

P R O Y E C T O   D E   G R A D O

" C A M I N O S "

Tesis que presenta el ex-alumno M. Augusto Vargas Centeno,  
para optar el título de INGENIERO EN CONSTRUCCIONES CIVILES.

Lima, Diciembre de 1949.

PROYECTO N° 16.

PROYECTO DE CAMINOS PARA EL AÑO 1948.

El proyecto se dividirá en dos partes principales: 1° Reconocimientos y 2° Trazo definitivo.

El reconocimiento se hará sobre el plano general a escala 1:50 000 y se efectuará en la siguiente forma:

Los alumnos de los números 1 al 20 estudiarán todas las posibles rutas entre los puntos A y B marcados en el plano y para los de número 20 al 40 estudiarán las rutas posibles entre C y D.

De las rutas estudiadas marcarán en el plano las dos que encuentren más convenientes y entre ellas se escogerá la que se estime que debe adoptarse explicando en la memoria las razones por las cuales se ha escogido. Dado que en ambos casos para pasar de A a B y de C a D hay que pasar por una línea de cumbres, todos los alumnos contemplarán la posibilidad de construir un túnel indicando las razones que en cada caso hubiera para justificar su construcción ó para desecharla si no fuese conveniente.

Cada uno de los alumnos de acuerdo con su número de orden estudiará un ramal para una Carretera secundaria y de un sólo tráfico, que, partiendo de la carretera troncal, llegue a esos puntos. Se hará según la siguiente distribución:

Los alumnos del # 1 al # 4 estudiarán un ramal al punto	# 1	
5	8	# 2
9	12	# 3
13	16	# 4
17	20	# 5
21	24	# 6
25	28	# 7
29	32	# 8
33	36	# 9
37	40	# 10

Para este ramal bastará que se marque en el plano una línea de reconocimiento, que se considera que pueda adoptarse para el trazo definitivo.

Para la ejecución del proyecto se tendrá en cuenta lo siguiente:

- 1°.-Que se trata de una Carretera troncal de primera clase para doble tráfico y para una densidad de 300 camiones diarios y 200 automoviles, considerandose como de topografía "accidentada", según la clasificación de las Normas del Ministerio de Fomento.
- 2°.-Que deben seguirse las Normas para Estudios de Carreteras aprobadas recientemente por el Ministerio de Fomento.
- 3°.-Que deberán fijarse todas las características de la Carretera según las características de los vehículos que se fijan más adelante.
- 4°.-Que si bien se desea que la carretera que se proyecte sea de primer orden debe tenerse en cuenta el factor económico al diseñarla, ya que debe existir un balance entre la bondad de las características y el costo de ejecución. Ese balance está marcado por el criterio del Ingeniero y deberá ser expuesto en la Memoria, para cada uno de los aspectos del estudio: Reconocimiento, Trazo, perfil longitudinal, secciones, Puente ect. y para los aspectos de la construcción: Explanaciones, obras de arte y afirmado y Pavimento.

Se hará sólo un Km. de trazo definitivo, metrados y Presupuestos.

Para el trazo se tomará en cuenta lo siguiente:

- 1°.-El alumno #1 tomará el primer Km. de la ruta AB, el # 2, el segundo y así sucesivamente hasta el # 20. El alumno # 21 tomará el primer Km. de la ruta CD, el # 22 el segundo Km. y así sucesivamente hasta llegar al alumno # 40.
- 2°.-En el plano general al 50.000 se marcará con una línea roja gruesa el Km. estudiado.
- 3°.-Se considerará como cero en cada caso a los puntos A y C.
- 4°.-El plano en el kilómetro que le toca al alumno hacer el trazo será ampliado a la Escala 1:2000 y en ese plano se harán los estudios de trazo.
- 5°.-Para el establecimiento de las obras de drenaje, se considera que las precipitaciones pluviométricas máximas son de 20 mm, en un día.
- 6°.-Se supondrá que en el Km. en que se haga el trazo, se tendrán las siguientes clasificaciones de terrenos:

En los primeros 250 m. material de IV  
En los 250 m. siguientes material de III  
En los 250 m. siguientes material de V  
En los 250 m. siguientes material de III con 30% de IV.

#### Características de los vehículos.-

Carga tipo H-15 S 12  
Longitud total 15 m.  
Ancho total 2.40 m.  
Alto total 4.20 m.

Torque del motor: El correspondiente a los camiones tractores Ford ó Chevrolet.

Velocidades directrices: las dadas en las Normas para Carreteras de primera clase.

Con estos datos se determinará el radio mínimo de las curvas, su sobreancho, el peralte, la mínima distancia de visibilidad, la longitud de las curvas verticales, las gradientes máximas y el tipo de pavimento suponiendo que el terreno natural es del tipo A-5.

PUENTE.-Se acompaña un perfil longitudinal de la ubicación del puente. Para su proyecto se tendrá en cuenta que en la margen izquierda que es de conglomerado, se encontrará roca a 3 m. bajo el nivel del fondo del cauce.

El alumno # 1 calculará un Puente de concreto armado de 10 m. de luz y esa luz irá creciendo de 50 en 50 cm. hasta llegar al alumno #20.

Los alumnos del 21 al 30 calcularán un arco de piedra ó concreto ciclópico con luces crecientes desde 15 m. para el alumno # 21, 16 m. para el alumno #22 y así sucesivamente.

Los alumnos del # 31 al 40 estudiarán una solución de cruce a desnivel entre dos Carreteras troncales de dos tráfico cada una, la vía superior irá sobre un puente de concreto armado y se deben proyectar también las curvas de vuelta para los accesos y bajadas de los 4 tráfico que forman las vías que se cruzan.

En general para las dimensiones del tablero, ect. se adoptarán las normas americanas.

Afirmado y pavimento.-Se desea que se proyecte un pavimento flexible para el tramo del Km. que se ha trazado y estudiado. Se deberán especificar las secciones transversales recomendadas y los sistemas de construcción del pavimento y afirmado.

El proyecto comprenderá los siguientes documentos:

a) Memoria explicativa.-Contendrá la descripción detallada de la obra y la discusión de la solución adoptada, el cálculo de los elementos en planta y en elevación, los cálculos, descripciones y detalles completos del puente. Cálculos de alcantarillas y muros. Se dará una relación detallada de las pendientes máximas utilizadas y sus longitudes. La enumeración de las curvas verticales con sus respectivos cálculos de visibilidad y longitud. El cálculo de la visibilidad en las curvas horizontales.

La Memoria deberá comenzarse con una copia del presente pliego de especificaciones y se indicará la clase de obras que le ha tocado ejecutar a cada alumno según su número de orden

b) Juego de planos.-Serán como mínimo:

Un plano general a la escala 1:50.000

Un plano del eje del camino del Km. que le corresponde al alumno desarrollar. Será a curvas de nivel de dos en dos a escala 1:2000 y estudiará una faja de 50 m. a cada lado del eje.

Un perfil longitudinal del eje del camino del Km. estudiado. Será dibujado a 1:2000 de escala longitudinal, siendo 10 veces mayor la escala vertical.

Perfiles transversales cada 20 m. como mínimo ó sea en cada estaca del trazo, pero además se indicarán las secciones de puntos importantes, tales como puntos salientes, ó profundos que hayan caído en estaca fraccionaria.

Diseño de los perfiles transversales adoptados con toda clase de detalles de drenaje, pavimento, muros, ect.

Diseño de alcantarillas y muros.

Planos y detalles del puente.

c) Metrado.-Se hará el cálculo del movimiento de tierras en el Km. estudiado así como los volúmenes de excavaciones y albañilería de las obras de arte.

d) Análisis de precios.-Se hará un presupuesto detallado de todas las obras proyectadas inclusive el Puente.

Lima, 8 de Mayo de 1948.

Raúl Parraud D.

Manuel E. Echegaray del Solar.

## NORMAS PARA EL ESTUDIO DE CARRETERAS

Para el estudio de carreteras recurrimos a las Normas de Ministerio de Fomento, de acuerdo con las especificaciones de la presente tesis. Estas normas, actualmente en vigencia, establecen las características técnicas que deben tener los caminos nacionales de acuerdo con su categoría y la topografía del terreno que recorren.

Es de las Normas del Ministerio de Fomento, que tomamos como dato inicial el valor de la velocidad directriz, que tratándose en nuestro caso, de una carretera de primera clase y de topografía accidentada es de 45 Km./hora.

### RECONOCIMIENTO

Generalidades.-Al observar el plano general de escala 1:50.000, materia del reconocimiento, vemos que representa una zona de terreno irregular, de topografía accidentada, zureada por innumerables quebradas, numerosos torrentes y ríos caudalosos; atravesada por altas cumbres y sin presentar lugares de características más ó menos planas. En este terreno debemos trazar, según las especificaciones del presente proyecto, las rutas más probables que unan directamente los puntos "A" y "B", debiendo ser una carretera troncal de primera clase. Además se pide unir el punto N° 4 con la carretera troncal por medio de un camino secundario.

El proceso general mediante el cual se han efectuado los trazos entre los puntos "A" y "B" ha sido el siguiente:

En primer término

se han ubicado en el plano del reconocimiento, las abras, puntos bajos ó pasos obligados, por donde forzosamente tiene que pasar la carretera, luego con el compás de punta seca se han ido tanteando las pendientes hasta conseguir las más convenientes y se han efectuado los trazos, ya sea entre el punto "A" y un paso obligado, ó entre dos abras, ect.. De este modo se han hecho varios trazos parciales, que unidos luego, han definido varios trazos generales entre "A" y "B"; de estos varios trazos generales hemos adoptado dos, los más convenientes a nuestro juicio.

Para las pendientes adoptadas nos hemos ceñido a las señaladas en las Normas del Ministerio de Fomento.



TRAZO "A"- "B"

Características del terreno.-Partiendo del punto "A", situado en la margen derecha de un río caudaloso y a 3625 m. de altura sobre el nivel del mar, debemos llegar al punto "B", ubicado en la parte más ó menos plana de un valle profundo, a una altura de 2525 m. sobre el nivel del mar y en la margen izquierda de otro río más caudaloso que el anterior. El terreno comprendido entre estos dos puntos es de topografía accidentada, presentando como características saltantes las siguientes:

Está surcada por numerosos torrentes, riachuelos y ríos caudalosos. Entre los ríos caudalosos podemos observar uno de ancho cauce, que es el más importante y que corre a la izquierda del punto "A", siguiendo varios Kms. en forma más ó menos recta para luego desviarse hacia la izquierda en un ángulo próximo a 90°, alejándose de ese modo de "A". Este río recorre su cauce entre dos cadenas de montañas que terminan en una serie de picachos de alturas que oscilan entre 4200 m. y 4700 m. sobre el nivel del mar, constituyendo de ese modo, una línea de cumbres bien definida, que resalta a la vista del plano. Se vé también otro río de cauce mayor que el anterior y en cuya margen izquierda se encuentra el punto "B". Este río tiene su cauce en una quebrada profunda cuyas faldas son muy escarpadas, existiendo sólo una zona relativamente plana en la que se haya situado el punto "B". Además de la serie de ríos de menor importancia y de las innumerables quebradas, se observa también, como características saltantes, abras de gran importancia para nuestro trazo que se pueden reconocer fácilmente en el plano.

Primer Trazo.-(Rojo).-Partimos de "A" con una pendiente de + 2.0% y ascendemos hasta llegar a la abra señalada por el punto de triangulación de cota 4128 m., sobre el nivel del mar; trasponemos de ese modo el ramal de la cordillera en cuyas faldas se encuentra el punto "A". Continuamos nuestro trazo descendiendo con una pendiente suave de -0.8 % hasta llegar a la segunda abra de cota 4100m. para luego continuar, pero ascendiendo, con una pendiente de + 3.4 % llegando así, a la tercera abra cuya cota es 4300 m. Proseguimos el trazo descendiendo por una quebrada con una pendiente de -3.0 % hasta llegar a un punto de la quebrada de 4050 m. de altura, atrave-

zándola, y continuamos el trazado descendiendo con una pendiente de  $-1\%$ , con la cual llegamos a la cuarta abra comprendida entre las curvas de nivel de 3975 m. De esta abra de paso obligado empezamos a descender por medio de un desarrollo y con una pendiente de  $-3\%$ , trazando sucesivamente las curvas de volteo del desarrollo en las cotas 3650, 3375, 3100, 2800 y 2475 m llegando de este modo al cauce del río, al que cruzamos y continuamos nuestro trazo ascendiendo con una pendiente de  $+3\%$ , llegando así al punto "B" en el que termina el trazo.

Segundo Trazo.-(Verde).-Este trazo tiene dos tramos comunes con el anterior, que son: el que termina en la abra señalada por el punto de triangulación de cota 4128 m.; y el que comienza en la cuarta abra y que termina en el punto "B".

Llegado al punto de triangulación de 4128 m. de cota, empezamos a descender con una pendiente de  $-3\%$  hasta la cota 2775 m. donde cambiamos la pendiente a  $-3.4\%$ , bajando así hasta la cota 3600 m., de donde comenzamos a ascender con una pendiente de  $+1.66\%$ , subiendo de este modo a la cota 3750 m. en la cual cambiamos la pendiente a  $+3.4\%$ , llegando así a la cuarta abra de paso obligado. Desde este punto el trazo se confunde con el descrito anteriormente, llegando en igual forma al punto "B".

TRAZO ENTRE EL PUNTO N° 4 Y LA CARRETERA TRONCAL.-Iniciamos nuestro trazo partiendo del punto N° 4, situado a una altura de 4025 m. sobre el nivel del mar con una pendiente de  $-3.4\%$ , bajando de este modo hasta la cota de 4000 m., donde cambiamos la pendiente a  $-3.8\%$  y seguimos bajando hasta la cota 3475, donde cruzamos el río, para luego ascender con una pendiente de  $+3.8\%$ , hasta llegar al empalme con la carretera troncal en la cota 3656 m. sobre el nivel del mar.

#### DISCUSION ENTRE AMBOS TRAZOS.

PLANO.-Observando los trazos efectuados en el plano general de escala 1: 50 000, vemos que el primer trazo tiene mejores condiciones en lo que respecta al terreno que atravieza, que el segundo trazo. Además el primer trazo ofrecerá en su construcción grandes tangentes y radios de curvas más amplios que el segundo trazo, cosa que se desprende de la comparación objetiva en plano de ambos trazos.

Otra ventaja del primer trazo es su menor longitud, puesto que su longitud es de 123 Km., mientras que la del segundo trazo es de 128 Km., teniendo ~~un~~ pués a su favor 5 Km., cosa que además de hacer más económica su construcción, asegura un gasto menor del usuario por viaje, factor que es de gran consideración.

En lo que respecta a obras de arte, vemos que el segundo trazo tendrá dos obras de arte menos que el primer trazo.

PERFIL LONGITUDINAL.-El primer trazo tiene amplia ventaja que el segundo trazo con respecto a las pendientes, puesto que las del primer trazo son mucho menores que las del segundo trazo, asegurando de este modo un menor desgaste del usuario.

SECCIONES TRANSVERSALES.-No siendo posible calcular las secciones transversales debido a la escala tan reducida del plano general, sólo podemos decir que el primer trazo cruza laderas más suaves que el segundo, por lo que el movimiento de tierras será menor en el primer trazo que en el segundo.

Por todas las consideraciones expuestas anteriormente, podemos darnos cuenta, que el primer trazo tiene mucho más ventajas que el segundo, por lo que nos inclinamos a él (al primer trazo), para hacer el estudio definitivo.

POSIBILIDAD DE UN TUNEL.-La posibilidad de un túnel, queda descartado en el presente proyecto, puesto que carecemos del dato más indispensable, que es el referente a la clase de material del lugar por donde atravesaría el túnel, dato sin el cual nos es imposible hacer un estudio ~~de~~ económico que pudiera servirnos de base de comparación.



TECNICA VIAL

Generalidades.-Las características técnicas de un camino quedan determinadas por las propiedades del usuario y por las cualidades de la misma carretera.

El estudio de una carretera se divide en tres partes fundamentales, que son: 1° Trazado en planta, 2° Perfil longitudinal y 3° Secciones transversales.

TRAZADO EN PLANTA.-Las bases para este estudio son: procurar una menor longitud del camino, grandes tangentes, curvas de gran radio y un buen alineamiento general. En general el trazado en planta consta esencialmente de alineamientos rectos unidos entre sí por curvas circulares.

Estudiamos ahora, las propiedades que deben tener estos elementos para que constituyan un buen trazado en planta.

RADIO MINIMO DE LAS CURVAS.-Para calcular el radio mínimo de las curvas nos remitimos a la fórmula dada por las Normas del Ministerio de Fomento, puesto que las especificaciones de la tesis así nos lo obliga.

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

En la cual:

- V Velocidad en Kms. por hora
- p Peralte máximo en centésimos, cuyo valor se ha fijado en 0.08 para carreteras de la 1ª y 2ª clase.
- f Coeficiente de fricción, dado por la fórmula empírica:

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

Reemplazando valores obtenemos:

$$f = \frac{1}{1.4 \sqrt{45}}$$

$$f = 0.20$$

$$R = \frac{45^2}{128(0.08 + 0.20)}$$

$$R = 56 \text{ m.}$$

Más adelante estudiaremos el radio mínimo teniendo en cuenta la visibilidad. En nuestro caso, después de haber hecho un estudio concienzudo de la topografía del terreno, hemos adoptado los siguientes radios para nuestras curvas: 1ª Curva Radio 200 m. 2ª Curva Radio 140 m. Las demás características de estas curvas, están señaladas en el plano respectivo.

PERALTE.-Se denomina peralte a la elevación del plano de la calzada con respecto a la horizontal, que se hace en las curvas con el objeto de evitar malos...

Existen fórmulas que dan la elevación necesaria en función de las características del móvil, del coeficiente de fricción de la carretera y del radio de la curva. Empleando estas fórmulas se llegan a conclusiones teóricas, pues para ciertos radios de curva no sería necesario peraltar, cosa que en la práctica no es así.

Las Normas del Ministerio de Fomento, establecen las siguientes conclusiones: "El peralte de la curva de radio de 340 m. será de 8 % del ancho de la carretera y que este porcentaje disminuirá en 0.5 % por cada 20 m. más de radio, hasta llegar a un valor igual a 2 %; peralte que se considerará como mínimo, cualquiera que sea el valor del radio de la curva".

En resumen tendremos el siguiente cuadro:

Radio m.	340	360	380	400	420	440	460	480	500	520	540	560	580
Peralte %	8	7.5	7	6.5	6	5.5	5	4.5	4	3.5	3	2.5	2

Para el caso de nuestras curvas tendremos que usar peraltes de 8 %.

SOBREANCHO EN LAS CURVAS.-Debido a que las ruedas traseras del móvil no giran al tomar una curva con el mismo radio que las ruedas delanteras, será necesario ensanchar la carretera en esta zona, para así mantener la misma densidad de circulación que en las tangentes.

Según las Normas del Ministerio de Fomento, el sobreancho será determinado por la fórmula:

$$S = n(R - \sqrt{R^2 - l^2}) + \frac{V}{10\sqrt{R}}$$

- S Sobreancho en metros.
- n Número de Vías en tráfico.
- R Radio de la curva en metros.
- V Velocidad directriz en Km. por hora.
- l Distancia entre ejes del vehículo, fijada en 6.00 m.

Para el caso de nuestras curvas tendremos:

la. Curva Radio = 200 m.; V = 45 Km./Hora; n = 2 tráfico; l = 6.00 m.

Sustituyendo valores:

$$S = 2(200 - \sqrt{40\ 000 - 36}) + \frac{45}{10\sqrt{200}}$$

$$S = 400 - 2 \times 199.9 + 0.318$$

$$S = 0.52 \text{ m.}$$

2a. Curva Radio = 140 m.; V = 45 Km./hora ; n = 2 tráficos; l = 6.00 m.

Sustituyendo valores:

$$S = 2(140 - \sqrt{19\ 600 - 36'}) + \frac{45}{10\sqrt{140}}$$

$$S = 280 - 2 \times 139.87 + 0.381$$

$$S = 280 - 279.74 + 0.381$$

$$S = 0.64 \text{ m.}$$

Estos sobreanchos se darán por medias partes en los lados interior y exterior de las curvas.

VISIBILIDAD EN PLANO.-Al proyectar una carretera, es esencial dotarle de una buena visibilidad. Se ha descuidado muchas veces esta cuestión aduciendo razones económicas. Es por eso que la mayoría de los accidentes ocurre cuando dos carros se encuentran sin tener tiempo para maniobrar y así evitar el choque. Otra vez el accidente se produce cuando se deja estacionado el vehículo a la salida de una curva, siendo el chofer directamente culpado; sin embargo con una buena visibilidad no ocurrirían estos accidentes aún siendo de noche. El aumento del costo de la carretera debido al ensanche de los cortes queda justificado por las ventajas que ofrece un camino seguro.

Con respecto a la señalización, diremos que la experiencia a demostrado que su eficacia es muy relativa.

Con respecto a éste capítulo las Normas del Ministerio de Fomento establecen:

Distancia simple de visibilidad, de frenado Df., ó aquella mínima necesaria, para detener el vehículo que marcha a cierta velocidad, a la vista de un obstáculo; no considera seguridad para los vehículos que viajan fuera de sus propias fajas de vía.

En nuestro caso, esta distancia de simple visibilidad, de frenado, Df., es de 52 m. como lo establecen las Normas para la velocidad directriz de 45 Km./hora

Distancia de velocidad de paso, Dp., ó sea la necesaria para que un vehículo pase con toda seguridad a otro que marcha en la misma dirección, suponiendo que, en dirección opuesta, se acerca un tercer vehículo. Se estimará que el vehículo que es pasado lleva una velocidad 15 Kms. menor que la directriz.

En nuestro caso, la distancia de velocidad de paso,  $D_p$ , es de 86 m. tal como lo señala las Normas del Ministerio de Fomento, para una velocidad directriz de 45 Km./hora.

Se dispondrá de visibilidad de frenado en toda la longitud de los caminos y de visibilidad de paso a distancia no mayores de 5 Kms.

Distancia doble de visibilidad,  $D_d$ , para la condición de que dos conductores de habilidad media, con 1.30 m. de altura visual, viajando en sentido contrario, puedan evitar el choque de los vehículos.

Para nuestro caso la distancia de doble visibilidad es de 170 m. correspondiente a la velocidad directriz de 45 Km./hora, tal como lo especifica las Normas de Ministerio de Fomento.

VISIBILIDAD EN LAS CURVAS. - Cuando una curva tiene fuerte corte ó está en media ladera, es necesario calcular la longitud de la banqueta adicional que hay que agregar, con el objeto de ofrecer una buena visibilidad.

Veamos si es necesario añadir esta banqueta adicional en el caso de nuestras curvas, para lo cual tendremos que aplicar la fórmula del radio ~~mínimo~~ mínimo:

$$R = \frac{l}{a + 2b} \left[ (a + b)^2 - \frac{a^2}{4} + \frac{dv^2}{4} \right]$$

En la que:

- a semi-ancho total de la carretera.
- b longitud de la banqueta que ofrece el talud natural del terreno, considerando la altura del ojo del conductor a 1.30 m. de la superficie de rodadura.
- dv distancia de simple visibilidad, fijado en 52 m.

Para el caso de nuestra curva de  $R = 200$  m., tendremos los siguientes datos:

$$a = 3.00 + 0.50 + 0.26 + 0.50 = 4.26 \text{ m.}$$

$b = 0.13$  m., correspondiente al talud de corte 1:10.

