 13,494 \text{ "}$$

Con los valores hallados, para los momentos y empujes, se forma el siguiente cuadro que se emplea en el diseño.

Clave	Mo . M .P.	Empuje	Mo.M.N.	Empuje
Peso propio	0	- 150,630	0	150,630
S.C. - Imp.	+ 29,200	35,300	- 15,450	30,760
Temperatura	+ 15,300	- 9,180	- 15,300	+ 9,180
Totales:	+ 44,500	176,750	- 30,750	190,570

Arranques	Mo. M. P.	Empuje	Mo m. N.	Empuje
Peso propio	0	150,630	0	150,630
S.C. - Imp.	+ 36,340	27,420	- 48400	12,680
Temperatura	+ 30,600	+ 9,180	- 30600	- 9180
Totales:	+ 66,940	187, 230	- 79,000	154,130

o.2 L de A.	Mo. M.P.	Empuje	Mo. M. N.	Empuje
Peso propio	0	150,630	0	150,630
S.C. - Imp.	+ 40,640	12360	- 15,090	33,900
Temperatura:	+ 1,934	+ 9,180	- 1,934	- 9,180
Totales:	+ 42,574	172,170	- 17,024	175,350

0.4 L de A.	Mo. M. P.	Empuje	Mo. M. N.	Empuje
Peso propio	0	150,630	0	150,630
S.C. - Imp.	+ 33,828	31,240	- 18,960	20,501
Temperatura:	+ 13,494	- 9,180	- 13,494	+ 9,180
Totales:	+ 47,322	172,690	- 32,454	180,3LL

Comprobación de las Secciones.-

I°.- En la Clave:

$$\text{Mo. M.P.} = + 44,500 \quad ; \quad \text{Empuje} = 176,750$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{0.075}{0.800} = 0.0937 \quad ; \quad \frac{e}{h} = \frac{0.252}{0.800} = 0.316$$

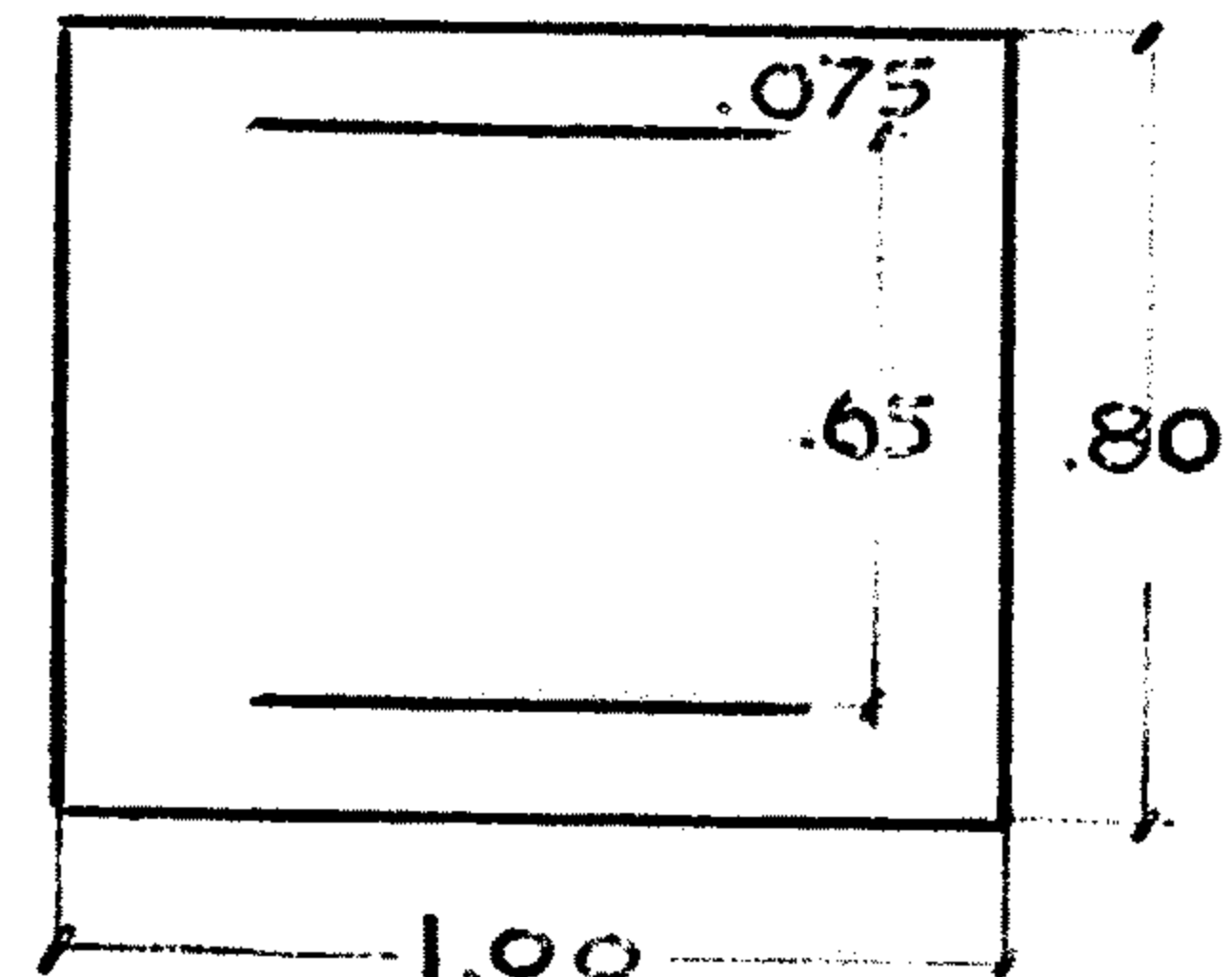
porcentaje de acero:

$$p = \frac{80}{100 \times 80} = 0.01$$

$$pn = 0.01 \times 15 = 0.15$$

Determinación de los esfuerzos:

$$\frac{d}{h} = 0.1 \quad ; \quad \frac{h}{e} = 2.53 \quad ; \quad pn = 0.15$$



Del gráfico A - 17a; del texto de Sutherland, se encuentra:

$$C = 6.2 \quad ; \quad K = 0.665$$

Esfuerzo en el Concreto:

$$f_c = C \cdot \frac{M}{b \cdot h^2} = 6.2 \times \frac{44,500,000}{100 \times 80^2} = 43.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo en el Acero:

$$f_s = n \cdot f_c \cdot \frac{(1 - d'/h)}{K} = 15 \times 43.2 \cdot \frac{(1 - 0.1)}{0.82} = 1$$

$$f_s = 61.5 \text{ Kg / cm}^2$$

$$f'_s = n \cdot f_c \cdot \left(1 - \frac{1}{K} \cdot \frac{d'}{h}\right) = 15 \times 43.2 \cdot \left(\frac{1 - 0.12}{0.82}\right)$$

$$f'_s = 568 \text{ Kg / cm}^2$$

Los esfuerzos resultantes son bastante bajos. Luego no será necesario rectificar la sección.

2°.- En los Arranques:

$$\text{Mo. m. N.} = - 79,000 \quad ; \quad \text{Empuje} = 154,130$$

$$\text{empuje normal:} \quad n = \frac{H}{\cos \alpha} = \frac{154,130}{0.8321} = 185,500$$

$$\text{exentricidad} = \frac{79,000}{185,500} = 0.426$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{0.075}{1.30} = 0.058 \quad ; \quad \frac{h}{e} = \frac{1.30}{0.426} = 3.05$$

$$pn = 0.147 \quad ; \quad p = \frac{127}{100 \times 130} = 0.00978$$

Del diagrama A - 17a del texto de Sutherland, sacamos:

$$C = 6.5 \quad ; \quad K = 0.75$$

Esfuerzo en el Concreto;

$$f_c = C \cdot \frac{M}{b \cdot h^2} = 6.5 \times \frac{790,000}{100 \times 130^2} = 30.45 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo en el Acero;

$$f_s = 15 \times 30.45 \times \left[\left(\frac{1 - 0.058}{0.75} \right) - 1 \right] = 117 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_s = 15 \times 30.15 \times \left(1 - \frac{0.058}{0.75} \right) = 422 \text{ Kg/cm}^2$$

2°.- A 0.2L de los Arranques:

$$\text{Mo. M. P.} = - 42,574 \quad ; \quad \text{Empuje} = 172,170$$

$$\text{empuje normal:} \quad n = \frac{H}{\cos \alpha} = \frac{172,170}{0.92848} = 185,600 \text{ Kg.}$$

$$\text{exentricidad:} \quad = \frac{42,574}{185,600} = 0.230$$

$$\text{Cálculo del Acero:} \quad A_s = 0.01 \times 100 \times 0.8432 = 84.32 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 10 varillas de 1 1/4 "

$$pn = 0.178 \quad ; \quad \frac{d'}{h} = \frac{0.075}{0.8432} = 0.089 \quad ; \quad \frac{h}{e} = \frac{0.8432}{0.230} = 3.66$$

Del gráfico A - 17a, del texto de Sutherland, se encuentra:

$$c = 6.8 \quad ; \quad K = 0.84$$

Esfuerzos en el Concreto:

$$F_c = C \cdot \frac{M}{b \cdot h^2} = 6.8 \times \frac{4' 257,400}{100 \times 0.8432^2} = 41 \text{ Kg / cm}^2$$

Esfuerzo en el Acero:

$$f_s = 15 \times 41 \times \left[\left(\frac{1 - 0.089}{0.84} \right) - 1 \right] = 52.50 \text{ Kg / cm}^2$$

$$f'_s = 15 \times 41 \times \left(1 - \frac{0.089}{0.84} \right) = 608 \text{ Kg / cm}^2$$

4º .- a 0.4 L de los Arranques:

Cálculo del Acero :

$$A_s = 0.01 \times 100 \times 1.032 = 103 \text{ cm}^2$$

Se consideran 12 varillas, las que se llevan desde el arranque.

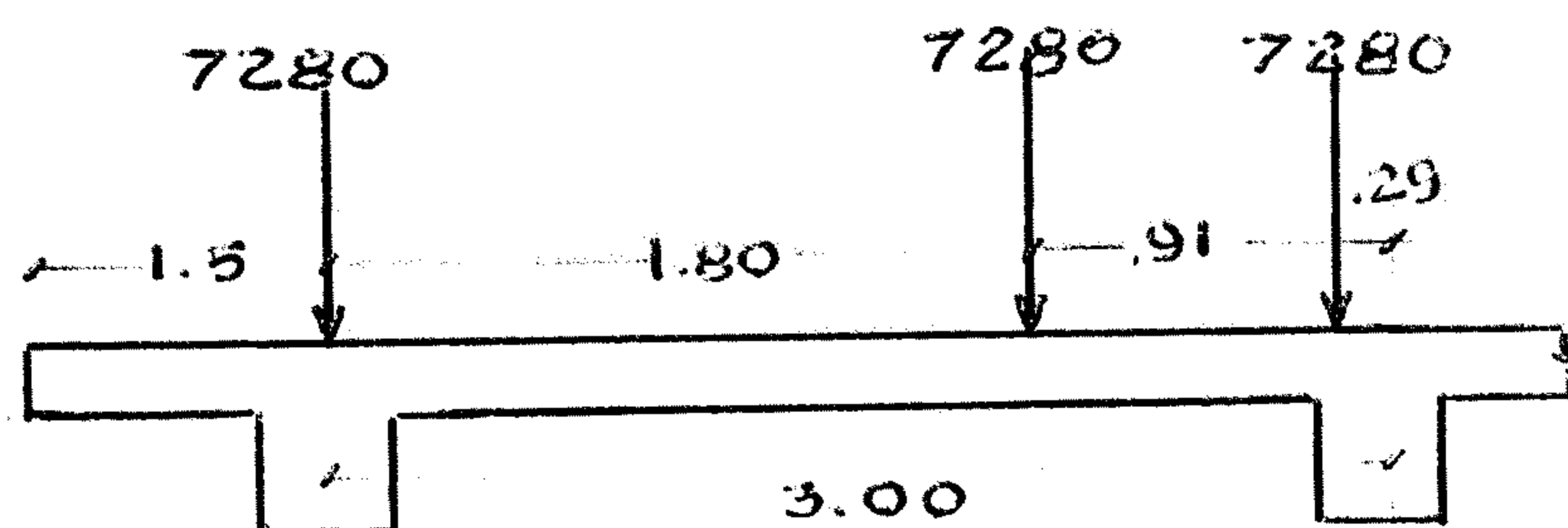
Los esfuerzos no se comprueban porque resultan menores que los admitidos.

Abrazaderas para el refuerzo del arco.- Se emplearán abrazaderas de 3/8" con separaciones de 30cm .

Arcos Laterales/.

La posición de las cargas será como se indica en

la figura:



H - 20 :

$$R = 7280 \times \left(\frac{3 + 1.2 + 0.29}{3} \right) = 10,900 \text{ kg.}$$

$$R'' = 1,820 \times \left(\frac{3 + 1.2 + 0.29}{3} \right) = 2,725 \text{ ''}$$

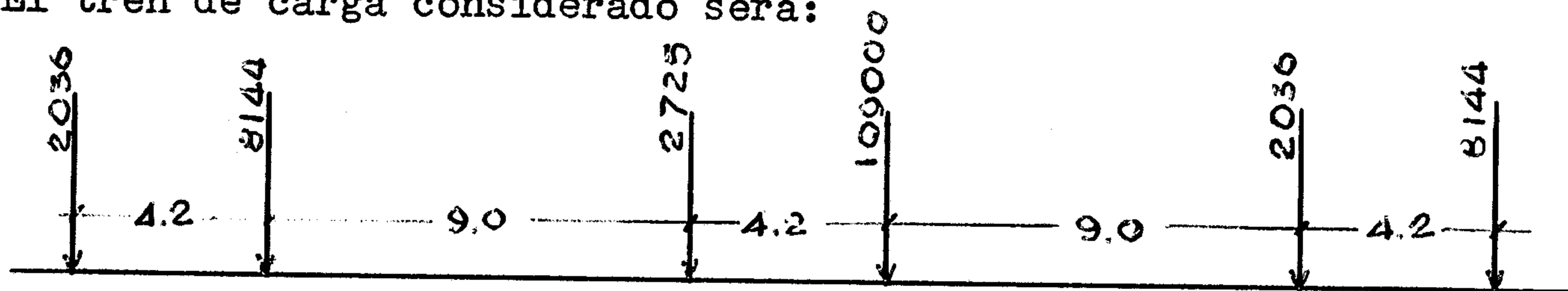
H - 15 :

H - 15 :

$$R' = 5,440 \times \left(\frac{3 + 1.2 + 0.29}{3} \right) = 8,144 \text{ Kg.}$$

$$R'' = 1,360 \times \left(\frac{3 + 1.2 + 0.29}{3} \right) = 2,036 \text{ ''}$$

El tren de carga considerado será:



Además se considera la sobre carga de 350 Kg/m^2 , que actúa en las veredas del puente; las mismas que son absorbidas por los arcos laterales.

Peso propio del Tablero.-

pavimento	: 1.75 x 0.10 x 2,000	= 350 Kg
losa	: 2.00 x 0.25 x 2,400	= 1,200 "
veredas	: 1.00 x 0.20 x 2,400	= 480 "
barandas	: 0.2 x .15 x 2 x 2,400	= 144 "
sardinell	: 0.20 x 0.40 x 2400	= 192 "
vigas longi	: 0.40 x 0.60 x 2,400	= 580 "
	p.p	= 2,946 Kg/ m.l.
vigas trans	: 1.75 x 0.3 x 0.5 x 2,400	= 640 Kg.
voladizos	: 450 kg c/u	= 450 "
		<u>1.090 Kg.</u>
vigas arrios	: 1.2 x 0.3 x 0.5 x 2,400	= 440 "
columnas	: 0.4 x 0.4 x 18.3 x 2,400	= 7,000 "

Pesos Totales :

$$2,946 \times 31.2 = 91,915 \text{ kgs.}$$

$$1,090 \times 14 = 15,260 \text{ "}$$

$$440 \times 8 = 3,520 \text{ "}$$

$$384 \times 2 \times 9,1 = 7,000 \text{ "}$$

$$117,695 \text{ kgs.}$$

Peso del Tablero : 117,695 Kgs

" " Arco : 81,120 "

Peso Total : 198,815 Kgs.

$$\text{Empuje} = \frac{198,815 \times 30}{8 \times 5}$$

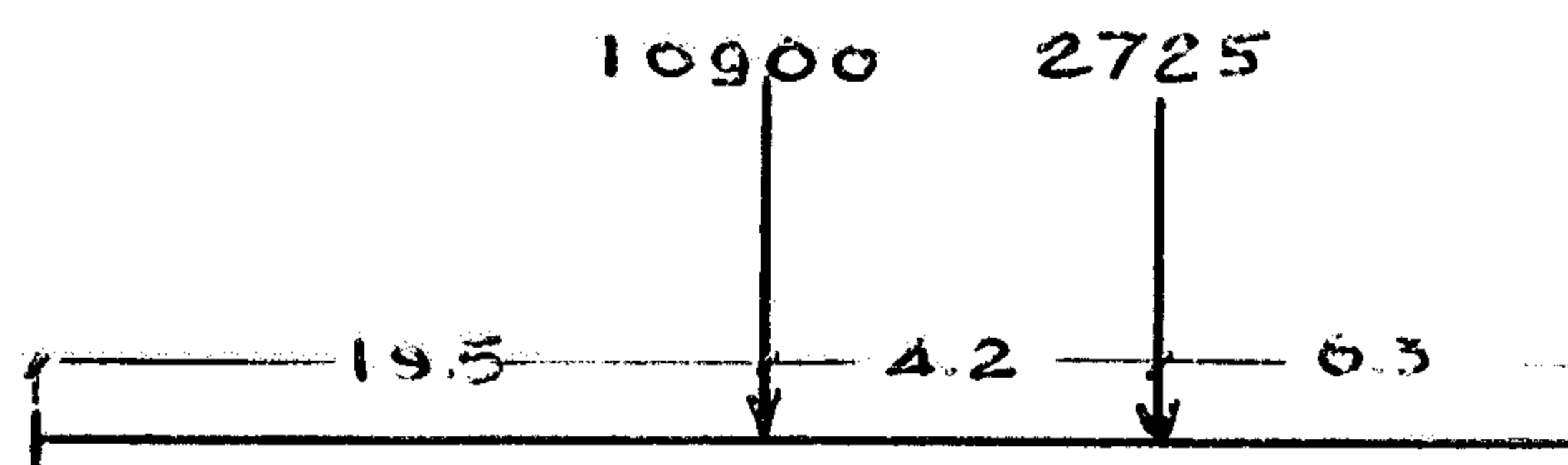
$$\text{Empuje} = 149,120 \text{ Kgs.}$$

Determinación de los Momentos máximos i Empujes.-

Se calculan por medio de las líneas de Influencia, empleando las Láminas indicadas.

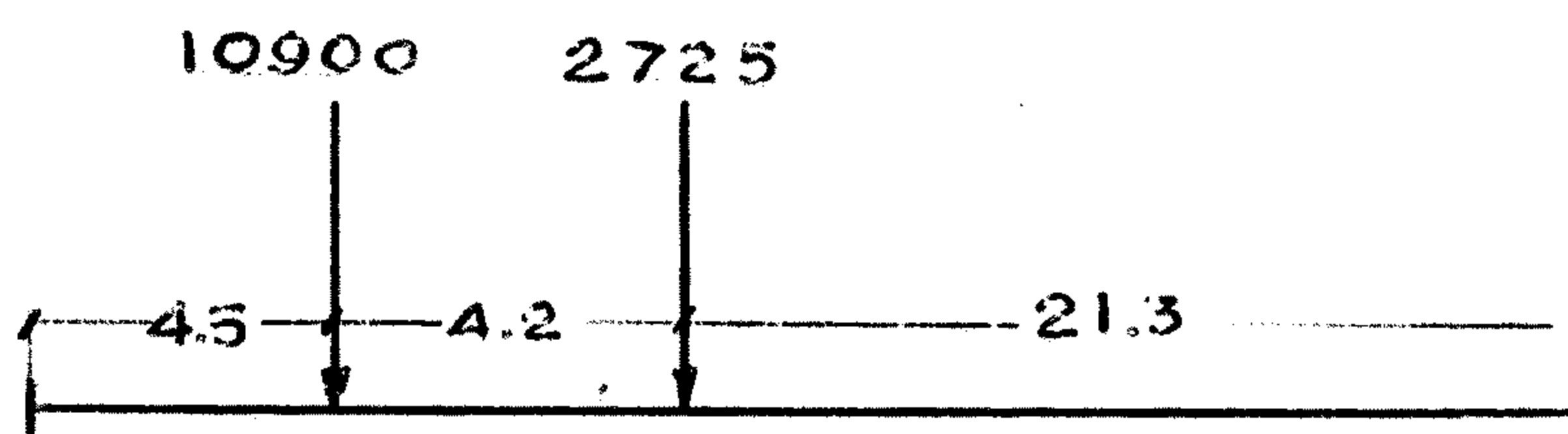
Sección en los Arranques.-

Momento máximo Positivo.



MOMENTOS	EMPUJE
C.C +0.0498x109000x30 =16,290 + 0.0338x2725 x30 = 2,762	0.194x10900x30 : 5 = 12,690 0.1032 x 2725x30;5 = 1.686
G.R +0.00875x280x30x15= 1.102	0.165x280x15x30: 5 = 4,158
sub-total :+20,154	sub-total : 18,534
Imp. 30% : 6,400	Imp. 30% : 5,566
Total :+26,554	Total : 24,100

Momento máximo Negativo/-



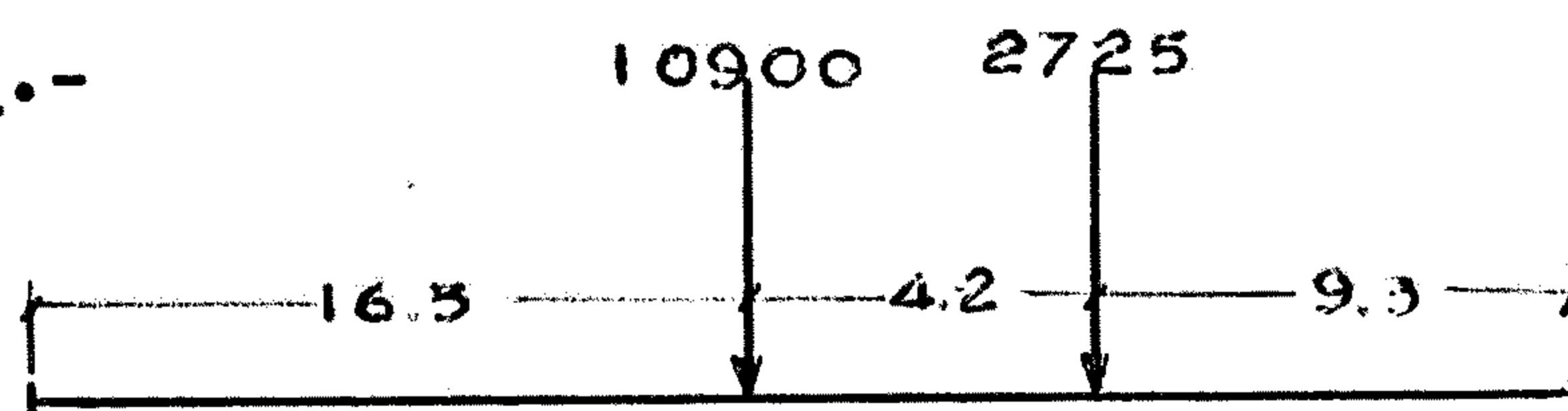
MOMENTOS

EMPUJE

C.C.	$0.067 \times 10900 \times 30 = -21,950$ $0.04 \times 2725 \times 30 = -3,280$	$0.061 \times 10,900 \times 30 : 5 = 3,990$ $0.0158 \times 2,725 \times 30 : 5 = 2,580$
C.R.	$0.00875 \times 280 \times 15 \times 30 = -1,102$	$0.165 \times 280 \times 15 \times 30 \times 5 = 4,158$
	sub-total : -26,332	sub- total: 10,728
	Imp. 30% : - 7,900	Imp. 30% : 3,222
	Total :- 34,232	Total : 13,950

Sección á 0.2 L de los Arranques.-

Momento máximo Negativo.-

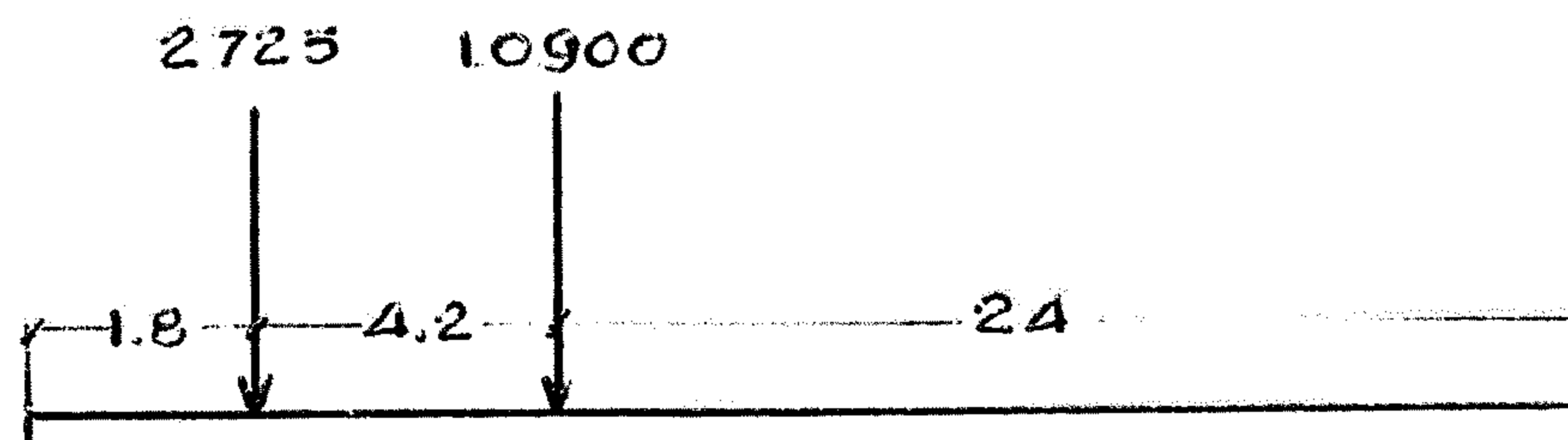


MOMENTOS

EMPUJE

C.C.	$0.02 \times 10,900 \times 30 = -6,602$ $0.0159 \times 2,725 \times 30 = -1,303$	$0.229 \times 10,900 \times 6 = 14,965$ $0.1708 \times 2,725 \times 6 = 2792$
C.R.	$0.00875 \times 280 \times 45 = -1,102$	$0.165 \times 280 \times 15 \times 6 = 4,158$
	sub- total:- 9,007	sub- total: 21,815
	Imp. 30% :- 2,700	Imp. 30% : 6,545
	Total :-11,707	Total : 28,360