Reemplazando en la fórmula anterior de radio ~~mínimo~~ mínimo, obtenemos que

$R = 154$  m. Pero como nuestra curva tiene 200 m. de radio, vemos pues, que no habrá necesidad de banqueta adicional, siendo suficiente la que ofrece el talud natural del terreno.

Para el caso de nuestra curva de  $R = 140$  m., tenemos los siguientes datos:

$$a = 3.00 + 0.50 + 0.32 + 0.50 = 4.32 \text{ m.}$$

$b = 2.60$  m. correspondiente al talud 2:1 del corte.

Reemplazando en la fórmula obtenemos un radio mínimo de 76 m., que es menor que el que tenemos en nuestra 2a. curva, por lo que no necesitaremos de ban-

queta adicional, siendo suficiente la que ofrece el talud natural del corte.

CURVAS DE TRANSICION.-Para ir disminuyendo el radio infinito de las tangentes hasta llegar al radio de la curva y para facilitar la entrada de los vehículos en las curvas, es que se usan las "curvas de transición". También sirven como zonas de transición del peralte y sobreeanchos de las curvas.

Las Normas del Ministerio de Fomento, establecen el uso de las "curvas de transición", para curvas hasta de 580 m. de radio. En nuestro caso las curvas son de 200 m. y de 140 m. Analicemos pues estos casos:

Para lo cual calculamos previamente la longitud de la "curva de transición", para cada caso, particular.

Aplicamos la fórmula dada por las Normas del M. de F.

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

donde:

- V Velocidad en kilómetros por hora.
- C Coeficiente variable.
- R Radio de la curva en metros.

La longitud de la transición obtenida debe satisfacer la condición siguiente:  $L \leq 2R \operatorname{tg} \frac{\Delta}{2}$

Para el caso de nuestra la curva de 200 m. de radio, tendremos:

- V = 45 Km./hora.
- C = 70 correspondiente a nuestra velocidad directriz.
- R = 200 m.

Reemplazando valores obtenemos  $L_t = 6.50$  m.; cumpliéndose la condición de que  $6.50 \leq 2 \times 200 \times \operatorname{tg} \frac{18^\circ 30'}{2} \rightarrow 6.50 \text{ m.} \leq 65.00 \text{ m.}$

Para el caso de la 2a. curva de 140 m. de radio, tendremos:

- V = 45 Km./hora.
- C = 70
- R = 140 m.

Reemplazando valores obtenemos  $L_t = 9.30$  m.; cumpliéndose la condición de que  $9.30 \leq 2 \times 140 \times \operatorname{tg} \frac{40^\circ 10'}{2} \rightarrow 9.30 \text{ m.} \leq 102 \text{ m.}$

Vemos pues, que las transiciones son muy pequeñas y teniendo en cuenta que el móvil va a una velocidad de 12.5 m/seg. su recorrido sobre las transiciones lo efectuaría en un tiempo menor a 1 segundo, razón por la cual nos parece innecesario el uso de las transiciones en este caso especial.



NUMERACION DE ESTACAS.-Adoptaremos la numeración más comunmente usada, ó sea cada 20 m.y numerándolas con cifras pares de dos en dos, de tal modo que al leer el número de la estaca sepamos automáticamente la distancia al origen; así la estaca N° 8, será la 5ª.y estará a 80 m.del origen.En el caso que existan estacas cuya numeración no sea entera(PC,PT,ect.)se pondrá para numerarlas el número de la estaca entera inmediatamente anterior seguido del signo más(+) i de la distancia que la separa a la estaca entera.Por ejemplo:la estaca N° 24 + 17.20 m.Señala que se encuentra a la distancia de 257.20 m. del origen.

Terminado de estacar un Km.se procede en igual forma con el siguiente,cuidando de anteponer al número de la estaca el número del Km. correpondiente;como,por ejemplo: Km. 20 - 54 + 12.50 m.

TANGENTE MINIMA.-En el caso de tener dos curvas reversas,la mínima tangente entre ellas será de 37.50 m.ó sea la distancia que recorre el vehículo en 3 segundos y que es el tiempo que tarda el conductor en efectuar la maniobra respectiva.

PERFIL LONGITUDINAL

Generalidades.-Otra fase importante del estudio de una carretera es el Perfil Longitudinal, por lo que se procederá siempre con un criterio práctico y a la vez económico, puesto lo que se tiende a conseguir es una máxima comodidad con un costo mínimo.

Efectuado el trazo en el terreno y halladas las cotas de las estacas, hacemos el dibujo del perfil longitudinal del terreno, sobre el cual colocamos las líneas representativas de las diversas gradientes adoptadas para el camino; las cuales están limitadas por la velocidad del usuario y la necesaria visibilidad vertical.

En nuestro caso, las cotas de las estacas se han hallado por interpolación de las curvas de nivel del plano de Km. ampliado, es decir mediante un proceso geométrico; cosa que en la práctica no se hace. Técnica-mente las cotas de las estacas se hallan por medio de una nivelación, par-tiendo ya sea de un B.M. ó de una cota adoptada para el caso.

Con las gradientes adoptadas para el camino se calculan las cotas de la rasante ~~en el~~ para cada estaca del trazo. Queda así deter-minada la rasante definitiva ó sub-rasante definitiva sobre la cual se colocará el firme y la capa de rodadura.

PENDIENTE MAXIMA ADMISIBLE.-La pendiente de un camino está limitada por la habilidad del usuario para vencerla con facilidad. Podemos calcular esta pendiente máxima por la fórmula:

$$i = \frac{\text{par de rotación} \times \text{porcentaje útil} \times \text{relación de engranajes}}{\text{Radio de la llanta} \times \text{peso bruto del vehículo}} - R_c$$

Además el usuario tiene que vencer las resistencias propias del camino,

por lo que la pendiente práctica será:  $i_p = i - R_c$

Las características del usuario, según las especificaciones de la presente tesis, serán las correspondientes a los camiones Ford semi-traeler, con un

torque correspondiente a los camiones tractores, por lo que tendremos:

Par de rotación 176 x 12 lbs.pulg.

Relación de engranajes:

en alta velocidad	6.67	-	1
tercera	11.27	-	1
segunda	26.61	-	1
baja	42.69	-	1
retroceso	52.16	-	1

Radio de la llanta = 16.9"

Peso bruto = 15 000 kg.

Porcentaje útil = 90 %

Resistencia del camino = 1.1 %

Reemplazando estos valores en la fórmula anterior, tendremos:

$$ip = \frac{176 \times 12 \times 0.9 \times 6.67}{16.9 \times 15\,000} \cdot 1.1 = 5 - 1.1 = 3.9 \%$$

que será nuestra máxima pendiente.

Pero muchas veces hay necesidad de usar pendientes mayores a la máxima, lo que se hace en tramos cortos seguidos de tramos largos de pendiente suave.

#### PROBLEMA DE TRANSPORTE

Se reduce a calcular el esfuerzo necesario para halar una tonelada métrica en la pendiente hallada y con el pavimento adoptado.

Tenemos como datos:

Pavimento mezcla asfáltica.

Pendiente 3.9 %

Altitud 4 200 m.

Velocidad 45 Km./hora = 28 millas/hora.

Previamente tenemos que calcular las resistencias a la tracción, para luego hallar el esfuerzo de tracción respectivo.

RESISTENCIAS A LA TRACCION. - Para que el vehículo pueda moverse a lo largo de la vía, es necesario que pueda vencer las diversas resistencias que se oponen a su movimiento y que son:

1.- La debida a la fricción interna del mecanismo de transmisión del motor a las ruedas motrices.

2.- La necesaria para vencer la inercia del vehículo en reposo.

3.- La de rodadura, ó sea la producida por el rozamiento entre la llanta y el pavimento.

4.- La resistencia del aire.

5.- La de las pendientes.

6.- La de las curvas.

7.- La debida a la altura.

RESISTENCIA DE LA FRICCIÓN INTERNA.-Por esta causa sólo se aprovecha de 85 a 90 % de la potencia indicada, perdiéndose de 15 a 10 %.

RESISTENCIA DEBIDA A LA INERCIA DEL VEHICULO EN REPOSO.-No merece tomarse en consideración por ser muy pequeña.

RESISTENCIA A LA RODADURA.-Es la producida por el rozamiento de la llanta con el pavimento e incluye también la fricción en los rodajes de las ruedas no motrices. Esta resistencia es función de la velocidad del vehículo, de la clase de pavimento, tamaño y presión de las llantas tal como se ha deducido experimentalmente.

Es una cantidad variable no sólo con la clase de pavimento sino también con su estado de conservación siendo difícil apreciarla teóricamente, debiendo aceptarse sólo valores hallados experimentalmente. En nuestro caso para un pavimento de mezcla asfáltica es de  $R_1 = 11$  por mil de la carga sobre las ruedas; por lo que la resistencia a la rodadura será de 11 lbs. por cada 1000 lbs. de carga.

RESISTENCIA DEBIDA A LA PENDIENTE.-Es igual a la fuerza necesaria para levantar el vehículo a la altura fijada por la pendiente. Y es igual a 10 veces la pendiente por cada 1000 unidades de carga, por lo que para el caso de 1000 lbs. será de  $R_2 = 39$  lbs.

RESISTENCIA DEBIDA A LA ALTURA.-En el Perú debido a las grandes alturas a que ascienden los caminos y que generalmente llegan a 4 800 m. sobre el nivel del mar, hay que considerar la pérdida de potencia del motor debido al enrarecimiento del aire, pérdida que es tanto o más importante que la influencia de la pendiente. Se acepta que aproximadamente por cada 100 m. de altura el motor pierde 1 % ó sea que a 4 200 m. la potencia se reduce en un 42 %, que traducidas a resistencias equivalen a un aumento de ellas en un 42 %.

Como  $R_1 + R_2 = 11 + 39 = 50$  lbs.; la resistencia producida por la altura será de  $R_a = 0.42 \times 50 = 21$  lbs.

Por lo que la resistencia total será de:

$$R_t = 50 + 21 = 71 \text{ lbs.}$$

RESISTENCIA DEL AIRE.-Se calcula por la fórmula  $Rv = KSV^2$

En la que:

- S area proyectada de la sección transversal.
- V Velocidad del vehículo.
- K Coeficiente variable entre 0.001 y 0.0025.

Consideramos una superficie de exposición del vehículo de 30, y considerando  $K=0.0015$  y como  $V=45$  K.hora = 28 millas/hora; tendremos:

$$Rv = 0.0015 \times 30 \times 28^2 = 35 \text{ lbs.}$$

RESISTENCIA DE LAS CURVAS.-Las curvas ejercen cierta resistencia a la tracción que no merecan tomarse en cuenta.

ESFUERZO TOTAL NECESARIO.-Hemos hallado pues, que por cada 1000 lbs. de peso es necesario vencer una resistencia de 71 lbs. en la pendiente calculada. Para el caso de una carga de una tonelada métrica 2 200 lbs. será necesario un esfuerzo de  $E = \frac{2\,200 \times 71}{1\,000} = 156.20$  lbs. Y como para vencer la resistencia del viento es necesario un esfuerzo de 35 lbs.; tendremos que el esfuerzo total necesario, será de  $E_t = 156.20 + 35 = 191.20$  lbs. que será el esfuerzo total necesario para halar una tonelada con la pendiente máxima hallada.

Veamos ahora la potencia que necesita un camión Ford V-8 cuya potencia sea de 100 H.P. para vencer ese esfuerzo de 191.20 lbs. Teniendo el vehículo como características: llantas de 32 x 6 de 10 lonas; radio de giro de las llantas posteriores 1.39". El torque del eje posterior será  $T_e = E \times R = 191.20 \times 1.39 = 266$  lbs. pié.

$$\text{El torque del motor será: } T_m = \frac{T_e}{K \times r} = \frac{266}{0.9 \times 6.67} = 44.40$$

Como a 28 millas/hora las ruedas posteriores dan 280 vueltas por minuto, en marcha directa tendremos  $N = 280 \times 6.67 = 1868$  R.P.M. Por lo que la potencia empleada será de  $P = 0.00019 \times T_m \times N = 0.00019 \times 44.40 \times 1868 = 15.7$ . Luego la potencia empleada para desarrollar el esfuerzo de 191.20 lbs. es de  $P = 15.7$  H.P.

PENDIENTE EQUIVALENTE AL NIVEL DEL MAR.-Calculemos la pendiente al nivel del mar equivalente a la máxima y que tenga la misma influencia.

Hemos determinado la disminución que produce la altura en la potencia del motor y que es de 1 % por cada 100 m. de altura y que corresponden a un aumento equivalente en las resistencias.



Determinamos que a 200 m. de altura sobre el nivel del mar, esta resistencia era de 21 por mil.

Pero al nivel del mar sólo se tendrá que vencer la resistencia debida a la rodadura; por lo que las demas resistencias equivaldrán a la pendiente. Por tanto las resistencias que equivaldrán a la pendiente serán:

La resistencia debida a la pendiente, que es igual a 39 por mil

" " " " altura " " " " 21 " "

Que dan un total de 60 por mil; que equivalen a una pendiente de 6 %.

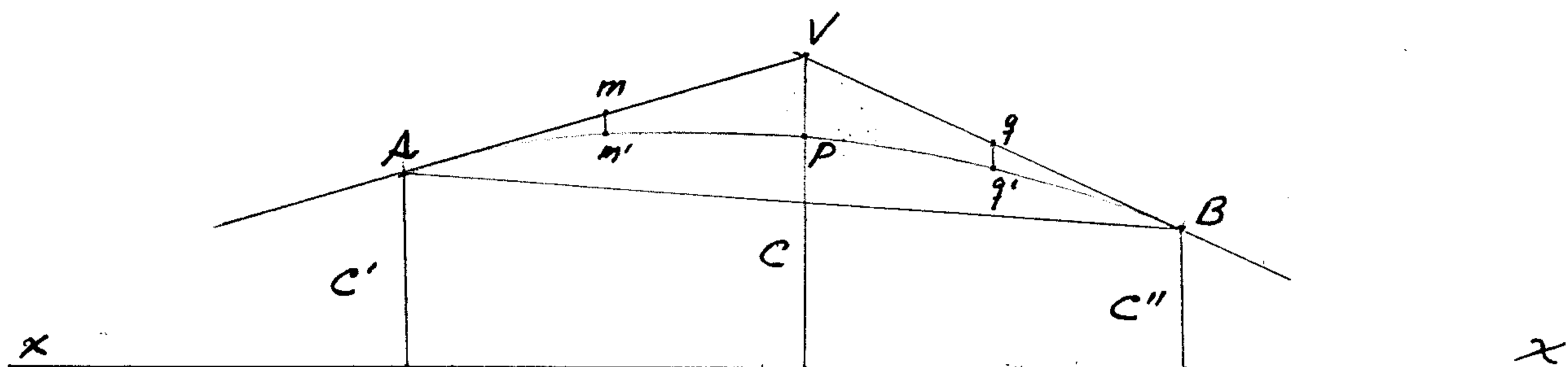
VISIBILIDAD EN PERFIL. - Si llamamos  $I$  a la diferencia algebraica de las pendientes de dos tramos consecutivos de desigual gradiente de la rasante y  $h$  a la altura visual del piloto sobre el pavimento y siendo  $L_f$  la longitud del frenado, tendremos que :  $I = \frac{2h}{L_f}$

Como la longitud mínima de frenado es de  $L_f = 52$  m., tal como lo establecen las Normas del Ministerio de Fomento, para la velocidad directriz de 45 km. por hora e igualmente establecen para la altura visual un valor de  $h = 1.20$  m. Reemplazando estos valores obtenemos que  $I = 0.046 = 4.6$  %. Lo que nos indica que para la visibilidad necesaria, debemos introducir curvas verticales en los vértices de la rasante, cuya diferencia algebraica de pendientes sea de 4.6% cuando menos. Pero las Normas del Ministerio de Fomento, establecen:

"En todos los cambios de pendiente, cuya diferencia algebraica sea igual ó mayor que 2 %, se colocará curvas verticales parabólicas. En los caminos con pavimento superior, se recomienda curvas a partir de 1 % de diferencia de pendiente." Luego pues, se colocarán curvas verticales en todos los vértices entrantes y salientes de la rasante, con el objeto de conseguir transiciones suaves de una gradiente a otra.

CURVAS VERTICALES. Para el caso del kilómetro estudiado en la presente tesis, no se hará necesario el uso de las curvas verticales, puesto que la diferencia algebraica de las pendientes en cada vértice no llega al 2 % .

El cálculo de las curvas verticales parabólicas, se basa en las siguientes propiedades de la parábola:



La corrección  $VP$  del vértice P de la ecuación de la parábola será:

$$VP = \frac{1}{2} \left( C - \frac{C' + C''}{2} \right)$$

La corrección de las estacas intermedias m, n, ect., de la ecuación estarán dadas por:

$$mm' = nn' = VP \times \left( \frac{Am}{AV} \right)^2$$

Las correcciones así halladas, se restan de la rasante si la curva es saliente y se suman si la curva es entrante.

Con respecto a la longitud de las curvas verticales, las Normas del Ministerio de Fomento, establecen: "En las curvas verticales cóncavas y convexas se recomienda la curva de 80 m. de longitud, hasta donde sea posible."

"Para la determinación de longitudes de las curvas verticales, se considerará obstáculos de 0.55 m. de altura y, eventualmente, de 1.20 m. de alto."

LONGITUD MINIMA PARA CAMBIOS DE PENDIENTE. - Esta longitud debe ser tal, que el pasajero no tenga la sensación de estar subiendo y bajando a cada instante. La mínima longitud requerida es de 200 m., tal como lo establecen las Normas del Ministerio de Fomento. Esta longitud podrá reducirse a 100 m. en las curvas de volteo, siempre y cuando se usen los radios mínimos para este caso.

LONGITUD MAXIMA PARA LOS TRAMOS DE GRADIENTE LIMITE. - En los tramos de gradiente máxima es necesario limitar su longitud, puesto que el usuario al hacer uso continuo de ellas sufre y se desgasta rápidamente. Las Normas del Ministerio de Fomento, al respecto dicen: "La longitud de los tramos de pendientes máximas no excederá de 800 m."

"Antes y después del tramo de pendiente máxima, habrá tramos con pendientes cuando menos 2 % menor de la máxima, con longitudes mínimas de 400 m."

## SECCIONES TRANSVERSALES

Generalidades.-Es otra de las fases importantes del estudio de un camino, ya que ella nos dá el volumen del movimiento de tierras y por lo tanto su costo probable.

En la práctica las secciones transversales se hallan en el terreno por medio del eclímetro; con los datos obtenidos con este aparato se dibujan las secciones transversales. En nuestro caso, en vista de no poderlo hacer en la forma señalada, nos hemos ceñido a los datos proporcionados por el plano de escala 1:2000 del eje del camino.

ANCHO DEL CAMINO.-Depende esencialmente del número de tráficos que lo recorrerá y del ancho de usuario. En el caso del presente proyecto, ceñiéndonos a las normas del Ministerio de Fomento, hemos adoptado como ancho total del camino 7 m.; correspondiendo 6 m. a la superficie de rodadura y 0.50 m. a cada lado del camino correspondiente a las bermas. Esto es sin contar el ancho de las cunetas que es de 0.50 m. Para el caso de las curvas, ya hemos señalado los sobreanchos respectivos.

BOMBEO.-Con el objeto de eliminar el agua de lluvia de la capa de rodadura, se le dá al camino una elevación en el centro con pendientes hacia los costados en los tramos en tangente. A este es a lo que se denomina bombeo. Señalando las normas del Ministerio de Fomento, que este bombeo debe ser de 2 ‰.

CUNETAS.-Como la zona de paso de la carretera es de tipo lluviosa, habra necesidad de drenarla por medio de cunetas colectoras que irán longitudinalmente con el camino y con su misma pendiente, desaguando cada 200 m. en pozos colectores que a su vez arrojarán el agua por medio de tubo especiales que pasen por debajo del firme hacia zonas que no dañen la carretera.

Las cunetas estarán hechas de piedra canteada ligada con cemento. Estas seguirán longitudinalmente y a los costados de la carretera y cada 200 m. de longitud habrán pozos colectores hechos de concreto que estarán provistos de una rejilla que servirá de colador, evitando de ese modo las obstrucciones que pudieran producirse. En la parte inferior del pozo se halla insertada una tubería ARMCO de 1" de diámetro que sirve para expulsar el agua fuera del camino.

TALUDES.-Depende lógicamente de la clase de terreno que atravieza la carretera. En nuestro caso, para cada clase de material, hemos adoptado los taludes señalados en la Normas del Ministerio de Fomento.

MUROS DE SOSTENIMIENTO.-Si al contruirse un terraplen, el talud natural del terreno es más empinado que el talud del relleno, será necesario hacer una estructura que sostenga ese relleno. Esta estructura es la que se denomina muro de sostenimiento, y sólo hay que adoptarla cuando no hay otra solución posible, ya que encarece la obra y la hace menos segura. Por lo que en casos de fuertes laderas se prefiere cortar que rellenar.

En nuestro Km. no se presenta este caso.

ALCANTARILLAS.-Son elementos destinadas a salvar pequeños cursos de agua, siendo su construcción muy simple. En nuestro Km. no se presenta ninguno de estos casos.

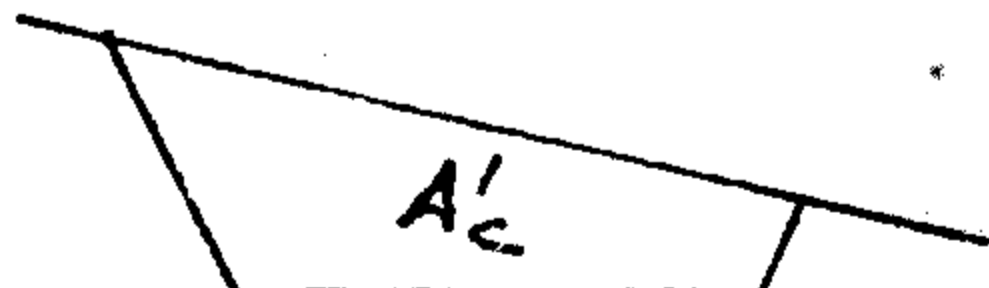
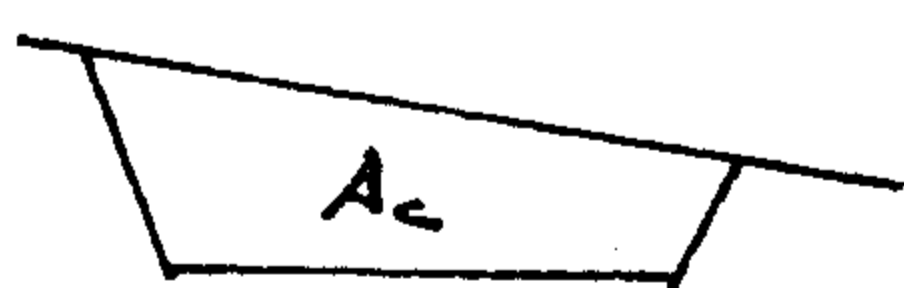
MOVIMIENTO DE TIERRAS.-Una vez dibujadas las secciones transversales del camino con los datos ya anotados y la razante adoptada, procederemos a calcular los volúmenes de corte y de relleno; para lo cual previamente hallaremos las áreas de corte y relleno.

CALCULO DE AREAS.-Lo hacemos en forma analítica, descomponiendo las secciones en figuras regulares fáciles de calcular su área. Sumando estas áreas parciales tendremos las áreas totales buscadas.

CALCULO DE LOS VOLUMENES.-Emplearemos el método de las áreas medias, teniendo en cuenta que la distancia entre estaca y estaca es de 20m.

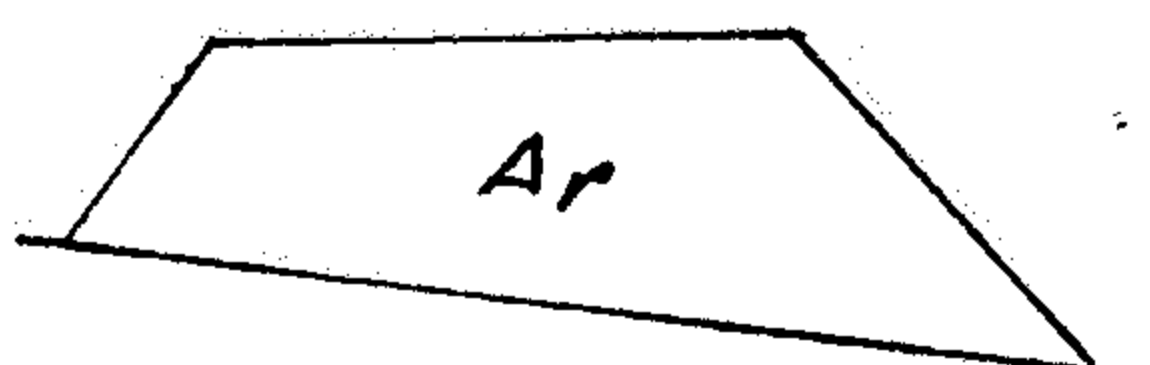
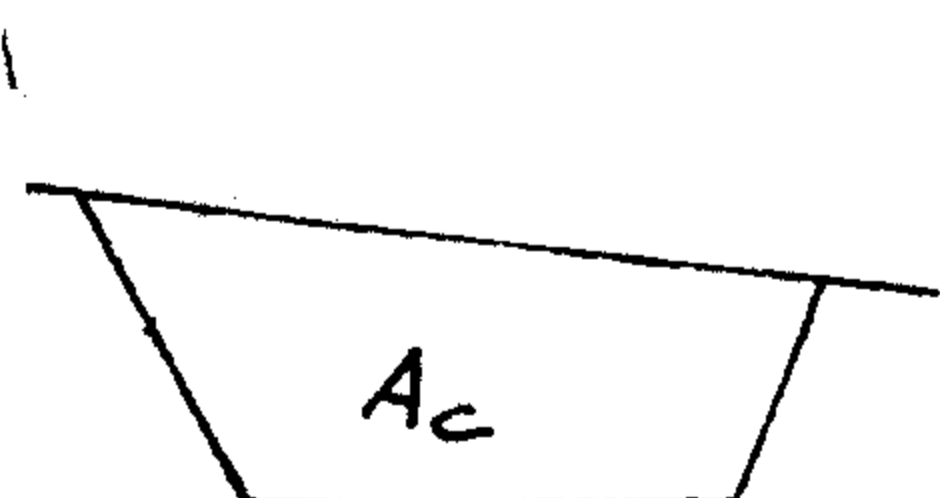
Las fórmulas empleadas son las siguientes:

1.-Cuando las dos secciones son de corte ó relleno:



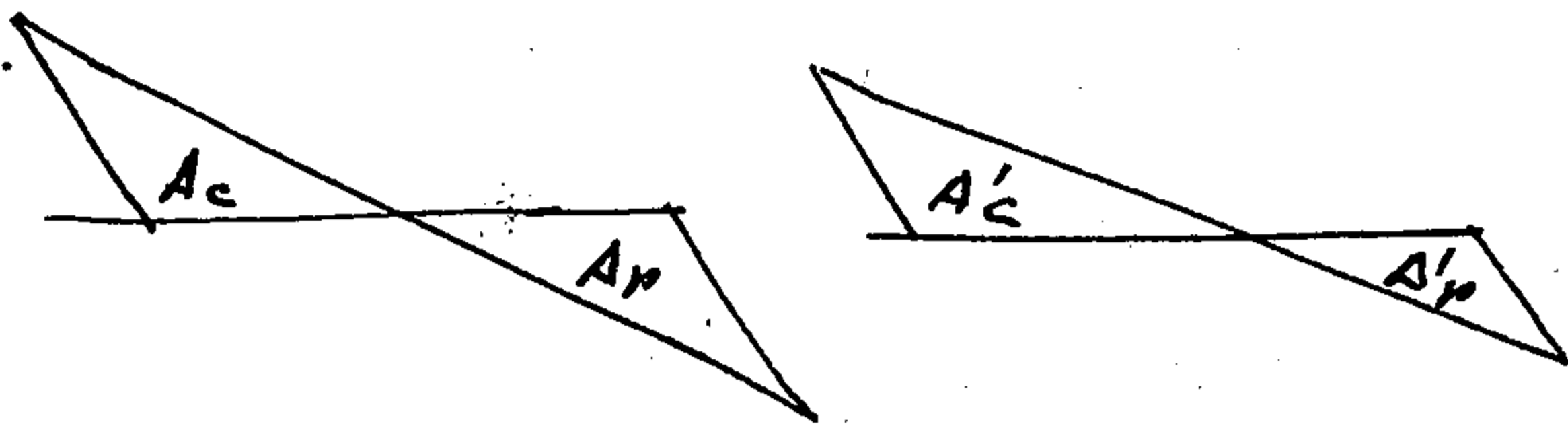
$$V_c = \frac{A_c + A'_c}{2} \times L ; V_r = \frac{A_r + A'_r}{2} \times L$$

2.-Cuando una sección está en corte y la otra en relleno:



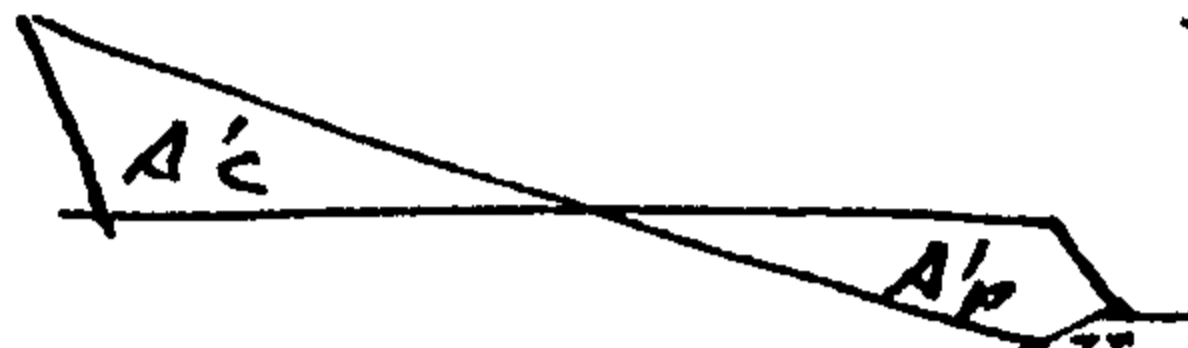
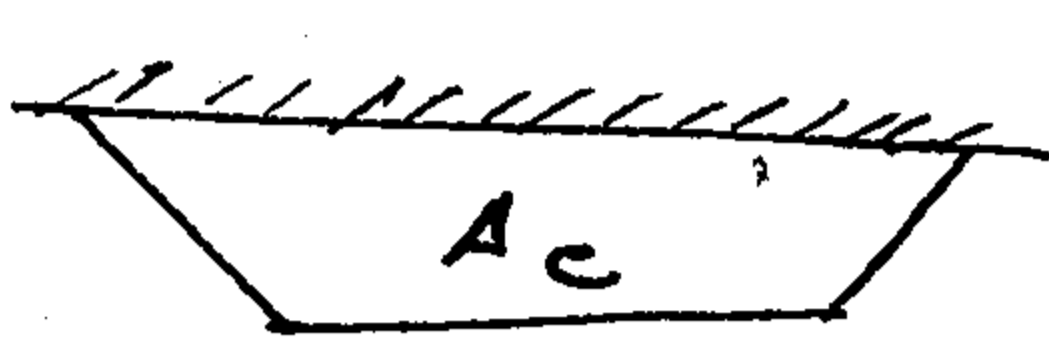
$$V_c = \frac{A_c}{A_c + A_r} \times \frac{L}{2} ; V_r = \frac{A_r}{A_c + A_r} \times \frac{L}{2}$$

3.-Cuando las secciones tienen corte y relleno:

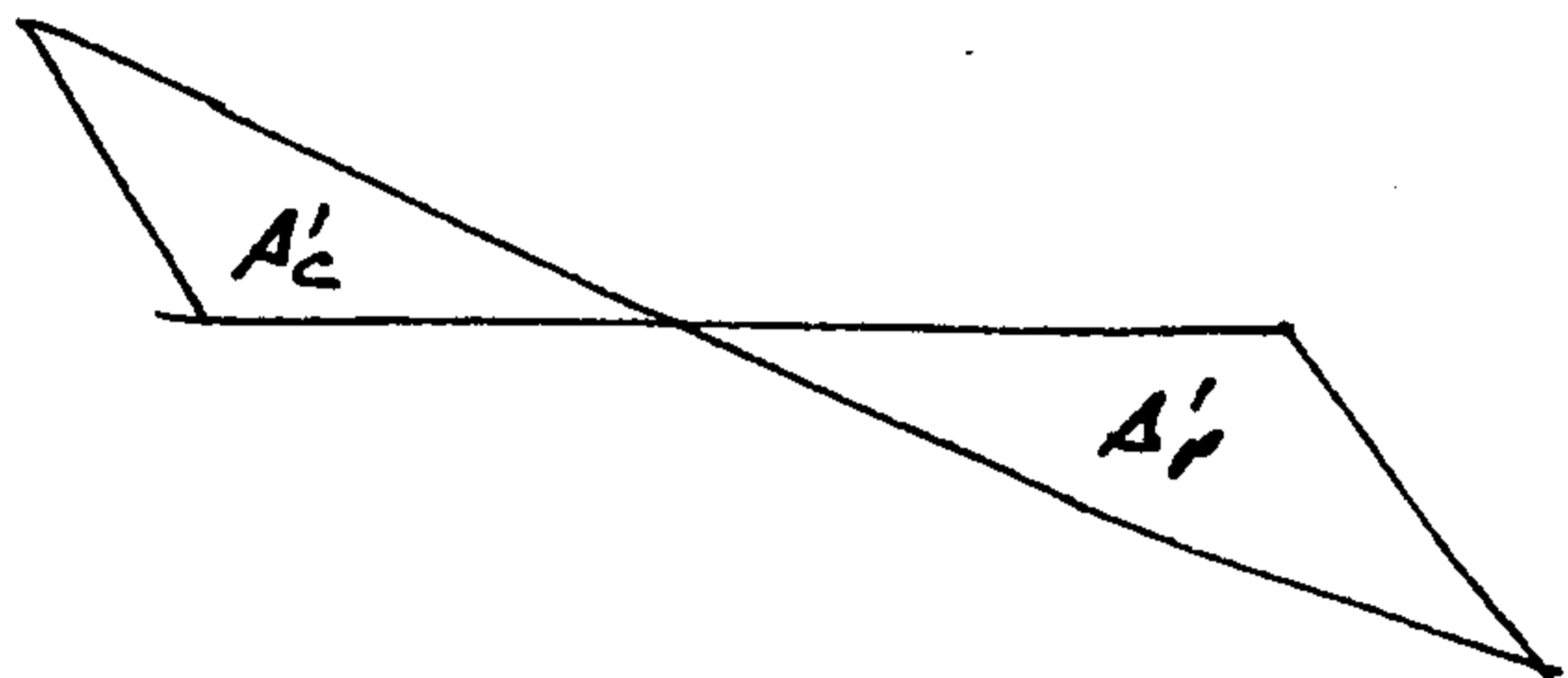


$$Vc = \frac{Ac + A'c}{2} \times L ; Vr = \frac{Ar + A'r}{2} \times L$$

4.-Cuando una de las secciones tiene corte y la otra tiene corte y relleno y viciversa:



$$Vc = \frac{Ac + A'c}{2} \times L ; Vr = \frac{L}{2} Ar$$



$$Vr = \frac{Ar + A'r}{2} \times L ; Vr = \frac{L}{2} A'c$$

CARRETERA "A" "B"

SECTOR .....

METRAJE PARA PRESUPUESTO/.

Del Km. 15.- al Km. 15.240

ESTACAS	DISTANCIA	AREAS M <sup>2</sup>		VOLUMENES M <sup>3</sup>										
		Rell.	Corte	TOTAL		CLASIFICADO								
				Relleno	Corte	Rell. A	Rell. B	C.I.	C.II.	C.III.	C.IV.	C.V		
Km. 15		21.98	2.14											
2	20m.	2.20	2.13	41.8	42.7	41.8	---					42.7		
4	20	2.97	3.44	51.7	55.7	51.7	---					55.7		
6	20	2.12	2.13	50.9	55.7	50.9	---					55.7		
8	20	2.70	2.25	48.2	43.8	43.8	4.4					43.8		
10	20	3.08	2.13	57.8	43.8	43.8	14					43.8		
12	20	3.20	2.23	62.8	43.6	43.6	17.2					43.6		
14	20	2.80	2.61	60.0	48.4	48.4	11.6					48.4		
16	20	2.20	2.55	50.0	51.6	50.0	---					51.6		
18	20	3.52	2.65	57.2	52.0	52.0	5.2					52.0		
20	20	2.10	3.16	56.2	58.1	56.2	---					58.1		
22	20	2.30	3.24	44.0	64.0	44.0	---					64.0		
24	20	3.00	2.94	53.0	61.8	53.0	---					61.8		
				633.6	621.2	579.2	52.4					621.2		



METRAJE PARA PRESUPUESTO

Del Km. 15.260 al km. 15.760

ESTACAS	DISTANCIA	AREAS M <sup>2</sup>		VOLUMENES M <sup>3</sup>									
		Rell.	Corte	TOTAL		CLASIFICADO					C.V.		
				Rellenos	cortes	Rell. A	Rell. B	C.I.	C.II.	C.III.		C.IV.	
26	20 m.	2.90	3.26	59.0	62.0	59.0	---				31.0	31.0	
28	20	2.80	3.02	57.0	62.8	57.0	---				62.8		
30	20	2.80	3.00	56.0	60.2	56.0	---				60.2		
32	20	1.84	4.25	46.4	72.50	46.4	---				72.5		
34	20	1.08	6.70	29.2	109.5	29.2	---				109.5		
36	20	1.80	5.38	28.8	120.8	28.8	---				120.8		
38	20	3.00	3.23	48.0	86.1	48.0	---				86.1		
40	20	5.80	2.78	88.0	60.1	60.1	27.9				60.1		
42	20	6.30	1.18	121.0	39.6	39.6	81.4				39.6		
44	20	6.10	2.88	124.0	40.6	40.6	83.4				40.6		
46	20	7.00	3.88	131.0	67.6	67.6	63.4				67.6		
48	20	5.42	4.40	124.2	82.8	82.8	41.4				82.8		
50	20	8.40	2.68	138.2	70.8	70.8	67.4				70.8		
52	20	5.95	1.25	143.5	39.3	39.3	104.2						39.3
54	20	2.98	3.36	89.3	45.1	45.1	44.2						45.1
56	20	1.23	3.90	42.1	72.6	42.1	---						72.6
58	20	0.23	9.51	14.6	134.1	14.6	---						134.1
60	20	1.19	4.85	13.2	143.6	13.2	---						143.6
62	20	1.12	3.53	23.5	83.8	23.5	---						83.8
64	20	2.45	2.66	35.7	61.9	35.7	---						61.9
66	20	3.64	3.76	60.9	64.2	60.9	---						64.2
68	20	2.25	4.90	58.9	86.6	58.9	---						86.6
70	20	1.62	5.58	38.7	104.8	38.7	---						104.8
72	20	1.12	6.10	27.4	116.8	27.4	---						116.8
74	20	0.35	4.63	14.7	107.3	14.7	---						107.3
76	20	0.56	5.63	9.1	102.6	9.1	---				35.9	15.4	51.3
				1623.42	2098.1		513.3				940.3	46.4	1111.4
						1110.1							

CARRETERA "A" "B"

SECTOR ...

METRAJE PARA PRESUPUESTO.

Del Km 15.780 al km. 16.00

ESTACIA	DISTANCIA	AREAS M <sup>2</sup>		VOLUMENES M <sup>3</sup>									
		Rell.	Corte	TOTAL		CLASIFICADO					C.V.		
				Rellenos	Cortes	Rell. A	Rell. B	C.I.	C.II	C.III		C.IV	
78	20 m.	0.15	5.78	7.1	114.1	7.1	---				79.9	34.2	
80	20	1.25	2.09	14.0	78.7	14.0	---				55.1	23.6	
82	20	5.10	0.44	63.5	25.3	25.3	38.2				18.7	6.6	
84	20	6.85	1.20	119.5	16.4	16.4	103.1				11.5	4.9	
86	20	6.40	1.12	132.5	23.2	23.2	109.3				16.2	7.0	
88	20	7.20	1.34	136.0	24.6	24.6	111.4				17.2	7.4	
90	20	7.50	1.16	147.0	25.0	25.0	122.0				17.5	7.5	
92	20	4.25	2.28	117.5	34.4	34.4	83.1				24.1	10.3	
94	20	0.77	2.70	21.9	46.8	21.9	---				32.8	14.0	
96	20	1.42	1.98	56.7	42.6	42.6	14.1				29.8	12.8	
98	20	3.08	0.93	38.5	36.3	36.3	2.2				26.4	9.9	
Km 16	20	3.7	0.6	67.8	15.3	15.3	52.5				10.7	4.6	
				922	482.7		635.9				339.9	142.8	
						286.1							

Resumiendo tendremos:

1 975.4 m<sup>3</sup> de relleno propio.

1 201.6 m<sup>3</sup> de relleno de préstamo.

1 280.2 m<sup>3</sup> de ~~en~~ corte en material de III.

810.4 m<sup>3</sup> de corte en material de IV.

1 111.4 m<sup>3</sup> de corte en material de V.

### LIMPIEZA Y DRENAJE.

LIMPIEZA.-Al efectuar la limpieza del terreno quedan grandes huecos debidos a la extracción de raíces, piedras grandes ú otros obstáculos semejantes. Estos huecos deberán ser rellenados y apisonados convenientemente hasta alcanzar la misma resistencia que el resto del terreno, a fin de que posteriormente no se produzcan hundimientos en el afirmado.

El drenaje deberá hacerse antes que las explanaciones, con el objeto de que los cortes y rellenos queden defendidos de las aguas superficiales y capilares.

Análogamente las alcantarillas se construirán antes que las explanaciones, de tal modo, que los rellenos adyacentes sean compactados con el mismo equipo y en igual forma que el resto del camino; puesto que si no se hiciera esto, los empalmes entre el terreno y la alcantarilla constituirían puntos débiles de probable rotura.

DRENAJE.-Es bien sabido que el elemento que más destruye el camino es el agua. Esta puede ser de las lluvias, del subsuelo ó de los desbordes de regadío. Debe defenderse pues, el camino del agua superficial que puede correr sobre él y del agua subterránea que en forma capilar atacará la plataforma ablandándola, produciendo hundimientos y deformaciones notables en su superficie. Al respecto, el Ingo. E. L. Worthington, en su obra ~~de~~ "Principios fundamentales para el drenaje de carreteras dice: "Existe un acuerdo universal entre los ingenieros de carreteras, en que el drenaje es el factor de mayor importancia para reducir los gastos de conservación, pero, por alguna razón desconocida, más dinero se gasta anualmente en corregir los efectos del mal drenaje, más bien que su causa. Estación tras estación, el mismo trayecto de pavimento es reparado parcialmente sin que se intente corregir la causa del fracaso."

Al proyectar el sistema de drenaje, hay que encarar en primer término el problema referente a la estabilidad de la sub-base, esta debe estar perfectamente impermeabilizada, para poder soportar la acción del tráfico pesado sin que el terreno se desplace.

El drenaje tiene una íntima relación con el espesor del pavimento, puesto que mientras más perfecto sea el drenaje se necesitará

menos espesor de pavimento y viciversa. Por lo que con un excelente drenaje y un firme estable, el pavimento sólo servirá para resistir la acción abrasiva del tráfico.

El sistema de drenaje comprenderá:

- 1.-Drenaje de los terraplenes.
- 2.-Drenaje de los taludes.
- 3.-Drenaje de la sub-base, pavimento y bermas.
- 4.-Drenaje de puntos especiales, tales como curvas verticales y horizontales, cambios de terrenos, ect..

DRENAJE DE LOS TERRAPLENES.-Las aguas superficiales ó subterráneas originan el corrimiento de los terraplenes, ya que haciendo a modo de lubricante debilitan la junta entre el terreno y el terraplen, produciendo de ese modo dichos corrimientos. Se pueden producir tambien asentamientos, debidos a la saturación de su masa que ocasiona desplazamientos en su estructura. Estos efectos se evitarán por medio de drenes interceptores que colectan las aguas y luego la eliminan fuera de la carretera. Estos drenes son zanjas que se han rellenado con materiales permeables, tales como grava de distintos diámetros. El fondo de estas zanjas está constituido por el terreno impermeable.

DRENAJE DE LOS TALUDES.-Para evitar la erosión de los taludes se dispondrán de colectores longitudinales de coronación, que desviarán los cursos de agua, evitando de ese modo el lavado de los taludes. Para consolidar la superficie de los taludes se recomienda sembrar gramíneas.

DRENAJE DE LA SUB-BASE.-Es la parte fundamental del drenaje en carreteras. El agua subterránea actuando en forma capilar es la que determina la destrucción del firme. Cuando se trata de terrenos granulares a base de grava ó arena su acción no es tan grande, como cuando se trata de suelos estabilizados a base de arcilla-arena, en las que la humedad hace variar notablemente la cohesión del material. En todos los casos deberá controlarse el agua capilar dotándose al camino de un eficiente sistema de sub-drenaje.

En los lugares en que la sub-base, muestra tendencias a absorber humedad, es necesario ubicar y luego drenar la fuente de donde proviene el agua. Para lo que se harán sub-drene transversales a la dirección del camino y que serán zanjas rellenos con material permeable, en cuyo fondo se colocará si ~~se~~ fuera necesario tubos de cemento con agujeros en la

parte inferior y que harán las veces de colectores. De este modo se bajará la napa de agua subterránea, la que deberá estar siempre a un metro aproximadamente debajo de la rasante del camino.

Otra solución sería cambiar el material del suelo por otro granular, de modo de evitar la acción capilar del agua.

En los puntos bajos de los perfiles longitudinales ó sea en los vértices entrantes de las curvas verticales, será también conveniente colocar los drenes transversales. En los lugares en los que no se necesiten sub-drenes, las cunetas laterales deberán tener la profundidad necesaria para mantener el nivel de aguas máximas debajo de la sub-rasante.

Cuando el agua subterránea se filtra por las laderas, es necesario colocar drenes interceptores longitudinales, tales como se muestra en el gráfico correspondiente.

Con el sistema adoptado para el drenaje de la sub-base, quedarán suficientemente defendidos tanto el pavimento como las bermas. Pero muchas veces es necesario colocar drenes especiales, muy sencillos en las bermas. El fondo de estos drenes, deberá quedar por lo menos a 2" debajo del pavimento y con una pendiente fuerte hacia la cuneta.

Para asegurar un buen funcionamiento del sistema de drenaje, será necesario la limpieza periódica de los drenes y el debido control de las pendientes de las bermas.