Momento máximo Positivo.-



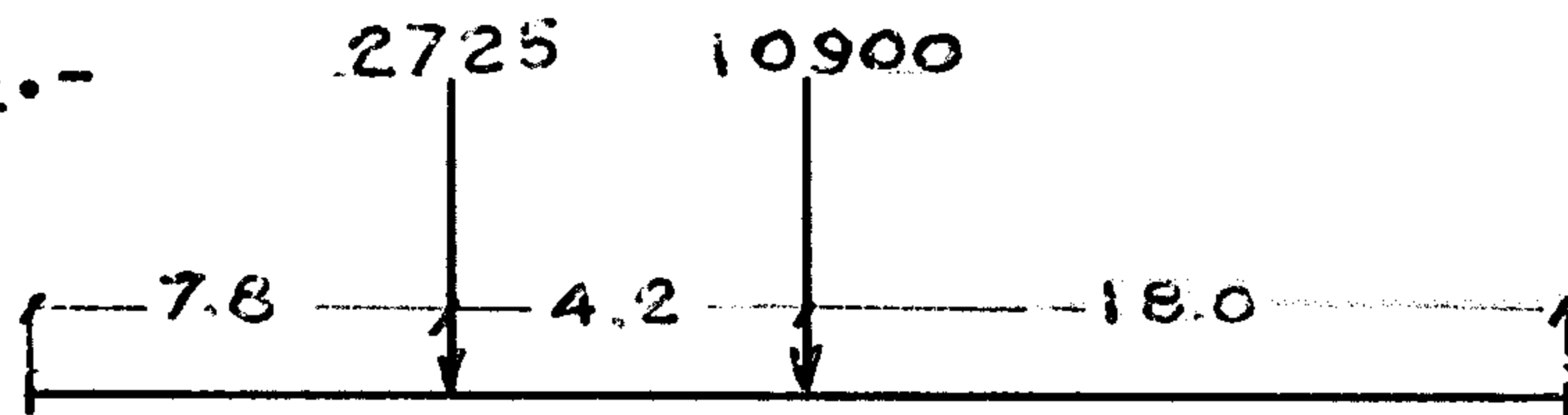
MOMENTOS

EMPUJE

C.C. $0.0638 \times 10,900 \times 30 = + 20,850$	$0.096 \times 10,900 \times 6 = 6,270$
$0.0057 \times 2,725 \times 30 = + 4,700$	$0.0124 \times 2,725 \times 6 = 2,050$
C.R. $0.00875 \times 280 \times 45 = + 1,102$	$0.165 \times 280 \times 15 \times 6 = 4,158$
sub- total : + 26,652	sub- total: 12,478
Imp, 30% : + 8,000	Imp. 30% : 3,750
Total : + 34,652	Total : 16,228

Sección á 0.4 L de los Arranques.-

Momento máximo Positivo.-

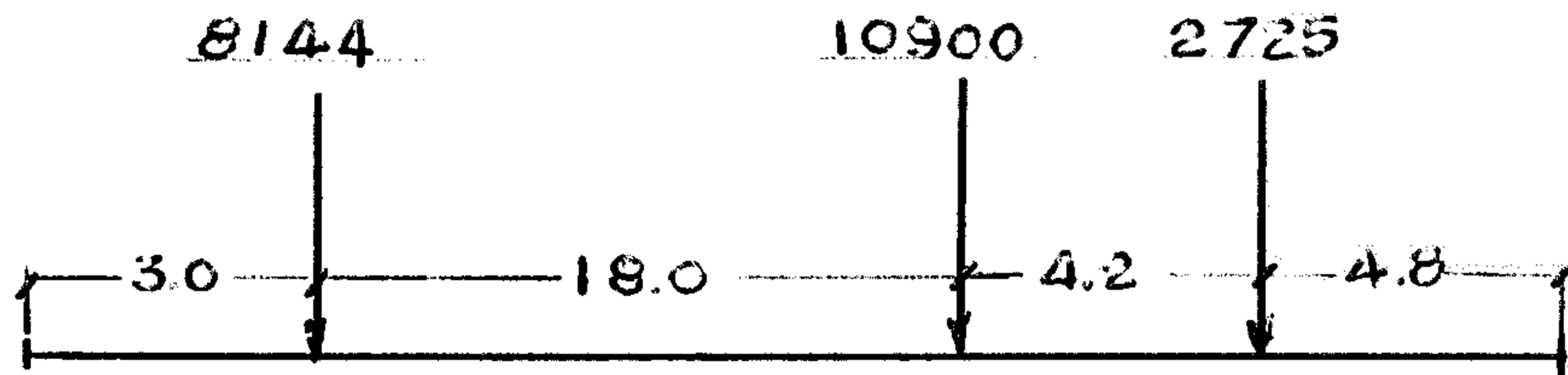


MOMENTOS

EMPUJE

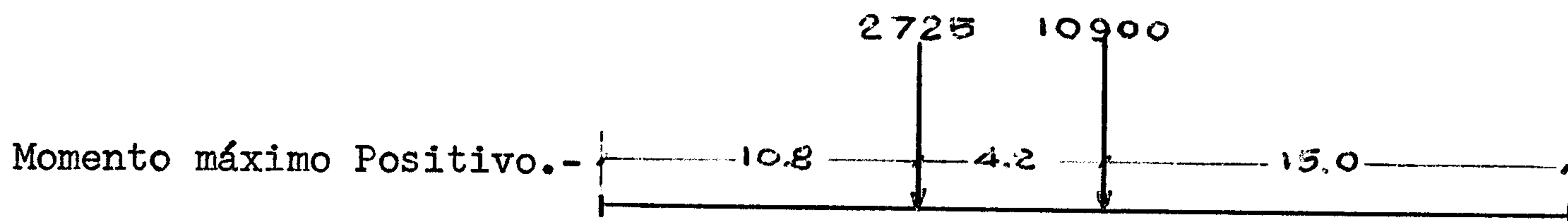
C.C. $0.048 \times 10,900 \times 30 = + 13,700$	$0.216 \times 10,900 \times 6 = 14,100$
$0.01 \times 2,725 \times 30 = + 820$	$0.1318 \times 2,725 \times 6 = 2,150$
C.R. $0.00875 \times 280 \times 45 = + 1,102$	$0.165 \times 280 \times 2.5 = 4,158$
sub- total : + 15,622	sub- total: 20,408
Imp. 30% : + 4,680	Imp. 30% ; 6,122
Total : + 20,302	Total : 26,530

Momento máximo Negativo.-

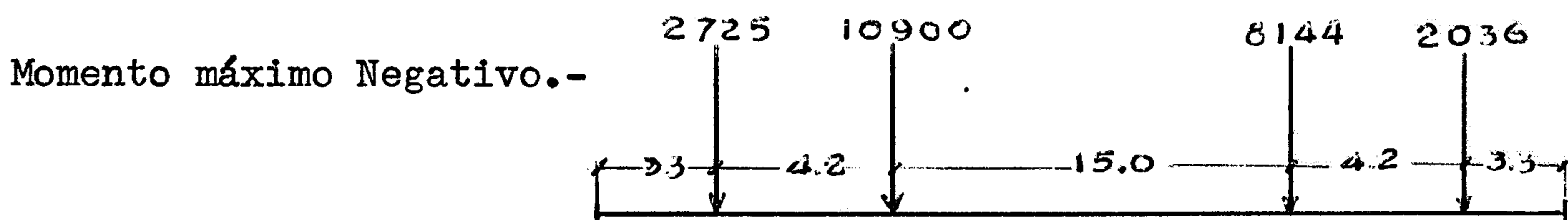


C.C. $0.025 \times 10,900 \times 30 = -8,210$	$0.165 \times 10,900 \times 6 = 10,790$
$0.0179 \times 2725 \times 30 = -1,460$	$0.068 \times 2725 \times 6 = 1,112$
$0.0011 \times 8144 \times 30 = -270$	$0.03 \times 8144 \times 6 = 1,466$
C.R. $0.00875 \times 280 \times 15 \times 2 = -2,204$	$0.165 \times 280 \times 2.5 = 4,158$
sub- total : -12,144	sub- total: 17,526
Imp. 30% : - 3,656	Imp. 30% : 5,274
Total : -15,800	Total : 22,800

Sección en la Clave.-



MOMENTOS	EMPUJE
C.C. $0.0468 \times 10,900 \times 30 = + 15,300$ $0.000 \times 2,725 \times 30 = 0.000$	$0.234 \times 10,900 \times 30 : 5 = 15,300$ $0.197 \times 2,725 \times 30 : 5 = 3,280$
C.R. $0.00875 \times 280 \times 15 \times 30 = + 1,102$	$0.165 \times 280 \times 15 \times 30 : 5 = 4,158$
sub-total : + 16,402	sub-total : 22,738
Imp. 30% : + 4,923	Imp. 30% : 6,822
Total : + 21,325	Total : 29,560



MOMENTOS	EMPUJE
C.C. $0.0127(10900+8144)30 = -7,260$ $0.00968(2725+2036)30 = -1,381$	$0.132(10900+8144) \times 6 = 15,090$ $0.0362(2036+2725) \times 6 = 1,034$
C.R. $2 \times 0.00875 \times 280 \times 15 \times 30 = -1,694$	$2 \times 0.165 \times 280 \times 15 \times 6 = 8,266$
sub - total :-10,345	sub - total: 24,390
Imp. 30% :- 3,115	Imp. 30% : 7,250
Total :-13,460	Total : 31,640

Cuadro de Valores.-

Arranques	Mo.M.P.	Empuje	Mo.M.N.	Empuje
Peso propio	0.00	149,120	0.00	149,120
S.C.+ Imp.	+ 26,554	24,100	- 34,232	13,950
Temperatura	- 30,600	- 9180	- 30,600	- 9,180
Totales :	+57,154	164,040	- 64,832	172,250

0.2 L del A.	Mo.M.P.	Empuje	Mo.M.N.	Empuje
Peso propio	0.00	149,120	0.000	149,120
S.C. + Imp.	+ 34,652	16,228	- 11,707	28,360
Temperatura	+ 1,932	- 9,180	- 1,932	- 9,180
Totales :	+ 36,584	174,528	- 13,639	168,300

0.4 L del A.	Mo.M.P.	Empuje	Mo.M.N.	Empuje
Peso propio	0.00	149,120	0.00	149,120
S.C. + Imo.	+ 20,302	26,530	- 15,800	22,800
Temperatura	+ 13,494	- 9,180	- 13,494	-9,180
Totales :	+ 33,796	166,470	- 29,294	181,100

Clave	Mo.M.P.	Empuje	Mo.M.N.	Empuje
Peso propio	0.00	149,120	0.00	149,120
S.C. + Imp.	+ 21,325	29,560	- 13,460	31,460
Temperatura	+ 15,300	- 9,180	- 15,300	-9,180
	+ 36,625	169,500	- 28,730	189,760

Diseño del apoyo del tablero.-

El extremo del puente se apoya sobre un dispositivo que permite pequeñas variaciones de longitud i que a la vez le sirve de soporte a la última losa del puente. El dispositivo a emplearse estará formado por tres rodillos de acero fundido que descansan en planchas del mismo material.

Para el cálculo, se han considerado las reacciones del peso propio i de la sobre carga:

$$V_{p.p.} = 3,400 \text{ kg peso: viga, losa, pavimento.}$$

$$V_{s.c.} = \underline{14,600 \text{ Kg}} \quad " \quad " : \text{ eje más pesado H-20.}$$

$$V_t = 18,000 \text{ Kg.}$$

Por seguridad, se ha supuesto que sobre los rodillos descansa íntegramente el último paño del puente.

Esfuerzo unitario en el rodillo:

Se aplica la fórmula de

" HERTZ":

$$f = 0.42 \sqrt{\frac{p \times E}{R}}$$

donde : p = carga unitario en T/cm

R = radio del rodillo en cm.

E = módulo de elasticidad del material en T.M por cm. = 2200 T/cm²

Se emplean rodillos de 40 cm de largo por 12 cm de diámetro.

$$p = \frac{18,000}{40} = 450 \text{ Kg/cm} = 0.45 \text{ T/cm}$$

Esfuerzo unitario:

$$f = 0.42 \sqrt{\frac{0.45 \times 2200}{6}}$$

f = 5.4 según las tablas, éste valor debe ser menor que 6.

Luego las dimensiones de los rodillos, serán 40 cm de largo por 12 cm. de diámetro.

Placas de apoyo para los rodillos.-

Se dá las siguientes dimensiones a las placas i luego se verifica las medidas:

$$\text{placa superior} = 50 \times 40 \times 5 \text{ cm}$$

$$\text{placa inferior} = 50 \times 40 \times 8 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{momento resistente} \\ \text{placa superior} & : M = \frac{18 \times 40}{8} = 90 \text{ Tn por cm} \end{aligned}$$

$$\text{módulo resistente} : = \frac{1}{6} \times 50 \times 5^2 = 208 \text{ cm}^2$$

$$\text{esfuerzo} : f = \frac{90}{208} = 0.433 \text{ Tn por cm}^2$$

$$f = 433 \text{ Kg/cm}^2$$

La placa inferior tiene 3 cm más de espesor, por consiguiente no será necesario verificarla.

Presiones sobre la albañilería/-

$$p = \frac{V_t}{50 \times L} = \frac{18,000}{50 \times 60} = 6 \text{ Kg/ cm}$$

Momento de ésta carga al centro de la placa:

$$M = \frac{p \times L^2}{8} = \frac{6 \times 40^2}{8} = 1,200 \text{ Kgém.}$$

$$\text{módulo resistente:} = \frac{1}{6} \times 1 \times 8^2 = 10.6 \text{ cm}^3$$

$$\text{esfuerzo} : f = \frac{1,200}{10.6} = 1130 \text{ Kg/cm}^2$$

Siendo los esfuerzos correctos, se adoptará dos placas de 50 x 40 x 5 cm i 50 x 50 x 8 cm; los rodillos tendrán 40 x 12 cm; se colocarán tres, uno para cada viga.

Cálculo de la banqueta.-

Se considera que actúa el peso propio
i la sobre carga con sus ejes más pesados;

$$\begin{array}{r} \text{peso propio} = 0.2 \times 1.8 \times 2400 = 6250\text{kg} \\ \text{sobre carga} = \quad \quad \quad 14,600 = 14600\text{kg} \\ \text{Imp. } 0.30\% \quad \quad \quad \quad \quad = 4400 \\ \hline \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad 25,250\text{kg} \end{array}$$

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

$$d = \frac{25,250}{0.875 \times 100 \times 8}$$

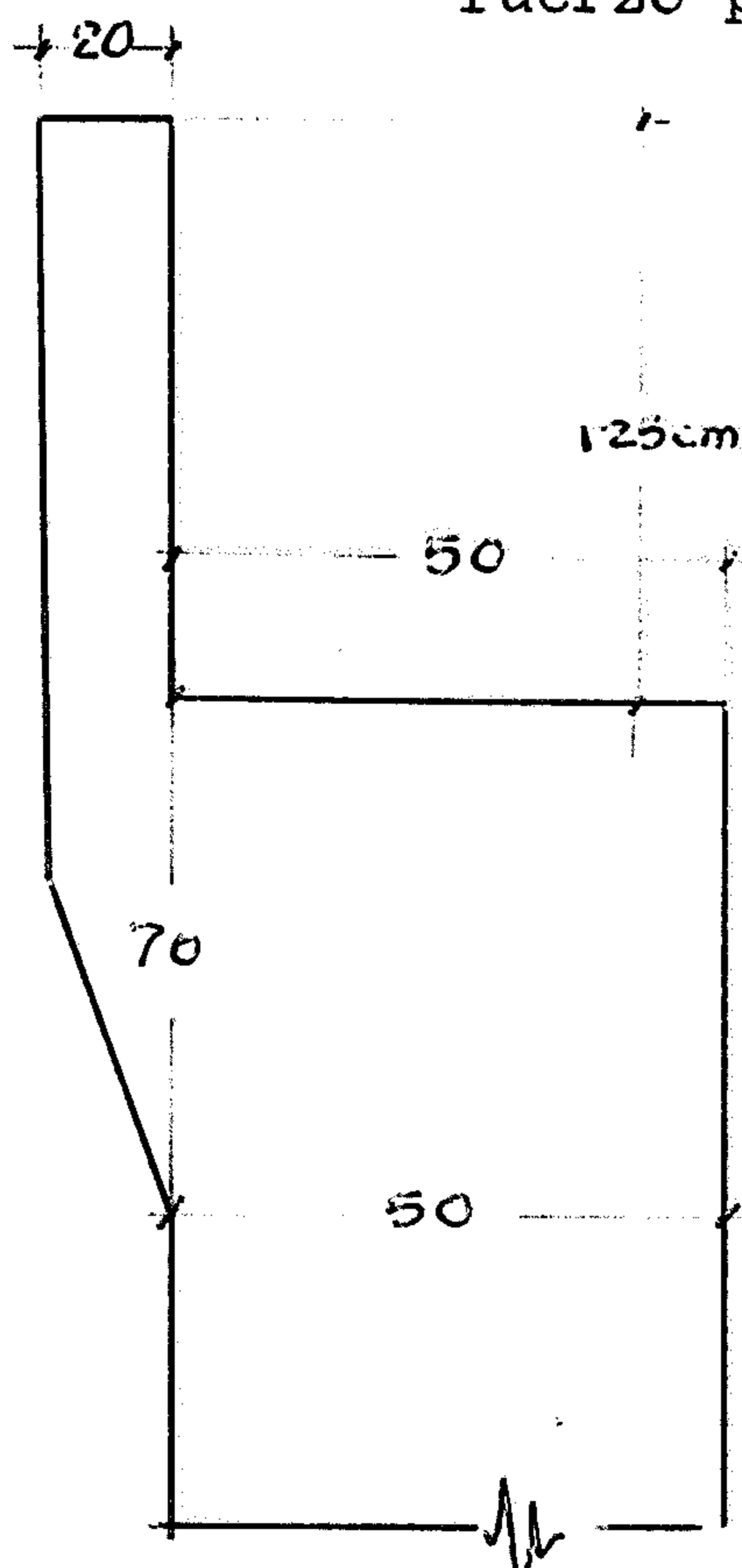
$$d = 37 \text{ cm}$$

se considera; 60 cm más 10 cm de recubrimiento lo que dá
un espesor de 70 cm.

Refuerzo:

$$A_s = \frac{25,250 \times 20}{1125 \times 0.875 \times 60}$$

$$A_s = 8.5 \text{ cm}^2 \quad \text{se colocarán } 13 \text{ cm}^2 \text{ del re} \\ \text{fuerzo principal.}$$



Diseño del estribo que soporta el extremo del tablero.-

El estribo se calcula considerandolo empotrado en el estribo del arco. La longitud del muro será de 9.00 metros.

Para el cálculo del empuje de las tierras se aplicará la fórmula de Rankini:

$$E = \frac{1}{2} w \cdot h (h + 2h') C$$

en donde :

w = peso del relleno por m³

h = altura del relleno

h' = altura de la sobre carga reducida a peso de relleno.

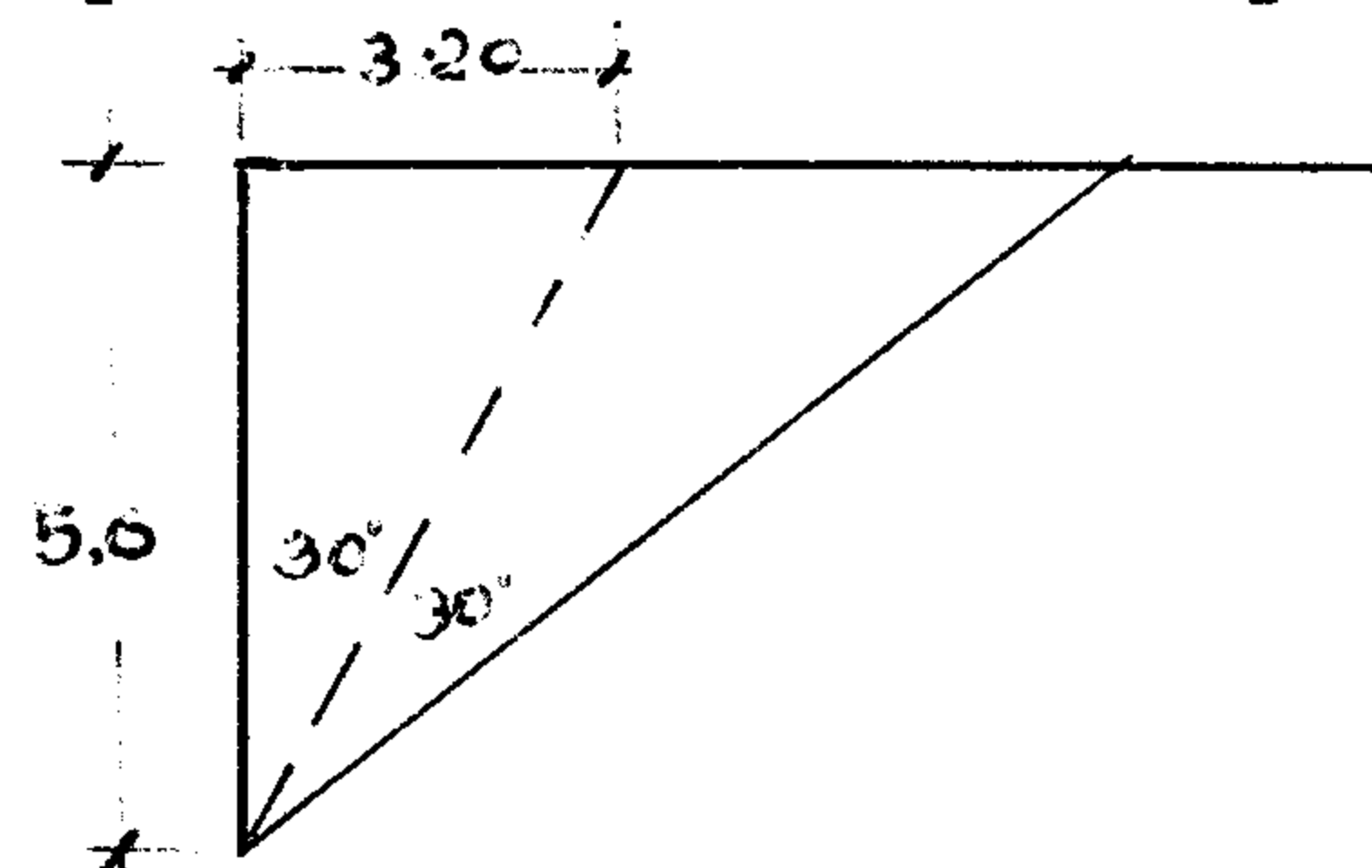
C = constante que se puede considerar en éste caso 0.26

Espesor del relleno que actua sobre la cara del muro. Para esto se considera como ángulo de reposo del relleno 30° i que ejercen acción sobre el muro las fuerzas que estan colocadas dentro de la bisectriz del ángulo complementario al de reposo ó sea 60°.

$$x = h \cdot \operatorname{tg} 30^\circ$$

$$x = 5.6 \times 0.57$$

$$x = 3.20 \text{ mts.}$$



En el espacio de 3.20 m , solo puede entrar un eje se considera el más pesado 14,560 Kg. Esta carga, dará por metro cuadrado:

$$\text{Carga/ m}^2 = \frac{14,560}{2.72 \times 3.2} = 1,670 \text{ Kg/m}^2$$

Considerando un impacto del 30%, igual 530 kg.

$$\text{Sobre carga total por m}^2 = 1,670 + 530 = 2,200 \text{ kg/m}^2$$

esta sobre carga reducida a altura de relleno, dá : 1.4 mts.

Cálculo del empuje del relleno i sobre carga:

$$E = \frac{1}{2} \times 1,600 \times 5.6 (5.6 + 2 \times 1.4) \times 0.26$$

$$E = 9,785 \text{ Kg.}$$

Punto de aplicación del empuje:

$$x = \frac{5.6 + 3 \times 1.4}{5.6 + 2 \times 1.4} \times \frac{5.6}{3}$$

$$x = 2.17 \text{ mts.}$$

El empuje se calcula ,buscando las cargas más desfavorables tanto las del relleno como de la sobre carga.

Refuerzo en la parte baja del muro:

el momento en la base :

$$M = 9,785 \times 2.17 = 20,224 \text{ Kgm.}$$

espesor del muro:

$$d = \sqrt{\frac{M}{R \cdot b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{2'022,400}{12.25 \times 100}} = 41 \text{ cm}$$

se considera 50 cm como espesor.

Area de acero:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{2'022,400}{1125 \times 0.875 \times 50} = 41 \text{ cm}^2$$

se emplean fierros de 1¹/₄" á 20 cm .Este refuerzo se llevará hasta la tercera parte de la altura;reduciendose á la mitad en ése punto.

Comprobación del esfuerzo cortante:

$$v = \frac{9,785}{100 \times 0.875 \times 41} = 2.73 \text{ k/cm}^2$$

Refuerzo por temperatura:

$$A_s = 0.002 \times 40 \times 100 = 8 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1/2" \text{ } \emptyset \text{ á } 20 \text{ cm}$$

Longitud de empotramiento .-

La longitud de empotramiento del refuerzo en el muro de sostenimiento, se calcula mediante la fórmula:

$$L = \frac{f_s}{4 \cdot u} \times D$$

$$L = \frac{1125}{4 \times 7} \times 3.17 = 1.28 \text{ m.}$$

se tomará 1.30 mts. para la longitud del empotramiento.

Cálculo del refuerzo en la banqueta.-

$$\text{Empuje : } E = \frac{1}{2} \times 1600 \times 1.10 (1.1 + 2 \times 1.4) \times 0.26$$

$$E = 900 \text{ kg. ; } x = 55 \text{ cm}$$

$$\text{Momento: } M = 900 \times 55 = 49,500 \text{ Kgcm}$$

$$\text{Refuerzo: } A_s = \frac{49,500}{1125 \times 0.875 \times 20} = 2.5 \text{ cm}^2$$

como éste refuerzo es pequeño, se ha considerado el 25% del refuerzo principal.

Diseño de los muros en ala .-

Estos muros se han diseñado en hormigón armado i se emplean para contener el relleno del terraplen que dá acceso al puente. La sección de esta estructura es trapezoidal correspondiendo á la mayor altura 8 mts. y á la menor 3 mts. su longitud será de 14.50 mts. cada uno.

El ángulo que forman con el eje de la vía es de 45°.

La sobre carga, se ha estimado en 1,000 Kg por m² y la del relleno en 1,600 Kg por m³.

Cálculo de la presión:

$$P = 0.833 \times \frac{w \cdot h^2}{2}$$

$$P = 0.833 \times \frac{1,600 \times 8,625^2}{2}$$

$$P = 59,000 \text{ Kg.}$$

en la fórmula aplicada, h es igual á la altura del muro más la sobre carga reducida a altura de relleno $8 + 0.625$.

posición de la resultante:

$$X = \frac{8.800}{3}$$

$$X = 2.95 \text{ mts}$$

Fuerzas verticales y punto de aplicación de la resultante:

$$\begin{array}{l} W_a = 0.8 \times 4 \times 2400 = 7680 \times 2.00 = 15,360 \\ W_b = 0.4 \times 8 \times 2400 = 7680 \times 1.20 = 9,210 \\ W_c = 0.4 \times 8 \times 2400 = 5180 \times 1.67 = 12,800 \\ W_d = 1.8 \times 8 \times 1600 = 23100 \times 3.10 = 71,400 \\ W_e = 0.4 \times 8 \times 1600 = 5120 \times 1.93 = 9,900 \\ \hline \qquad \qquad \qquad 48,700 \qquad \qquad \qquad 118,670 \end{array}$$

posición de la resultante:

$$X = \frac{118,670}{48,700}$$

$$X = 2.34 \text{ mts.}$$

Antes de investigar la estabilidad del muro, se procede a verificar el espesor de la pared en la base ó sea verificar la dimensión dada que es de 1.00 metro.

$$\text{presión} = 0.833 \cdot \frac{w \cdot h^2}{2}$$

$$p = 0.833 \times 800 \times 8.625^2$$

$$p = 49,500 \text{ Kg}$$

$$X = 2.67 \text{ mts.}$$

$$\text{momento} = 49,500 \times 2.67$$

$$M = 132,165 \text{ Kgm.}$$

$$\text{espesor} = \frac{13216500}{12.25 \times 120}$$

espesor = 1.07 mts.

luego el espesor considerado de 1.20 m se considerará aceptable.

Refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d}$$

$$A_s = \frac{13'216,500}{1125 \times 0.875 \times 110} = 124 \text{ cm}^2$$

se emplean fierros de 1 $\frac{3}{4}$ " cuya area es de 7.9 cm²; necesitando-se 15.5 fierros por metro lineal, colocados a 6.5 cms.

Como la cara del muro es trapezoidal, será necesario investigar el refuerzo a la mitad de su longitud i en el extremo para deducir el area de refuerzo que será reducido, ya que el relleno descansa en forma triangular por ser las alas del muro á 45°. Asi, verificando el cálculo, resulta al centro 68 cm² de fierro i en el extremo solamente 8 cm². Mediante un gráfico se establece la reducción del refuerzo.

resulta:

124 cm ²	en una longitud de 3.50 mts
96 cm ²	" " " " " 3.50 "
68 cm ²	" " " " " 4.00 "
38 cm ²	" " " " " 3.50 "

El refuerzo, será reducido a su tercera parte, a partir de un tercio de la altura.

Comprobación al corte:

$$v = \frac{V}{b \cdot j \cdot d} = \frac{49,500}{110 \times 0.875 \times 100}$$

$$v = 5.16 \text{ Kg por cm}^2 \text{ (se considera bueno)}$$

Adherencia:

$$u = \frac{V}{\Sigma o \cdot j \cdot d} = \frac{49,500}{135 \times 0.875 \times 110}$$

$$u = 3.33 \text{ kg por cm}^2 \text{ (bueno)}$$

Presión sobre el piso :

$$p = \frac{48,700}{400 \times 100} = 1.87 \text{ Kg / cm}^2$$

Cálculo del espesor de la Zapata:

Se considera que actúa la fuerza P formada por la sobre carga de $1,000 \text{ Kg/cm}^2$. i la altura del relleno que es $8 \times 1.8 \times 1,600$, además el peso propio.

$$p = 1,000 \text{ kg}$$

$$p' = 8 \times 1.8 \times 1,600 = 23,000 \text{ Kg}$$

$$p'' = 1.8 \times 0.8 \times 2400 = 3,460 \text{ Kg}$$

$$P_t = p + p' + p''$$

$$P_t = 27,400 \text{ Kg.}$$

Esta fuerza se su-

pone al centro - como se indica en la fig-

momentos respecto al punto A:

$$\begin{aligned} M_A &= 27,400 \times 0.9 \\ &= 24,600 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

espesor :

$$\begin{aligned} d &= \sqrt{\frac{M}{R \cdot b}} \\ d &= \sqrt{\frac{2460000}{12.25 \times 100}} \\ d &= 45 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Se ha considerado

80 cm , correspondiendo 10cm para el recubrimiento.

acero :

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{2,460,000}{1125 \times 0.875 \times 70}$$

$$A_s = 35.6 \text{ cm}^2$$

Se emplean 7 fierros de 1" espaciados

15 cm de centro á centro.

Comprobación del corte en la cara:

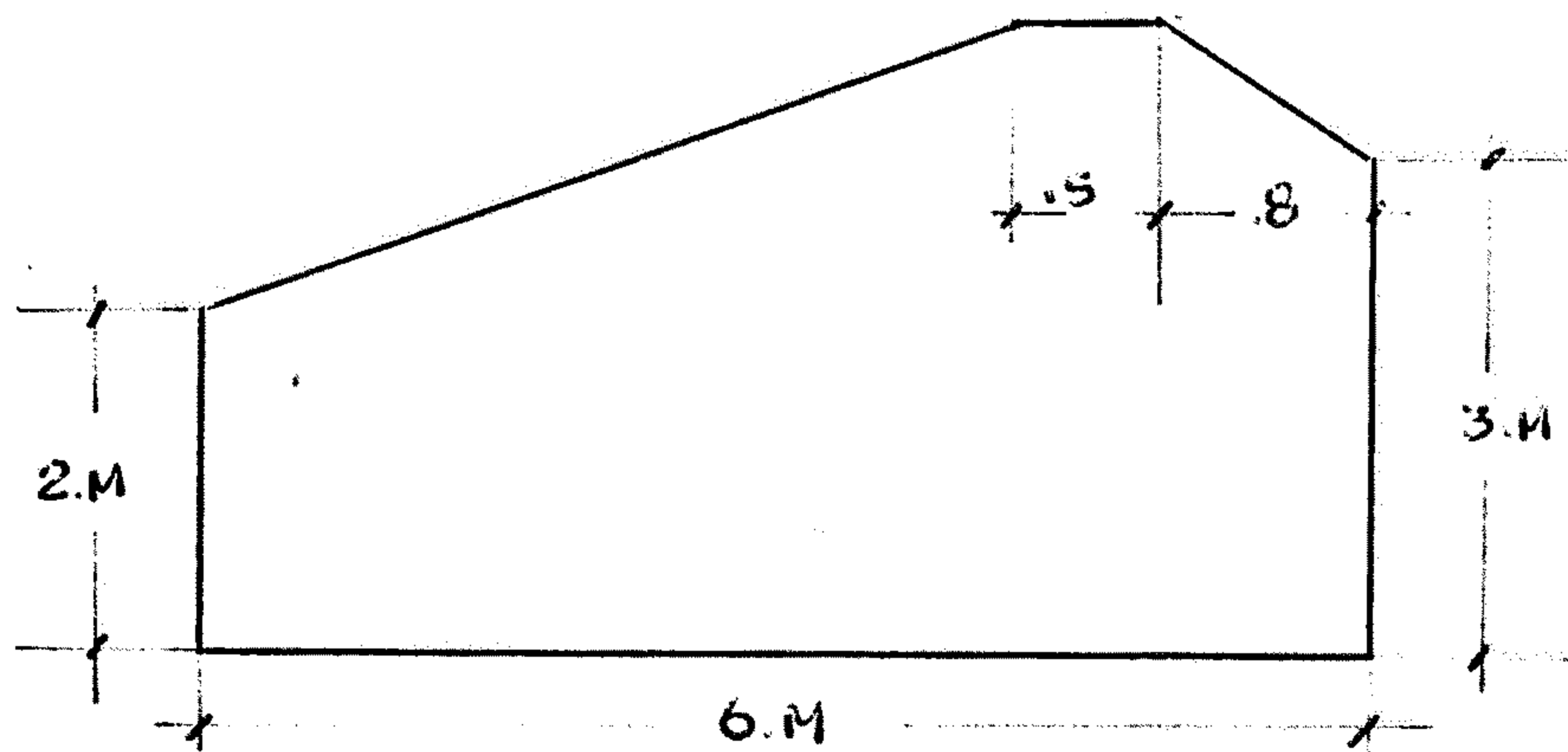
$$v = \frac{27,400}{70 \times 0.875 \times 100}$$

$$v = 4.5 \text{ Kg / cm}^2 \text{ (bueno)}$$

_____ o _____

CALCULO DEL ESTRIBO DEL ARCO.-

Características: Los Estribos serán construidos de cocre-to ciclópeo con proporción de 1: 2; 4 , conteniendo un 30% de piedras grandes provenientes de rio. Serán calculados pa- ra servir de anclaje tanto a los arcos como a los estribos del tablero.

Dimensiones:

Para el cálculo, se supone una sección aproximada del muro, la misma que se verifica sus condiciones estáticas.

PRIMER CASO.-

Muro sin sobre carga. Se considera como peso de la albañolería $2,400 \text{ Kg/m}^3$

$$\begin{aligned} \text{p.p. estribo} &= \frac{2 + 4}{2} \times 4.7 \times 2400 \times 8.5 = 288,000 \text{ Kg} \\ &= 4 \times 0.5 \times 2,400 \times 8.5 = 40,750 \text{ ''} \\ &= \frac{4 + 3}{2} \times 0.8 \times 2400 \times 8.5 = 57,200 \text{ ''} \end{aligned}$$

385,950 Kg.

Determinación del centro de gravedad del estribo:

Para determinar el centro de gravedad, se toman momentos con respecto a la arista A .

$$385,950 X = 288,000 x \left(\frac{2x2 + 4}{2 + 4} \right) x \frac{4.7}{3} + 0.5 + 0.8 +$$

$$40,750 x \frac{0.5}{2} + 0.8 + 57,200 \frac{2x4 + 3}{4 + 3} x \frac{0.8}{3}$$

$$385,950 X = 976,300 + 42,800 + 18,650$$

$$X = 2.69 \text{ mts.}$$

Peso del relleno sobre el Estribo:

$$P_r = \frac{7.6 + 5.6}{2} x 4.7 x 1,600 x 8.5$$

$$P_r = 422,000 \text{ Kg.}$$

Punto de aplicación:

$$d = \frac{2 x 7.6 + 5.6}{7.6 + 5.6} x \frac{4.7}{3}$$

$$d = 2.45 \text{ mts.}$$

Empuje del relleno sobre el Estribo:

$$E = \frac{1}{2} x p x h^2 x C x 0.3$$

$$E = 0.5 x 1,600 x 7.6^2 x 0.3 = 13,920 \text{ Kg/m de ancho}$$

$$E_t = 118,300 \text{ Kg. (empuje total)}$$

Punto de aplicación:

$$d = \frac{7.6}{3} = 2.53 \text{ mts.}$$

Reacción debida al peso propio:

peso de los arcos más la estructura:

$$R_v = 3 \times \frac{101,567}{1} = 304,700 \text{ Kg}$$

$$R_h = 3 \times 162,500 = 487,500 \text{ ''}$$

peso propio del estribo del tablero:

$$\text{apoyo} = 0.2 \times 1.8 \times 2,400 \times 8.5 = 9,504 \text{ Kg}$$

$$\text{pared} = 0.55 \times 4.4 \times 2,400 \times 8.5 = 49,368 \text{ ''}$$

$$\underline{\hspace{10em}} \\ 58,872 \text{ Kg.}$$

momento del p.p. del tablero:

$$49,368 \times 0.94 = 46,406 \text{ Kgm}$$

$$9,504 \times 1.32 = 12,545 \text{ '' ''}$$

$$\underline{\hspace{10em}} \\ 58,951 \text{ Kgm}$$

punto de aplicación:

$$X = \frac{58,951}{58,872} = 1.00 \text{ m}$$

Posición de todas las Fuerzas:

Para encontrar la posición de la resultante,

se toman momentos con respecto al punto A.

$$\text{Suma } F_v = 304,700 + 58,872 + 385,950 + 42,200$$

$$F_v = 1'171,522 \text{ Kg.}$$

Suma de momentos con respecto al punto A.

$$\text{Suma } M_A = 487,500 \times 3.5 + 304,700 \times 0.4 + 422,000 \times 2.45$$

$$+ 385,950 \times 2.69 + 58,951 \times 1.0 - 118,300 \times 2.53$$

$$M_A = 3'659,887 \text{ Kgm}$$

punto de aplicación:

$$X = \frac{3'659,887}{1'171,522} = 3.13 \text{ mts.}$$

La resultante de todas las fuerzas, pasa por el tercio central, luego no habrá tensión en la base.

Seguridad al volteo:

$$S_V = \frac{M_e}{M_V}$$

Para calcular M_e , se toman momentos con respecto al punto B.

$$\begin{aligned} \text{Suma } M_e &= 118,300 \times 2.53 + 304,700 \times 5.60 + 58,872 \times 5.0 \\ &+ 422,000 \times 3.55 + 385,950 \times 3.31 \end{aligned}$$

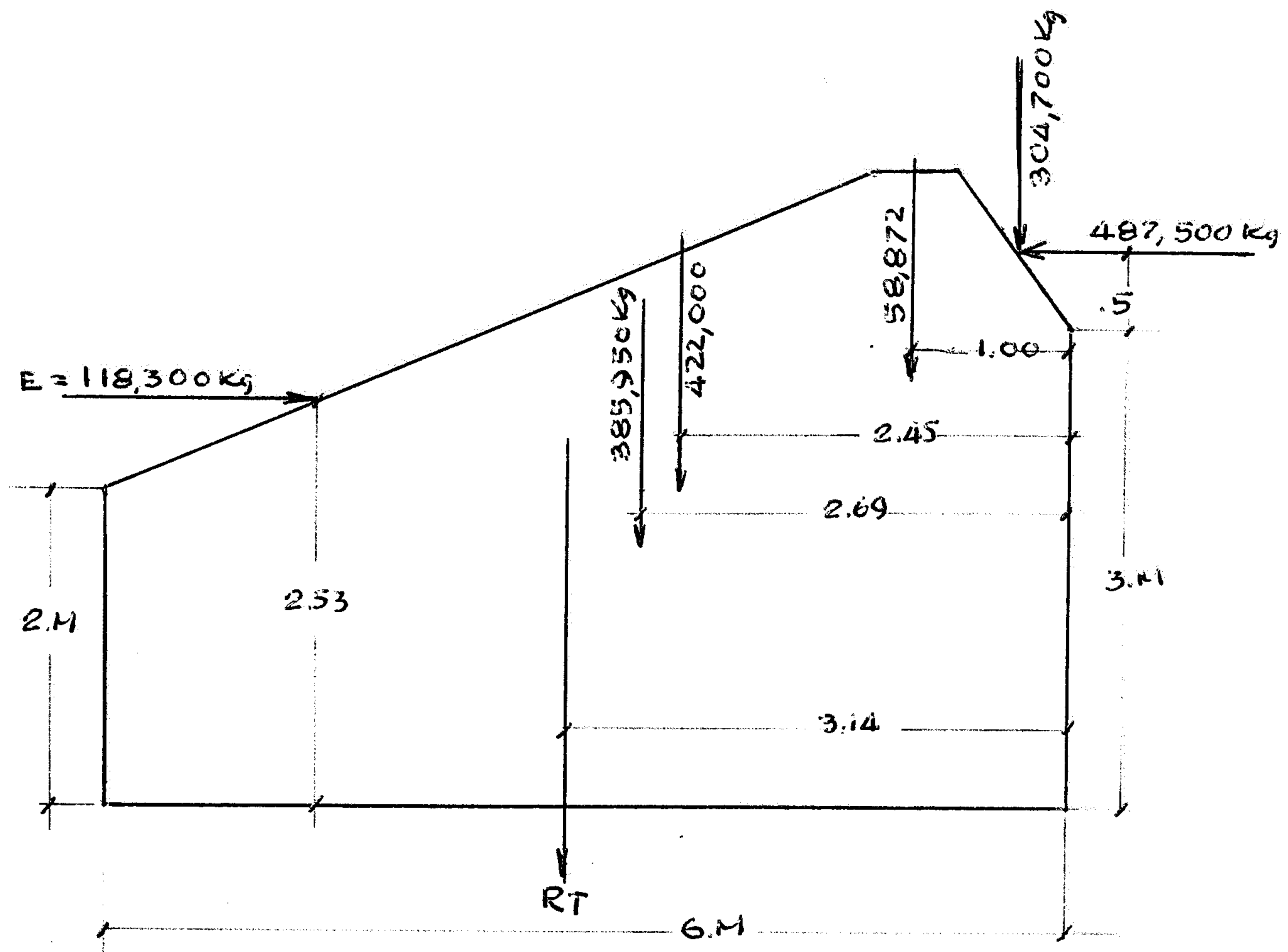
$$M_e = 5'075,573 \text{ Kgm.}$$

$$M_V = 487,500 \times 3.5$$

$$M_V = 1'706,250 \text{ Kgm.}$$

$$S_V = \frac{5'075,573}{1'706,250} = 2.97$$

Siendo el coeficiente de seguridad mayor que 2, se considera buenas las dimensiones.



SEGUNDO CASO .-

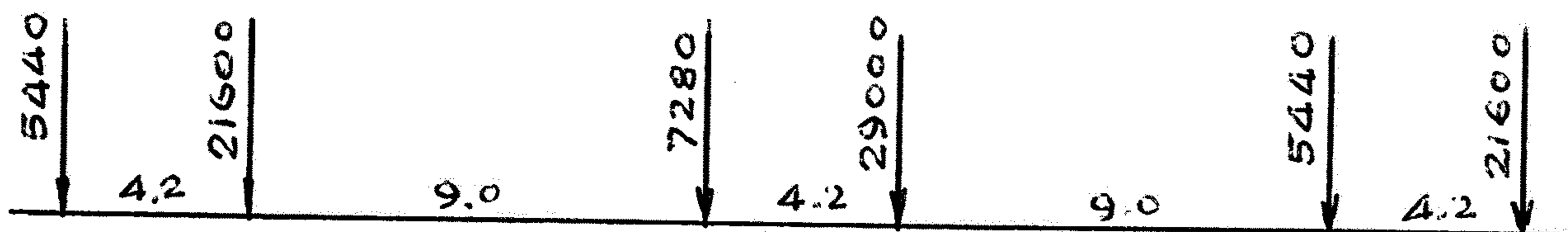
Se considera el muro con sobre carga. El tren de camiones empleado es el H - 20.

Cargas estáticas consideradas:

Peso del relleno:	=	422,000	á	3.55	de	B.
" " estribo:	=	385,950	á	3.31	de	B.
" apoyo vigas :	=	58,872	á	5.00	de	B.
Empuje de las tierra=		118,300	horiz-	2.53	B.	
peso propio Puente :=		304,700	á	5.60	de	B.
Empuje " "	=	487,500	á	3.50	de	B.

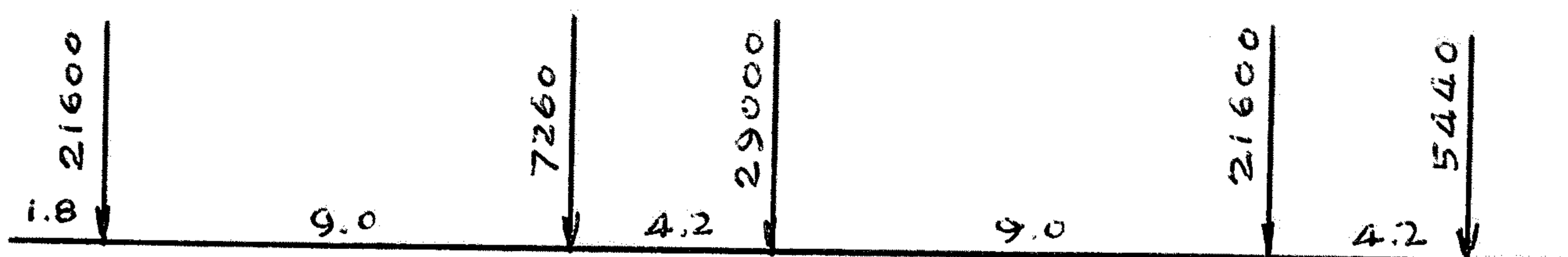
Sobre carga del H - 20 :

El ancho del Puente permite el paso de dos filas de camiones, cuya carga se dispone de la siguiente forma:



Se considera también una carga uniformemente repartida de 350 Kg/m^2 para los paseos i como éstos tienen 0.80 m. de ancho se considerará: 280 Kg por metro lineal.

Máximo empuje producido por la sobre carga:

Cálculo del Empuje:

29,000 x 30 x 0.234 : 5 =	40,730 Kg.
7,280 x 30 x 0.198 : 5 =	8,660 "
21,600 x 30 x 0.096 : 5 =	11,790 "
21,600 x 30 x 0.0124 : 5 =	1,600 "
5,440 x 30 x 0.0124 : 5 =	400 "
	63,180 Kg.
Imp. 30%:	14,220 "
	77,400 Kg.

Cálculo de los momentos que produce la sobre carga:

29,000 x 30 x 0.032 = +	27,860 Kgm
21,600 x 30 x 0.032 = +	20,740 "
5,440 x 30 x 0.0049 = +	800 "
7,280 x 30 x 0.0148 = -	3,230 "
21,600 x 30 x 0.0437 = -	28,350 "
	+ 17,820 Kgm
Imp. 30%:	4,009 "
	+ 21,829 Kgm.

La rueda más pesada del camión, se colocó en el centro del tramo para obtener el máximo esfuerzo i de ese modo poner todas las ruedas en el puente; los coeficientes para deducir tanto el empuje como los momentos, se han obtenido del gráfico de las líneas de influencia. Láminas N° 8 del curso de Puentes del Ing. Juan Quiriga.

Reacción Vertical:

$$R_v = 21,600 \times 0.98 + 7280 \times 0.70 + 29,000 \times 0.5 \\ + 5,440 \times 0.011$$

$$R_v = 43,280 \text{ Kg.}$$

$$\text{Imp. 22.5\% } 9,740 \text{ ''}$$

$$\text{Reacción } \pm 53,020 \text{ Kg}$$

$$\text{Carga Uniforme} = \frac{2 \times p \times L^2}{8 \times f} = \frac{2 \times 280 \times 30^2}{8 \times 5}$$

$$\text{C.U. empuje} = 15,100 \text{ Kg.}$$

$$R = 2 \times 280 \times \frac{30}{2}$$

$$R = 8,400 \text{ Kg.}$$

Esfuerzos producidos por el peso propio y la sobre carga:

$$\text{Empuje total} = 487,500 + 77,400 + 15,100$$

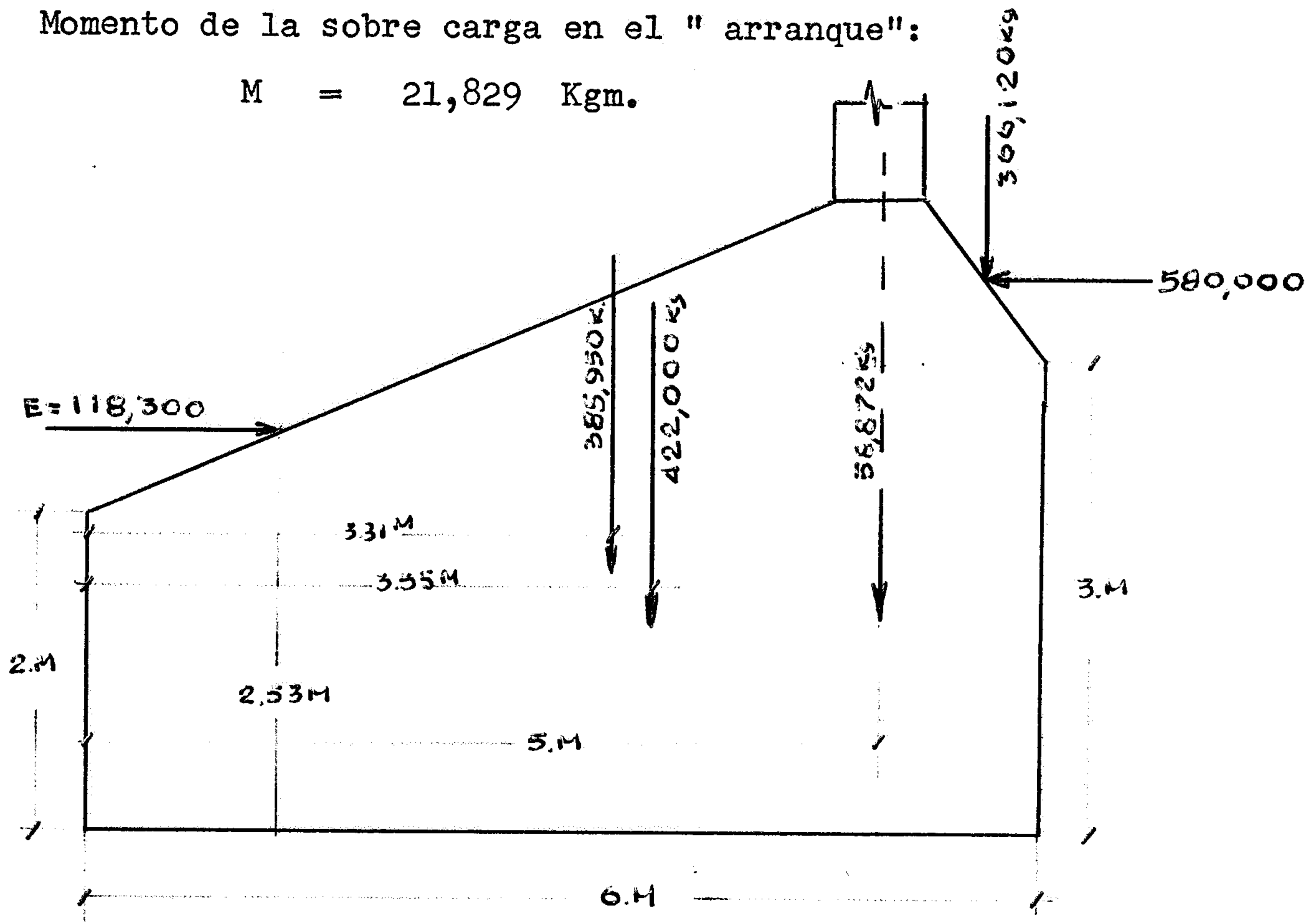
$$E_t = 580,000 \text{ Kg}$$

$$\text{Reacción total} = 304,700 + 53,020 + 8,400$$

$$R_t = 366,120 \text{ Kg}$$

Momento de la sobre carga en el "arranque":

$$M = 21,829 \text{ Kgm.}$$



Se toman momentos con respecto al punto B , para determinar el punto de aplicación de todas las fuerzas.

$$M_+ = 422,000 \times 3.55 + 118,300 \times 2.53 + 385,950 \times 3.31 \\ + 58,872 \times 5.00 + 366,120 \times 5.6$$

$$M_+ = + 5'419,527 \text{ Kgm}$$

$$M_- = - 21,829 - 580.000 \times 3.5$$

$$M_- = - 2' 051,829 \text{ Kgm}$$

Suma de las fuerzas verticales :

$$F_v = 385,950 + 422,000 + 58,872 + 366,120$$

$$F_v = 1'332,942 \text{ Kg}$$

Exentricidad:

$$e = \frac{M_+ + M_-}{V} \\ e = \frac{3'367,698}{1'332,942} = 2.52 \text{ mts.}$$

La resultante pasa por el tercio central , por consiguiente no habrá tensión.

Presiones en la base:

se aplica: $p = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$

siendo: $P = 1'329,150 \text{ Kg}$

$$A = 8.50 \times 600$$

$$e = 3.00 - 2.51 = 0.49$$

$$b = 600 \text{ m}$$

reemplazando: $p = \frac{1'329,150}{8.50 \times 600} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.49}{600} \right)$

$$P_{\max} = 3.89 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{---} \quad P_{\min} = 1.28 \text{ Kg/cm}^2$$

Coeficiente de seguridad al volteo:

Se obtiene el coeficiente dividiendo los momentos positivos entre los negativos.

$$\begin{aligned} \text{Coef.} &= \frac{5'419,527}{2'051,829} \\ &= 2.64 \end{aligned}$$

Se considera como bueno, por ser mayor que 1.5

Coeficiente de seguridad al deslizamiento:

$$\text{Coef} = \frac{\text{Suma } F_v \times 0.7}{\text{Suma } F_h}$$

$$F_v = 1'332,942 \text{ Kg}$$

$$F_h = 580,000 - 118,300 = 461,700$$

$$\begin{aligned} \text{Coef} &= \frac{0.7 \times 1'332,942}{461,700} \\ &= 2.02 \end{aligned}$$

Se considera bueno por ser mayor que 1.5

————— o —————

DISEÑO DE UNA ALCANTARILLA.-

Se ha elegido una alcantarilla

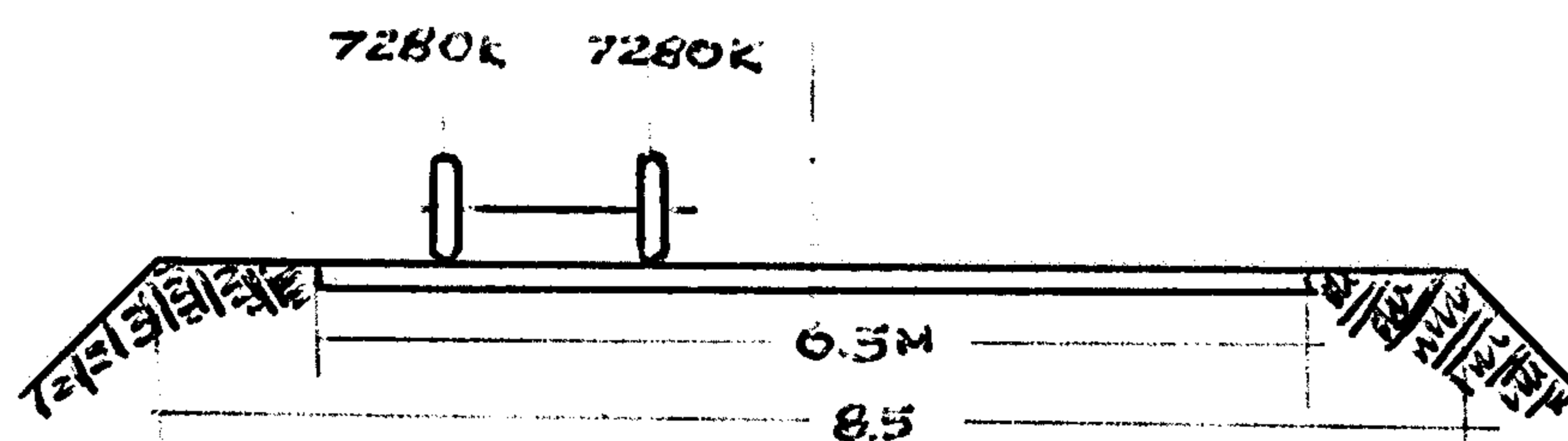
tipo " Marco"; con las siguientes características:

Techo y pisos	= 3 mts.	--	Relleno	= 1,800 Kg/m ³
Paredes:	= 2 "	--	ang.Rep.45°-	talud 1:1
h del relleno	= 4 "	--	f _c	= 45 Kg/cm ²
esp. paredes	= 0.25 "	--	f _s	= 1,200 Kf/cm ²

La alcantarilla se ha ubicado en la estaca N° 43 + 6.50 mts; lugar de pequeños cursos de agua en la época de avenidas. Las dimensiones adoptadas, están de acuerdo a un posible volumen de $5 \text{ m}^3/\text{seg}$. En los cálculos no se ha considerado el efecto del impacto, por ser absorbido por el relleno.