DRENAJE DE PUNTOS ESPECIALES. - En los puntos en donde cambia el perfil de corte a relleno, el agua sale de las cunetas y socaba el relleno. Para evitar estos inconvenientes, se colocarán derramaderos revestidos, que alejarán el agua fuera del camino, evitando de ese modo la destrucción del relleno. En los planos de división de dos materiales sustancialmente distintos, se producirán vías de agua que habrá necesidad de drenarlas. Cuando en las curvas, el lado interior está en relleno, es necesario, dotarla de un labio que conduzca el agua a un derramadero.



## PAVIMENTO

Generalidades.-Una vez determinada y construída la sub-rasante definitiva, es necesario colocar sobre ella, una estructura que permita al usuario utilizarla con las mejores condiciones de seguridad y comodidad. Esta estructura es la que se denomina pavimento.

Es cosa bien sabida, de que el buen comportamiento de la autopista depende del buen comportamiento conjunto de las explanaciones, afirmado y capa de rodamiento.

La capa de rodamiento, que puede ser un pavimento grueso ó delgado, rígido ó flexible, reposa sobre el firme y su duración refleja el comportamiento del firme. Pero tanto el pavimento como el afirmado pueden ser afectados por fallas en las explanaciones, debido a su poca estabilidad ó a la acción dañosa del agua subterránea, que modifica la resistencia de los suelos volviendolos inestables e inseguros.

El firme es el que soporta todas las presiones debidas al tráfico pesado, por lo que la capa de pavimento puede ser insignificante. Y si el firme no se deforma el pavimento tampoco se deteriorará.

Estas consideraciones nos inducen a que el trabajo en caminos se haga en forma ordenada y metódica; tratando convenientemente los suelos para obtener un mejor rendimiento; análogamente el firme deberá ser una capa estabilizada debidamente, para que al transmitir sus presiones a la base, no sufra alteraciones que traigan consigo el pronto deterioro del pavimento.

CARACTERISTICAS DEL TERRENO.-Las especificaciones de la presente tesis nos señala como tipo de suelo el A - 5. Veamos las características fundamentales de este tipo de suelo:

Este suelo, está compuesto en su mayor parte de partículas de tamaño intermedio entre los suelos arcillosos y arenosos. Posee las propiedades de los suelos arcillosos, tales como plasticidad, cohesión, absorción ect., pero en menor grado. Forma terrones cuando seco, pero pueden deshacerse fácilmente en partículas finas. Tiene gran capacidad para retener agua.

Gradación: menor del 55 %, está constituido en gran parte por arena y arcillas, poco limo, con algunas excepciones.

Constantes:

Límite líquido mayor de 35.

Índice de plasticidad 45.

Equivalente centrífugo de humedad menor de 12.

Límite de contracción mayor que 30, en algunos casos llega hasta 50.

Óptimo contenido de humedad 4.5 %

Por las consideraciones anteriores llegamos a la conclusión de que las características fundamentales de nuestro suelo A-5 son:

Terreno de gran capilaridad, muy húmedo y con marcada tendencia a conservarla; terreno medianamente elástico y poco compresible en seco. Estas conclusiones nos imponen un tratamiento previo del suelo, para su estabilización y compactación, mediante el agregado de arena en una proporción de 60 litros por metro cuadrado, con lo cual se le resta humedad y elasticidad, volviéndolo más estable.

FIRME. - Por las consideraciones expuestas anteriormente, elegimos como firme el tipo B, que es el de conglomerado de piedra, arena y arcilla, denominado también concreto arcilloso, que es de gran resistencia y economía.

CAPA DE RODADURA. - Elegimos para capa de rodadura, la de piedra partida ligada con asfalto, por su gran economía, rápida construcción y gran facilidad de adquisición, siendo lo más apropiado para nuestro medio.

CALCULO DEL ESPESOR DEL PAVIMENTO. - El cálculo del espesor del pavimento, lo hacemos por medio del diagrama del Ing° F.V. Reagel para pavimentos flexibles. Este da el espesor en función del tipo de suelo, densidad proctor y tonelaje desplazado por día.

En nuestro caso tenemos como datos:

Tipo de suelo A-5

Densidad proctor 11

Densidad de circulación 300 camiones y 200 automóviles por día.

Entrando al diagrama con estos datos obtenemos un espesor

de (pavimento + base) igual a 8", que lo desdoblaremos de la siguiente manera: 6" de espesor, para el firme; y 2" para la capa de rodadura.

**CONSTRUCCION.** - Una vez terminadas las explanaciones, se procede a la construcción de la sub-base, que estará formada por materiales granulares, tales como arena ó grava y que tendrá un espesor de 30 cm.

El proceso de construcción es el siguiente:

- 1.- Se escarifica la superficie a una profundidad suficiente, tal como unos 15 cm. más ó menos.
- 2.- Se colocan montículos de los materiales que se van a utilizar en la construcción de la sub-base a distancias convenientes.
- 3.- Por medio de la cuchilla <sup>de la</sup> motoniveladora se mezclarán y extenderán esos montículos, que alcanzarán una altura 20 % mayor que la definitiva. O sea como el espesor de nuestra sub-base es de 30 cm., la colocación de los materiales se hará hasta una altura de 36 cm., que con el apisonado alcanzará la altura definitiva requerida.
- 4.- Usando tanques se hará un riego conveniente de agua. El óptimo contenido de humedad se conservará por sucesivos riegos, para conseguir así la máxima densidad, que será como mínimo, el 90 % de la densidad proctor determinada en el laboratorio.
- 5.- Finalmente se hace un apisonado intenso con rodillos de tipo Tandem.

Se procede luego a la colocación del firme, de un espesor de 6", bien graduado, del tipo B como se dijo anteriormente y que deberá cumplir las siguientes condiciones granulométricas:

	Pasa	Porcentaje por peso	
Malla	2" .....	100	Piedra
"	1 1/2" ,,, .....	70 - 100	"
"	1" .....	55 - 85	"
"	3/4" .....	50 - 80	"
"	3/8" .....	40 - 70	"
N°	4 .....	30 - 60	"
"	10 .....	20 - 50	Arena
"	40 .....	10 - 30	"
"	200 .....	5 - 15	Arcilla.

Se procede a su construcción del mismo modo que la sub-base, repitiendo las cuatro primeras operaciones, con la diferencia de que en la 2.-operación, el espesor será de 18 cm. y que luego de apisonado alcanzará el ~~el~~ espesor de 6" calculado. Del mismo modo en la 4.-operación, la máxima densidad o compactación que se consiga, será como mínimo el 95 % de la densidad ~~por~~ proctor determinada en el laboratorio.

Terminada la compactación del firme, viene luego, la colocación de la capa de rodadura ó asfaltado de la carretera, que comprende 3 fases principales que son: A).-Imprimación B).-Pavimento propiamente dicho y C).-Sello de la pista.

Por lo general los trabajos de asfaltado encuentran la plataforma ligeramente desnivelada, por lo que es necesario hacer previamente el "refine" de la plataforma. Una vez que se consiga que el afirmado se ~~h~~ halle completamente nivelado, seco y con un perfil transversal debidamente bombeado, de tal modo que la superficie quede bien "terminada", se procede a la imprimación con asfalto líquido caliente a una temperatura de 50 °C más ó menos, del tipo MC-0, en la proporción de 1.5 lts. por metro cuadrado, que podrá aumentarse a 2 lts. por metro cuadrado, si la absorción por parte del afirmado es muy rápida. Esta capa trabajará como impermeabilizante de la plataforma y como ligante entre el suelo y el pavimento a colocarse. Finalmente se deja la superficie cubierta, sin ningún movimiento de vehículos sobre ella durante 48 horas, para que así se efectúe una completa absorción del asfalto líquido por el afirmado.

A continuación se procede al asfaltado propiamente dicho, para lo cual usaremos una superficie bituminosa de graduación abierta, ó sea aquella en que todos los agregados pasan por la malla de 1" y son retenidas por la malla N° 200. Estos agregados cuando se tamise en un juego de mallas de berá satisfacer las siguientes condiciones:

	Pasa	Porcentaje en peso
Malla	1" .....	100
"	1/2" .....	75 - 90
"	N° 4 .....	50 - 80
"	" 10 .....	35 - 50
"	" 40 .....	20 - 30
"	" 200 .....	4 - 8

Además el asfalto estará desprovisto de agua y será homogéneo.

La cantidad de asfalto será de 4.5 a 5 % en peso de los agregados y los componentes se combinarán en proporciones tales que se obtenga una mezcla dentro de los límites siguientes:

Agregados minerales 95 a 95.5 %

Asfalto líquido RC-2 4.5 a 5 %

El asfalto líquido y los agregados se mezclarán en las proporciones señaladas, en una mezcladora de tipo amasadora y se batirá hasta que las partículas del agregado estén totalmente cubiertas por el asfalto y la mezcla quede uniforme y homogénea.

Se procede al extendido de la mezcla asfáltica, que se lleva a cabo por medio de reglas de madera de 2" x 2", colocadas a 3 m. del eje de la carreta y a cada lado. Sobre la superficie imprimida, y cuando haya secado bien el asfalto MC-0, se colocarán a distancias convenientes los montículos de la mezcla asfáltica, que luego se extenderán con palas y rastrillos en una proporción de 30 lbs. por metro cuadrado, formando así la primera capa de la superficie y que deberá tener un espesor uniforme. Luego de extendida, se apisona la mezcla por medio de cilindros lisos del tipo Tandem de 5 a 8 toneladas, hasta que no aparezcan huellas del mismo. El rodillado deberá iniciarse una hora después de extendida la mezcla y cuando haya comenzado a fraguar.

En forma análoga se colocará la segunda capa, que completará el espesor definitivo de 2". Después de 6 días de colocada la mezcla se le apisonará con rodillo neumático.

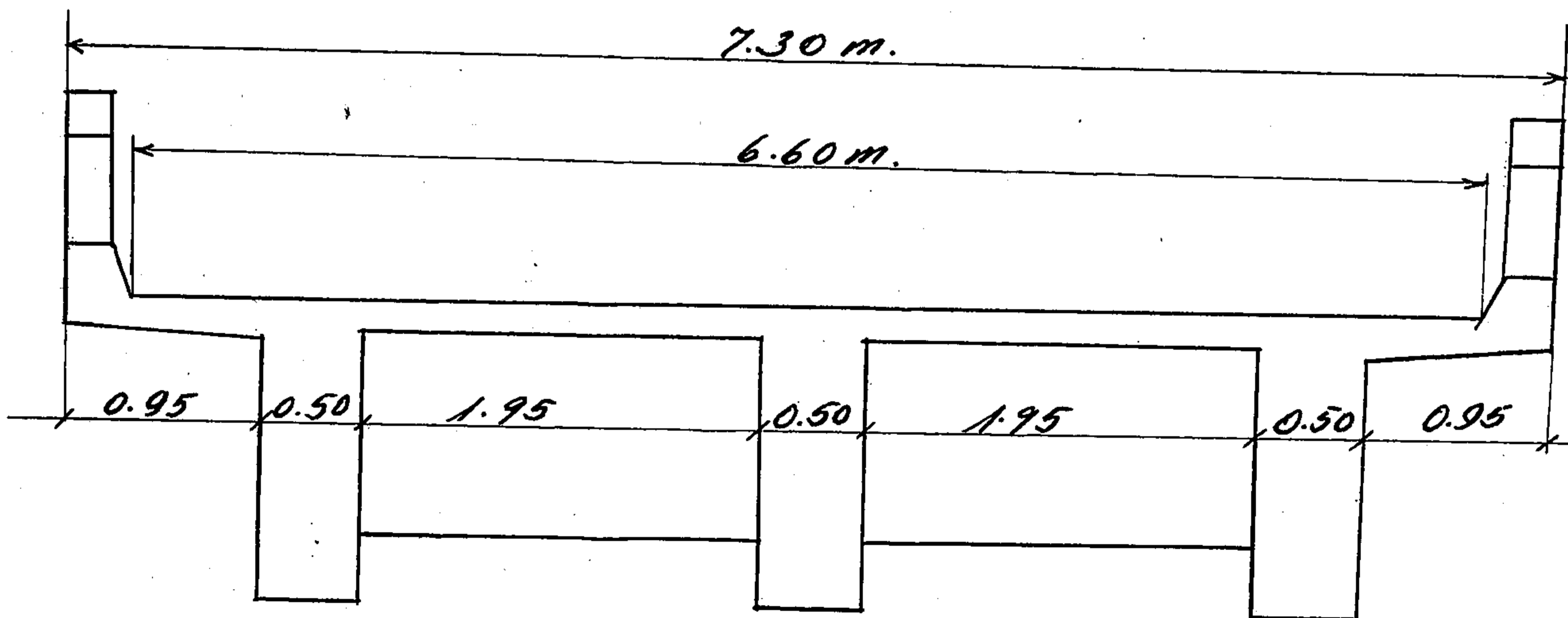
Después de 2 ó 3 meses, colocaremos un sello con asfalto líquido del tipo RC-1, en la proporción de 1 lb. por metro cuadrado, sobre la que se hecha una capa de piedra menuda, limpia y dura de 1/8" de tamaño, en una cantidad de 15 lbs. por metro cuadrado, siendo sometida luego, a un apisonado con rodillos lisos y con rodillos neumáticos. Este sello además de impermeabilizante, ofrece una capa de gran fricción y coeficiente de rodamiento bajo. Con lo cual termina el total asfaltado del camino y listo para entregarlo al tráfico.



P U E N T E

Características.-Calcularemos un puente de concreto armado, de tablero superior, con una luz de cálculo de 17.50 m. y un ancho útil de 6.60 m. Constará esencialmente de una losa soportada por tres vigas rectas longitudinales, que a su vez reposarán sobre los estribos.

Cálculo de la losa.-La losa será de concreto armado, con el refuerzo principal en dirección perpendicular al tráfico.



Ancho efectivo.-Para luces comprendidas entre 0.61 m. y 2.40 m., el ancho efectivo está dado por la siguiente fórmula:

$$E = 0.6 S + 0.75$$

en la que S = luz libre de la losa = 1.95 m.

Luego:  $E = 0.6 \times 1.95 + 0.75 = 1.92 \text{ m.}$

Cargas permanentes.-Hemos supuesto un espesor de la losa de 0.17 m.

Peso propio de la losa..  $0.17 \times 1.00 \times 1.00 \times 2\ 400 = 4.08 \text{ kg/m}^2$

Peso del pavimento.....  $0.05 \times 1.00 \times 1.00 \times 2\ 000 = \underline{1\ 00}$  "  
508 kg/m<sup>2</sup>

El momento debido a las cargas permanentes o peso propio será:

$M_{pp} = 0.10 w l^2$  ; en la cual  $w = 508 \text{ kg/m}^2$  y  $l = \text{luz libre de la losa} = 1.95 \text{ m}$   
 $M_{pp} = 0.10 \times 508 \times 1.95^2 = 1.93 \text{ kg.m.}$

Momento debido a la sobrecarga.-Para tramos continuos, está dado por la fórmula:

$$M_{s/c} = \pm \frac{0.2 P S}{E} \quad ; \text{ en la que } P = \text{carga de una rueda} = 5\ 440 \text{ kg.}$$

$$M_{s/c} = \pm \frac{0.2 \times 5\ 440 \times 1.95}{1.92} = 1\ 105 \text{ kg.m.}$$

Momento debido al impacto.-El efecto debido al impacto está dado por la

Momento debido al impacto.-El efecto debido al impacto está dado por la fórmula:

$$I = \frac{50}{3.28 S + 125} = \frac{50}{3.28 \times 1.95 + 125} = 0.38$$

Pero el límite máximo especificado por el Reglamento es del 30 % del momento de la sobrecarga, luego tomaremos tal como lo especificado.

Por lo tanto  $M_i = 0.30 \times 1105 = 330$  kg.m.

El momento total actuante será la suma de los momentos calculados

$$M_t = M_{pp} + M_{s/c} + M_i = 193 + 1105 + 330 = 1628 \text{ kg.m.}$$

La altura útil de la losa será:

$$d = \sqrt{\frac{M_t}{K b}}$$

en la que  $K = 11.6$ , para  $f_{fs} = 1260$  kg/cm<sup>2</sup> y  $f'_c = 140$  kg/cm<sup>2</sup>

$$d = \sqrt{\frac{162800}{11.6 \times 100}} = 11.9 \text{ cm.}$$

Suponiendo que adoptamos fierro de 1/2" y siendo el recubrimiento de 4 cm., la altura útil verdadera de la losa sería:

$$d = h - r - \phi/2 = 17 - 4 - 0.64 = 12.36 \approx 11.9 \text{ cm}$$

Por lo tanto el área de acero será:

$$A_s = \frac{M_t}{f_s j d} = \frac{162800}{1260 \times 0.857 \times 12.36} = 12.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12.2 \text{ cm}^2 \quad \phi 1/2" @ 10 \text{ cm.}$$

Veamos si este fierro cumple con las especificaciones del A C I.

$$\text{Acero mínimo} = 0.0025 b d = 0.0025 \times 100 \times 12.36 = 3.09 \text{ cm}^2 < 12.2 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento máximo también cumple con las especificaciones:

$$S_{\text{máx.}} = 3 h = 3 \times 17 = 51 \text{ cm.} < 10 \text{ cm.}$$

Acero de distribución y temperatura.- Está dado en un porcentaje del acero principal. Porcentaje que se calcula por la fórmula:

$$\% = \frac{100}{3.28 S} = \frac{100}{3.28 \times 1.95} = 40 \%$$

$$\text{Luego } A_s = 0.40 \times 12.2 = 5 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 1/2" @ 25 \text{ cm.}$$

Este acero cumple con las especificaciones relativas a acero mínimo y espaciamiento máximo como puede comprobarse.

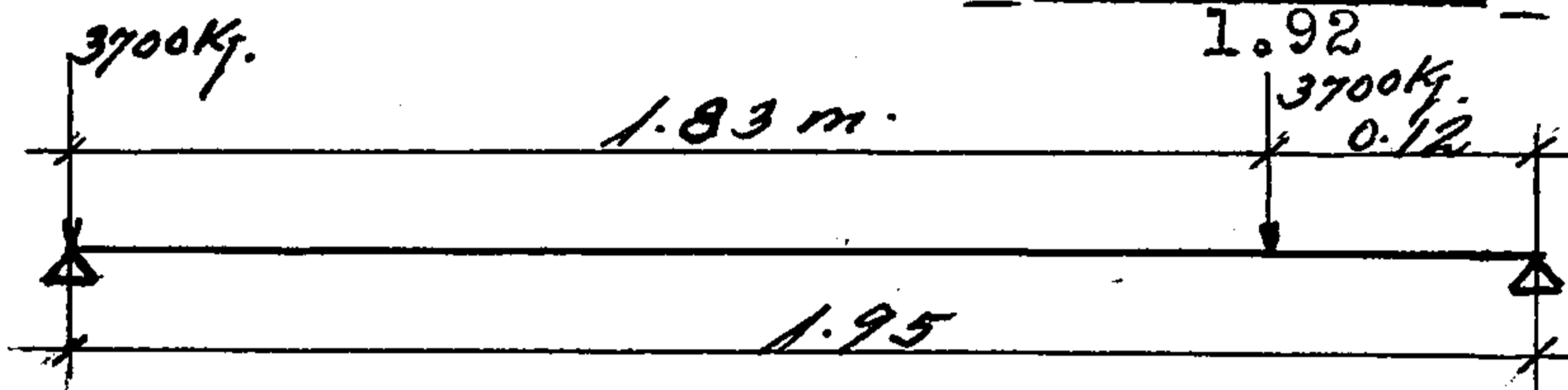
Esfuerzo cortante.

El esfuerzo cortante debido al peso propio será:

$$V_{pp} = \frac{w l}{2} = \frac{508 \times 1.95}{2} = 495 \text{ kg.}$$

Esfuerzo cortante debido a la sobrecarga: e impacto:

La carga actuante será  $P = \frac{5\ 440 \times 1.3}{1.92} = 3\ 700$  kg.



$$V_{s/c} = 3\ 700 + \frac{3\ 700 \times 0.12}{1.95} = 3\ 700 + 228 = 3\ 928 \text{ Kg.}$$

El esfuerzo cortante total máximo será:

$$V_t = 495 + 3\ 928 = 4\ 423 \text{ kg.}$$

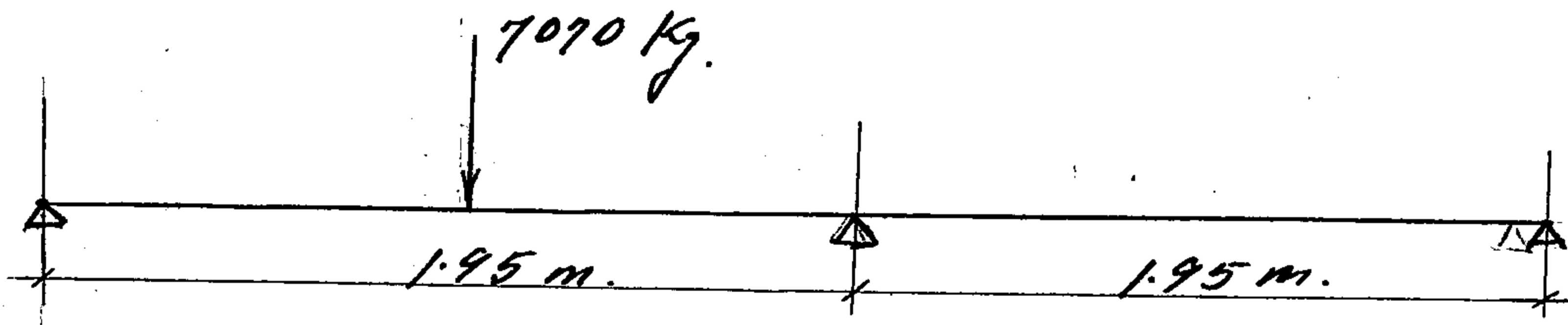
El esfuerzo cortante unitario, será:

$$v = \frac{V_t}{b \cdot j \cdot d} = \frac{4\ 423}{100 \times 0.857 \times 12.36} = 4.18 \text{ kg/cm}^2$$

Este esfuerzo cortante es menor que 0.03  $f_c$ , por lo tanto no necesitaremos ni estribos, ni barras dobladas; pudiéndose usar anclaje ordinario, pero nosotros pondremos anclaje especial.

Momento negativo en el centro de la losa. - Este momento se produce en el tramo descargado y cuando se carga el tramo adyacente. Nosotros vamos a calcularlo para el peso de la rueda trasera incluyendo el efecto de impacto y aplicada en el centro de la losa.

La carga actuante será pues:  $P = 1.3 \times 5\ 440 = 7\ 070$  kg.



Aplicamos el teorema de los tres momentos:

$$M_1 l_1 + 2M_2(l_1 + l_2) + M_3 l_2 = 6 \epsilon_1 A_1 + 6(1 - \epsilon_2) A_2$$

En la que:  $l_1 = l_2 = 1.95$  ;  $M_1 = M_3 = 0$  ;  $\epsilon_1 = 1/2$  ;  $\epsilon_2 = 0$

$$A_1 = \frac{Pl}{4} \cdot \frac{1}{2} ; A_2 = 0$$

Reemplazando valores obtenemos el siguiente valor  $M_2 = 1\ 290$  kg.m.

Por lo tanto el momento negativo en el centro de la losa será 645 kg.m.

El momento debido al peso propio de la losa es:

$$M_{pp} = \frac{w l^2}{8} = \frac{508 \times 1.95^2}{8} = 240 \text{ kg.m.}$$

El momento negativo total al centro de la losa será:

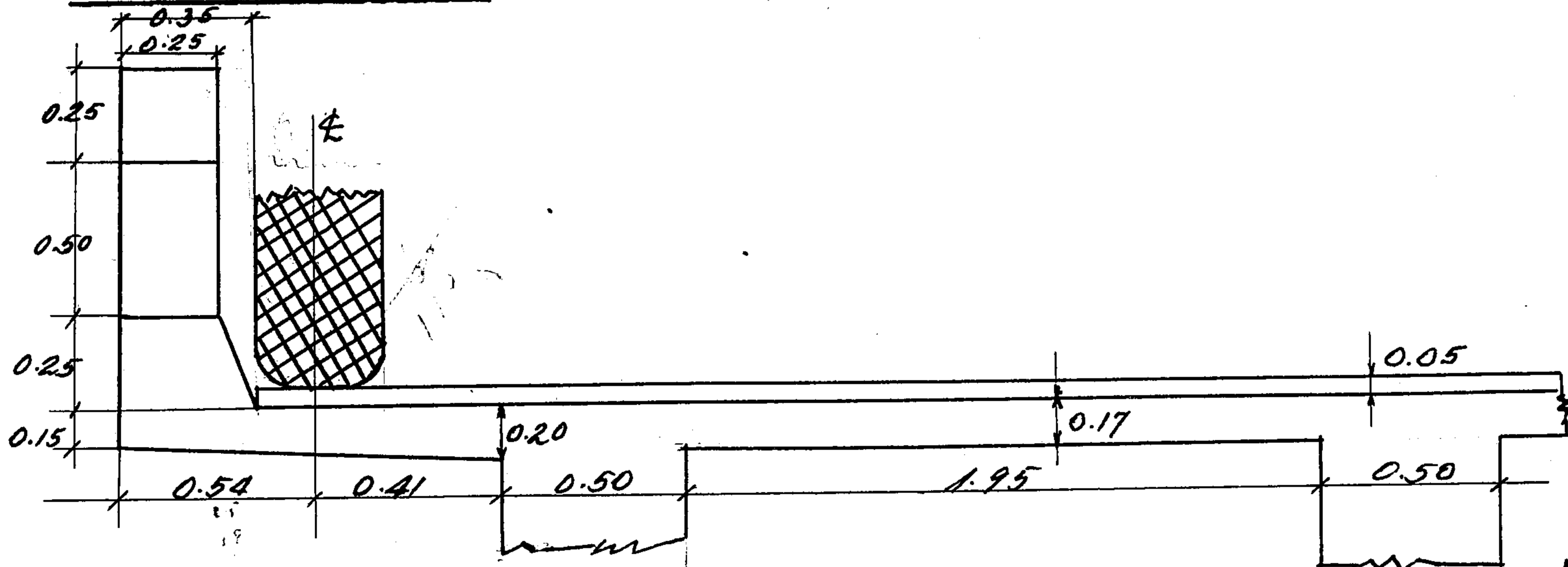
$$M_t = - 645 + 240 = -405 \text{ kg.m.}$$

El area de acero necesaria es:

$$A_s = \frac{M_t}{f_s j d} = \frac{40\ 500}{1\ 260 \times 0.857 \times 12.36} = 3.10\ \text{cm}^2 \rightarrow \phi\ 1/2'' @ 40\ \text{cm}$$

Como tenemos fierro doblado a 20 cm. de espaciamiento, prolongaremos la mitad de este fierro a todo lo ancho de la losa.

CALCULO DEL VOLADIZO.-



Cargas permanentes.-El espesor del voladizo es de 20 cm. en el apoyo y 15 cm en el extremo.

- Peso propio del voladizo  $0.175 \times 1 \times 1 \times 2\ 400 = 420\ \text{kg/m}^2$
- " del pavimento.....  $0.05 \times 1 \times 1 \times 2\ 000 = 100\ \text{"}$
- " de la baranda.....  $= 150\ \text{kg/ml.}$
- " del sardinel.....  $0.25 \times 0.30 \times 1 \times 2\ 400 = 180\ \text{"}$

Momentos:

$$\text{De la losa} = \frac{w l^2}{2} = \frac{420 \times 0.95^2}{2} = 189\ \text{kg.m.}$$

$$\text{Pavimento} = \frac{w l^2}{2} = \frac{100 \times 0.60^2}{2} = 18\ \text{kg.m.}$$

$$\text{Baranda} \dots\dots\dots 150 \times 0.825 = 122\ \text{kg.m.}$$

$$\text{Sardinel} \dots\dots\dots 180 \times 0.80 = 144\ \text{kg.m.}$$

El momento debido a las cargas permanentes ó peso propio será:

$$M_{pp} = 189 + 18 + 122 + 144 = 473\ \text{kg.m.}$$

Momento debido a la sobrecarga.-Para voladizos el ancho efectivo está da-

do por la fórmula:  $E = 0.8 S + 1.14$

en la que S es la distancia entre el eje de la rueda y la cara del apoyo.

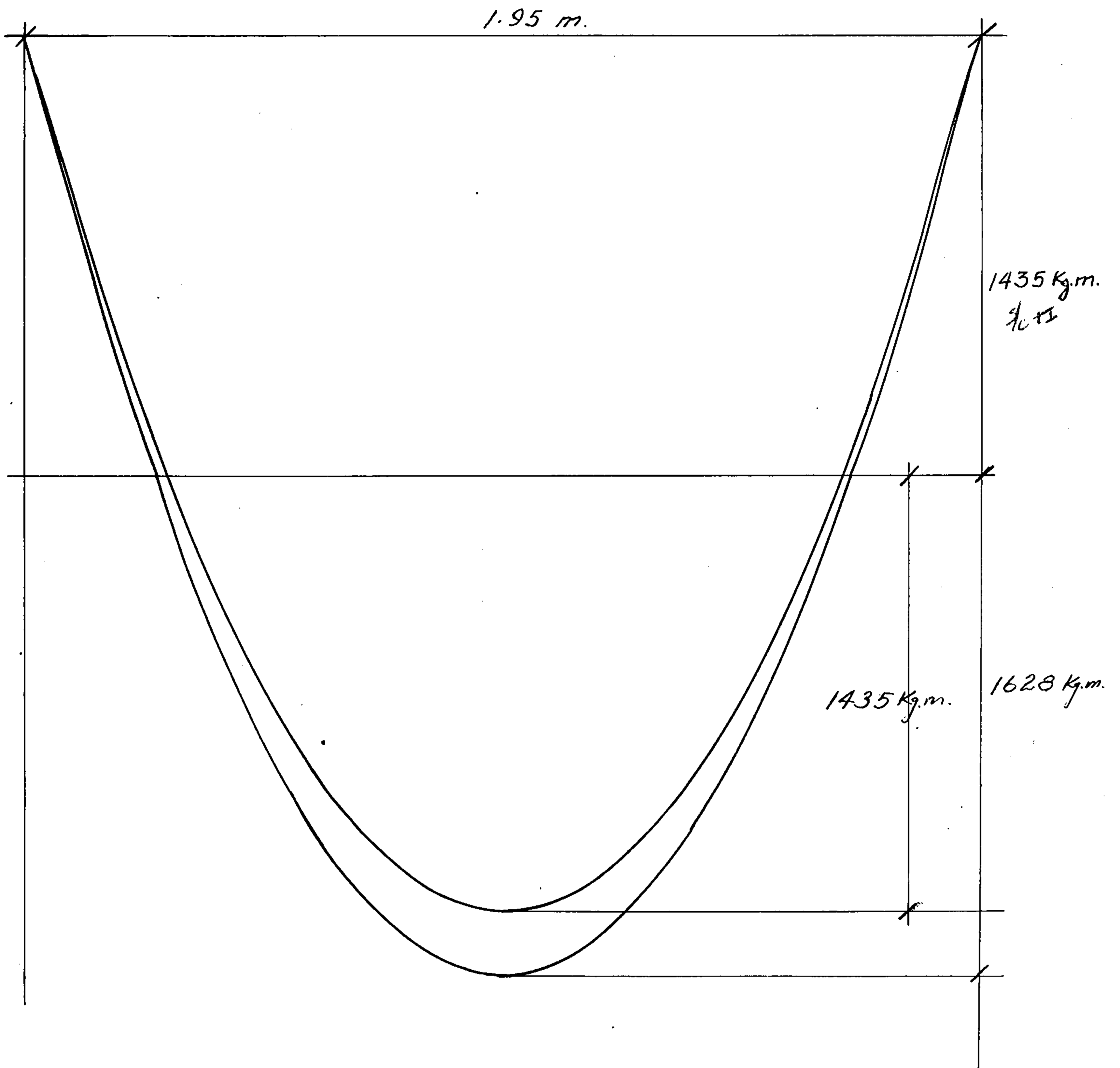
y que para nuestro caso es de 0.41 m.

$$\text{Luego: } E = 0.8 \times 0.41 + 1.14 = 1.47\ \text{m.}$$

# DIAGRAMA DE MOMENTOS DE LA LOSA

ESCALA HORIZONTAL: 1 cm. = 0.125 m.

ESCALA DE MOMENTOS: 1 cm. = 200 Kg.m.





El momento debido a la sobrecarga será:

$$M_{s/c} = \frac{P S}{E} = \frac{5\ 440 \times 0.41}{1.47} = 1\ 520 \text{ kg.m.}$$

El momento debido al impacto será:

$$M_i = 0.30 \times 1\ 520 = 456 \text{ kg.m.}$$

El momento total actuante será:

$$M_t = M_{pp} + M_{s/c} + M_i = 473 + 1520 + 456 = 2\ 449 \text{ kg.m.}$$

La altura útil del voladizo será:

$$d = \sqrt{\frac{M_t}{K b}} = \frac{244\ 900}{11.6 \times 100} = 14.5 \text{ cm}$$

Usando acero de 1/2" y siendo el recubrimiento de 4 cm. la altura útil verdadera será:  $d = 20 - 1/2 - r = 20 - 0.64 - 4 = 15.36 \approx 14.5 \text{ cm}$

El area de acero necesaria será:

$$A_s = \frac{M_t}{f_s j d} = \frac{244\ 900}{1\ 260 \times 0.857 \times 15.36} = 14.8 \text{ cm}^2 \text{ } \cancel{\phi} 1/2" @ 8.5 \text{ cm.}$$

$$A_s = \cancel{\phi} 1/2" @ 8.5 \text{ cm.}$$

Acero de distribución y temperatura. - Pondremos la misma área de acero que la de la losa ó sea  $A_s = \cancel{\phi} 1/2" @ 25 \text{ cm.}$

CALCULO DE LA VIGUETA DE ARRIOSTRAMIENTO. - Colocaremos viguetas transversales en los tercios centrales del puente.

Momento debido al peso propio:

$$\text{Peso propio} = 0.25 \times 1.25 \times 1.00 \times 2\ 400 = 750 \text{ kg.ml.}$$

$$M_{pp} = \frac{w l^2}{8} = \frac{750 \times 1.95^2}{8} = 356 \text{ kg.m.}$$

Momento debido a la sobrecarga:

Se calcula para la carga de la rueda trasera de camión aplicada al centro de la vigueta.

$$M_{s/c} = \frac{P l}{5} = \frac{5\ 440 \times 1.95}{5} = 2\ 120 \text{ kg.m.}$$

Momento debido al impacto:

$$M_i = 0.30 \times 2\ 120 = 636 \text{ kg.m.}$$

Momento total:

$$M_t = 356 + 2\ 120 + 636 = 3\ 112 \text{ Kg.m.}$$

Area de acero:

$$A_s = \frac{M_t}{f_s j d} = \frac{311\ 200}{1\ 260 \times 0.857 \times 119} = 2.43 \text{ cm}^2$$

Veamos si esta área de acero cumple con las especificaciones del A C I.

$$\text{Acero mínimo} = 0.005 b'd = 0.005 \times 25 \times 119 = 15 \text{ cm}^2$$

Vemos pues que  $A_s \text{ mín} = 15 \text{ cm}^2 > 2.43 \text{ cm}^2$  Por lo cual tomaremos como área

de acero  $A_s = 15 \text{ cm}^2$  3  $\phi$  1"

Esfuerzo cortante.-

Esfuerzo cortante debido al peso propio:

$$V_{pp} = \frac{w l}{2} = \frac{750 \times 1.95}{2} = 732 \text{ kg.}$$

Esfuerzo cortante debido a la sobrecarga:

$$V_{s/c} = 5\,440 + \frac{5\,440 \times 0.12}{1.95} = 5\,440 + 335 = 5\,775 \text{ kg.}$$

Esfuerzo cortante debido al impacto:

$$V_i = 0.30 \times 5\,775 = 1\,733 \text{ kg.}$$

Esfuerzo cortante total:

$$V_t = 732 + 5\,775 + 1\,733 = 8\,240 \text{ kg.}$$

Esfuerzo cortante unitario:

$$v = \frac{V_t}{b j d} = \frac{8\,240}{25 \times 0.857 \times 119} = 3.30 \text{ kg/cm}^2$$

Como  $0.02 f'_c < 3.30 \text{ kg/cm} < 0.03 f'_c$ , no será necesario usar ni estribos ni barras dobladas; pero utilizaremos anclaje especial.

Adherencia.- Esta la verificamos en los apoyos.

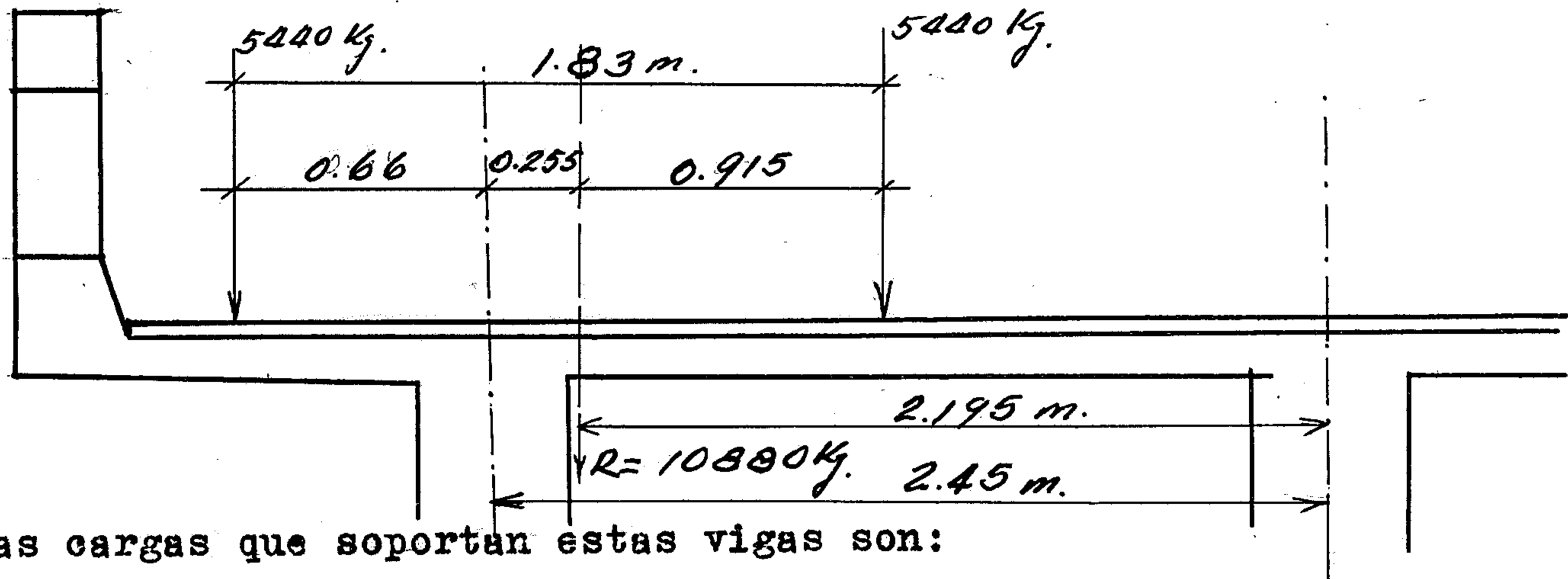
Veamos el perímetro de acero que necesitamos en los apoyos:

$$\Sigma_o = \frac{V_t}{u j d} = \frac{8\,240}{10.5 \times 0.857 \times 119} = 7.64 \text{ cm.}$$

Teniendo en cuenta que el perímetro de una barra de 1" es de 7.97 cm.; sólo necesitaremos pasar hasta los apoyos 1 barra. Pero nosotros preferimos pasar las 3 barras hasta los apoyos, dándole un anclaje de 10 diámetros  $\phi$  sean 25.4 cm.  $\approx$  26 cm. tal como lo especifica el A C I.

CALCULO DE LAS VIGAS DEL PUENTE.

CALCULO DE LAS VIGAS LATERALES.-



Las cargas que soportan estas vigas son:

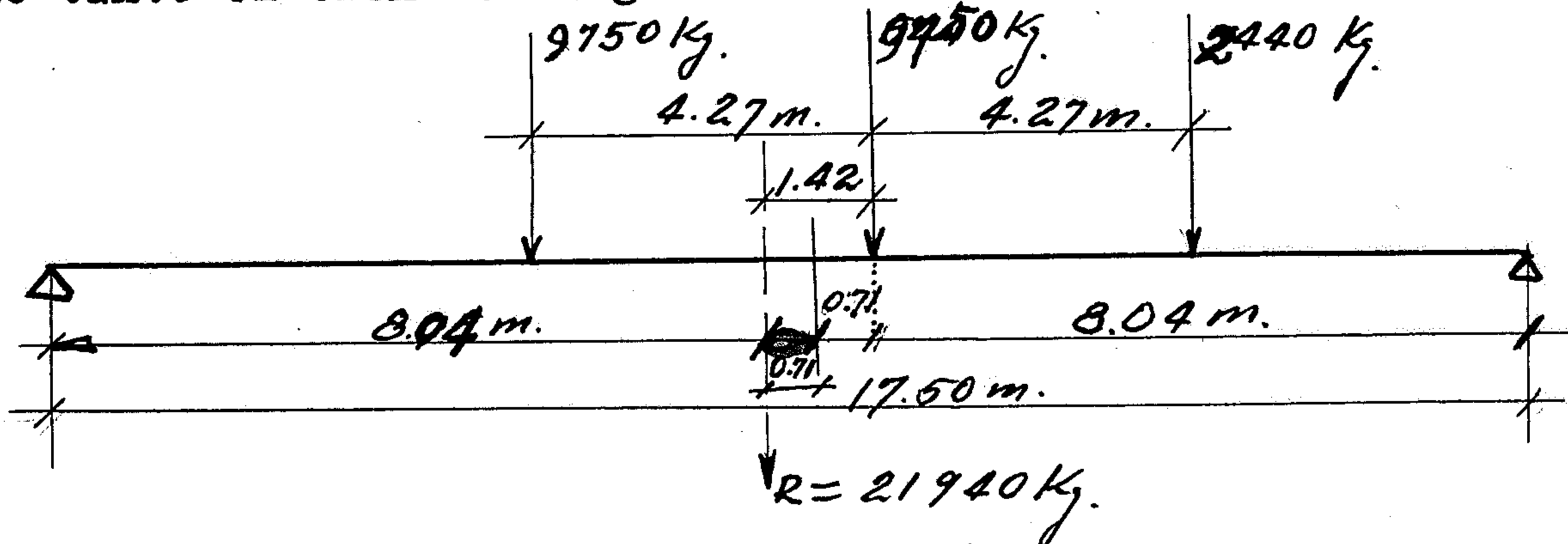
Debido a las ruedas posteriores del camión

$$10\ 880 \times \frac{2.195}{2.45} = 9\ 750 \text{ kg.}$$

Debido a las ruedas delanteras

$$9\ 750 \times 0.25 = 2\ 440 \text{ kg.}$$

Por lo tanto el tren de cargas actuante debido al camión H 15 - S 12 es:

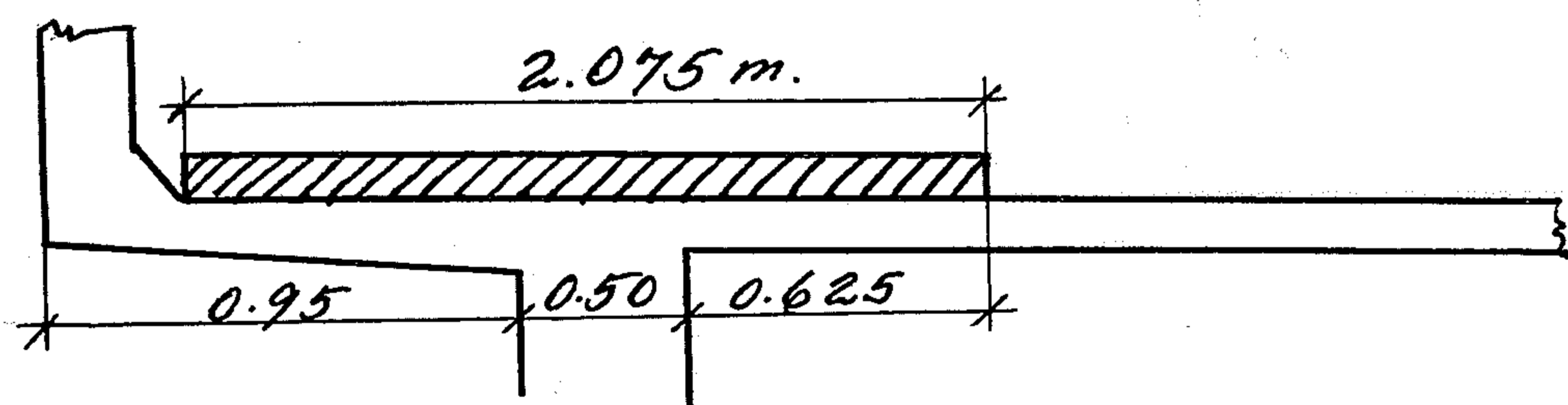


El momento máximo debido a éste tren será:

$$M_{s/c} = \frac{21\ 940 \times 8.04^2}{17.50} - 2\ 440 \times 4.27 = 81\ 000 - 10\ 400$$

$$M_{s/c} = 70\ 600 \text{ kg.m.}$$

Este momento es mayor que el que obtenemos aplicando una carga repartida de 715 kg.ml. y una concentrada en el centro de 6 120 kg., en una huella de  $10 \frac{1}{2} = 3.05$  m., tal como lo especifica el reglamento de la A A S H O y cuyo valor es:



$$M = \left[ \frac{715 \times 17.50^2}{8} + \frac{6\ 120 \times 17.50}{4} \right] \frac{2.075}{3.05} = 37\ 000 \text{ kg.m.}$$

Por lo tanto tomaremos como momento actuante el producido por el tren de

Por lo tanto tomaremos como momento actuante el producido por el tren de cargas.



Momento debido al impacto:-El efecto debido al impacto lo calculamos por la fórmula:

$$I = \frac{50}{3.28 S + 125} = \frac{50}{3.28 \times 17.50 + 125} = 0.275$$

$$M_i = 0.275 \times 70\ 600 = 19\ 400 \text{ kg.m.}$$

Momento debido a las cargas permanentes:-

$$\text{Peso de la losa} = 0.17 \times 1.475 \times 1.00 \times 2\ 400 = 600 \text{ kg.ml.}$$

$$\text{" del voladizo} = 0.175 \times 0.95 \times 1.00 \times 2\ 400 = 400 \text{ "}$$

$$\text{" " sardinel} = 0.25 \times 0.30 \times 1.00 \times 2\ 400 = 180 \text{ "}$$

$$\text{" baranda} \dots\dots\dots = 150 \text{ "}$$

$$\text{" asfalto} = 2.075 \times 0.05 \times 1.00 \times 2\ 000 = \underline{207} \text{ "}$$

$$ww = 1537 \text{ kg.ml.}$$

$$M_{c/p} = \frac{w l^2}{8} = \frac{1537 \times 17.50^2}{8} = 58\ 800 \text{ kg.m.}$$

Momento total:-

$$M_t = 70\ 600 + 19\ 400 + 58\ 800 = 148\ 800 \text{ kg.m.}$$

Como éstas vigas, trabajan como vigas T, calculemos la altura económica del nervio, por aplicación de la fórmula:

$$h = \sqrt{7.78 \times \frac{M \times r}{f_s \times b}} - \frac{t}{2}$$

En la que r es un factor que depende del precio unitario del concreto y del precio unitario del acero. Factor que varía entre 10 y 20.