Sobre carga,-

Se considera un ancho de vía de 6.50 m, que puede dar paso a dos camiones H-20.



Considerando la mitad de vía, las ruedas más pesadas dan 14,560 Kg. actuando en un área de: 4.25×4.0 mts.

$$p = \frac{14,560}{4.25 \times 4.0}$$

$$p \approx 900 \text{ Kg/ m}^2$$

Cálculo de las Cargas:

Losa	:	$0.35 \times 1.0 \times 2,400 =$	840 Kg
Releno	:	$4.0 \times 1.0 \times 1,800 =$	7,200 "
Sobre Carga:		$=$	900 "

Carga sobre la Losa: 8,940 Kg por m^2

Peso de las paredes:

$$2 \times 0.25 \times 1 \times 2 \times 2,400 = 2,400 \text{ Kg}$$

éste peso se distribuye sobre la zapata que mide 3.50 mts.

$$p = \frac{2,400}{3.50} = 700 \text{ Kg por m}^2$$

Carga por metro cuadrado de zapata:

$$700 - 8,940 = 9,640 \text{ Kg por m}^2$$

Empuje de las tierras:

Se acepta que la presión es uniforme;
la presión media a la mitad de las paredes será:

$$P = \frac{1,800}{2} \times 5.2 \times (5.2 + 0.5) \times C$$

$$C = \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = 0.17$$

$$\phi = 45^\circ \text{ ang. reposo}$$

$$0.5 = \text{alt. de S.C. reducida a relleno}$$

Resulta:

$$P = 4,500 \text{ Kg.}$$

Cálculo de los momentos de Empotramiento:

Viga:

$$M = \frac{p \cdot l^2}{12}$$

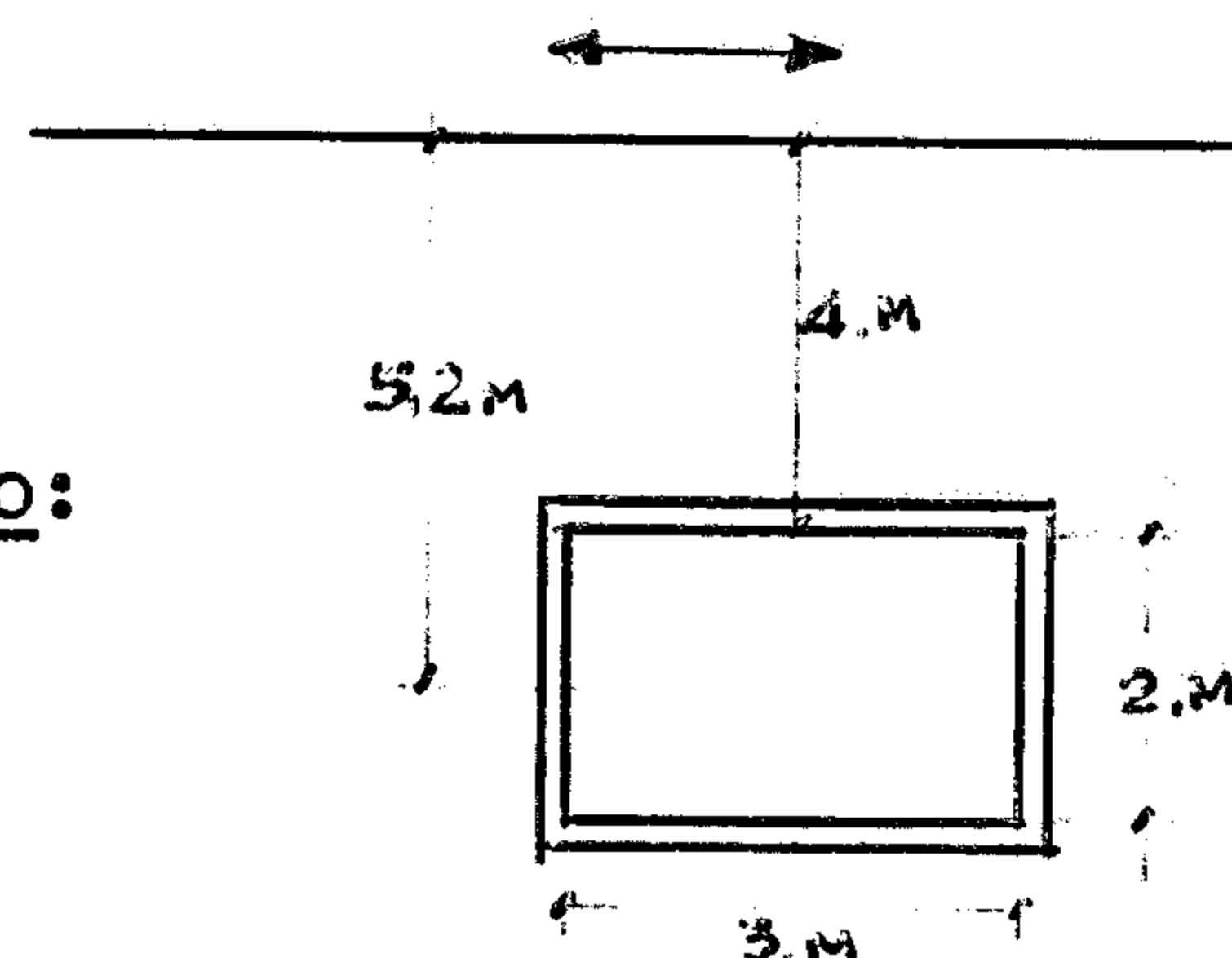
$$M = \frac{8,940 \times 3.25^2}{12} = 7,850 \text{ Kgm.}$$

Zapata:

$$M = \frac{9640 \times 3.25^2}{12} = 8,500 \text{ Kgm}$$

Pared:

$$M = \frac{4,500 \times 2.35^2}{12} = 1,900 \text{ Kgm}$$



Elementos del Pórtico:

Rigideces:

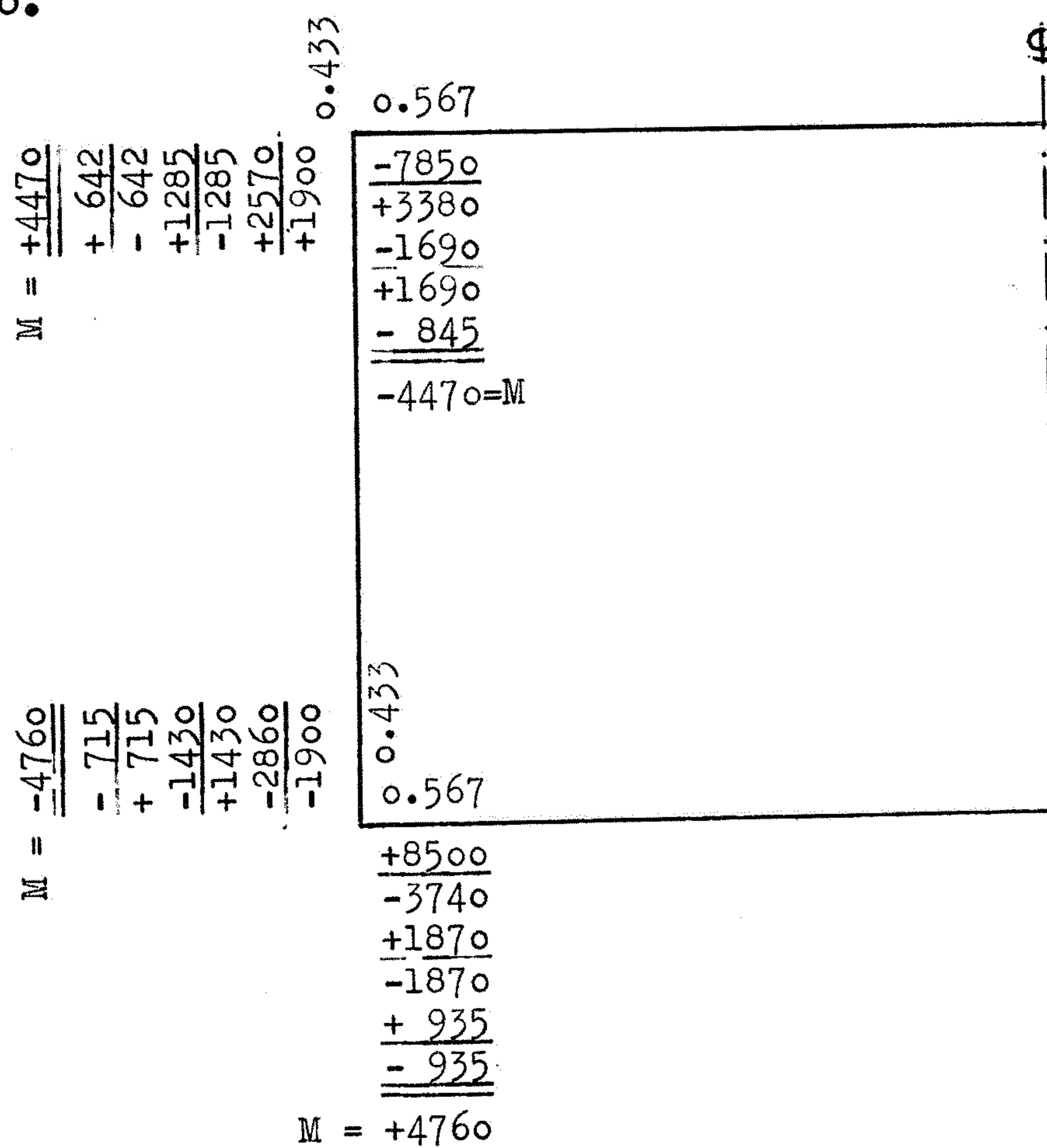
$$K_v = \frac{0.35^2}{3.25} = 0.0347$$

$$K_c = \frac{0.25^2}{235} = 0.0265$$

Factores de de distribución:

$$\begin{aligned} \text{Viga:} &= \frac{347}{612} = 0.567 \\ \text{Columnne:} &= \frac{265}{612} = 0.433 \end{aligned}$$

La distribución de los momentos se aplicará en el semi-pórtico poe ser simétrico.



Despues de tres ciclos, los momentos finales serán:

$$\text{En A} = 4,470 \text{ Kgm}$$

$$\text{En C} = 4,760 \text{ Kgm}$$

Momento en el centro de la Losa:

$$M = \frac{p \cdot l^2}{8} - 4,470 = \frac{8,940 \times 3.25^2}{8} - 4,470$$

$$M = 7,330 \text{ Kgm.}$$

Momento en el centro de la Losa inferior:

$$M = \frac{9,640 \times 3.25^2}{8} - 4,760$$

$$M = 7,980 \text{ Kgm}$$

Momento en el centro de las paredes:

$$M = \frac{4,500 \times 2.35^2}{8} - \frac{4,760 - 4,470}{2}$$

$$M = -3,100 - 4,615$$

$$M = -1515 \text{ Kgm}$$

Comprobación del espesor de la Losa inferior:

$$d = \sqrt{\frac{798,000}{12.25 \times 100}} = 32 \text{ cm.}$$

Considerando 3 cm para el recubrimiento resulta como espesor total: 35 cm.

Cálculo del Refuerzo:

$$A_s = \frac{733,000}{1200 \times 0.875 \times 32} = 21.8 \text{ cm}^2$$

Losa superior centro:

$$A_s = 7/8" \text{ á } 18 \text{ cm}$$

Temperatura:

$$A_s = 0.0025 \times 30 \times 100 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{1}{2}" \text{ á } 17 \text{ cm.}$$

En los extremos de la losa :

$$A_s = \frac{447,000}{1200 \times 0.875 \times 32} = 14.0 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2 \text{ } \emptyset \text{ } 7/8" + 3 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8" \text{ por metro/1}$$

Losa inferior:

$$A_s = \frac{798,000}{1200 \times 0.875 \times 32} = 23.7 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6 \text{ } \emptyset \text{ } 7/8'' \text{ á } 16.5 \text{ cm}$$

Temperatura:

$$A_s = \frac{1}{2}'' \text{ á } 17 \text{ cm}$$

En el extremo de la Losa inferior:

$$A_s = \frac{476,000}{1200 \times 0.875 \times 32} = 14.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2 \text{ } \emptyset \text{ } 7/8'' + 3 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8''$$

En las Paredes:

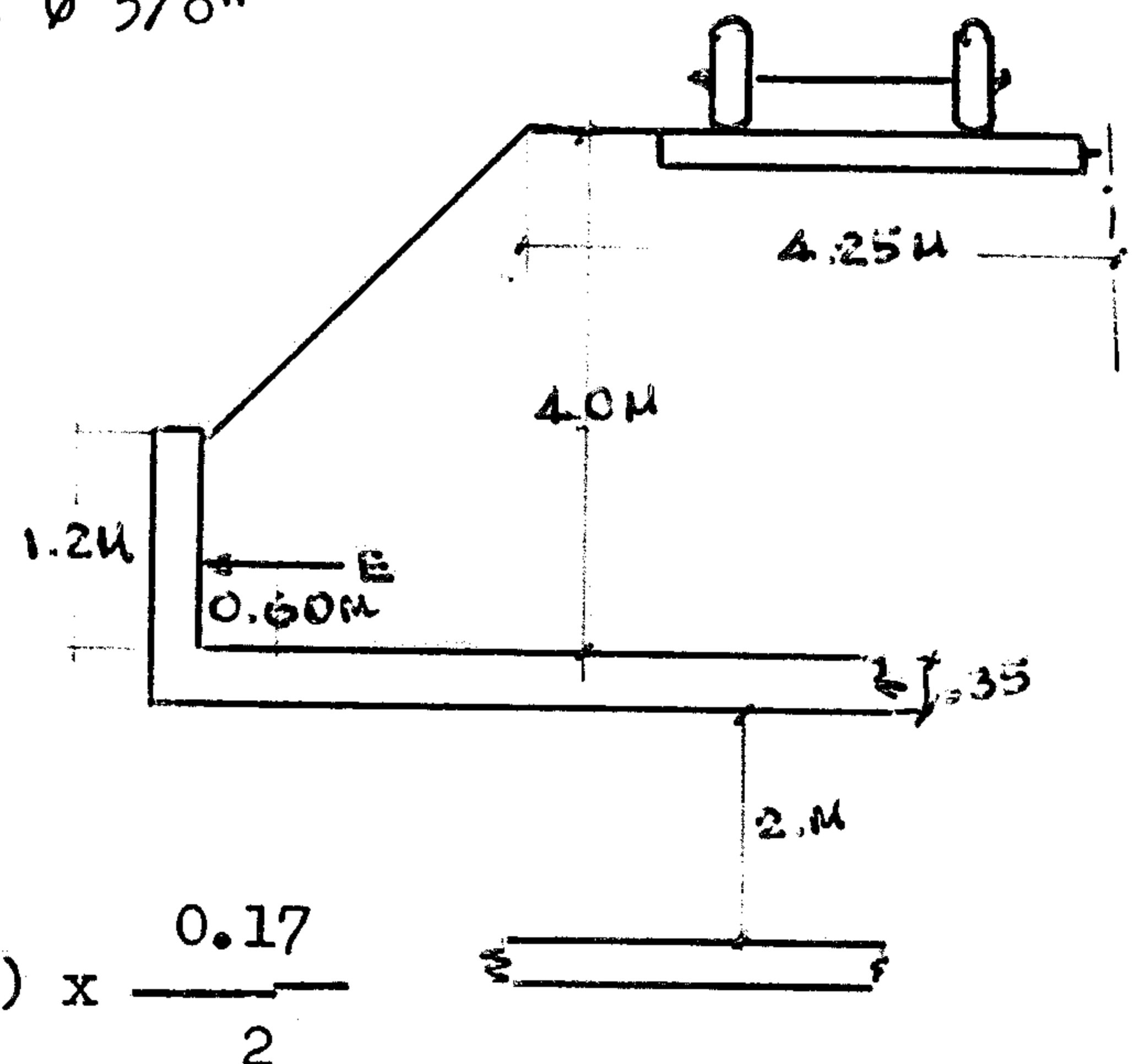
$$A_s = \frac{20}{32} \times 14 = 8.8 \text{ cm}^2$$

ext. A i B:

$$A_s = 1 \text{ } \emptyset \text{ } 7/8'' + 2 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8''$$

Diseño del Parapeto:

El Parapeto se ha diseñado con la finalidad de reducir la longitud de la Alcantarilla.



$$\text{Empuje} : = \frac{w \cdot h (h + h')}{2} C$$

$$E = 1,800 \times 4 (4 + 0.5) \times \frac{0.17}{2}$$

$$E = 2,736 \text{ Kg.}$$

$$X = 0.60 \text{ mts}$$

$$\text{Momento:} = 2,736 \times 60 = 164,160 \text{ Kgm.}$$

$$\text{Espesor:} = \sqrt{\frac{164,160}{12.25 \times 100}} = 11 \text{ cm}$$

Se considera para el espesor 20 cm incluyendo 5 cm para recubrir.

Cálculo del Refuerzo:

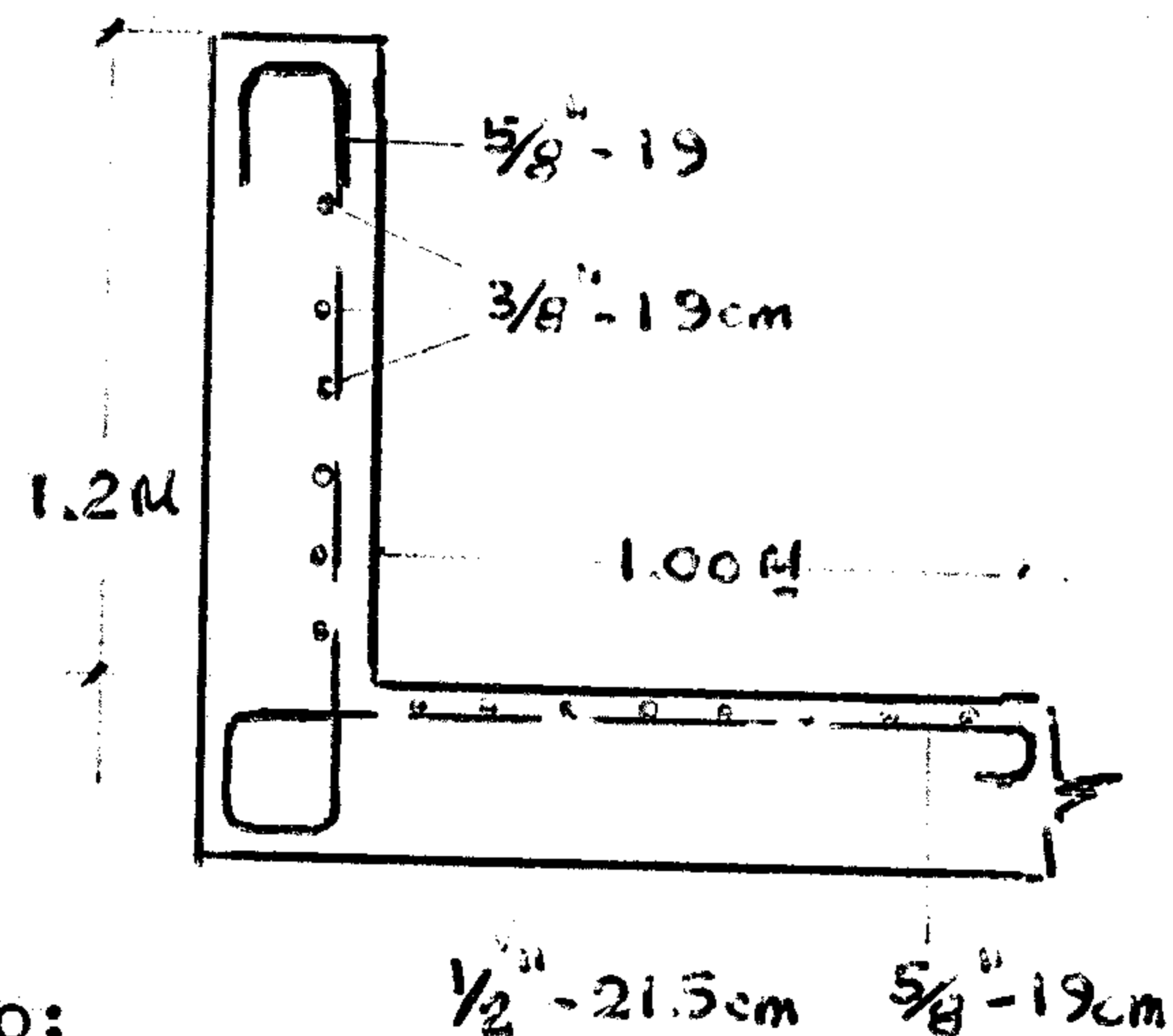
$$A_s = \frac{164,160}{1200 \times 0.875 \times 15} = 10.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{fierros de } 5/8'' \text{ á } 19 \text{ cm.}$$

Temperatura : $A_s = 0.0025 \times 15 \times 100$

$$A_s = 3/8" \text{ á } 19 \text{ cm.}$$

El refuerzo principal, se colocará como indica la figura i para establecer la continuidad se llevará á un metro dentro de la losa del techo.



Refuerzo por continuidad en el extremo del Marco:

Se considera por continuidad un porcentaje de 0.002 de las medidas.

$$A_s = 0.002 \times 30 \times 100$$

$$A_s = 6 \text{ cm}^2$$

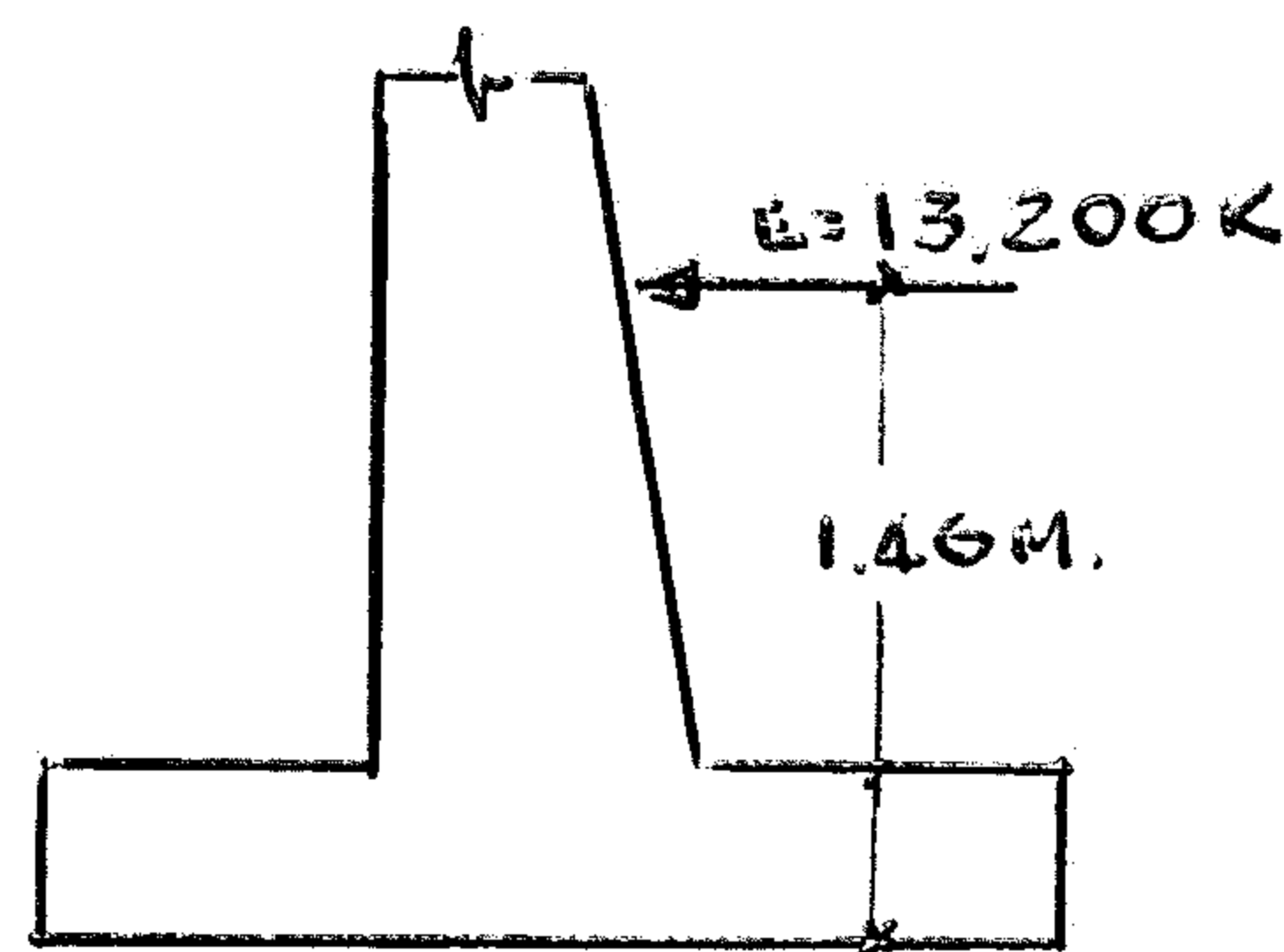
$$A_s = \frac{1}{2} " \text{ á } 21.5 \text{ cm}$$

Este fierro se colocará formando un zuncho con las cuatro caras del Marco en una profundidad de un metro á sea 6 fierros de $\frac{1}{2} "$ á 21.5 cm de eje á eje.