Reemplazando valores en la fórmula:

$$h = \sqrt{\frac{7.78 \times 148\ 800 \times 10}{1260 \times 50}} = \frac{17}{2} = 1.27 \text{ m.}$$

Nosotros tomamos una altura de nervio de  $h = 1.33 \text{ m.}$

El peso propio del nervio de la viga será:

$$1.33 \times 0.50 \times 1.00 \times 2\ 400 = 1\ 595 \text{ kg.ml.}$$

El momento debido al peso propio será:

$$M_{pp} = \frac{w l^2}{8} = \frac{1\ 595 \times 17.50^2}{8} = 61\ 000 \text{ kg.m.}$$

Por lo tanto el momento total actuante será:

$$M_t = 148\ 800 + 61\ 000 = 209\ 800 \text{ kg.m.}$$

Pero el momento resistente de la viga es:  $M_e = K b d^2 = 11.6 \times 50 \times 137^2 =$   
 $M_e = 10\,990\,000 \text{ kg.cm} < 20\,908\,000 \text{ kg.cm.}$ ; por lo que habrá necesidad de usar acero en compresión.

Por lo tanto calcularemos una viga con acero en compresión, teniendo como datos:

$$b = 50 \text{ cm.}; d = 137 \text{ cm.}; d' = 5 \text{ cm.}; M_f = 209\,800 \text{ kg.m.}$$

$$\text{Bra } f_c = 63 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } f_s = 1\,260 \text{ kg/cm}^2, \text{ se tiene } K = 11.6;$$

$$p = 0.0107; k = 0.429$$

$$\text{El momento remanente será: } M_s = M_f - M_e = 20\,980\,000 - 10\,900\,000 =$$
$$M_s = 10\,080\,000 \text{ kg.cm.}$$

Area de acero en tracción.-El correspondiente a la viga de diseño equilibrado será:  $A_{s_1} = p b d = 0.0107 \times 50 \times 137 = 72 \text{ cm}^2$

El correspondiente al equilibrio que debe haber con el acero en compresión es:  $A_{s_2} = \frac{M_s}{f_s(d-d')} = \frac{10\,080\,000}{1260(137-5)} = 60 \text{ cm}^2$

El área total de acero en tracción será:  $A_s = A_{s_1} + A_{s_2} = 72 + 60 = 132 \text{ cm}^2$   
 $A_s = 13 \text{ } \sphericalangle \text{ 1 } 1/4''$

Area de acero en compresión.-Previamente tenemos que calcular el valor de  $f'_s$ , por la fórmula de:

$$f'_s = n f_c \frac{kd - d'}{kd}; \text{ reemplazando valores tendremos:}$$

$$f'_s = 15 \times 63 \times \frac{0.429 \times 137 - 5}{0.429 \times 137}$$

$$f'_s = 945 \times \frac{58.8 - 5}{58.8} = 945 \times \frac{53.8}{58.8}$$

$$f'_s = 865 \text{ kg/cm}^2$$

Como  $2 f'_s = 2 \times 865 = 1730 \text{ kg/cm}^2 > 1260 \text{ kg/cm}^2$ , tomaremos para el cálculo del acero en compresión  $f'_s = f_s = 1260 \text{ kg/cm}^2$ . Por lo tanto el área de acero en compresión será:

$$A'_s = \frac{M_s}{f'_s(d-d')} \quad \text{Reemplazando valores da:}$$

$$A'_s = \frac{10\,080\,000}{1260(137-5)} = 60 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 6 \text{ } \sphericalangle \text{ 1 } 1/4''$$



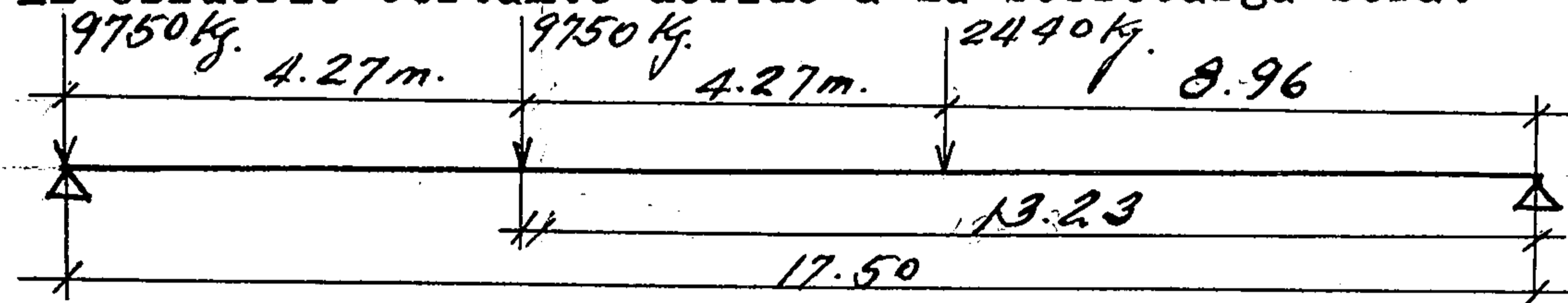
El área de acero será:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{20\ 980\ 000}{1\ 260 \times 0.857 \times 1.37} = 141\ \text{cm}^2$$

$$A_s = 141\ \text{cm}^2 \rightarrow 14\ 771\ 172''$$

Esfuerzo Cortante.-

El esfuerzo cortante debido a la sobrecarga será:



$$V_{s/c} = 9\ 750 + \frac{9750 \times 13.23}{17.50} + \frac{2\ 440 \times 8.96}{17.50}$$

$$V_{s/c} = 9\ 750 + 7\ 380 + 1\ 250 = 18\ 380\ \text{kg.}$$

Este esfuerzo cortante es mayor que el producido por una carga repartida de 715 kg/ml. y una carga concentrada en un extremo de 8 850 kg., como lo especifica el reglamento del A A S H O y cuyo valor es:

$$V = \left[ 8\ 850 + \frac{715 \times 17.50}{2} \right] \frac{2.075}{3.05} = 10\ 300\ \text{kg.}$$

Esfuerzo cortante debido al impacto:

$$V_i = 0.275 \times 18\ 380 = 5\ 050\ \text{kg.}$$

Esfuerzo cortante debido a las cargas permanentes y peso propio:

$$W = 1\ 537 + 1\ 595 = 3\ 132\ \text{Kg/ml.}$$

$$V_{pp} = \frac{w l}{2} = \frac{3\ 132 \times 17.50}{2} = 27\ 400\ \text{kg.}$$

Esfuerzo cortante total:

$$V_t = 18\ 380 + 5\ 050 + 27\ 400 = 50\ 830\ \text{kg.}$$

Esfuerzo cortante unitario:

$$v = \frac{V_t}{b j d} = \frac{50\ 830}{50 \times 0.857 \times 1.37} = 8.7\ \text{kg/cm}^2$$

Vemos que  $0.06 f'c < 8.7\ \text{kg/cm}^2 < 0.08 f'c$ , por lo tanto debemos usar anclaje especial en la armadura longitudinal, además de estribos ó barras dobladas,.

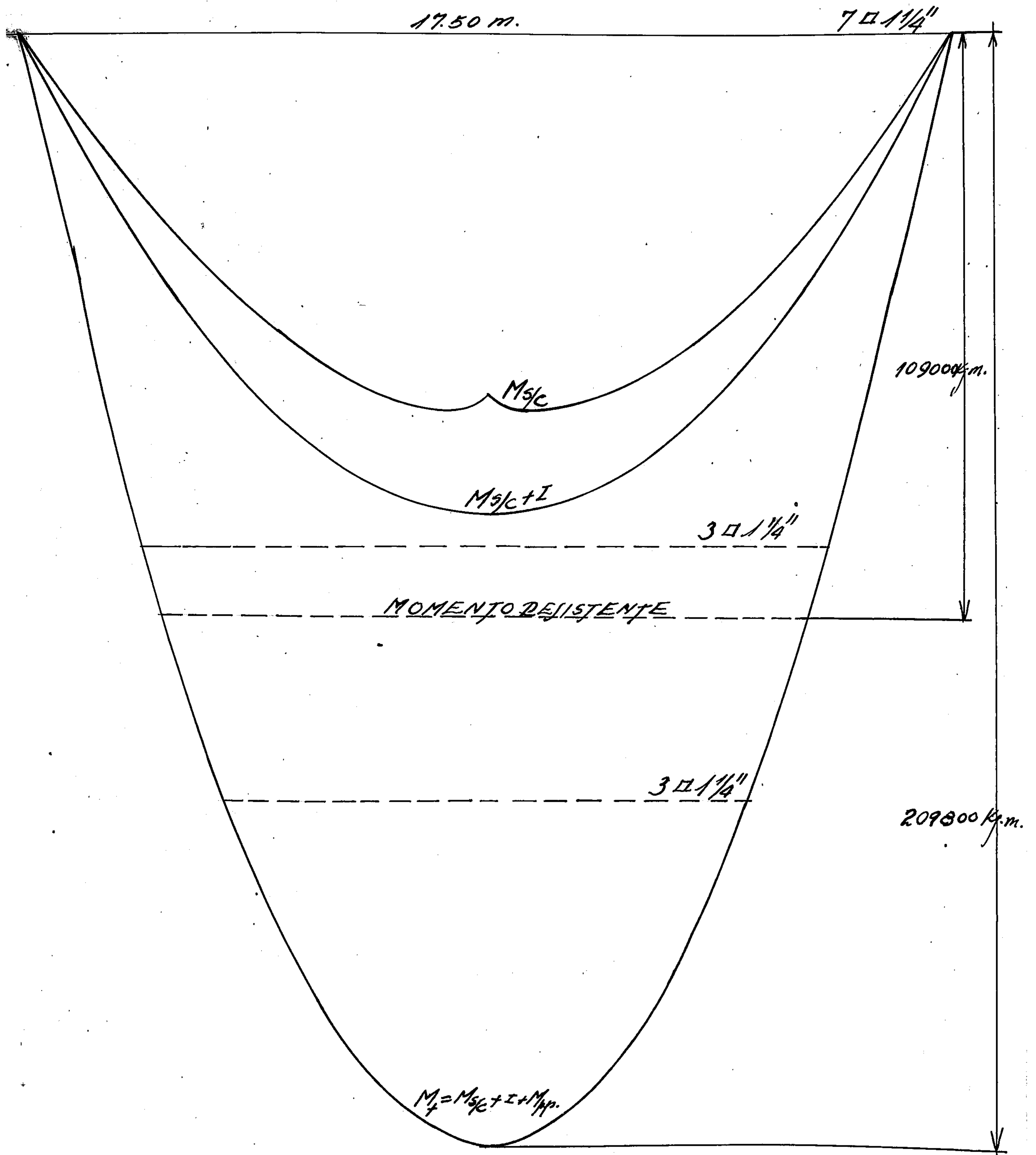
Adherencia y anclaje.-La adherencia la verificamos en los apoyos, puesto que ahí los esfuerzos cortantes son máximos.

El perímetro de acero necesario en los apoyos será:

# ENVOLVENTE DE LOS MOMENTOS MAXIMOS DE LA VIGA "TIPICA"

EJCALA DE DISTANCIA 1:100

EJCALA DE MOMENTOS: 1cm. = 10000 Kg.m.



$$s_o = \frac{Vt}{u j d} \quad \text{en la que } u=10.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ por ser anclaje especial.}$$

$$s_o = \frac{50\ 830}{10.5 \times 0.857 \times 137} = 41 \text{ cm.}$$

Como el perímetro de una barra cuadrada de 1 1/4" es de 12.7 cm. el número de barras, que por adherencia debemos pasar hasta los apoyos es 4. Pero nosotros pasaremos la mitad de las barras ó sean 7, con lo cual cumplimos la especificación señalada por el A C I. Estas barras entrarán en los apoyos 10 veces el lado de la barra cuadrada, ó sea 31.8 cm, las demás barras restantes las iremos ~~colgando~~ <sup>cortando</sup> a medida que no se necesiten. ~~colgando en~~  
~~anclaje de 12 veces su lado ó sea de 31.8 cm.~~

El acero en compresión se coloca a todo lo largo de la viga en que el momento de flexión es mayor que el momento resistente de la viga rectangular con acero en tracción, mas un anclaje que se obtiene por la fórmula  $l = \frac{f_s \times a}{4 u}$  y que reemplazando valores dá  $30 \times a = 95 \text{ cm}$ . En nuestro caso hemos prolongado 2 barras del acero en compresión hasta los apoyos y las 4 restantes las hemos llevado conforme a lo especificado anteriormente.

Cálculo de los estribos. - Usaremos estribos de 1/2" de 2 ramas.

El esfuerzo cortante total es de  $V = 50\ 830 \text{ kg}$ .

El esfuerzo cortante absorbido por el concreto será:

$$V_c = v_c b j d = 4.2 \times 50 \times 0.857 \times 137 = 24\ 650 \text{ kg.}$$

Luego  $V_s = 50\ 830 - 24\ 650 = 26\ 180 \text{ kg}$ . Llevando este valor al diagrama de esfuerzos cortantes, vemos que se necesitarán estribos para absorber la tracción diagonal hasta una distancia de 5.50 m. de los apoyos  
Veamos el espaciamiento de estos estribos:

$$S = \frac{2 \times 1.27 \times 1260 \times 0.857 \times 137}{26\ 180} = 14 \text{ cm.}$$

Calculemos desde que abscisa podemos colocar estribos a 20 cm. de espaciamiento:

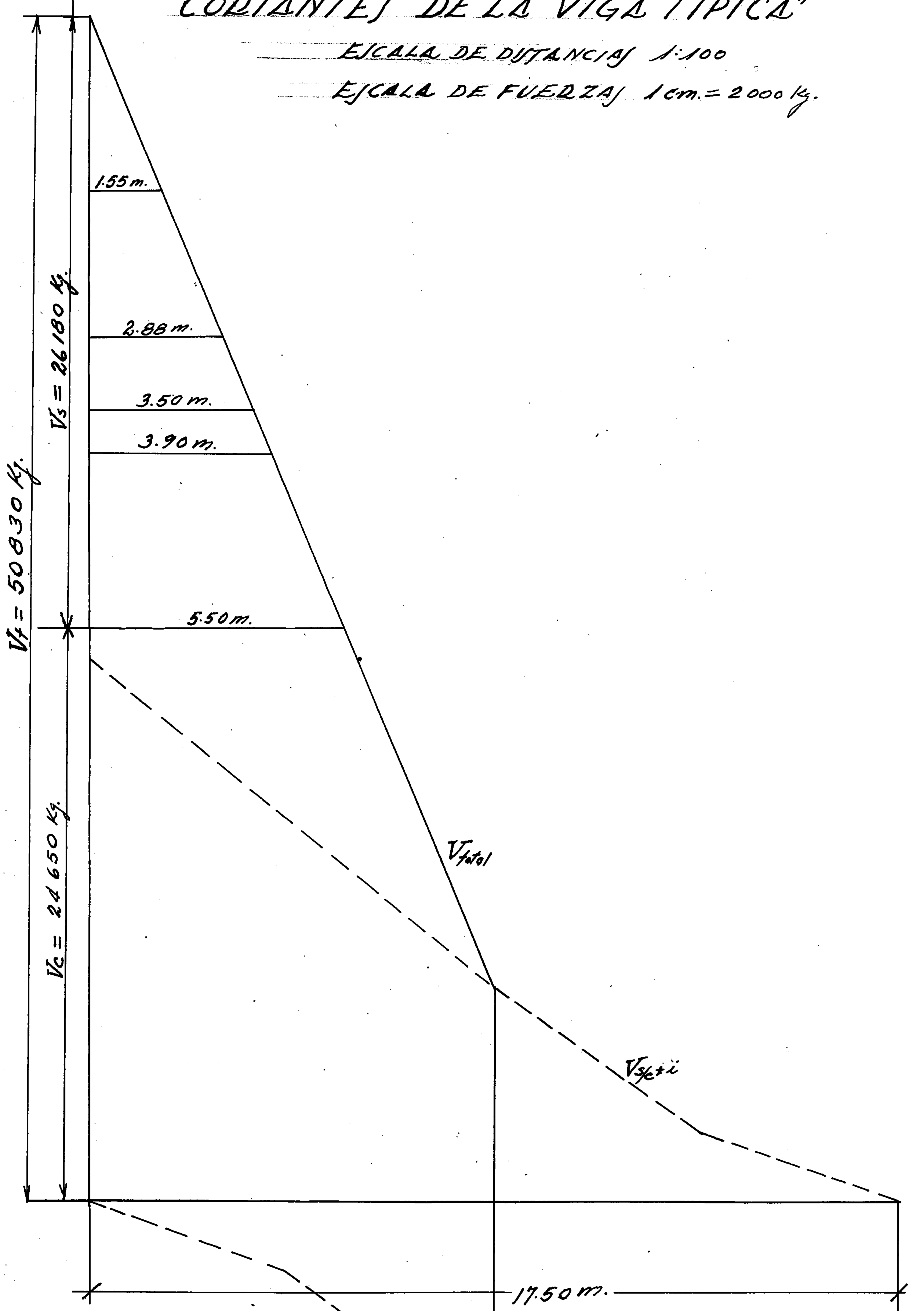
$V_s = \frac{2 \times 1.27 \times 1260 \times 0.857 \times 137}{20} = 18\ 800 \text{ kg}$ . Llevando este valor al diagrama de esfuerzos cortantes, vemos que le corresponde una abscisa de 1.55 m. del apoyo.

Del mismo modo para  $S = 30 \text{ cm.}$ , tendremos:

# ENVOLVENTE DE LOS EFUERZOS CORTANTES DE LA VIGA "TIPICA"

ESCALA DE DISTANCIAS 1:100

ESCALA DE FUERZAS 1cm. = 2000 kg.



$V_s = \frac{2 \times 1.27 \times 1260 \times 0.857 \times 137}{30} = 12\ 500$  kg., correspondiéndole una abscisa de 2.88 m.

Para  $S=40$  cm. tenemos  $V_s = \frac{2 \times 1.27 \times 1260 \times 0.857 \times 137}{40} = 9\ 400$  kg., correspondiéndole una abscisa de 3.50 m.

Para  $S=50$  cm. tenemos  $V_s = \frac{2 \times 1.27 \times 1260 \times 0.857 \times 137}{50} = 7\ 510$  kg., y que le corresponde una abscisa de 3.90 m.

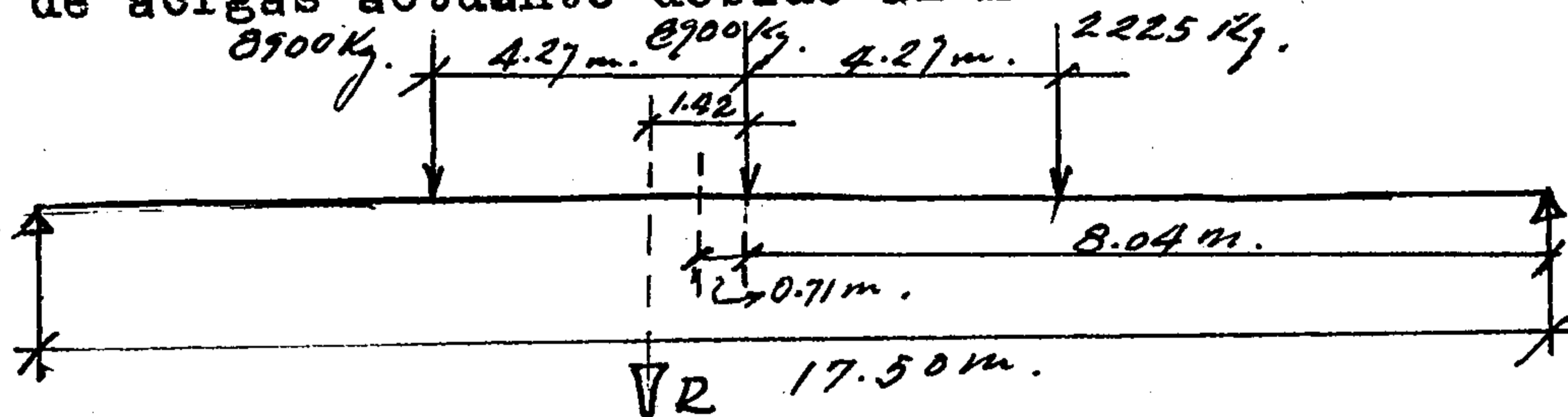
El espaciamiento máximo de los estribos es  $0.5 d = 0.5 \times 137 = 68.5$  cm.; pero no podemos colocar este espaciamiento, puesto que para evitar el pandeo en el acero en compresión, este deb llevar estribos a un espaciamiento no mayor de 16 veces el lado de la barra en compresión ó sea 50.8 cm, por lo tanto este será el espaciamiento maximo de los estribos y que colocaremos hasta el centro de la viga y a partir de la abscisa de 3.90 m.

CALCULO DE LA VIGA CENTRAL.-

Las cargas que soporta esta viga son:

		Debida a las ruedas posteriores del
camión	$5\ 440 \times \frac{2.45}{1.50} = 8\ 900$ kg.	camión
camión	$8\ 900 \times 0.25 = 2\ 225$ kg.	Debido a las ruedas delanteras del

El tren de acrgas actuante debido al H 15 S 12 será:



El momento debido a la sobrecarga es:

$$M_s/c = \frac{20\ 025 \times 8.04^2}{17.50} - 2\ 225 \times 4.27 = 74\ 000 - 9\ 500$$

$$M_s/c = 64\ 500 \text{ kg.m.}$$

El momento debido al impacto es:

$$M_i = 0.275 \times 64\ 500 = 17\ 700 \text{ kg.m.}$$

El momento debido a las cargas permanentes y peso propio será:

Peso de la losa	$0.17 \times 2.45 \times 1.00 \times 2v400$	1 000 kg.ml.
" pavimento	$0.05 \times 2.45 \times 1.00 \times 2\ 000$	245 "
" del nervio	$1.33 \times 0.50 \times 1.00 \times 2\ 400$	<u>1 595 "</u>

$$w = 2\ 840 \text{ kg.ml.}$$

$$M_{pp} = \frac{2\ 840 \times 17.50^2}{8} = 109\ 000 \text{ kg.m.}$$



El momento total actuante será:

$$M_t = 64\ 500 + 17\ 700 + 109\ 000 = 191\ 200\ \text{kg.m.}$$

Pero el momento resistente de la viga es  $M_c = 10\ 900\ \text{kg.m.}$ , por lo que habrá necesidad de usar acero en compresión.