Cálculo de las Alas .-

Los Muros en Ala, se han diseñado en hormigón armado i de sección trapezoidal. Su altura en un extremo es de 3.90 mts. i en el otro alcanza 1.60 m. La sobre carga se ha estimado en 600 Kg por m^2 ; i para el relleno 1,800 Kg por m^3 .

$$\begin{aligned} \text{Presión:} &= \frac{0.833 \times w \cdot h^2}{2} \\ &= 0.833 \times 900 \times 4.2^2 \\ P &= 13,200 \text{ Kg.} \\ \text{aplicación:} &= \frac{4.40}{3} = 1.46 \text{ m.} \end{aligned}$$



Resultante de las Fuerzas verticales i punto de aplicación.-

$$W_a = 2.6 \times 0.5 \times 2400 = 3120 \times 1.3 = 4060$$

$$W_b = 0.3 \times 3.9 \times 2400 = 2800 \times 0.75 = 2100$$

$$W_c = 0.15 \times 3.9 \times 2400 = 1400 \times 1.0 = 1400$$

$$W_d = 0.15 \times 3.9 \times 1800 = 1050 \times 1.1 = 1160$$

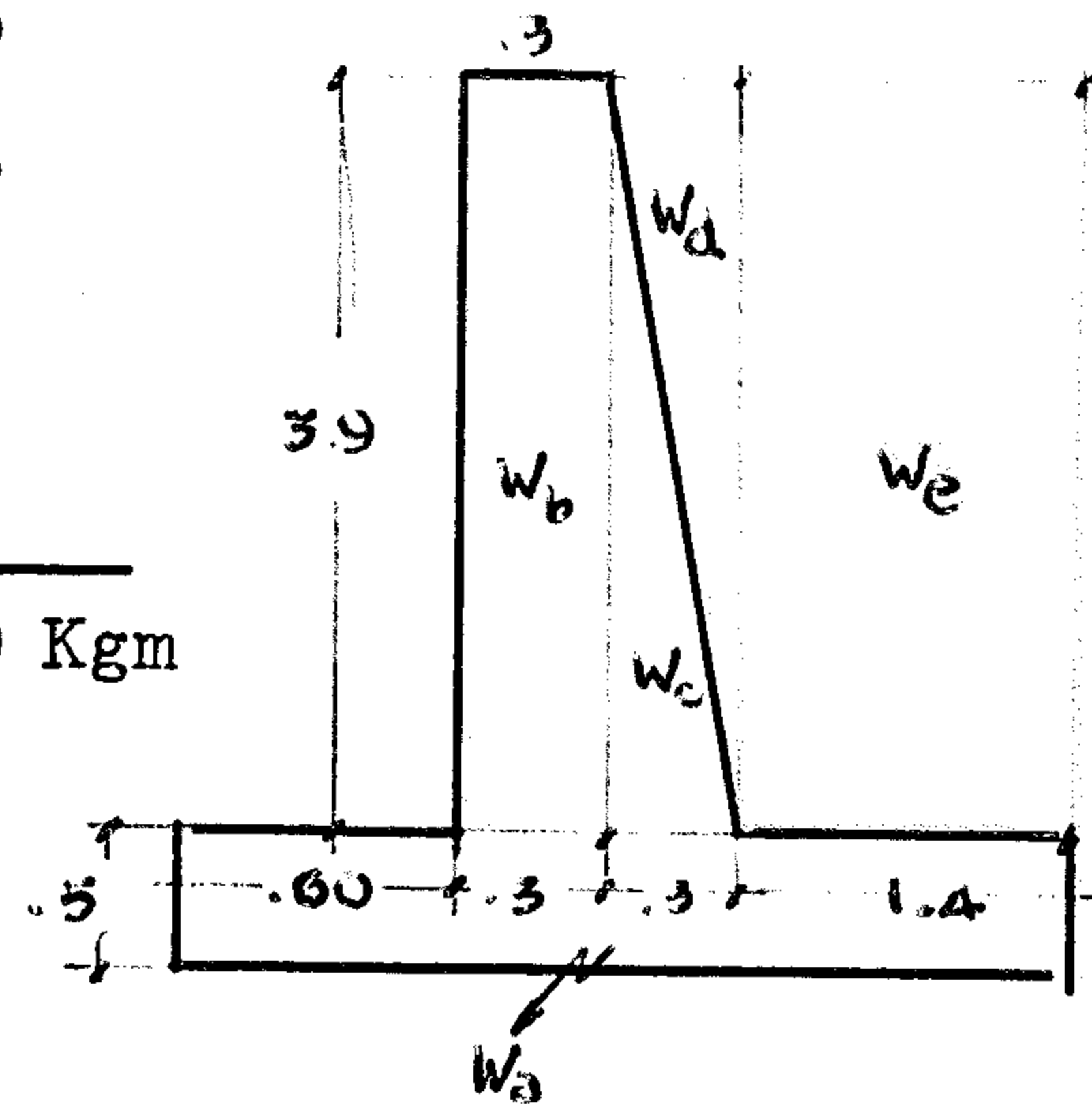
$$W_e = 1.4 \times 3.9 \times 1800 = 9800 \times 1.9 = 17700$$

$$V = \frac{18,170 \text{ Kg.}}{26,420 \text{ Kgm}}$$

aplicación:

$$X = \frac{26,420}{18,170}$$

$$X = 1.45 \text{ mts.}$$



Comprobación del espesor A-B;

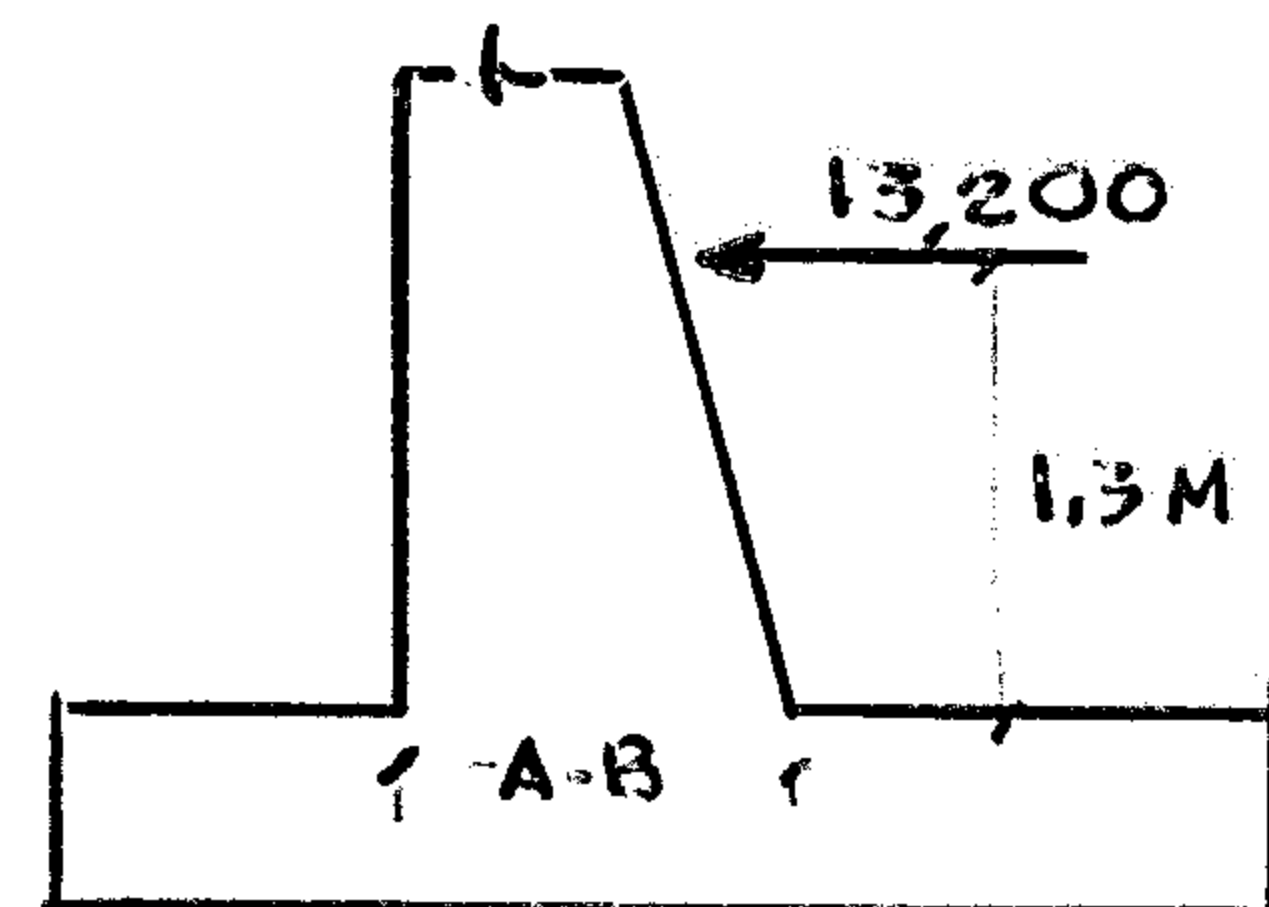
$$\text{presión : } = \frac{0.833 \times 1800 \times 4.2^2}{2}$$

$$p = 13,200 \text{ Kg.}$$

$$x = 1.3 \text{ mts.}$$

$$\text{momento : } = 13,200 \times 1.3 = 1,715 \text{ kgm}$$

$$\text{espesor : } = \frac{1,715,000}{12.25 \times 100} = 38 \text{ cm}$$



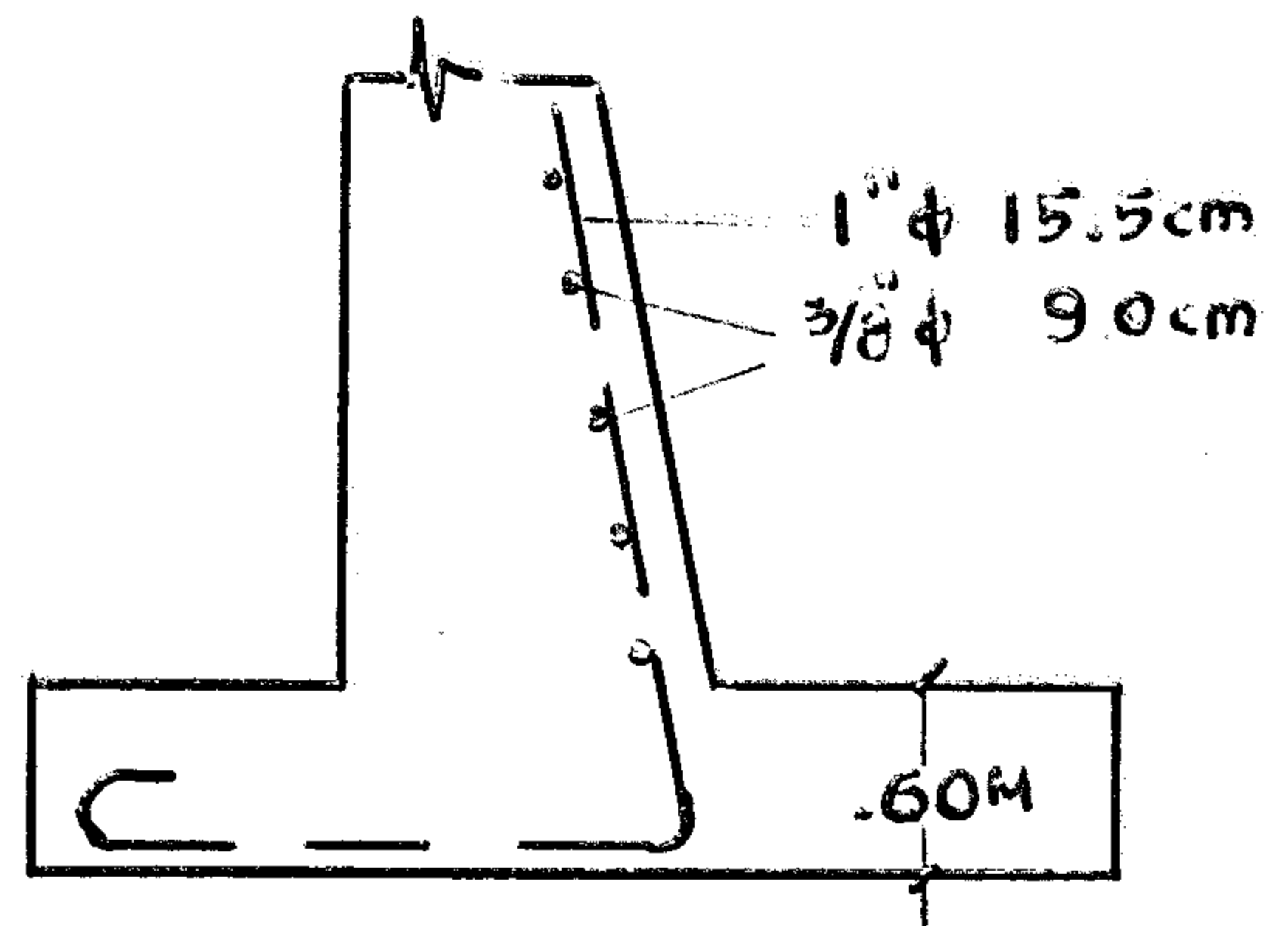
Luego, el espesor considerado de 60 cm resulta correcto. Se toma 55 cm útil.

Refuerzo.-

$$A_s = \frac{1,715,000}{1200 \times 0.875 \times 55}$$

$$A_s = 33 \text{ cm}^2 = 6 \text{ } \phi \text{ 1''/m}$$

Este fierro se dobla en la zapata como indica en la fig.i tiene la finalidad de llevar la continuidad por adherencia.



Refuerzo de temperatura:

$$A_s = 0.002 \times 40 \times 100 = 8 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{fierros de } 3/8'' \text{ á } 9 \text{ cm}$$

Comprobación al Corte:

$$v = \frac{V}{j.b.d} = \frac{13,200}{0.875 \times 55 \times 100}$$

$$v = 2.74 \text{ Kg por cm}^2$$

Comprobación de la Adherencia:

$$u = \frac{V}{j.b.d} = \frac{13,200}{0.875 \times 55 \times 52}$$

$$u = 5.3 \text{ Kg por cm}^2$$

Se emplean barras deformadas.

Presión sobre el piso:

$$P = \frac{\text{Suma } V}{A} = \frac{18,170}{2.6 \times 100}$$

$$P = 0.7 \text{ Kg por cm}^2$$

Comprobación del espesor de la Zapata:

Se considera que sobre el voladizo actúan: la sobre carga de 600 Kg/m^3 é igual a 0.30 m reducidos a altura de relleno; el peso del relleno estimado en $1,800 \text{ Kg/m}^3$ i el peso propio de la zapata.

$$\text{Sobre carga} = 600 \text{ Kg}$$

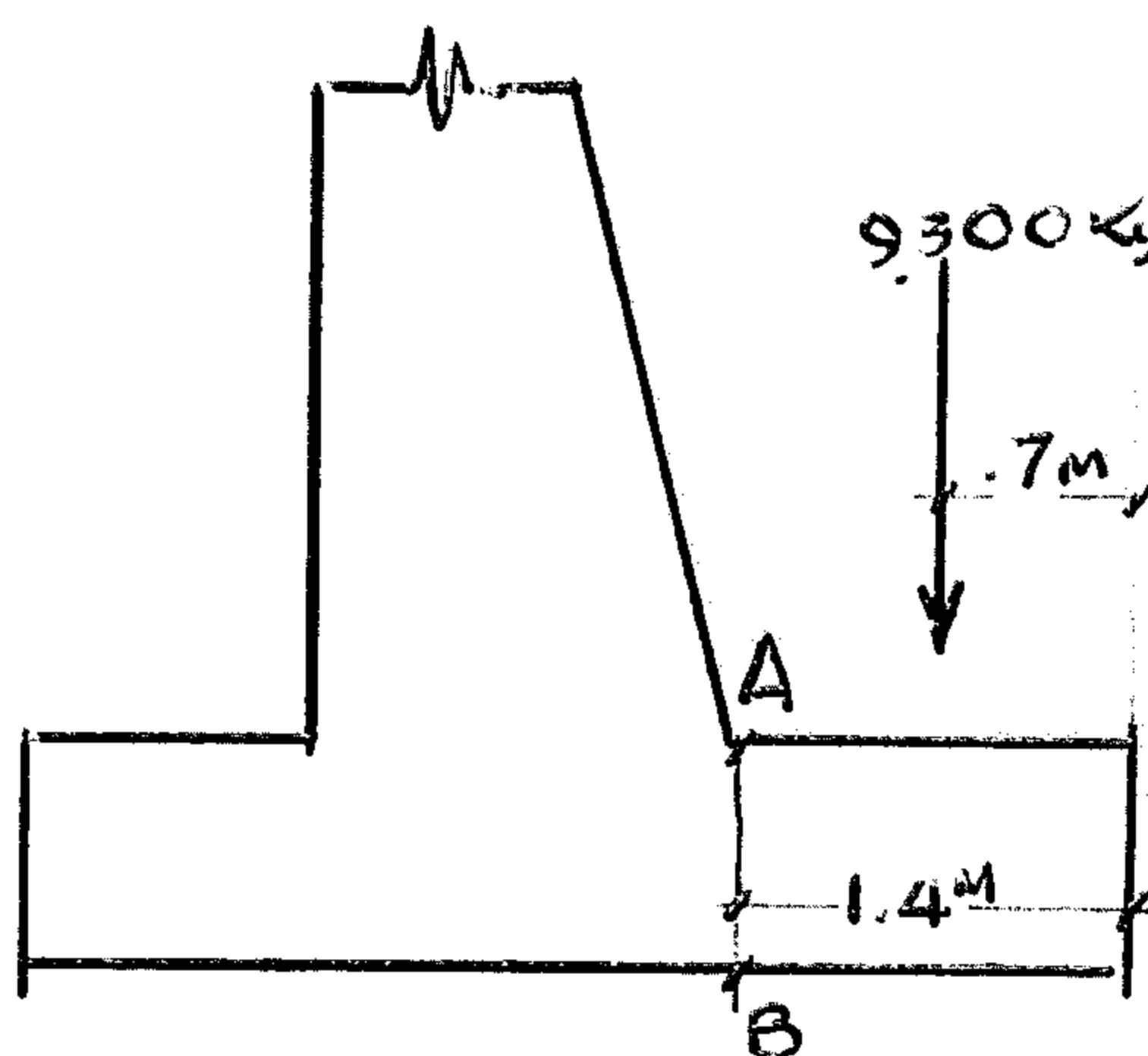
$$\text{Relleno} = 7,020 \text{ ''}$$

$$\text{Peso propio} = 1,680 \text{ ''}$$

$$9,300 \text{ Kg.}$$

$$\text{Momento} = 9,300 \times 0.7$$

$$M = 6,510 \text{ Kgm.}$$



$$\text{Espesor :} = \frac{651,000}{12.25 \times 100}$$

$$e = 23 \text{ cm} \quad \text{En los cálculos se ha considerado } 50 \text{ cm.}$$

Refuerzo:

$$A_s = \frac{651,000}{1200 \times 0.875 \times 45}$$

$$A_s = 13.7 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{fierros de } 5/8'' \text{ á } 14.5 \text{ cm}$$

$$\text{Temp. } A_s = 0.002 \times 45 \times 100$$

$$= 9 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{1}{2}'' \text{ á } 14 \text{ cm}$$

Comprobación del Corte en la cara:

$$v = \frac{9,300}{0.875 \times 100 \times 50} = 2.12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$u = \frac{9,300}{0.875 \times 45 \times 34.4} = 6.85 \text{ Kg/cm}^2$$

Se emplean barras deformadas de $5/8''$.

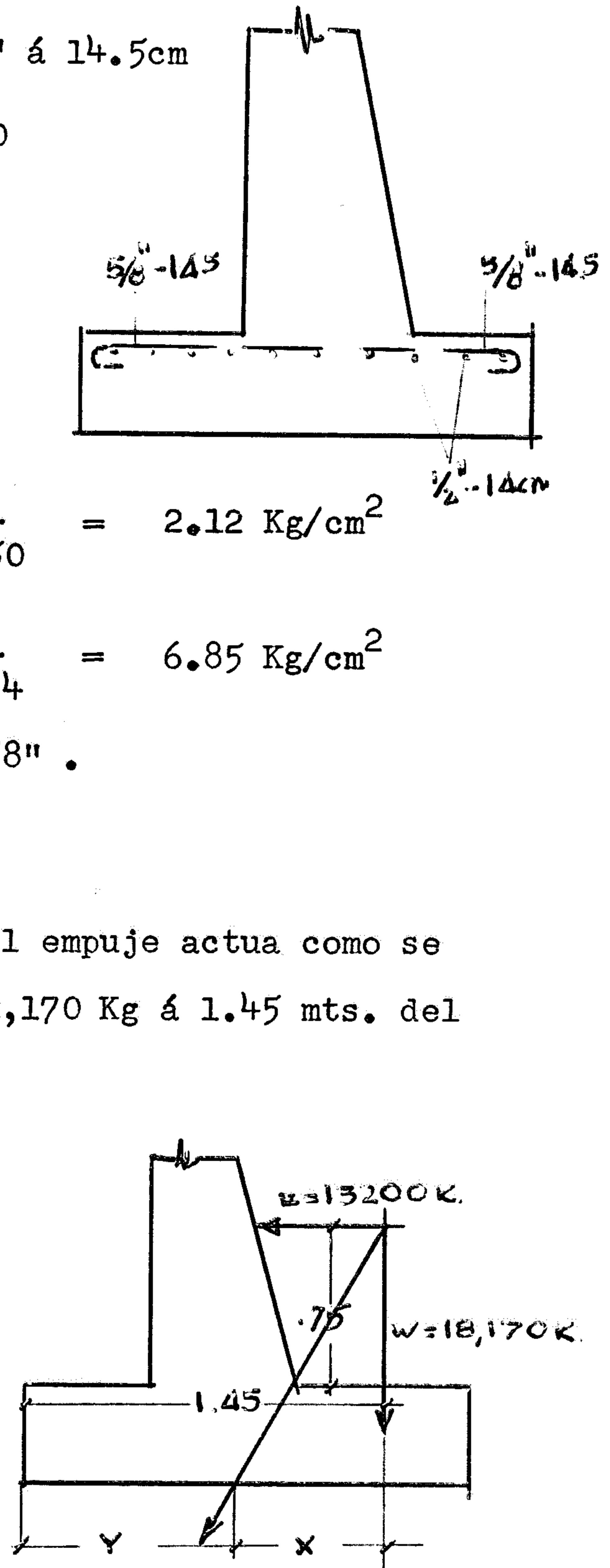
Esfuerzos en la Base.-

Se considera que el empuje actúa como se indica en la fig; i la vertical de 18,170 Kg á 1.45 mts. del extremo A.

Posición de la Resultante:

$$X = \frac{13,200 \times 75}{18,170}$$

$$X = 0.55 \text{ mts} \quad \text{---} \quad Y = 0.90 \text{ m}$$



Esfuerzo en A:

$$f' = (4L - 6x) \frac{V}{L^2}$$

$$f' = (4 \times 2.6 - 6 \times 0.9) \frac{25,400}{2.6^2}$$

$$f' = 1.86 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo en B''

$$f'' = (6x - 2L) \frac{V}{L^2}$$

$$f'' = (6 \times 0.9 - 2 \times 2.6) \frac{25,400}{2.6^2}$$

$$f'' = 0.74 \text{ Kg/cm}^2$$

Seguridad al Volteo:

$$F = \frac{\text{Mo de las fuerzas Vert.}}{\text{Mo de las fuerzas Horz.}}$$

$$F = \frac{25,400 \times 1.45}{11,000 \times 0.80}$$

$$F = 4.2 \text{ mayor que } 2$$

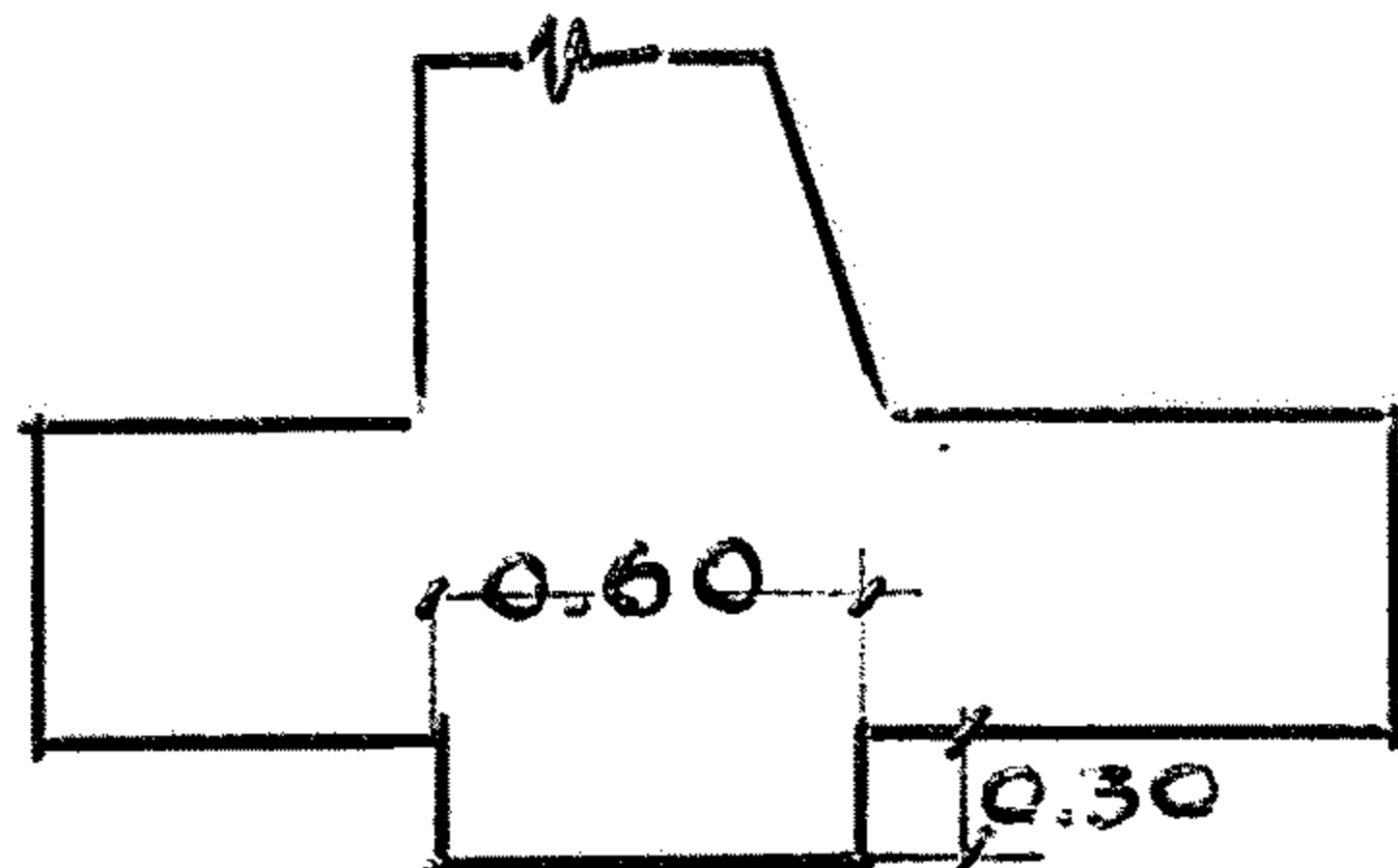
Seguridad al Deslizamiento:

El deslizamiento es causado por la componente horizontal cuyo valor es 11,000 Kg, la que es contenida por la componente vertical de 25,400 Kg; suponiendo que el coeficiente entre la albañilería y el terreno es de 0.6:

$$F = \frac{25,400 \times 0.6}{11,000} = 1.39$$

Como resulta

un valor menor que 1.5; se procede a construir un nervio rectangular de 60 x 30 cms como se indica en la fig;



MUROS DE SOSTENIMIENTO.-

Los muros de sostenimiento se han calculado de hormigón ciclópeo; el porcentaje de piedras grandes será de 30%; el concreto para llenar los vacíos es de la proporción: 1 : 2 : 4 .

El peso por metro cúbico de muro, se ha estimado en 2,400 Kg i el del relleno en 1,800 Kg. la sobre carga de cálculo se ha determinado en 1,000 Kg/m² que reducida a material de relleno nos dá 0.55 m.

Muro N° I .-

Este muro esta situado en la estaca N° 172, con una longitud de 20 Mts.

El empuje de las tierras, se calcula mediante la fórmula de "Rankine":

$$E = \frac{1}{2} \cdot w \cdot h (h + 2h') C$$

$$d = \frac{h + 3h'}{h + 2h'} \times \frac{h}{3}$$

Para éste caso, se considera:

$$h = 8 \text{ m} ; h' = 0.55 ; C = \frac{\text{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})}{1 + \frac{\text{tg} \phi \text{tg}(\frac{\phi}{2})}{1 + \frac{\text{tg} \phi \text{tg}(\frac{\phi}{2})}}}$$

para un ángulo de reposo 2:1 (talud), resulta: C = 0.4

$$\text{Empuje : } = \frac{1}{2} \times 1,800 \times 8 (8 + 2 \times 0.55) \times 0.4$$

$$= 29,500 \text{ Kg.}$$

$$d = \frac{8 + 3 \times 0.55}{8 + 2 \times 0.55} \times \frac{8}{3}$$

$$d = 2.83 \text{ Mts.}$$

Cargas Verticales:

$$W_a = 1.5 \times 12 \times 2,400 \times 2 = 43,200 \times 2 = 86,400 \text{ Kgm}$$

$$W_b = 0.6 \times 12 \times 2,400 = 17,300 \times 3.3 = 57,100 \text{ ''}$$

$$W_c = 1.5 \times 12 \times 2,400 = 43,200 \times 4.6 = 198,500 \text{ ''}$$

$$W_d = 1.5 \times 12 \times 2,400 = \underline{32,400} \times 5.6 = \underline{181,500} \text{ ''}$$

$$V = 136,100 \quad --M = 523,500 \text{ Kgm}$$

$$\text{punto de apli.} \quad X = \frac{523,500}{136,100}$$

$$X = 3.85 \text{ Mts de A.}$$

Punto donde la Resultante corta a la base:

$$\frac{Y}{29,500} = \frac{3.4 + 2.83}{136,100}$$

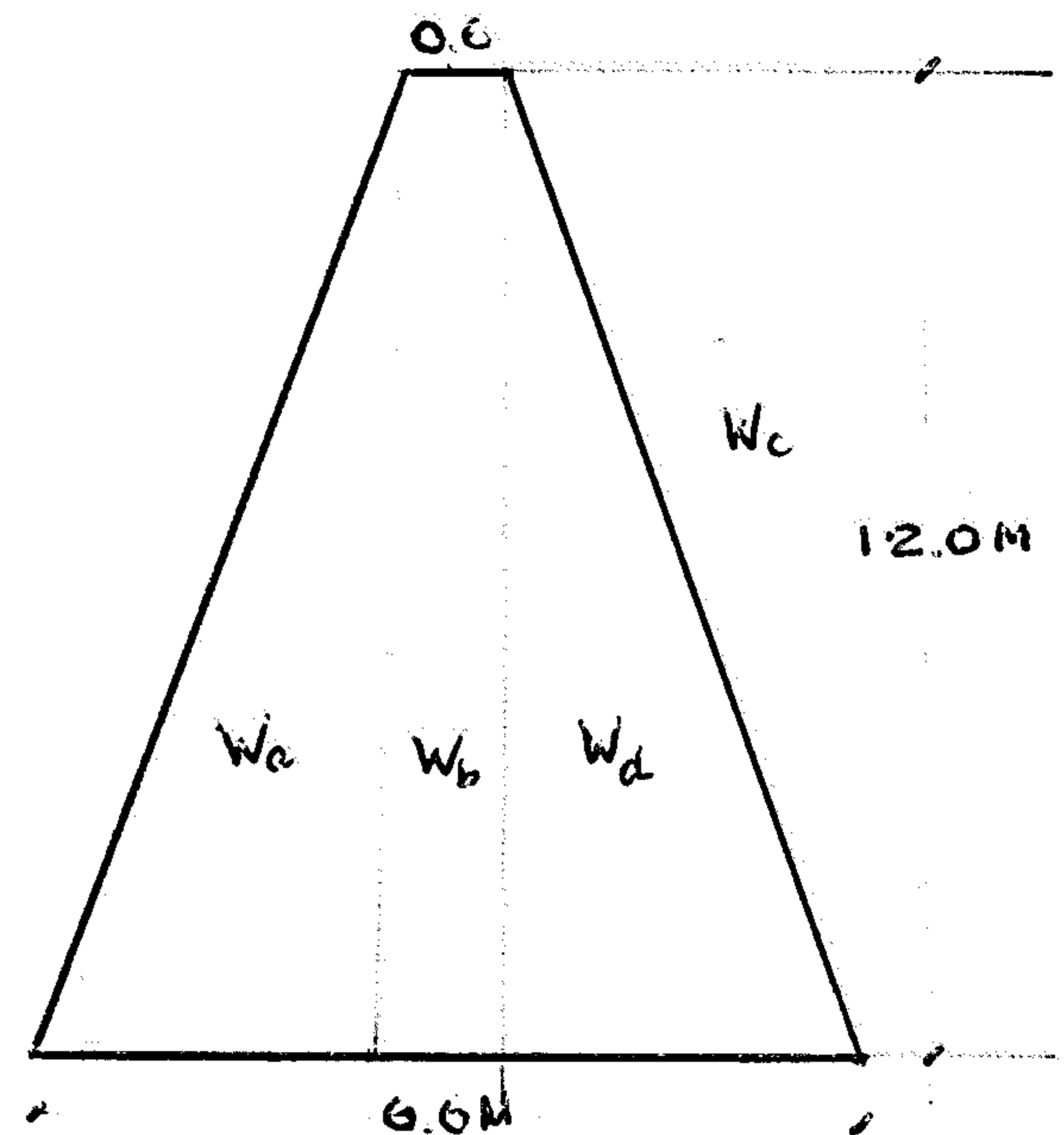
$$Y = 1.35 \text{ Mts.}$$

Exentricidad:

$$e = 2.75 + 1.35 - 3.3$$

$$e = 0.80 \text{ m}$$

Encontrandose en el tercio central,
no habrá tensión en ningún punto.

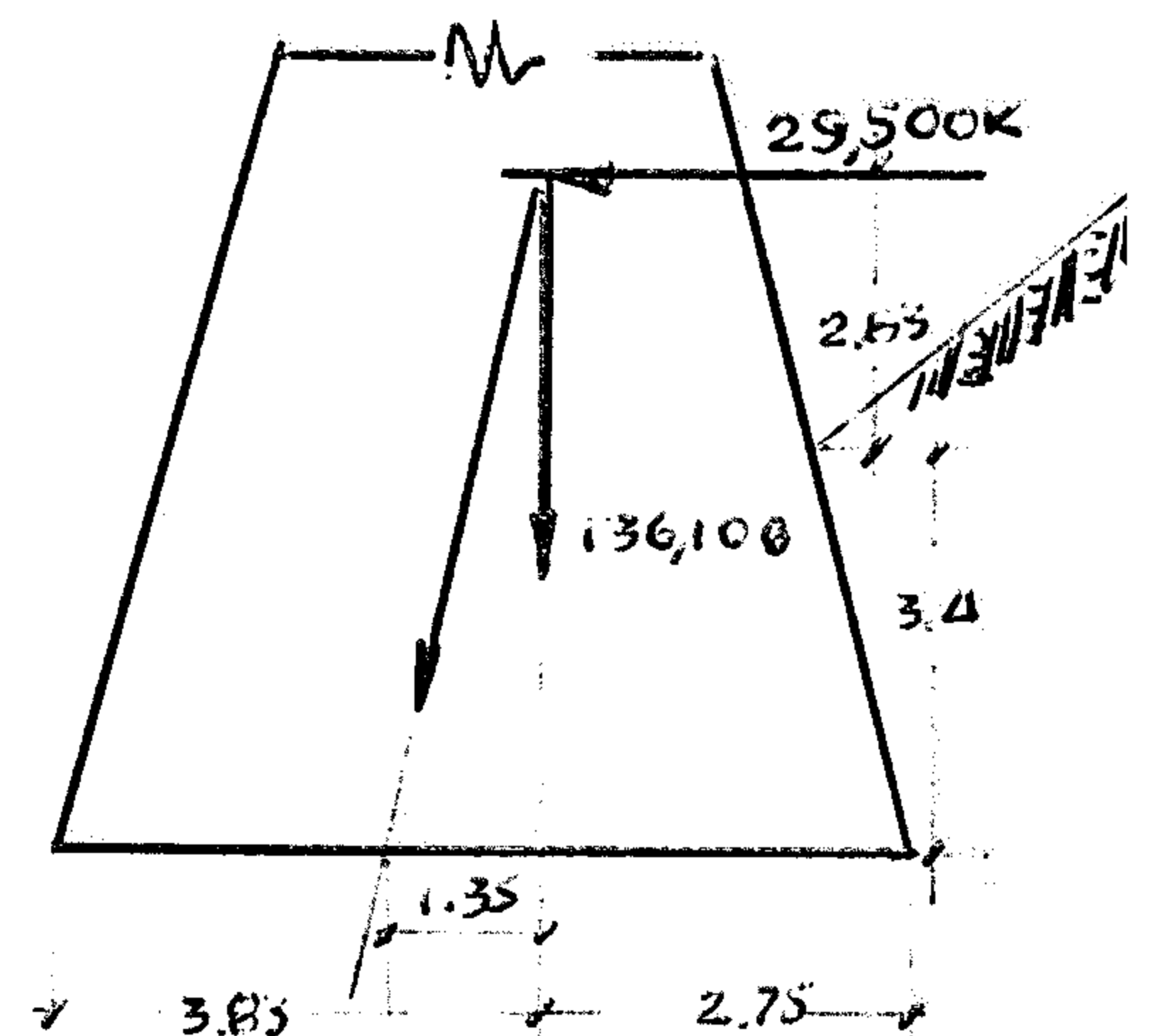
Coefficiente de Seguridad al Volteo:

$$M_e = 29,500 \times 6.23$$

$$M_i = 136,100 \times 3.85$$

$$\text{Coef} = \frac{M_i}{M_e} = \frac{523,500}{183,500}$$

$$\text{Coef} = 2.85 \text{ (correcto)}$$

Coefficiente de seguridad al Deslizamiento:

El coeficiente de fricción

entre la albañilería i el terreno se puede tomar 0.6

$$\begin{aligned} \text{Coef} &= \frac{136,100 \times 0.6}{29,500} \\ &= 2.78 \quad (\text{correcto}) \end{aligned}$$

Presiones en la base del muro:

$$\begin{aligned} P &= \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \\ P &= \frac{136,100}{660 \times 100} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 80}{660} \right) \\ P &= 2.06 \left(1 \pm 0.72 \right) \\ p' &= 3.54 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{compresión}) \\ p'' &= 0.58 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{"} \quad \text{"} \\ &\text{-----} \quad \circ \quad \text{-----} \end{aligned}$$

Muro N° 2.-

Se encuentra situado en la estaca N° 184 con una longitud de 20 Mts.

$$\begin{aligned} \text{Empuje} &: = \frac{1}{2} \times 1,800 \times 5.9 \left(5.9 + 2 \times 0.55 \right) \times 0.4 \\ E &= 14,850 \text{ Kg} \\ d &= \frac{5.9 + 3 \times 0.55}{5.9 + 2 \times 0.55} \times \frac{5.9}{3} \\ d &= 2.12 \text{ Mts.} \end{aligned}$$

Cargas Verticales:

$$\begin{aligned} W_a &= 0.98 \times 9 \times 2,400 = 21,200 \times 1.30 = 27,500 \text{ Kgm} \\ W_b &= 0.60 \times 9 \times 2,400 = 12,950 \times 2.25 = 29,200 \text{ " } \\ W_c &= 0.98 \times 9 \times 2,400 = 21,200 \times 3.20 = 67,700 \text{ " } \\ W_d &= 0.98 \times 9 \times 2,400 = 15,900 \times 3.85 = 61,200 \text{ " } \\ V &= 71,250 \quad M = 185,600 \text{ Kgm} \\ X &= \frac{185,600}{71,250} = 2.61 \text{ Mts.} \end{aligned}$$

Punto de aplicación de la resultante:

$$\frac{Y}{14,850} = \frac{2.12 + 2.5}{71,250}$$

$$Y = 0.96 \text{ Mts.}$$

$$e = 1.89 + 0.96 - \frac{4.5}{2}$$

$$e = 0.60 \text{ Mts.}$$

La resultante pasa por el tercio medio.

Seguridad al Volteo:

$$M_e = 14,850 \times 4.62$$

$$M_i = 71,250 \times 2.61$$

$$\text{Coef.} = \frac{186,000}{68,600} = 2.71 \text{ (correcto)}$$

Seguridad al Deslizamiento:

$$\text{Coef.} = \frac{71,250 \times 0.60}{14,850}$$

$$\text{Coef.} = 2.88$$

Presiones en la Base:

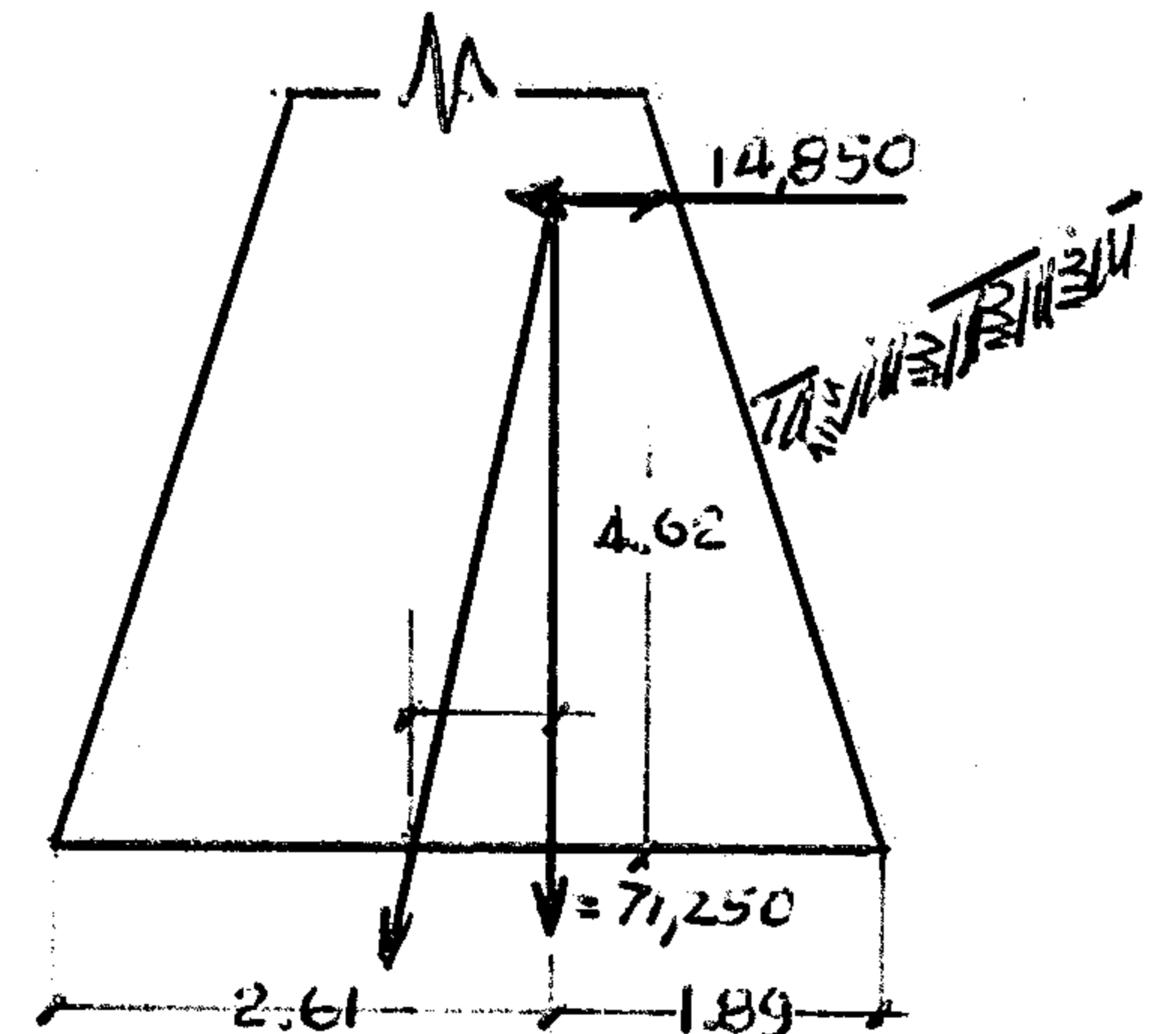
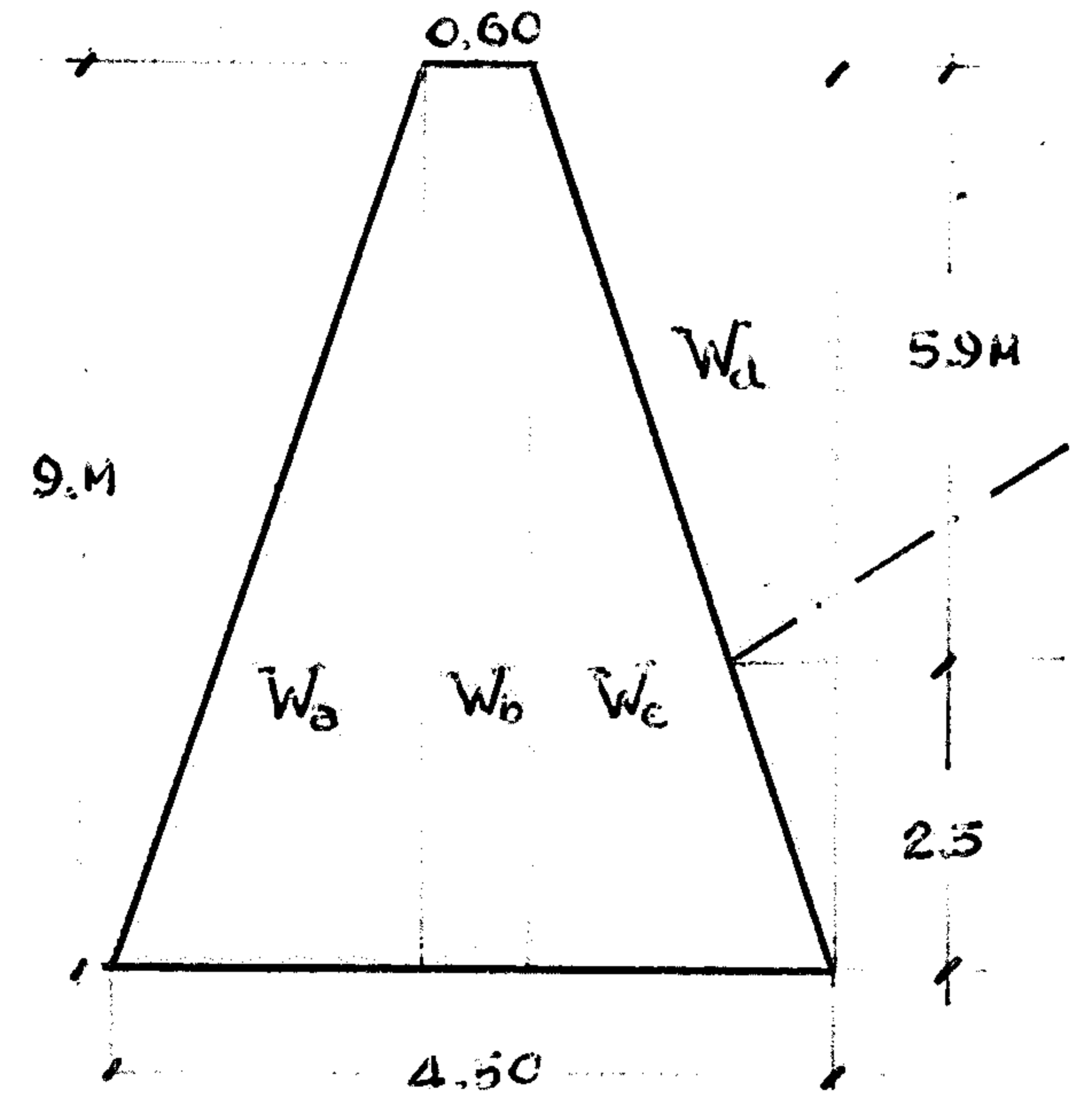
$$p = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6x60}{B} \right)$$

$$p = \frac{71,250}{450 \times 100} \left(1 \pm \frac{6 \times 60}{450} \right)$$

$$p = 1.58 \times (1 \pm 0.80)$$

$$p' = 2.85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p'' = 0.62 \text{ Kg/cm}^2$$



Muro N° 3.-

Se encuentra situado en la estaca N° 186 con una longitud de 20 Mts.

$$\text{Empuje} = \frac{1}{2} \times 1800 \times 4.4 (4.4 + 2 \times 0.55) \times 0.4$$

$$E = 8,700 \text{ Kg.}$$

$$d = \frac{4.4 - 3 \times 0.55}{4.4 - 2 \times 0.55} \times \frac{4.4}{3}$$

$$d = 1.60 \text{ Mts.}$$

Fuerzas Verticales:

$$W_a = 0.85 \times 8.5 \times 2400 = 17,300 \times 1.12 = 19,350$$

$$W_b = 0.6 \times 8.5 \times 2400 = 12,400 \times 2.00 = 24,800$$

$$W_c = 0.85 \times 8.5 \times 2400 = 17,300 \times 2.86 = 49,500$$

$$W_d = 0.85 \times 8.5 \times 1,800 = 13,000 \times 3.42 = 44,500$$

$$V = 60,000 \quad M = 138,150 \text{ Kgm}$$

$$X = \frac{138,150}{60,000}$$

$$X = 2.30 \text{ Mts.}$$

Punto de aplicación:

$$\frac{Y}{8,700} = \frac{1.6 + 3.5}{60,000}$$

$$Y = 0.74 \text{ m}$$

$$e = 0.74 + 1.7 - \frac{4}{2}$$

$$e = 0.44 \text{ m} \quad \text{pasa por el tercio central.}$$

Seguridad al Volteo:

$$M_e = 8,700 \times 5.1 = 44,400$$

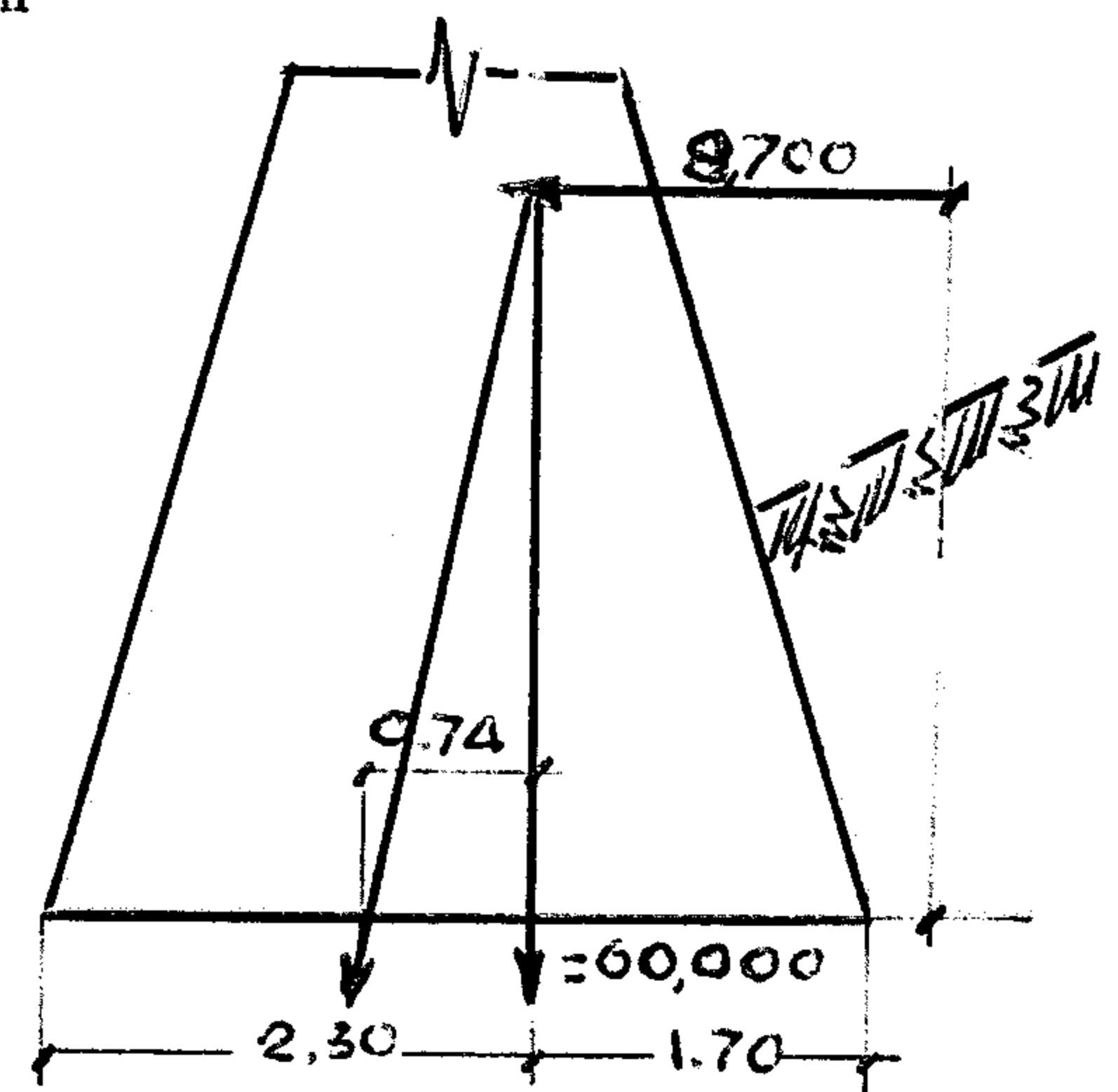
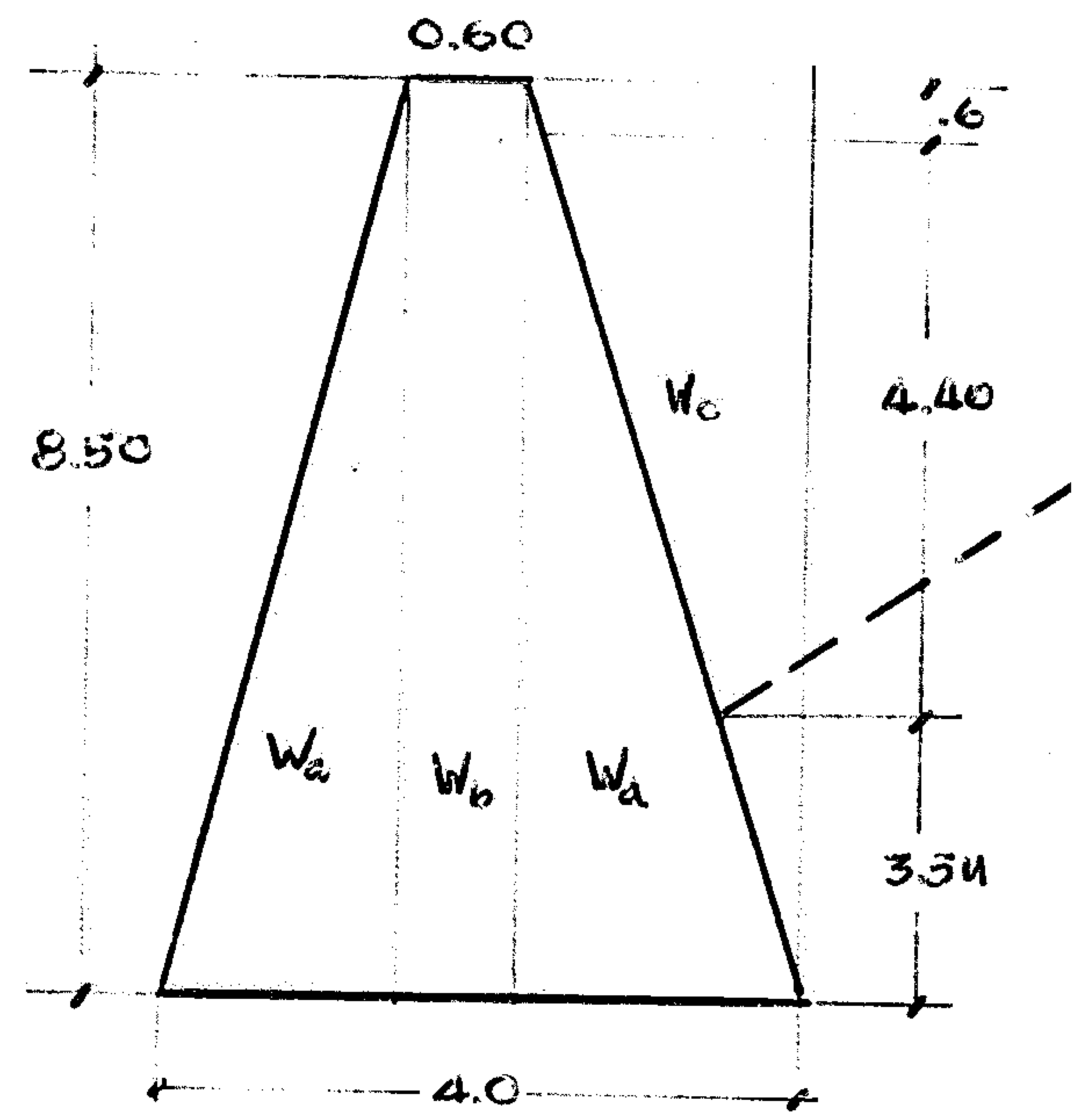
$$M_i = 60,000 \times 2.3 = 138,000$$

$$\text{Coef.} = \frac{138,000}{44,400}$$

$$\text{Coef.} = 3.10 \quad (\text{correcto})$$

Seguridad al Deslizamiento:

$$\text{Coef.} = \frac{60,000 \times 0.6}{8,700} = 4.15$$



Presiones en la Base del Muro.-

$$p = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$p = \frac{60,000}{400 \times 100} \left(1 \pm \frac{6 \times 44}{400} \right)$$

$$p = 1.5 \times (1 \pm 0.66)$$

$$p' = 2.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p'' = 0.54 \text{ Kg/cm}^2$$

————— o —————

Muro N° 4 .-

Esta situado en la estaca N° 182 i tiene una longitud de 20 Mts.