El momento remanente será:  $M_s = M_t - M_c = 191\ 200 - 10\ 900 = 80\ 300\ \text{kg.m.}$

Area de acero en tracción.-

$$A_{s_1} = p \cdot b \cdot d = 0.0107 \times 50 \times 137 = 72\ \text{cm.}^2$$

$$A_{s_2} = \frac{M_s}{f_s(d-d')} = \frac{8\ 030\ 000}{1260(137-5)} = 45\ \text{cm.}^2$$

$$A_s = A_{s_1} + A_{s_2} = 72 + 45 = 117\ \text{cm.}^2 \rightarrow 12 \text{ } \sphericalangle \text{ 1 } 1/4''$$

El área de acero en compresión será  $A_s' = 45\ \text{cm.}^2 \rightarrow 5 \text{ } \sphericalangle \text{ 1 } 1/4''$

Pero para mayor facilidad en el diseño y construcción del puente, pondremos en esta viga la misma área de acero que en las vigas extremas; obteniendo de este modo 3 vigas de características iguales, y que denominaremos "viga típica".

Esfuerzo cortante.- El esfuerzo cortante debido a la sobrecarga es :

$$V_{s/c} = 8\ 900 + \frac{89\ 00 \times 13.23}{17.50} + \frac{2\ 225 \times 8.96}{17.50}$$

$$V_{s/c} = 8\ 900 + 6\ 730 + 1\ 140 = 16\ 770\ \text{kg.}$$

Esfuerzo cortante debido al impacto:

$$V_i = 0.275 \times 16\ 770 = 4\ 610\ \text{kg.}$$

Esfuerzo cortante debido al peso propio y cargas permanentes:

$$V_{pp} = \frac{2\ 840 \times 17.50}{2} = 24\ 900\ \text{kg.}$$

Esfuerzo cortante total:

$$V_t = 46\ 280\ \text{kg.}$$

Esfuerzo cortante unitario:

$$v = \frac{46\ 280}{50 \times 0.857 \times 137} = 8\ \text{kg/cm.}^2$$

Como  $0.05 f_c < 8\ \text{kg/cm.}^2 < 0.08 f_c$ , será necesario usar estribos ó barras dobladas, pudiéndose usar anclaje ordinario, pero nosotros usaremos anclaje especial. Usaremos estribos de 1/2" de dos ramas y a espaciamientos iguales que en las vigas extremas, para tener de este modo, como ya se dijo anteriormente, 3 vigas de características iguales.

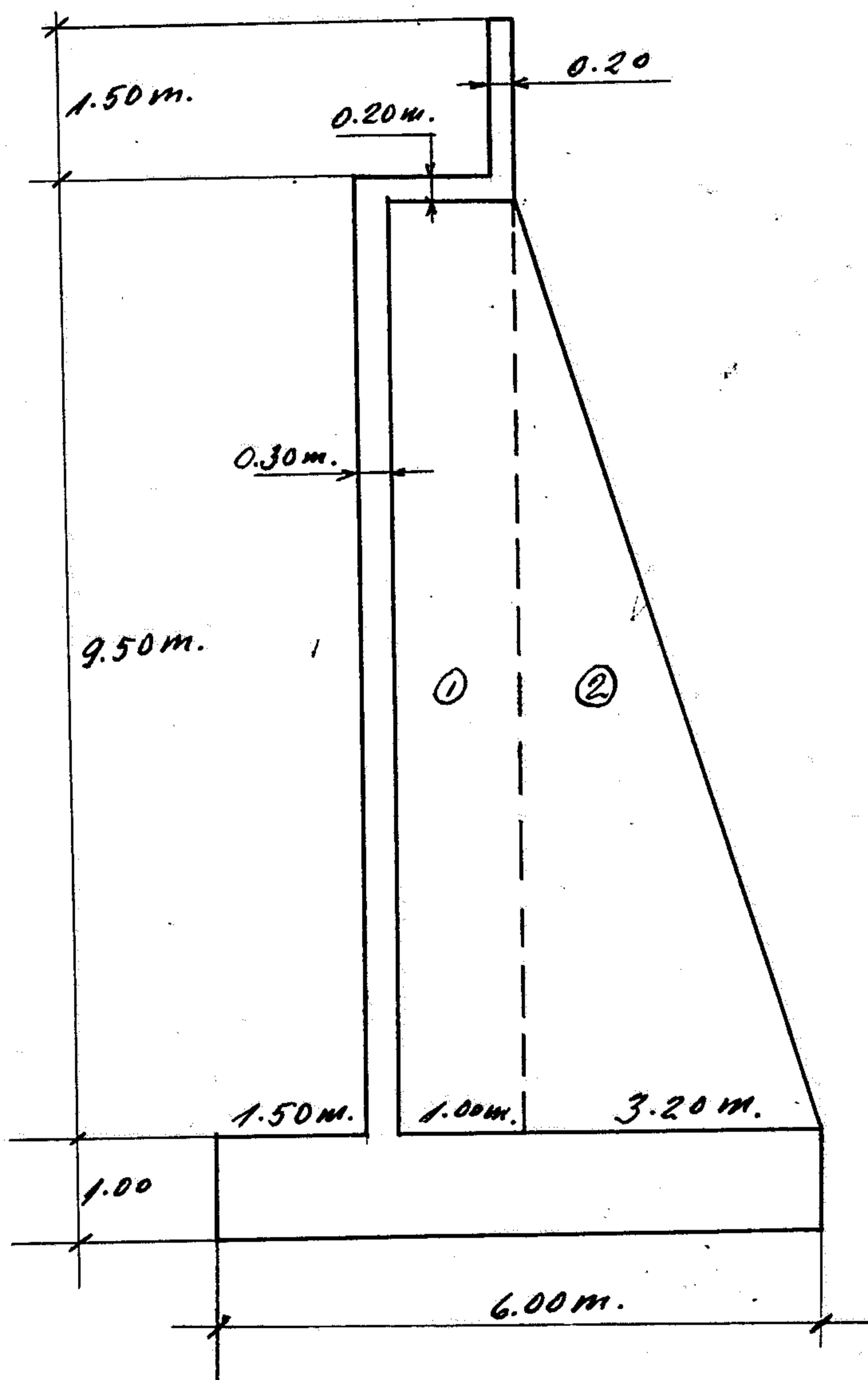
ESTRIBOS

Por el perfil particular que presenta el cauce del río en el lugar de cruce, sólo será necesario un estribo en la margen izquierda, ya que siendo el material de su margen derecha roca, será suficiente ponerle en este sitio un asiento a las vigas del puente.

Adoptaremos como solución del caso, debido a la altura, un estribo de concreto armado con contrafuertes y de alas perpendiculares; ~~siendo~~ que resulta más económico que otros tipos de estribo.

Las características fundamentales del estribo son:

- Altura ..... 12.00 m.
- Ancho total ..... 8.90 m.
- Longitud del ala perpendicular al estribo... 18.00
- Angulo de reposo del terreno.....33 °
- Peso de las tierras ..... 1600
- Sobrecarga.....800 k
- Separación entre los contrafuertes.....3.20



*Este ángul. corresponde a arena.*

ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD DEL ESTRIBO

I.-ESTRIBO SIN PUENTE Y RELLENO SOBRECARGADO

Sobrecarga equivalente a altura de relleno  $\frac{800}{1600} = 0.50$  m.

$$C = \frac{1 - \gamma \cdot \text{sen } 33^\circ}{1 + \text{sen } 33^\circ} = \frac{1 - 0.545}{1 + 0.545} = 0.29$$

El empuje de tierras será:

$$E = 0.5 w h(h + 2h) C$$

$$E = 0.50 \times 1600 \times 12(12 + 1) 0.29 = 36\ 200 \text{ kg./m.}$$

Su punto de aplicación estará a:

$$d = \frac{h + 3h}{h + 2h} \cdot \frac{h}{3} = \frac{12 + 1.50}{12 + 1.00} \cdot \frac{12}{3} = 4.15 \text{ m. de la base.}$$

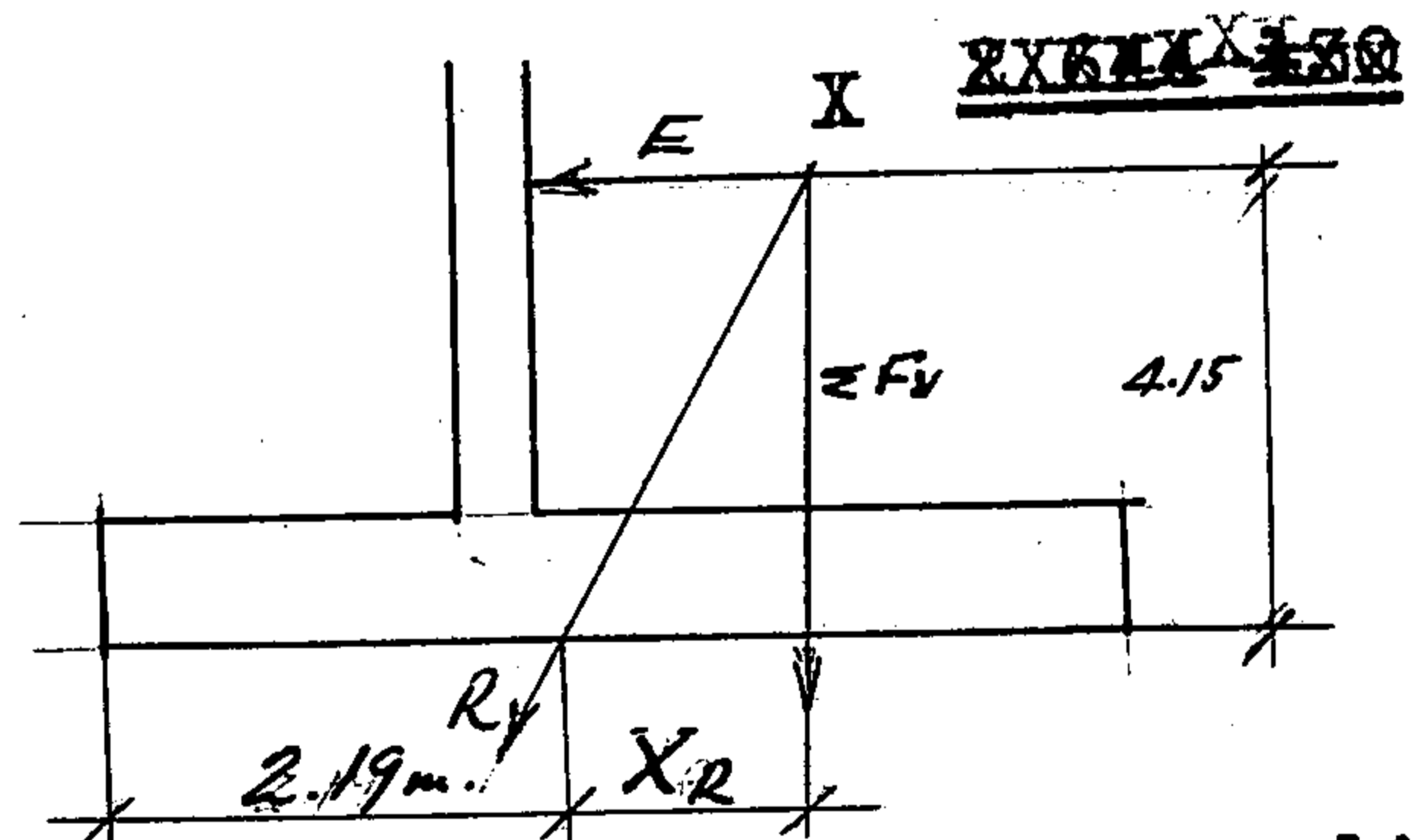
Fuerzas verticales.-

Pared vertical.- 0.30x9.50x7.30x2400	50 000 kg.	1.65 m.	82 500 kg.m
Zapata.- 6.00x1.00x7.30x2400.....	105 000 "	3.00 "	315 000 "
Parapeto.-0.20x1.50x7.30x2400.....	5 250 "	2.70 "	14 150 "
Asiento.-0.80x0.20x7.30x2400.....	2 800 "	2.20 "	6 180 "
Tierra (1).-1.00x9.30x7.30x1600.....	108 500 "	2.30 "	250 000 "
Tierra (2).- 3.20x11.00x7.30x1600....	411 000 "	4.40 "	1 806 000 "
Contrafuerte (1).-3x1.00x9.30x0.30x2400	20 200 "	2.30 "	46 300 "
Contrafuerte (2).-3x3.20x9.30x0.30x2400	$\frac{32\ 100}{2}$ "	3.86 "	$\frac{124\ 000}{2}$ "
	734 850 kg.		2 644 130 kgm

El punto de aplicación de todas las fuerzas verticales estará a:

$$d = \frac{2\ 644\ 130}{734\ 850} = 3.68 \text{ m. de la arista A de volteo.}$$

Tomando momentos con respecto al punto en que la resultante de todas las fuerzas del sistema corta a la base tendremos:



$$X_R = \frac{1\ 095\ 000}{734\ 850} = 1.49 \text{ m. O sea que}$$

la resultante de todas las fuerzas corta a la base a  $3.68 - 1.49 = 2.19$  m. de la arista A y dentro del tercio central de la base.

Coefficiente de volteo y deslizamiento.-

$$C_v = \frac{2\ 644\ 130}{36\ 200 \times 7.30 \times 4.15} = 2.42$$

$$C_d = \frac{734\ 850 \times 0.80}{36\ 200 \times 7.30} = 1.95$$

Presiones sobre el terreno.- La excentricidad es:  $e = 3.00 - 2.19 = 0.81$  m.

$$p = \frac{734\ 850}{736 \times 600}$$

Presiones sobre el terreno.-La excentricidad es:  $e = 3.00 - 2.19 = 0.81$  m.

$$P = \frac{734\ 850}{730 \times 600} \left( 1 \pm \frac{6 \times 81}{600} \right) = 1.68(1 \pm 0.81)$$

$$P_{\max} = 3.04 \text{ kg/cm}^2 \quad P_{\min} = 0.32 \text{ kg/cm}^2$$

II.-ESTRIBO CON PUENTE Y RELLENO SOBRECARGADO.-

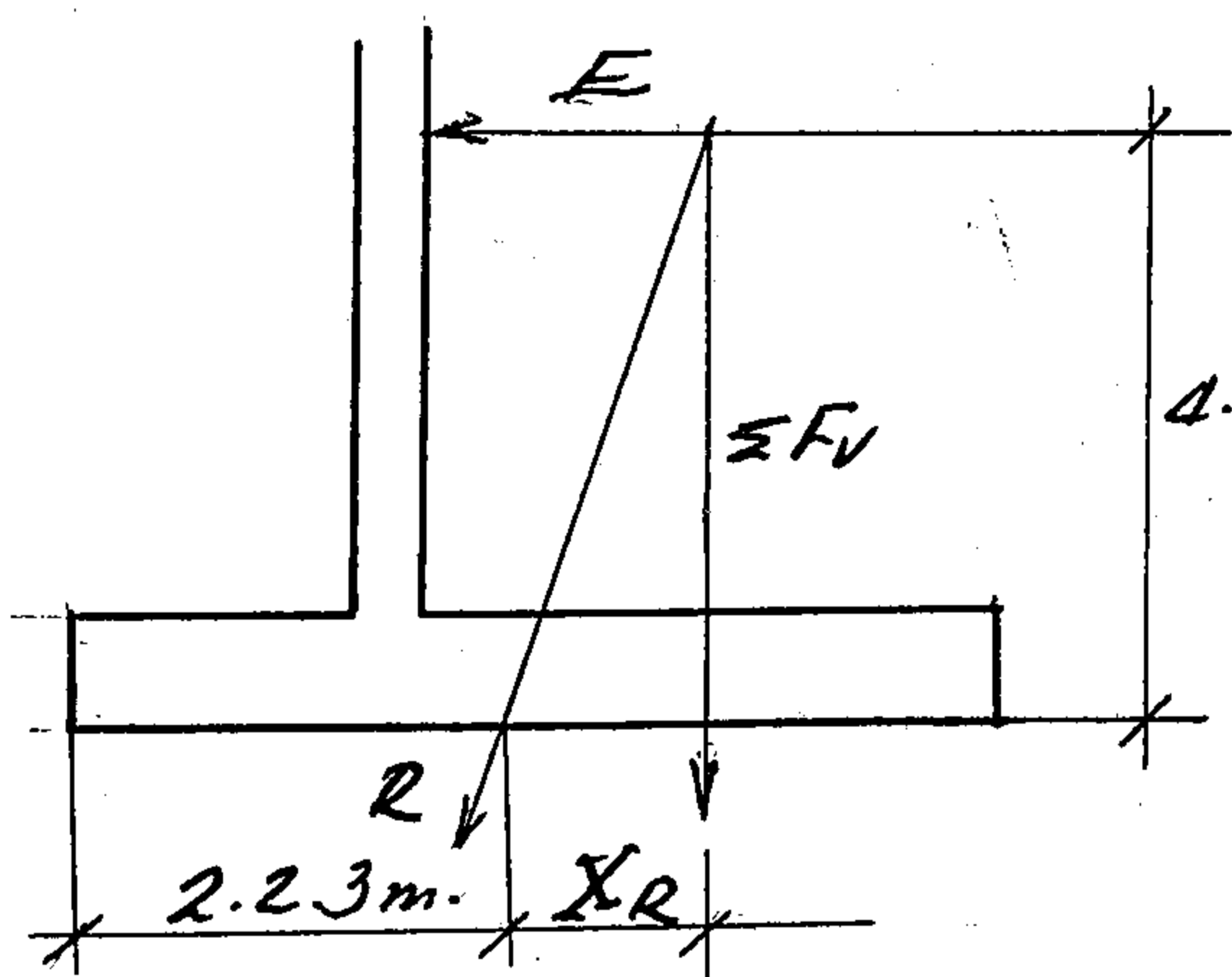
Peso del puente	93 860 kg.	3.00 m.	281 000 kg.m.
Fuerzas caso anterior	<u>734 850 "</u>	3.68 "	<u>2 644 130 "</u>
	818 710 kg.		2 925 130 kg.m.

El punto de aplicación de todas las fuerzas verticales estará a:

$$\frac{2\ 925\ 130}{818\ 710} = 3.58 \text{ m. de la arista A de } \pi \text{ volteo.}$$

El empuje de tierras será igual al del caso anterior.

Tomando momentos con respecto al punto en que la resultante de todas las



fuerzas de sistema corta a la base, tendremos:

$$X_R = \frac{36\ 200 \times 7.30 \times 4.15}{818\ 710} = 1.35 \text{ m. O sea}$$

que la resultante corta a la base a:

$$3.58 - 1.35 = 2.23 \text{ m. de la arista A de vol-$$

teo y cae dentro del tercio central de la

base.

Coefficiente de volteo y deslizamiento.-

$$C_v = \frac{2\ 925\ 130}{1\ 095\ 000} = 2.67$$

$$C_d = \frac{818\ 710 \times 0.7}{36\ 200 \times 7.30} = 2.17$$

Presiones sobre el terreno.-La excentricidad es:  $e = 3.00 - 2.23 = 0.77$  m.

$$P = \frac{818\ 710}{730 \times 600} \left( 1 \pm \frac{6 \times 77}{600} \right) = 1.87(1 \pm 0.77)$$

$$P_{\max} = 3.32 \text{ kg/cm}^2 \quad P_{\min} = 0.43 \text{ kg/cm}^2$$

III.-ESTRIBO CON RELLENO SOBRECARGADO PUENTE SOBRECARGADO Y FRENADO.-

III.-ESTRIBO CON RELLENO SOBRECARGADO, PUNTE SOBRECARGADO Y FRENADO.-

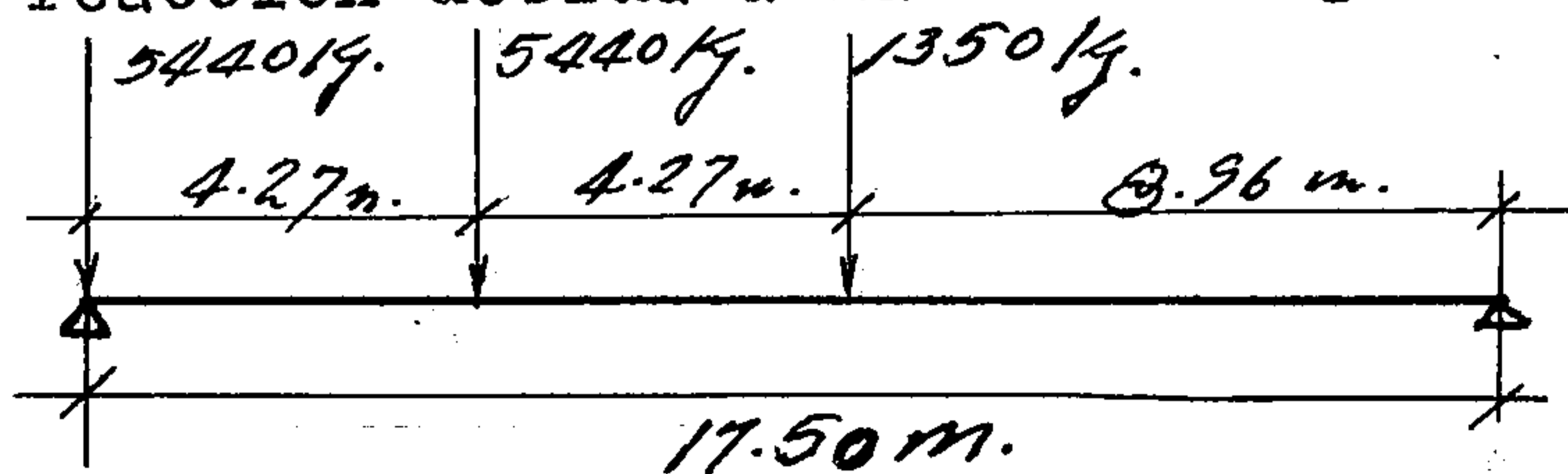
Fuerzas horizontales.-La fuerza del frenado tiene como valor la décima p parte del peso del móvil actuante y aplicado a 1.20 m. de la rasante.

Nosotros consideramos para el frenado el efecto producido por 2 cae- miones H15-S12 que tratan de parar simultáneamente; por lo que el frenado tendrá como valor  $0.10 \times 48\ 920 = 4\ 892$  kg.

Tendremos pues:

Frenado.....	4 892 kg	13.20 m.	65 500 kg.m
Empuje de tierras	<u>36 200 x 7.30</u>	4.15 "	<u>1 095 000</u>
	268 892 kg.		1 160 500 kg.m

Fuerzas verticales.-La reacción debida a la sobrecarga en el caso más des- vorable es :



$$\left( 5\ 440 + \frac{5\ 440 \times 13.23}{17.50} + \frac{1\ 350 \times 8.96}{17.50} \right) 4 = 10\ 250 \times 4 = 41\ 000$$

La debida al efecto de impacto será:  $0.275 \times 41\ 000 = 11\ 250$  kg.