$$\text{Empuje:} = 0.5 \times 1800 \times 2.6(2.6 + 0.55)0.4$$

$$E = 3,470 \text{ Kg.}$$

$$d = \frac{2.6 + 3 \times 0.55}{2.6 + 2 \times 0.55} \times \frac{2.6}{3}$$

$$d = 1.00 \text{ m (aprx.)}$$

Fuerzas Verticales:

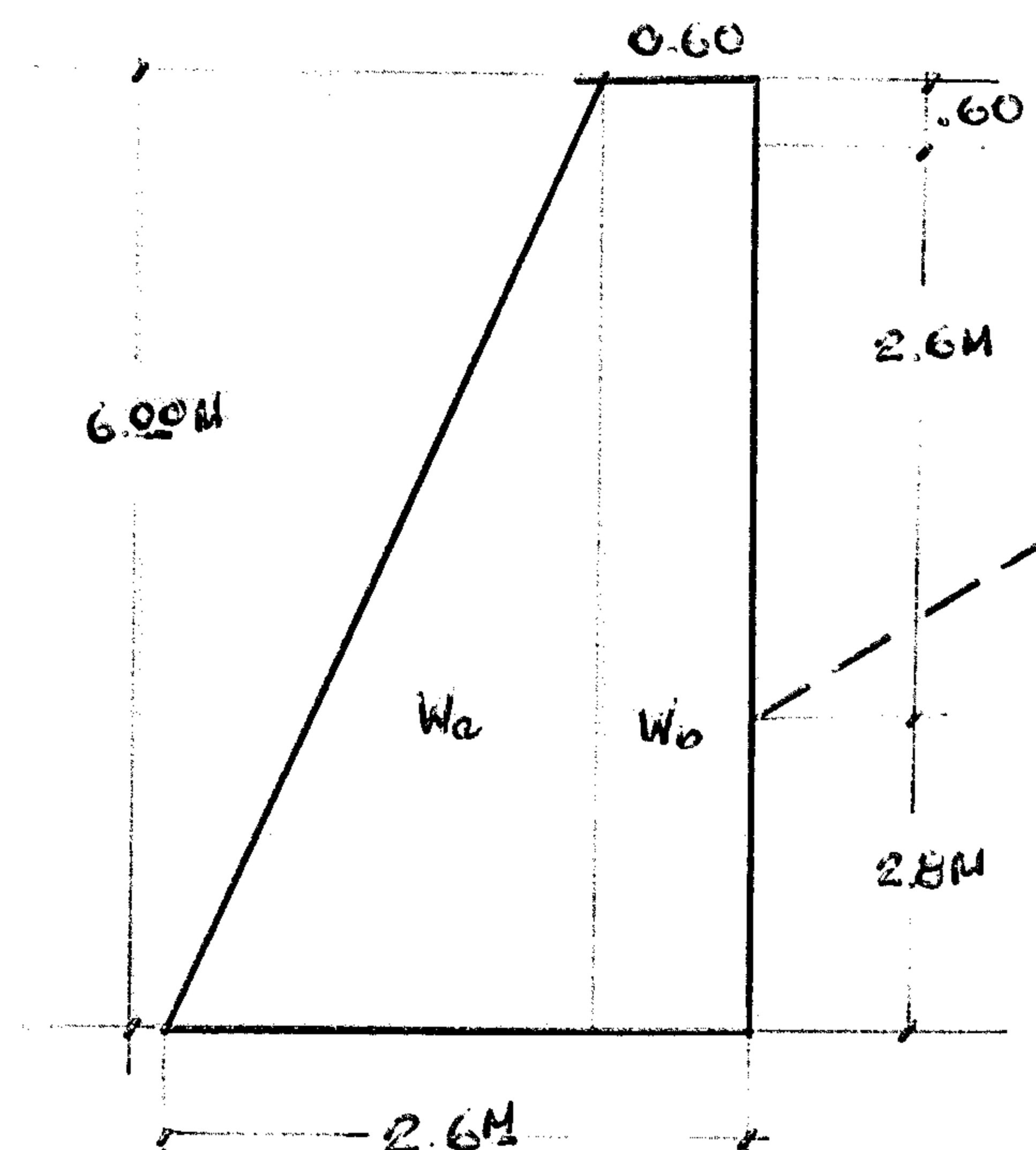
$$W_a = 1 \times 6 \times 2,400 = 14,400 \times 1.32 = 19,000$$

$$W_b = 0.6 \times 6 \times 2,400 = 8,650 \times 2.30 = 19,900$$

$$V = 23,050 \quad M = 38,900$$

$$X = \frac{38,900}{23,050}$$

$$X = 1.69 \text{ Mts.}$$



Punto donde la resultante de todas las fuerzas, corta a la Base:

$$\frac{Y}{3,470} = \frac{1.0 + 1.69}{23,050}$$

$$Y = 0.40 \text{ m}$$

$$e = 0.91 + 0.4 - 1.30$$

$$e = 0.01$$

Seguridad al Volteo:

$$M_e = 3,470 \times 3.8 = 13,200$$

$$M_i = 23,050 \times 1.69 = 38,900$$

$$\text{Coef.} = \frac{M_i}{M_e} = \frac{38,900}{13,200} = 2.95$$

Seguridad al Deslizamiento:

$$\text{Coef.} = \frac{23,050 \times 0.6}{3,470}$$

$$\text{Coef.} = 4.00$$

Presiones en la Base:

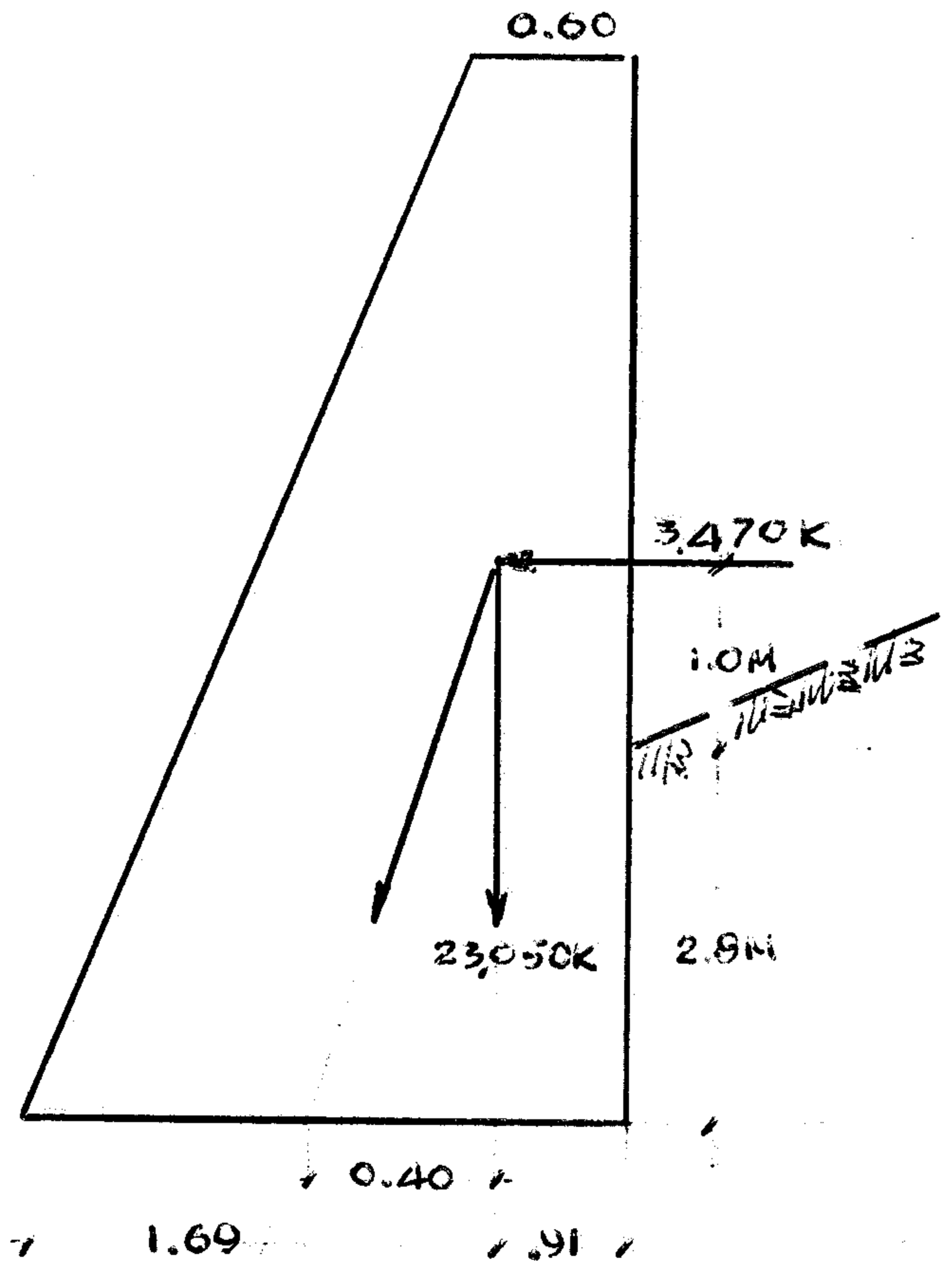
$$p = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$p = \frac{23,050}{260 \times 100} \left(1 \pm \frac{6 \times 1}{260} \right)$$

$$p = 0.89 (1 \pm 0.023)$$

$$p' = 0.91 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p'' = 0.87 \text{ Kg/cm}^2$$



Muro N° 5.-

Situado en la estaca N° 268 con una longitud de 40m

$$\text{Empuje} : = 0.5 \times 1,800 \times 2,1 \times (2.1 + 1.1) \times 0.3$$

$$E = 1,810 \text{ Kg.}$$

$$d = \frac{2.1 + 3 \times 0.55}{2.1 + 2 \times 0.55} \times \frac{2.1}{3}$$

$$d = 0.82 \text{ m}$$

Peso del Muro:

$$W_a = 0.75 \times 5.5 \times 2,400 = 9,900 \times 1.0 = 9,900$$

$$W_b = 0.60 \times 5.5 \times 2,400 = 7,920 \times 1.8 = 14,250$$

$$V = 17,820 \quad M = 24,150$$

$$X = \frac{24,150}{17,820}$$

$$X = 1.35 \text{ Mts.}$$

Punto de aplicación de la Resultante:

$$\frac{Y}{1,810} = \frac{0.82 + 2.8}{17,820}$$

$$Y = 0.38 \text{ m}$$

$$e = 0.75 + 0.38 - 1.05$$

$$e = 0.08 \text{ m}$$

Seguridad el Volteo:

$$M_e = 1,810 \times 3.62 = 6,550 \text{ Kgm}$$

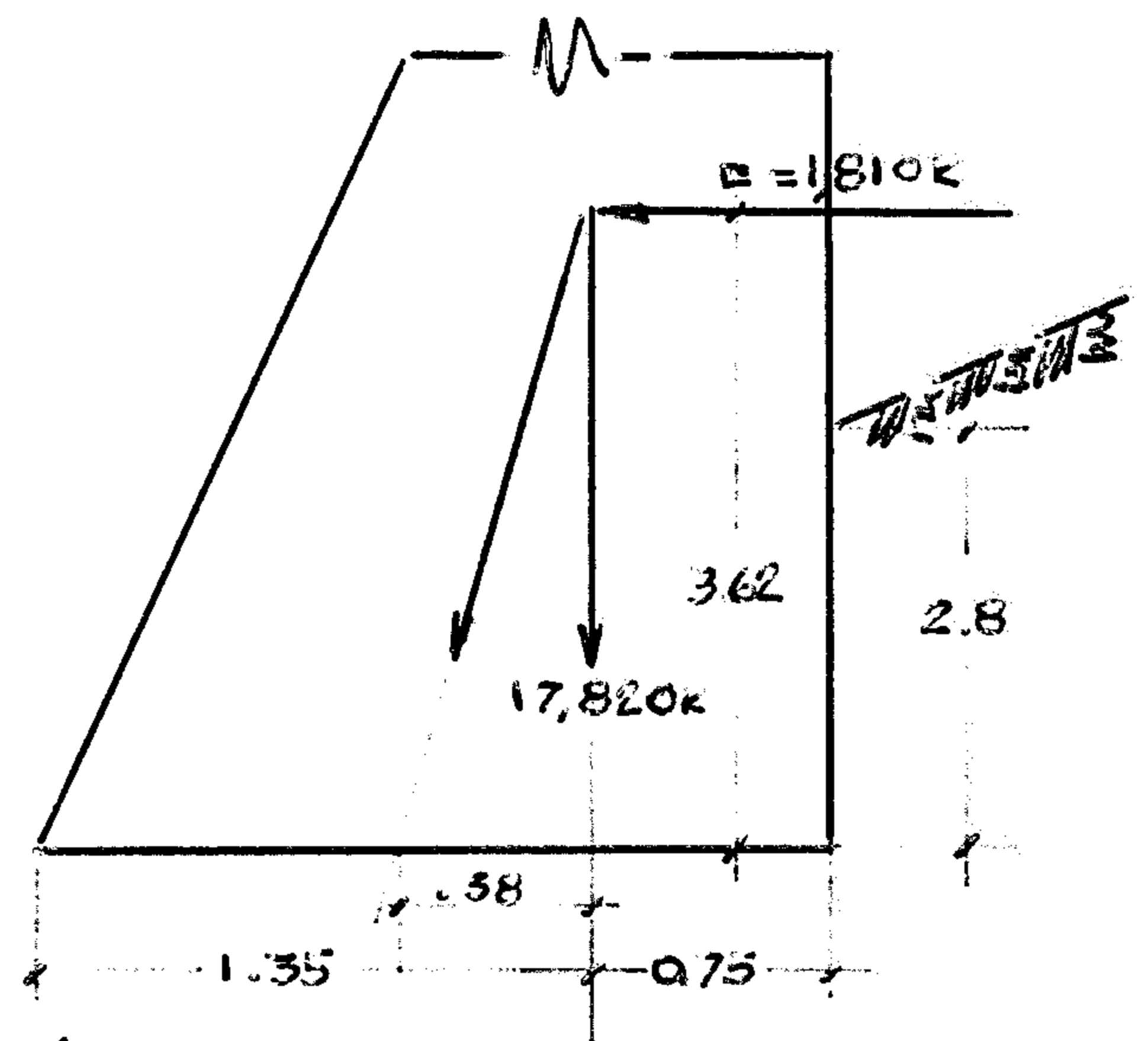
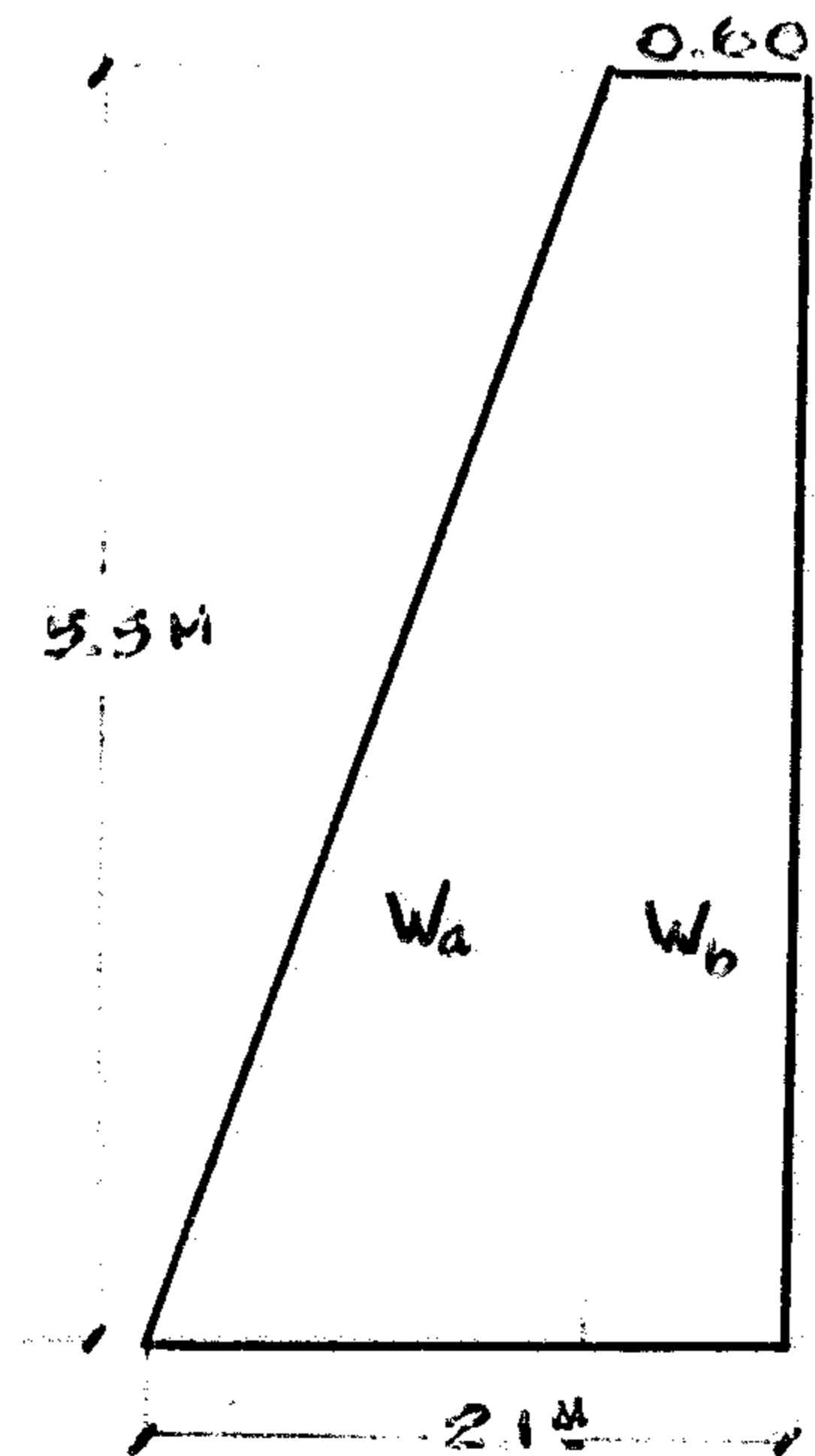
$$M_i = 17,820 \times 1.35 = 24,400 \text{ Kgm}$$

$$\text{Coef.} = \frac{24,400}{6,550}$$

$$\text{Coef.} = 3.68 \quad (\text{correcto})$$

Seguridad al Deslizamiento:

SE considera el coeficiente entre la albañilería i el terreno, igual á 0.5



$$\text{Coef.} = \frac{17,820 \times 0.5}{1,810}$$

$$\text{Coef.} = 4.95$$

Presiones en la Base:

$$p = \frac{17,820}{210 \times 100} \left(1 \pm \frac{6 \times 8}{210} \right)$$

$$p = 0.85 \times (1 \pm 0.23)$$

$$p' = 1.05 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p'' = 0.65 \text{ Kg/cm}^2$$

_____ o _____

Muro N° 6 .-

Este Muro se encuentra en la estaca N° 262, del ramal, con una longitud de 30 Mts. Se ha ubicado sobre una curva, por consiguiente se tendrá que considerar la fuerza centrífuga que sobre él actúa. Se ha adoptado el perfil formado por banquetas que le dá mayor estabilidad.

Valor de la fuerza Centrífuga:

$$F = \frac{P \cdot V^2}{127 \cdot R}$$

$$P = 14,600 \text{ Kg (eje más pesado)}$$

$$V = 60 \text{ K/h}$$

$$R = 70 \text{ Mts (radio)}$$

$$F = \frac{14,600 \times 60^2}{127 \times 70} = 5,950 \text{ Kg}$$

Como la separación entre ejes es 4.2m

$$F = \frac{5,950}{4.2}$$

$$F = 1,420 \text{ Kg por metro.}$$

Esta fuerza actúa en la base del pavimento, ó sea á 4.70 M. de la base del muro.

$$\text{Empuje:} = 0.5 \times 1,800 \times 4.1 (4.1 + 2 \times 0.55) \times 0.2$$

$$E = 3,850 \text{ Kg.}$$

$$d = \frac{4.1 + 3 \times 0.55}{4.1 + 2 \times 0.55} \times \frac{4.1}{3}$$

$$d = 1.51 \text{ Mts.}$$

Resultante de las fuerzas Horizontales:

$$H = F + E$$

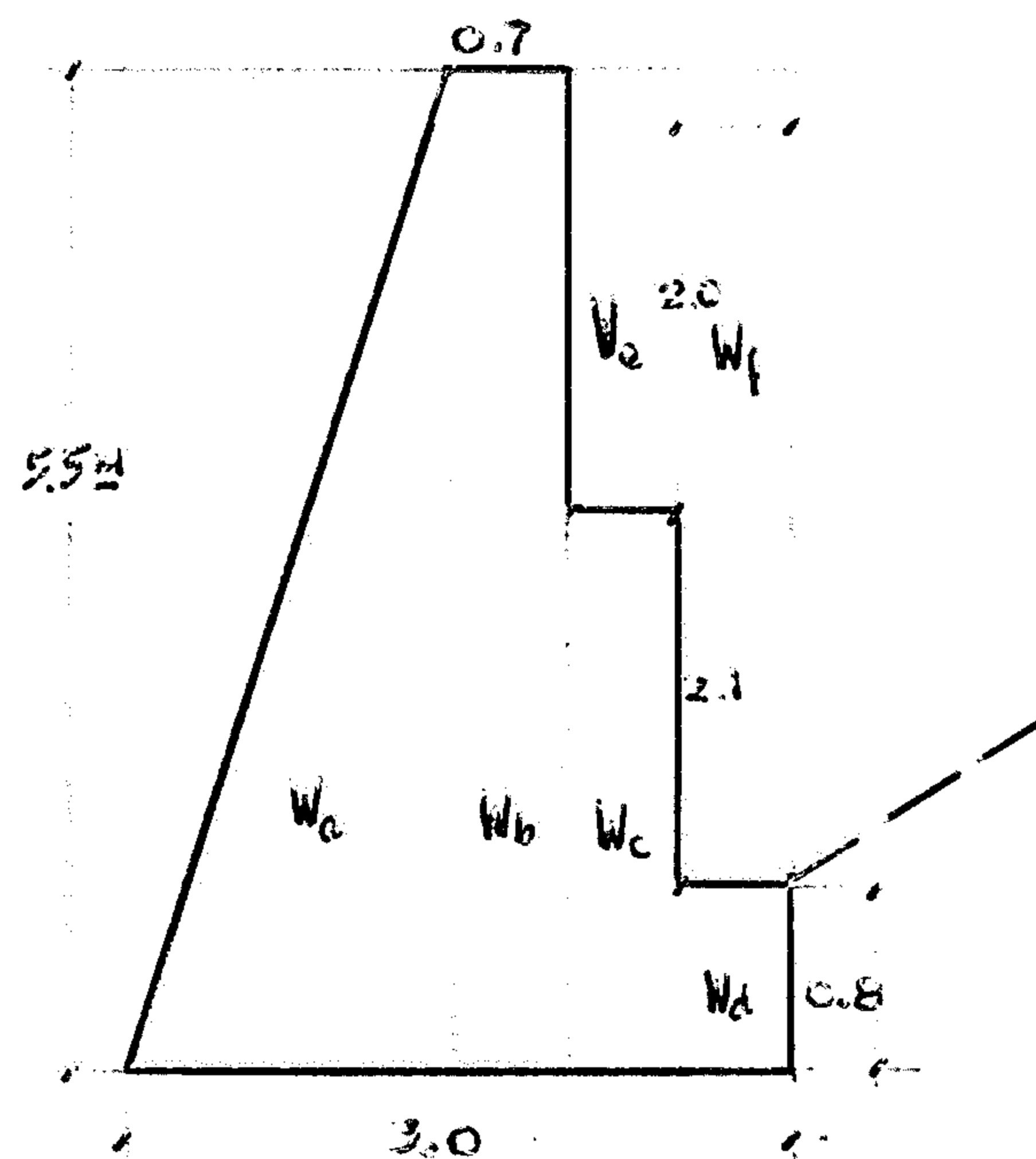
$$H = 1,420 + 3,850$$

$$H = 5,270 \text{ Kg.}$$

aplicación:

$$X = \frac{1,420 \times 4.7 + 3,850 \times 2.31}{5,270}$$

$$X = 2.95$$



Cálculo de la resultante de las fuerzas Verticales:

$$W_a = 0.55 \times 5.5 \times 2,400 = 7,260 \times 0.73 = 5,300 \text{ Kgm.}$$

$$W_b = 0.7 \times 5.5 \times 2,400 = 9,250 \times 1.45 = 13,400 \text{ ''}$$

$$W_c = 0.6 \times 2.9 \times 2,400 = 4,170 \times 2.10 = 8,950 \text{ ''}$$

$$W_d = 0.6 \times 0.8 \times 2,400 = 1,150 \times 2.70 = 3,150 \text{ ''}$$

$$W_e = 0.6 \times 4.1 \times 1,800 = 4,430 \times 2.70 = 11,950 \text{ ''}$$

$$W_f = 0.6 \times 2.0 \times 1,800 = 2,160 \times 2.10 = 4,550 \text{ ''}$$

$$V = 28,420 \quad M = 47,100 \text{ Kgm.}$$

$$X = \frac{47,100}{28,420}$$

$$X = 1.66 \text{ Mts.}$$

Punto de aplicación de todas las fuerzas actuantes:

$$\frac{Y}{5,270} = \frac{2.95}{28,420}$$

$$Y = 0.54 \text{ Mt.}$$

$$e = 1.66 + 0.54 - 1.5$$

$$e = 0.48 \text{ (tre.central)}$$

Estabilidad al Volteo;

$$M_i = 28,420 \times 1.66 = 47,100$$

$$M_e = 5,270 \times 2.95 = 15,500$$

$$\text{Coef.} = \frac{47,100}{15,500} = 3.04$$

Estabilidad al Deslizamiento:

$$\text{Coef.} = \frac{28,420 \times 0.7}{5,270}$$

$$\text{Coef.} = 3.8 \text{ (correcto)}$$

Presiones en la Base:

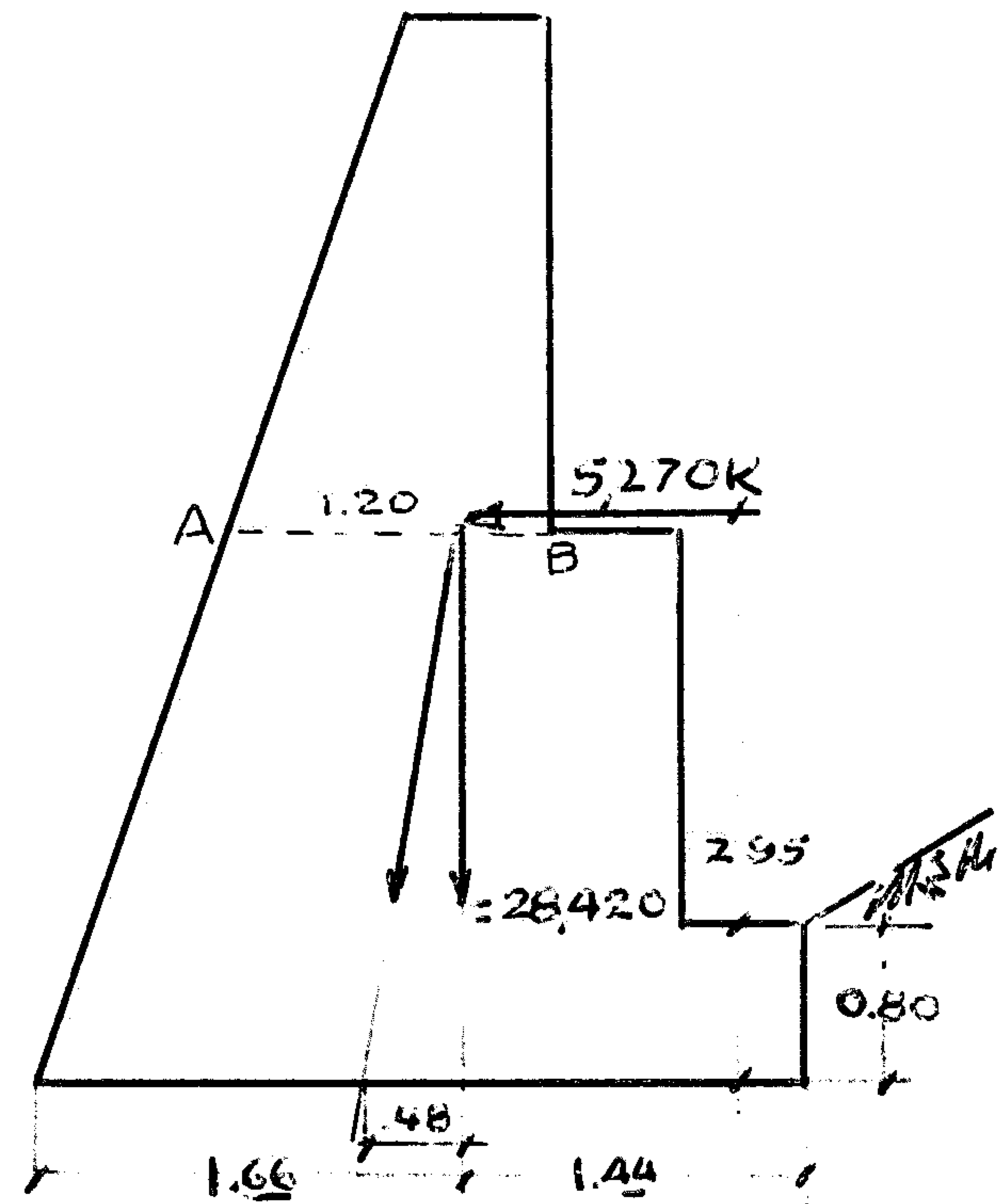
$$p = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$p = \frac{28,420}{300 \times 100} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 48}{300} \right)$$

$$p = 0.95 \times (1 \pm 0.96)$$

$$p' = 1.88 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p'' = 0.04 \text{ Kg/cm}^2$$



Espesor del Muro en la sección A-B ; se analiza por corte.

Intervienen; el Empuje; i la fuerza Centrífuga.

$$V = \frac{E + F}{120 \times 100}$$

$$V = \frac{1,120 + 1,420}{120 \times 100}$$

$$V = 0.21 \text{ Kg/cm}^2$$

Este valor se considera aceptable, porque el Muro puede resistir 3 Kg/cm² al corte.

A N A L I S I S D E C O S T O S

EXPLANACIONES.-

Corte en Roca Dura con Compresora y Martillo.

Costo por hora de un compresor CHICAGO NEUMATIC, de 60 pies cúbicos con 100 lbs. de presión para dos perforadoras.

Costo fijo:

Valor de la compresora.....	S/. 70,000
" recuperable.....	14,000
Depreciación:	S/. 56,000

Vida probable de la máquina, 5 años equivalente á 10,000 horas.

Costo fijo al año:

Amortización 20%	S/. 11,200
Mantenimiento 20%	11,200
Intereses 8%	4,480
Guardiana 3%	1,680
TOTAL 41%.	S/. 28,560

Costo fijo por hora:

$$\frac{28,560}{2,000} = 14.28 \text{ Soles por hora.}$$

Costo variable por hora:

Combustible 4 Gls. a \$ 2.0 ...	S/. 8.00
Aceite y grasas	2.50
Kerosene y waipe	0.50
	S/. 11.00 por hora.

Total de la compresora por hora:

Costo fijo más costo variable:

$$14.28 - 11.00 = 25.28 \text{ soles por hora.}$$

Costo por hora de un Martillo Neumático:

Costo fijo:

Valor del martillo	S/.	5,000
Accesorios; 2 mangueras 50'		1,500
		<hr/>
		6,500
Valor recuperable ...		2,500
		<hr/>
Depreciación	S/.	4,000

Vida probable: 3 años equivalente á 6,000 horas.

Costo fijo al año:

Amortización 33.3 %	S/.	1,350
Intereses 8%		320
Mantenimiento y reparaciones.		600
Guardiania 3 %		120
		<hr/>
	S/.	2,390

Costo fijo por hora:

$$\frac{2,390}{2,000} = 1.20 \text{ soles por hora.}$$

Costo variable por hora:

Lubricante, Waipe etc.	S/.	0.50
-----------------------------	-----	------

Total del Martillo Perforador:

$$1.20 - 0.50 = 1.70 \text{ soles por hora.}$$

Jornales por hora:

Operador: 4 soles por hora....	S/.	4.00
4 taladradores á S/. 3.0 c/u...		12.00

2 peones por martillo S/ 2.5c/u..	10.00
Leyes Sociales 50 %	13.00
Administración 5 %	<u>1.30</u>
	S/. 40.30 por hora

Costo total por hora de una unidad de perforación, compuesta de una compresora y dos martillos perforadores trabajando a plena carga:

Compresora	S/. 25.28
Dos martillos	3.40
Jornales	<u>40.30</u>
	S/. 68.88 por hora.

Costo del metro cúbico de Roca Dura desagregada:

La desagregación por hora con dos martillos es:

$$\frac{60}{8} = 7.5 \text{ m}^3 \text{ por hora}$$

El costo por m^3 será:

$$\frac{68.88}{7.5} = 9.20 \text{ soles por m}^3.$$

Materiales.- Se considera un barreno con "bits" de reemplazo estimando que cada "bits" dá un rendimiento de 2 metros lineales por hora, pudiendo ser aguzado 3 veces. El avance en 8 horas es:

$$2 \times 8 \times 2 \times 3 = 96 \text{ m/1 con dos barrenos.}$$

Costo del barreno	S/. 150.00
" de 8 "bits" á 7.5 ..	<u>60.00</u>
	S/. 210.00

Costo por metro lineal:

$$\frac{210.00}{96} = 2.20 \text{ soles por metro lineal ó por m}^3 \text{ de desagregación.}$$

Resumen:

Maquinaria y jornales	S/.	9.20	por	m ³
Barrenos y "bits"		2.20	"	"
Dinamita 0.3 kg/m ³ .S/10.kg.		3.00	"	"
Mecha 3 mts aprox.		0.90	"	"
Fulminantes una unidad		0.50	"	"
		<hr/>		
	S/.	15.80	por	m ³

Costo total del m³ de Roca Dura:S/. 15.80...

Excavación, Transporte y Relleno: Se emplea Tractor D-8, CATERPILLAR con empujador angular.

Valor de la máquina	S/.	648,000
" recuperable 20 %		<u>129,000</u>
Depreciación: S/. 518,400		

Vida probable de la máquina, 5 años de 10,000 horas.

Costo fijo al año:

Amortización 20 %	S/.	103,680
Intereses 8 %		41,472
Mantenimiento 20 %		103,472
Guardiana 3 %		<u>15,552 6</u>
	S/.	264,389

El costo será:

$$\frac{264,389}{2,000} = 132.20 \text{ soles por hora.}$$

Costo variable por hora:

Maquinista	S/.	7.00
Ayudante		2.50
Leyes sociales 50 % j.		4.75

Administración 5 %	S/.	<u>0.48</u>	
			14.73 soles por hora.

Petroleo ..3.Gls.x.1.2...	S/.	3.60	
---------------------------	-----	------	--

Aceites y grasas		12.00	
------------------------	--	-------	--

Waipe varios		<u>1.20</u>	
--------------------	--	-------------	--

16.80 soles por hora.

Costo variable por hora:

maquina - jornales - combustible

132.20 - 14.73 - 16.80 = 163.70 soles.

Costo del acarreo del m³ á 60 mts. con tractor D - 8 :

ROCA DURA :	$\frac{163.73}{40}$	= S/.	4.10 el m ³
-------------	---------------------	-------	------------------------

TIERRA DURA:	$\frac{163.73}{35}$	=	4.70 el m ³
--------------	---------------------	---	------------------------

ALUVION MODERNO:	$\frac{163.73}{50}$	=	3.30 el m ³
------------------	---------------------	---	------------------------

COMPACTACION DE RELLENOS.-

Costo de las máquinas:

a).- Rodillo metálico de tres ruedas 14 T.M.

Valor de la máquina	S/.	281,000
---------------------------	-----	---------

" recuperable 40 % ...		<u>112,400</u>
------------------------	--	----------------

Depreciación : S/.

168,600

Vida estimada de la máquina, 5 años.

Costo fijo al año:

Amortización 20 %	S/.	33,720
-------------------------	-----	--------

Intereses 8 %		13,488
---------------------	--	--------

Mantenimiento 10.0%.....	S/. 16,860
Guardiana 3 %	<u>5,058</u>
	S/. 69,126 al año.

Costo fijo por hora:

$$\frac{69,126}{2,000} = 34.56 \text{ soles por hora.}$$

Costo variable por hora:

Maquinista	S/. 5.00
Leyes sociales 50 %	2.50
Administración 5 %	0.25
Gasolina 2 gls. S/. 2.0	4.00
Aceite, grasas, waipe etc. ..	<u>2.50</u>
	S/. 14.25 por hora.

Costo total por hora:

$$34.56 - 14.25 = 48.81 \text{ soles-hora.}$$

Siendo el rendimiento probable de éste rodillo de 150 m³ de material compactado por hora, el costo por metro cúbico será:

$$\frac{48.81}{150} = 0.33 \text{ soles el m}^3$$

A éste costo se le tiene que añadir el del riego, que se puede estimar en : 0.40 soles el m³; y por capas de 15 cm. de espesor.

El costo total será:

$$0.33 - 0.40 = 0.73 \text{ soles el m}^3.$$

b).- Tractor de tiro de 45 H.P.

Esta máquina es indispensable para el empleo del Rodillo " Pata de Cabra", Rodillo neumático y Barredora mecánica.

Valor de máquina	S/. 80,000
" recuperable	<u>16,000</u>
Depreciación	S/. 64,000

Costo fijo al año: Vida de cinco años.

Amortización	20 %	S/. 12,800
Intereses	8 %	5,120
Mantenimiento	20 %	12,800
Guardiana	3 %	1,920
			<u> </u>
			S/. 32,640

Costo fijo por hora:

$$\frac{32,640}{2,000} = 16.32 \text{ soles hora.}$$

Costo variable por hora:

Maquinista	S/. 4.00
Leyes sociales	50 % 2.00
Administración	5 % 0.20
Combustible	2 gls. S/. 2 .0 g.	4.00
Aceites grasas etc.	<u>4.00</u>
		S/. 14.20 por hora.

Costo total por hora del Tractor de Tiro de 45 H.P:

$$16.32 - 14.20 = 30.52 \text{ soles - hora.}$$

c).- Rodillo " Pata de Cabra" marca AUSTIN.-

Valor de la máquina	S/. 50,000
" recuperable	20 % <u>10,000</u>
Depreciación:		S/. 40,000

Costo fijo al año:

Amortización	20 %	S/. 8,000
Intereses	8 %	3,200
Mantenimiento	5 %	2,000
Almacenaje	3 %	<u>1,200</u>
			S/. 14,400 por hora.

Costo fijo por hora:

$$\frac{14,400}{2,000} = 7.20 \text{ soles por hora.}$$

Costo total por hora:

$$7.30 - 30.52 = 37.72 \text{ soles - hora.}$$

Costo del metro cuadrado: Considerando un rendimiento de 450 m²
por hora:

$$\frac{37.72}{450} = 0.09 \text{ soles el m}^2.$$

d).- Rodillo neumático marca "TAMPO"; de 13 ruedas 10 T.M.

Valor de la máquinaS/. 50,000

" recuperable 20 % 10,000

Depreciación: S/. 40,000

Costo fijo al año:

Amortización 20 %S/. 8,000

Intereses 8 % 3,200

Mantenimiento 10 % 4,000

Guardiana 3 % 1,200

S/. 16,400 al año.

Costo fijo por hora:

$$\frac{16,400}{2,000} = 8.20 \text{ soles por hora.}$$

Costo total por hora:

$$8.20 - 30.52 = 38.72 \text{ soles por hora.}$$

Siendo el rendimiento promedio del Rodillo Neumático de 360 m³.
por hora, el costo será:

$$\frac{38.72}{360} = 0.11 \text{ soles por M}^3$$

Riego con Tanque Regador: Camión de 1,500 Gls. marca G.M.C.

Valor del camión	S/.	120,000
" recuperable 20 % ...		<u>24,000</u>
Depreciación:	S/.	96,000

Costo fijo al año: Vida probable 5 años.

Amortización 20 %	S/.	19,200
Intereses 8 %		7,680
Mantenimiento 25 %		24,000
Seguros 10 %		9,600
Guardiana 3 %		<u>2,880</u>
	S/.	63,360

Costo fijo por hora:

$$\frac{63,360}{2,000} = 31.68 \text{ soles por hora.}$$

Costo variable por hora:

Conductor	S/.	5.00
Leyes sociales		2.50
Administración 5 %		0.25
Combustible 2 Gls.		4.00
Aceite,grasa, etc.		<u>2.50</u>
	S/.	14.25 por hora.

Costo total por hora:

$$31.68 - 14.25 = 45.93 \text{ soles por hora.}$$

Costo del m² de riego: Considerando un rendimiento de 800 m² por hora, el costo del riego de un metro cuadrado de explanación será:

$$\frac{45.68}{800} = 0.06 \text{ soles por M}^2$$

$$\frac{0.06 \times 100}{15} = 0.40 \text{ soles el M}^3$$

PAVIMENTO.-

Motoniveladora " CATERPILLAR " N° 12 (Diesel).

Valor de la máquina	S/. 400,000
" recuperable 20 %	<u>80,000</u>
Depreciación:	S/. 320,000

Costo fijo por año:

Amortización 20 %	S/. 80,000
Intereses 8 %	32,000
Mantenimiento 20 %	80,000
Guardiana 1 %	<u>4,000</u>
	S/. 196,000 al año.

Costo fijo por hora:

$$\frac{196,000}{2,000} = 98.00 \text{ soles por hora.}$$

Costo variable por hora:

Maquinista	S/. 5.00
Seguro social 50 %	2.50
Administración 5 %	0.25
Combustible 2 Gls. ptlo.	2.20
Grasa, waipe etc.....	12.00
pequeños repuestos.....	<u>1.50</u>
	S/. 23.45 por hora.

Costo total por hora: Considerando el rendimiento de la Motoniveladora en 1,500 M², por día y será necesario pasar 8 veces. la máquina por el mismo metro, el costo será:

$$\frac{98.00 - 23.45}{1,500} \times 8 = 0.32 \text{ soles el M}^2$$

Las operaciones de la Motoniveladora son: esparcido, mezclado batido, regado é incorporación de arcilla si fuera necesario.

Rodillo para Sellar Asfalto de 5 T.M.-

Valor de la máquina	S/. 100,000
" recuperable 20 %	<u>20,000</u>
Depreciación:	S/. 80,000

Costo fijo al año:

$$0.51 \times 80,000 = \text{S/. } 40,800$$

Costo fijo por hora:

$$\frac{40,800}{2,000} = 20.40 \text{ soles por hora.}$$

Costo variable por hora:

Un operador	S/. 4.00
Leyes sociales	2.00
Administración 5 %	0.20
gasolina 1.5 Gls.	3.00
Grasa,waipe etc.	<u>2.00</u>
	S/. 11.20 por hora

Costo Total de la Selladora por hora:

$$20.40 - 11.20 = 31.60 \text{ soles por hora.}$$

Costo del metro cuadrado de Sello: El rendimiento de la máquina por hora se estima en 600 M².

$$\frac{31.60}{600} = 0.05 \text{ soles el M}^2.$$

Barredora Mecánica marca GRACE modelo " J " .-Costo fijo:

Valor de la máquina	S/. 60,000
" recuperable	<u>12,000</u>
	S/. 48,000

Costo fijo al año:

$$0.51 \times 48,000 = 24,480 \text{ soles al año.}$$

Costo fijo por hora:

$$\frac{24,480}{2,000} = 12.24 \text{ soles la hora.}$$

Costo variable por hora:

Operador	S/. 3.00
Leyes sociales	1.50
Administración	0.15
Grasa etc.....	<u>0.50</u>
	S/. 5.15 por hora.

Costo total por hora:

$$12.24 - 5.15 - 30.52 = 47.91 \text{ soles por hora.}$$

Costo del metro cuadrado de barrido: Se considera que la máquina puede limpiar una superficie de 800 metros cuadrados por hora, ya que se trata de una operación bastante rápida:

$$\frac{47.91}{800} = 0.06 \text{ soles el M}^2$$

Rodillo " TAMDEN " de 5 T.M.

Costo fijo al año:

Valor de la máquina	S/. 180,000
" recuperable 20 % ..	<u>72,000</u>
	S/. 108,000

Costo fijo al año:

$0.41 \times 108,000 = 44,280$ soles al año.

Costo fijo por hora:

Maquinista	S/. 5.00
Leyes siciales	2.50
Administración	0.25
Gasolina 2 Gls.....	4.00
Aceites, grasas etc...	<u>2.50</u>
	S/.14.25 por hora.

Costo total por hora:

$22.14 - 14.25 = 36.39$ soles por hora.

Siendo el rendimiento del Rodillo de 1500 M^2 por hora, el costo por metro cuadrado será:

$$\frac{36.39}{1,500} = 0.02 \text{ soles por } \text{M}^2$$

PAVIMENTO.-

Riego de imprimación: Se emplea tamque distribuidor de 600 Gls.

Costo fijo:

Valor de la máquina.....	S/. 180,000
" recuperable 20 %	<u>36,000</u>
Depreciación:	S/. 144,000

PREPARADO DE LA MEZCLA ASFALTICA.-

Se considera dos plantas portátiles con secador, cuyo rendimiento neto es de 25 M³ cada una. Marca "BARBER GREENE".

Costo fijo:

Valor de las Plantas	S/.	1'000,000
" recuperable 20 %		<u>200,000</u>
Depreciación:	S/.	800,000

Costo fijo al año: Se estima una vida de cuatro años.

Amortización 25 %	S/.	200,000
Mantenimiento 25 %		200,000
Seguros 10 %		80,000
Intereses 8 %		64,000
Guardiana 1/2 %		<u>4,000</u>
	S/.	548,000

Costo fijo por hora:

$$\frac{548,000}{2,000} = 274,00 \text{ soles por hora.}$$

Costo variable por hora:

Jefe de las Plantas	S/.	8.00
Dos maquinistas S/. 6 c/u....		12.00
Cuatro ayudantes S/. 3 c/u ...		12.00
Leyes sociales 50 %		16.00
Administración 5 %		1.60
Combustible 4 Gls. gasolina .		8.00
Aceite, grasas, waipe. etc...		12.00
Pequeños accesorios		<u>2.00</u>
	S/.	71.60 por hora.

Costo total por hora:

$$274.00 - 71.60 = 345.60 \text{ soles por hora.}$$

Rendimiento de la Planta:

El rendimiento de las dos unidades es de 50 metros cúbicos por hora, los que apreciados en material compactado será: $50 \times 16 = 800$ metros cuadrados; ya que un metro cúbico rinde 16 metros cuadrados compactados.

Costo del metro cuadrado:

$$\frac{345.60}{800} = \underline{0.43 \text{ soles el } M^2}$$

Costo de los Agregados:

Se supone que la Planta se encuentre situada á más ó menos 400 mts. de la cantera y que el costo de los agregados puestos en la Planta sea de S/. 4.00 el M^2 .

Asfalto:

La cantidad de asfalto que requiere los agregados, se estima en 1.5 Gls por metro cuadrado, á soles 2.00 Gln. puesto en la Planta.

$$1.5 \times 2.00 = \underline{3.00 \text{ soles por } M^2}$$

Transporte de la Mezcla:

Se estima que se paga el mismo precio de uno á cuatro kilómetros; precio del metro cúbico S/. 16.00 i como un M^3 equivale ó cubre 16 metros cuadrados, resulta:

$$\frac{16.00}{16} = \underline{1.00 \text{ soles el } M^2}$$

Extendido de la mezcla: Se considera una Esparcidora de mezcla asfaltica con capacidad de 600 metros cuadrados por hora. El ancho de la Pavimentadora será de 12' .

Valor de Pavimentadora	S/. 423,000
" recuperable 40 %	<u>169,200</u>
Depreciación:	S/. 253,800

Costo fijo por año:

Amortización 20 %	S/. 50,760
Intereses 8 %	20,304
Mantenimiento 5 %	12,690
Seguros 10 %	25,380
Guardiana 3 %	<u>7,614</u>
	S/. 116,748

Costo fijo por hora:

$$\frac{116,748}{2,000} = 58.37 \text{ soles por hora.}$$

Costo variable por hora:

Un operador	S/. 6.00
Dos ayudantes S/. 3.00 u/u ...	6.00
Leyes sociales 50 %	6.00
Combustible 1.5 Gls. gasl/h.	3.00
Grasa, waipe etc.	1.00
Pequeños repuestos	<u>1.00</u>
	S/. 23.00 por hora.

Costo total por hora:

$$58.37 - 23.00 = 81.37 \text{ soles por hora.}$$

Considerando un rendimiento de 600 M², el costo será:

$$\frac{81.37}{600} = 0.14 \text{ soles por M}^2$$

Materiales empleados en el Puente:

Mezcla:	1 : 2 : 4	Fierro:		
Volúmen:	325 M ³	Corrugado de	1/4" ..	174 Kg
Piedra de 1" ..	293 M ³	" " "	3/8" ..	2,120 "
Arena:	163 M ³	" " "	1/2" ..	4,470 "
Cemento:	650 B	" " "	5/8" ..	14,300 "
Encofrado: ...	800 M ²	Cuadrado "	1 1/4" ..	10,049 "
			Total:	31,113 Kg

Muros en Ala:

Mezcla:	1 : 2 : 4	Fierro:		
Volúmen:	400 M ³	Corrugado: de	3/8" ..	520 Kg
Piedra de 1" ..	360 M ³	" " "	1/2" ..	1,850 "
Arena:	200 M ³	" " "	3/4" ..	1,350 "
Cemento:	200 B	" " "	7/8" ..	850 "
Encofrado:	450 M ²	" " "	1" ..	7,950 "
		" " "	1 1/4" ..	6,350 "
			Total:	18,870 Kg

Alcantarilla:

Mezcla:	1 : 2 : 4	Fierro:		
Volúmen:	200 M ³	Corrugado de	3/8" ..	125 Kg
Piedra de 1" ..	180 M ³	" " "	1/2" ..	2,320 "
Arena:	100 M ³	" " "	5/8" ..	2,540 "
Cemento	400 B	" " "	7/8" ..	3,780 "
Encofrado: ...	320 M ²	" " "	1" ..	1,420 "
			Total:	10,185 Kg

Costo del metro cuadrado de Asfalto colocado.-

Operación (máquina)	S/.	0.43
Agregados (estimado).....		4.00
Asfalto RC-2 , 1.5 lts/m ² ...		3.00
Imprimación MC-0 , 1.5 l/m ² .		0.90
Rodillo TAMDEN		0.06
Barrido tres veces		0.18
Transporte de la mezcla		1.00
Pavimentadora		0.14
Selladora (máquina)		0.05
Materiales RC-1 , 1.5 l/m ² ..		1.41
		<hr/>
	S/.	11.17 por M ²

Costo del metro cuadrado de afirmado.-

Materiales (estimado).....	S/.	2.00
Nivelación		0.32
Riego		0.06
Rodillado		0.12
		<hr/>
	S/.	2.50 el M ²

Costo del metro cuadrado del Sellado.-

1.5 lts/M ² de RC-1	S/.	0.81
Arena		0.30
Rodillo TAMDEN		0.05
Extendido		0.05
Distribuidora de asfalto ..		0.25
		<hr/>
	S/.	1.46 por M ²

Concreto ciclópeo

Estribos del puente:

Volúmen: 324 M³ ; 30 % de pedrones ; Mezcla: 1 : 3 : 6

Pedrones	97 M ³
Arena	129 M ³
Piedra de 1" a 2"	257 M ³
Cemento	353 B
Encofrado	180 M ²

Muros de sostenimiento:

Volúmen: 5,950 M³ ; 30 % de pedrones ; Mezcla: 1 : 3 : 6

Pedrones	1,785 M ³
Arena	2,350 M ³
Piedra de 1" a 2"	4,701 M ³
Cemento	6,464 B
Encofrado	2,200 M ²

Para el vaceado y mezclado, se emplea una mezcladora de 16 pies cúbicos, equivalente á 50 metros cúbicos por jornada de 8 horas; el alquiler de ésta máquina se estima en 220 soles al dia incluyendo maquinista y combustible, para poder vacear los 324 M³ de mezcla que requieren el puente, será necesario emplear cinco de estas máquinas. Cada una requiere 22 operarios más un capataz; el costo promedio por metro cúbico resulta S/. 20.00 .

P R E S U P U E S T O D E L C A M I N O

Parti- da N°	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Uni- tario	I M P O R T E	
					PARCIAL	TOTAL
A - 1	Reco i Trazo	Km	7,020	S/. 2,000	14,040.00	14,040.00
	<u>EXPLANACION</u>					
B - 1	Desagregar Roca Dura	M ³	39,240	15.80	619,992.00	1'717,858.20
	Movimiento de tierras					
B - 2	Roca - Dura	M ³	47,088	4.10	193,060.80	
B - 3	Tierra-Dura	M ³	142,224	4.70	668,452.80	
B - 4	Aluv. Moder.	M ³	71,622	3.30	236,352.60	
	<u>COMPACTACION</u>					
C - 1	Relleno pro- pio	M ³	18,096	2.74	49,583.04	1'355,367.50
C - 2	Relleno de prestamo	M ³	69,679	18.74	1'305,784.46	
	<u>AFIRMADO</u>					
D - 1	Ancho 8 m	M ²	56,160	2.50	140,400.00	140,400.00
	<u>ASFALTADO</u>					
E - 1	Riego de imprimacion	M ²	45,630	0.90	41,157.00	509,777.10
E - 2	Carpeta as- fáltica	M ²	45,630	8.81	402,000.30	
E - 3	Sellado	M ²	45,630	1.46	66,619.80	
	<u>DRENAJE</u>					
F - 1	Estimado	m/1	7,020	3.00	21,060.00	21,060.00
	<u>SEÑALES</u>					
G - 1	Estimado	Km	7,020	1,000	7,000.00	7,000.00

P R E S U P U E S T O D E L C A M I N O

Parti- da N°	Descripción	Unidad	Cantidad	P. U- nitario	I M P O R T E	
					PARCIAL	TOTAL
	<u>PUENTE</u>			S/.		
H - 1	Fierro	Kg	31,113	3.6	112,006.80	
H - 2	Cemento	Ba.	1,450	73.0	105,850.80	
H - 3	Piedra 1"	M ³	650	30.0	19,500.00	
H - 4	Arena	M ³	363	25.0	9,075.00	
H - 5	Encofrado	M ²	1,250	13.0	16,250.00	
H - 6	Mezcla i va- ceado	M ³	325	20.0	6,500.00	269,182.60
	<u>ALCANTARILLA</u>					
J - 1	Fierro	Kg.	18,870	3.6	67,932.00	
J - 2	Cemento	Ba.	400	73.0	29,200.00	
J - 3	Piedra 1"	M ³	180	30.0	5,400.00	
J - 4	Arena	M ³	100	25.0	2,500.00	
J - 5	Encofrado	M ²	320	10.0	3,200.00	
J - 6	Mezclado i vaceado.	M ³	200	20.0	4,000.00	112,232.00
	<u>MUROS DE SOS</u>					
	<u>TENIMIENTO</u>					
P - 1	Cemento	Ba.	6,817	73.0	497,641.00	
P - 2	Arena	M ³	2,479	25.0	61,975.00	
P - 3	Piedra 1"	M ³	4,958	30.0	148,740.00	
P - 4	Pedrones	M ³	1,882	20.0	37,640.00	
P - 5	Encofrado	M ²	2,380	7.0	16,660.00	
P - 6	Mezclado i vaceado	M ³	4,960	20.0	99,200.00	861,856.00
TOTAL: S/.					5'008,773.40	
10 % Utilidad contratista:					500,877.34	
5 % Imprevistos:					250,438.67	
S/.					5'760,089.41	
SON: CINCO MILLONES SETECIENTOS SESENTA MIL OCHENTA Y NUEVE						
<u>SOLES ORO 41/00.</u>						

I N D I C E

Tema	pag.	1
Elección de Ruta		3
Características Técnicas		5
Pavimento		12
Asfalto		17
Pliego de Cubicaciones		24
Diseño del Puente		40
Diseño deñ Arco		83
Cálculo del Estribo del Arco		112
Diseño de una Alcantarilla		120
Muros de Sostenimiento		131
Análisis de Costos		143
Presupuesto del Camino		163