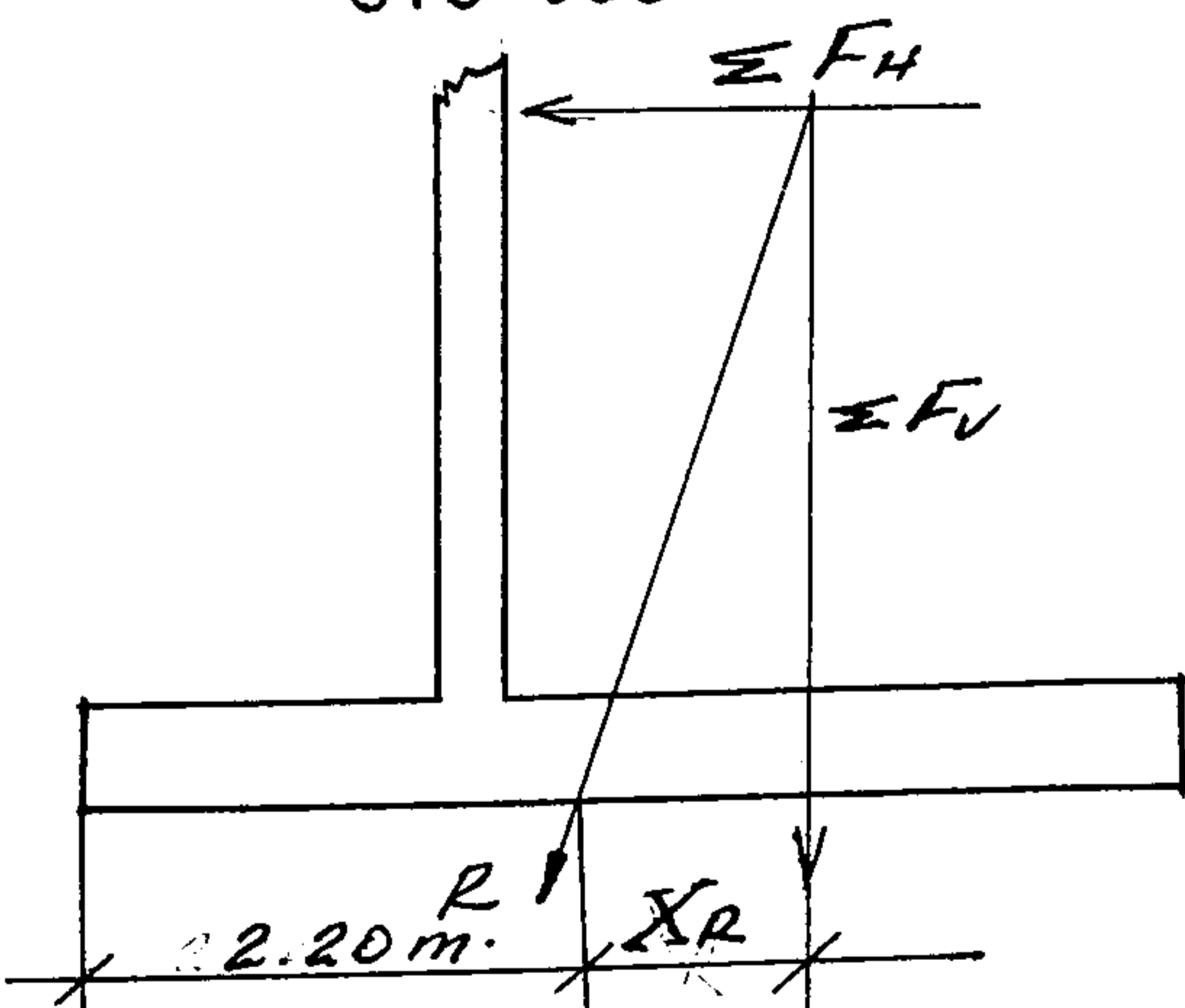
Luego la fuerza actuante total debida a la sobrecarga será  $41\ 000 + 11\ 250$

52 250 kg.	3.00 m.	157 000 kg.m.
------------	---------	---------------

Fuerzas caso anterior:

<u>818 710 "</u>	<u>2925 130 "</u>
870 960 kg.	3 082 130 kg.m.

El punto de aplicación de la resultante de las fuerzas verticales estará a  $d = \frac{3\ 082\ 130}{870\ 960} = 3.54$  m. de la arista A de volteo.



Tomando momentos con respecto al punto en que la resultante de todas las fuer- zas del sistema corta a la base, tendre- mos:  $X_R = \frac{1\ 160\ 500}{870\ 960} = 1.34$  m. O sea que la resultante cae a  $3.54 - 1.34 = 2.20$  m de la arista A de volteo y dentro del tercio central de la base.

Coefficiente de volteo y deslizamiento.-

$$Cv = \frac{3\ 082\ 130}{1\ 160\ 500}$$



Coefficiente de volteo y deslizamiento.-

$$Cv = \frac{3\ 082\ 130}{1\ 160\ 500} = 2.65 \quad Cd = \frac{870\ 960 \times 0.7}{268\ 892} = 2.27$$

Presiones sobre el terreno.- La excentricidad es  $e = 3.00 - 2.20 = 0.80$  m.

$$p = \frac{870\ 960}{730 \times 600} \left( 1 \pm \frac{6 \times 80}{600} \right) = 1.99 (1 \pm 0.80)$$

$$p_{max} = 3.57 \text{ kg/cm}^2 \quad p_{min} = 0.40 \text{ kg/cm}^2$$

CALCULO Y DISEÑO DE LOS DETALLES DE LOS DISTINTO ELEMENTOS.-

CALCULO DE LA PARED VERTICAL.- La pared vertical trabaja como una losa empotrada en los contrafuertes, sometida a una carga variable según las diversas alturas.

Nosotros vamos a hacer el cálculo para fajas de  $\pm 1$  metro.

La presión actuante en el centro de la primera faja será:  $1\ 600 \times 11.00 \times 0.29 = 5\ 100$  kg/m

Teniendo en cuenta el empotramiento, el momento lo podemos calcular por la fórmula:  $M = 1/12 \text{ pl}^2$

$$M = 1/12 \times 5\ 100 \times 3.20^2 = 4\ 260 \text{ kg.m.}$$

La altura útil de la losa será:

$$d = 0.38 \sqrt{\frac{426\ 000}{100}} = 25 \text{ cm.}$$

El área de acero necesaria será:

$$As = \frac{426\ 000}{1260 \times 0.888 \times 25} = 15.25 \text{ cm}^2$$

$$As = \phi 1/2" @ 8.3 \text{ cm.}$$

Las presiones sobre las demás fajas será:

2da.  $1\ 600 \times 10 \times 0.29 = 4\ 640$  kg/m

3ra.  $1\ 600 \times 9 \times 0.29 = 4\ 170$  "

4ta.  $1\ 600 \times 8 \times 0.29 = 3\ 700$  "

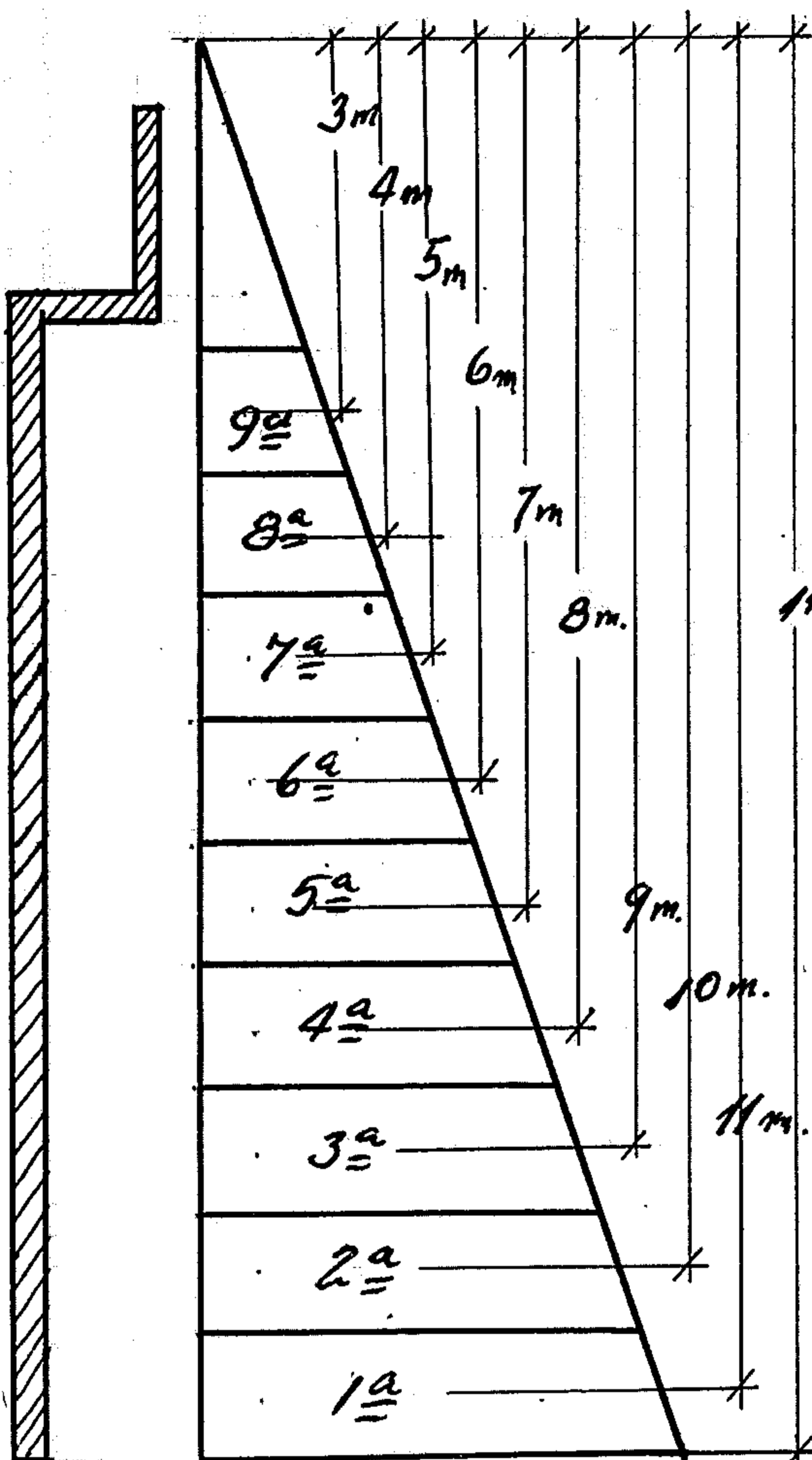
5ta.  $1\ 600 \times 7 \times 0.29 = 3\ 240$  "

6ta.  $1\ 600 \times 6 \times 0.29 = 2\ 780$  "

7ma.  $1\ 600 \times 5 \times 0.29 = 2\ 320$  "

8va.  $1\ 600 \times 4 \times 0.29 = 1\ 855$  "

9na.  $1\ 600 \times 3 \times 0.29 = 1\ 390$  "



El cálculo del área de acero para estas fajas la haremos de una manera simplificada: pues siendo uniforme el espesor de la pared, el esfuerzo será proporcional ~~al momento~~ directamente al momento, y como este es a su vez proporcional a la carga, el área de refuerzo ó su separación, si empleamos varillas del mismo diámetro, será directamente proporcional a la carga. Por lo tanto tendremos para las demás fajas:

2da.-Faja.....	$\frac{5\ 100 \times 0.082}{4\ 640}$	→ $\phi\ 1/2'' @\ 9\ \text{cm.}$
3ra. " .....	$\frac{5\ 100 \times 0.082}{4\ 170}$	→ $\phi\ 1/2'' @\ 10\ \text{cm.}$
4ta.- " .....	$\frac{5\ 100 \times 0.082}{3\ 700}$	→ $\phi\ 1/2'' @\ 11\ \text{cm.}$
5ta.-...!" .....	$\frac{5\ 100 \times 0.082}{3\ 240}$	→ $\phi\ 1/2'' @\ 13\ \text{cm}$
6ta.- " .....	$\frac{5\ 100 \times 0.082}{2\ 780}$	→ $\phi\ 1/2'' @\ 15\ \text{cm}$
7ma.- " .....	$\frac{5\ 100 \times 0.082}{2\ 320}$	→ $\phi\ 1/2'' @\ 18\ \text{cm.}$
8va.- " .....	$\frac{5\ 100 \times 0.082}{1\ 855}$	→ $\phi\ 1/2'' @\ 22\ \text{cm.}$
9na.- " .....	$\frac{5\ 100 \times 0.082}{1\ 390}$	→ $\phi\ 1/2'' @\ 30\ \text{cm.}$

~~Estos~~ Estos refuerzos se colocarán en ambas caras de la pared vertical y de acuerdo con el diagrama de momentos de flexión.

Acero de temperatura.-Los americanos recomiendan colocar como refuerzo de temperatura el 2 por mil del area de del concreto. Luego el refuerzo de temperatura será  $0.002 \times 100 \times 30 = 6\ \text{cm}^2$ . Los  $2/3$  de este acero ó sean  $4\ \text{cm}^2$  se colocan en la cara delantera y el tercio restante ó sea  $2\ \text{cm}^2$  en la ~~otra~~ cara posterior.

Adherencia.-La comprobamos en la primera faja.

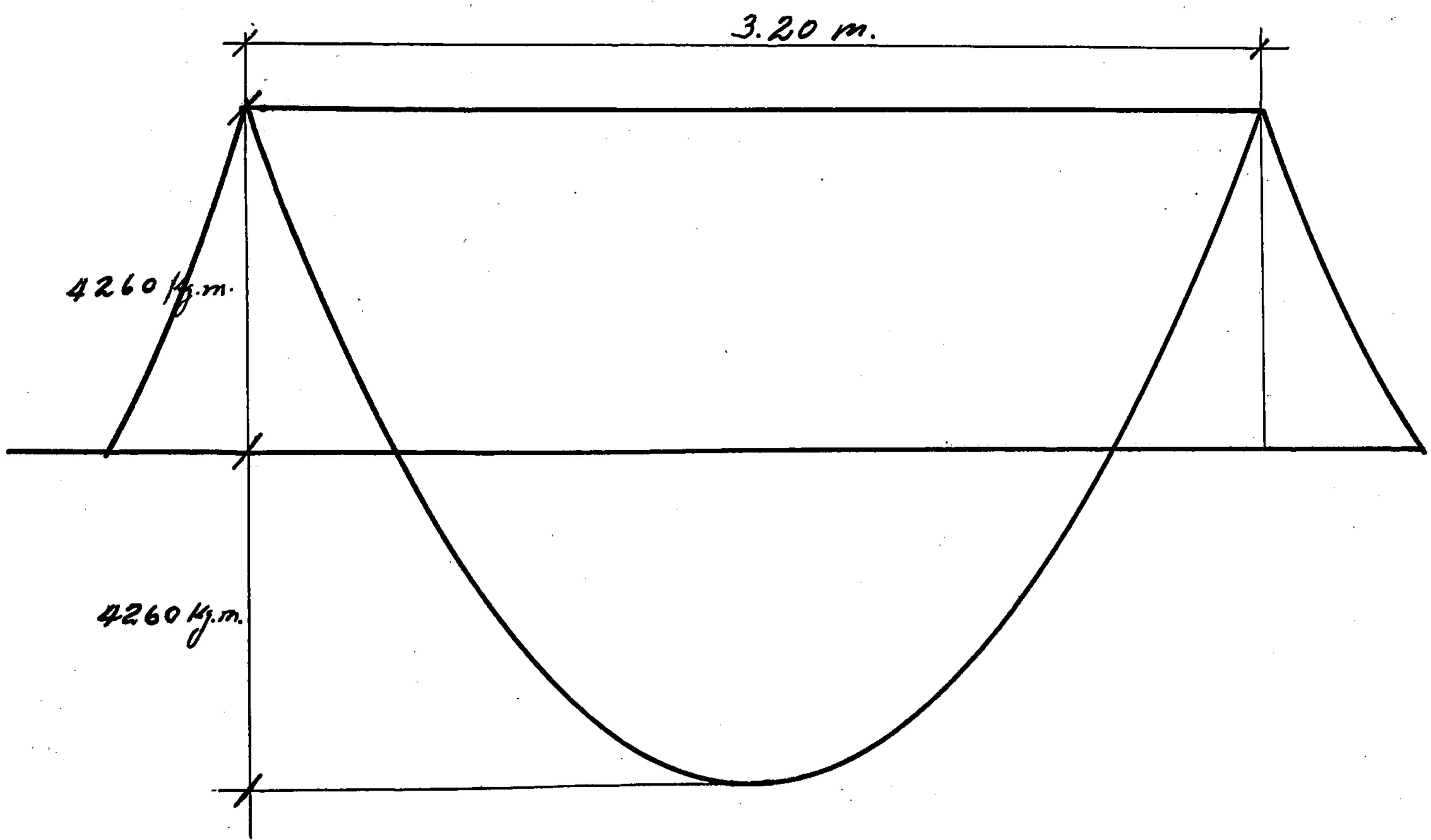
$V = 5\ 100 \times 1.60 = 8\ 160\ \text{kg.}$  El perímetro necesario será:  
 $\Sigma_0 = \frac{5\ 100 \times 8\ 160}{10.5 \times 0.888 \times 25} = 35\ \text{cm.}$  El perímetro de una barra de  $1/2''$  es

$4\ \text{cm.}$  Como en la primera faja tenemos un espaciamento de  $8.2\ \text{cm.}$ , en un metro de ancho tendremos 12 de estas, lo que nos dá un perímetro total de  $48\ \text{cm.}$  estando conforme el acero por adherencia. En forma análoga se puede mostrar, que en las demás fajas se cumple esta especificación.

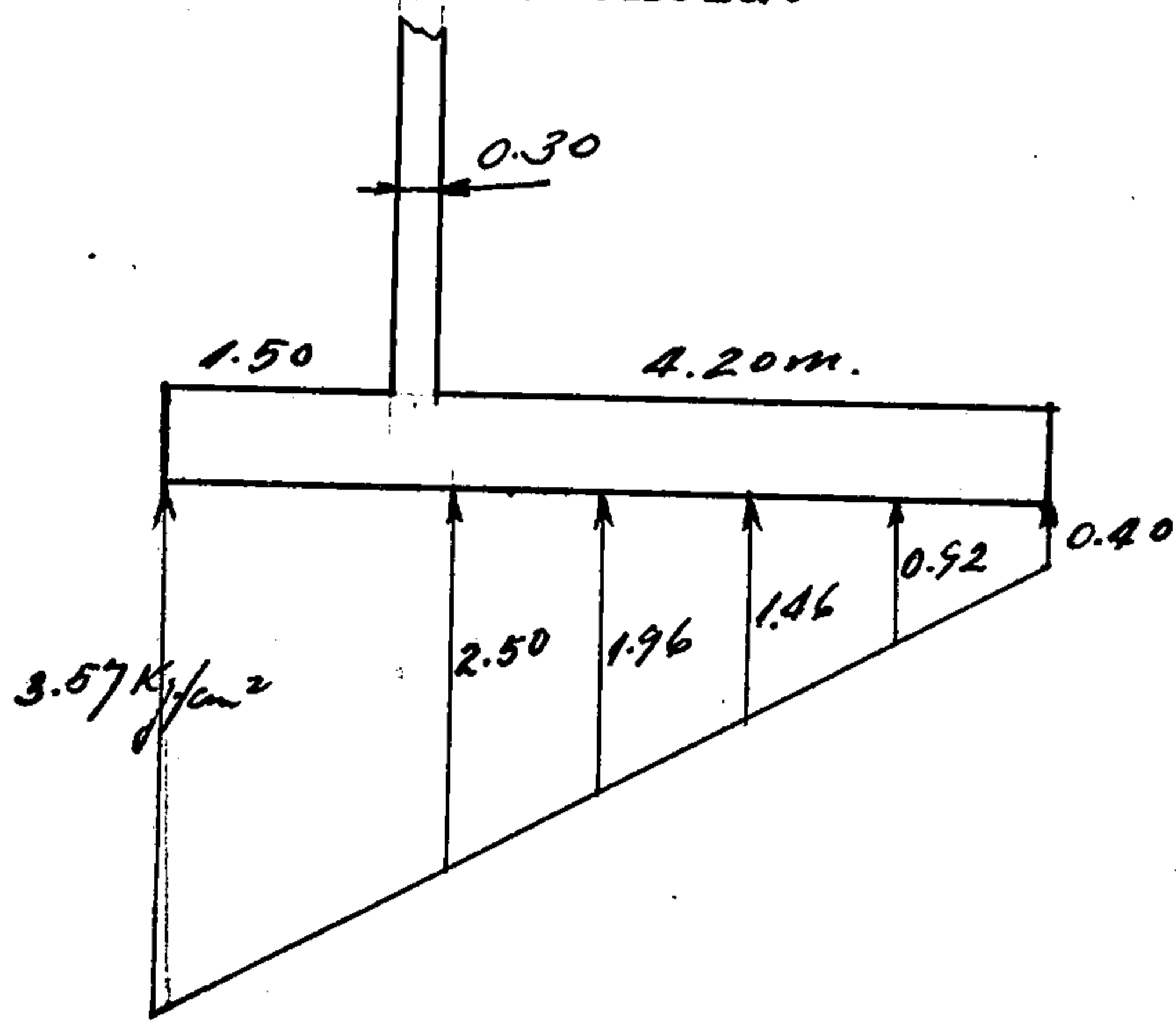
*DIAGRAMA DE MOMENTOS DE FLEXION  
DE LA PARED VERTICAL*

*EJCALA DE DISTANCIAS 1:25*

*EJCALA DE MOMENTOS: 1cm. = 1000 Kg.m.*



CALCULO DE LA ZAPATA INTERIOR.-La calculamos para fajas de metro en metro. Esta base está empotrada en los contrafuertes y sometida al peso de las tierras que actúa de arriba hacia abajo y a la acción del terreno, por lo tanto a su diferencia.



Peso de la tierra:

$$1\ 600 \times 1.00 \times 11.00 = 17\ 600 \text{ kg/m.}^2$$

$$\text{Presiones} = \frac{0.4 + 0.92}{2} \times 100 \times 100 = 6600 \text{ kg/m.}^2$$

$$\text{La diferencia es } 17\ 600 - 6\ 600 = 11000 \text{ kg/m.}^2$$

~~El momento actuante será:~~

El momento actuante será:

$$M = \frac{1}{12} w l^2 = \frac{1}{12} \times 11000 \times 3.20^2 =$$

$$M = 9\ 380 \text{ kg.m.}$$

La altura útil de la zapata será:  $d = \sqrt[4]{\frac{938\ 000}{100}} = 42 \text{ cm.}$

Pero nosotros tenemos una altura útil de 90 cm.

$$A_s = \frac{938\ 000}{1260 \times 0.9 \times 90} = 9.2 \text{ cm.}^2 \rightarrow \phi 1/2" @ 13.8 \text{ cm.}$$

$$V = 11\ 000 \times 1.60 = 17\ 600 \text{ kg.}$$

$$v = \frac{17\ 600}{100 \times 0.9 \times 90} = 2.17 \text{ kg/cm.}^2$$

En las demás fajas tendremos:

2da.-Faja  $\frac{0.92 + 1.46}{2} \times 100 \times 100 = 12\ 900 \text{ kg/m.}^2$

La presión actuante será:  $17\ 600 - 12\ 900 = 4\ 700 \text{ kg/m.}^2$  (de arriba abajo)

#3ra.-Faja  $\frac{1.46 + 1.96}{2} \times 100 \times 100 = 17\ 100 \text{ kg/m.}^2$

La presión actuante será:  $17\ 600 - 17\ 100 = 500 \text{ kg/m.}^2$  (de arriba a bajo)

4ta.-Faja  $\frac{1.96 + 2.50}{2} \times 100 \times 100 = 22\ 300 \text{ kg/m.}^2$

La presión actuante será:  $22\ 300 - 17\ 600 = 4\ 700 \text{ kg/m.}^2$  (de abajo arriba)

Los espaciamientos del acero para estas fajas lo calculamos proporcionalmente, por lo tanto:

2da.-Faja	$\frac{11\ 000 \times 13.8}{4\ 700} \rightarrow$	$1/2" \phi 32 \text{ cm.}$
3ra.- "	$\frac{11\ 000 \times 13.8}{500} \rightarrow$	$1/2" \phi 90 \text{ cm.}$
4ta.- "	$\frac{11\ 000 \times 13.8}{4\ 700} \rightarrow$	$1/2" \phi 32 \text{ cm.}$

Adherencia.-La verificamos para el esfuerzo cortante mayor de 17 600 kg.

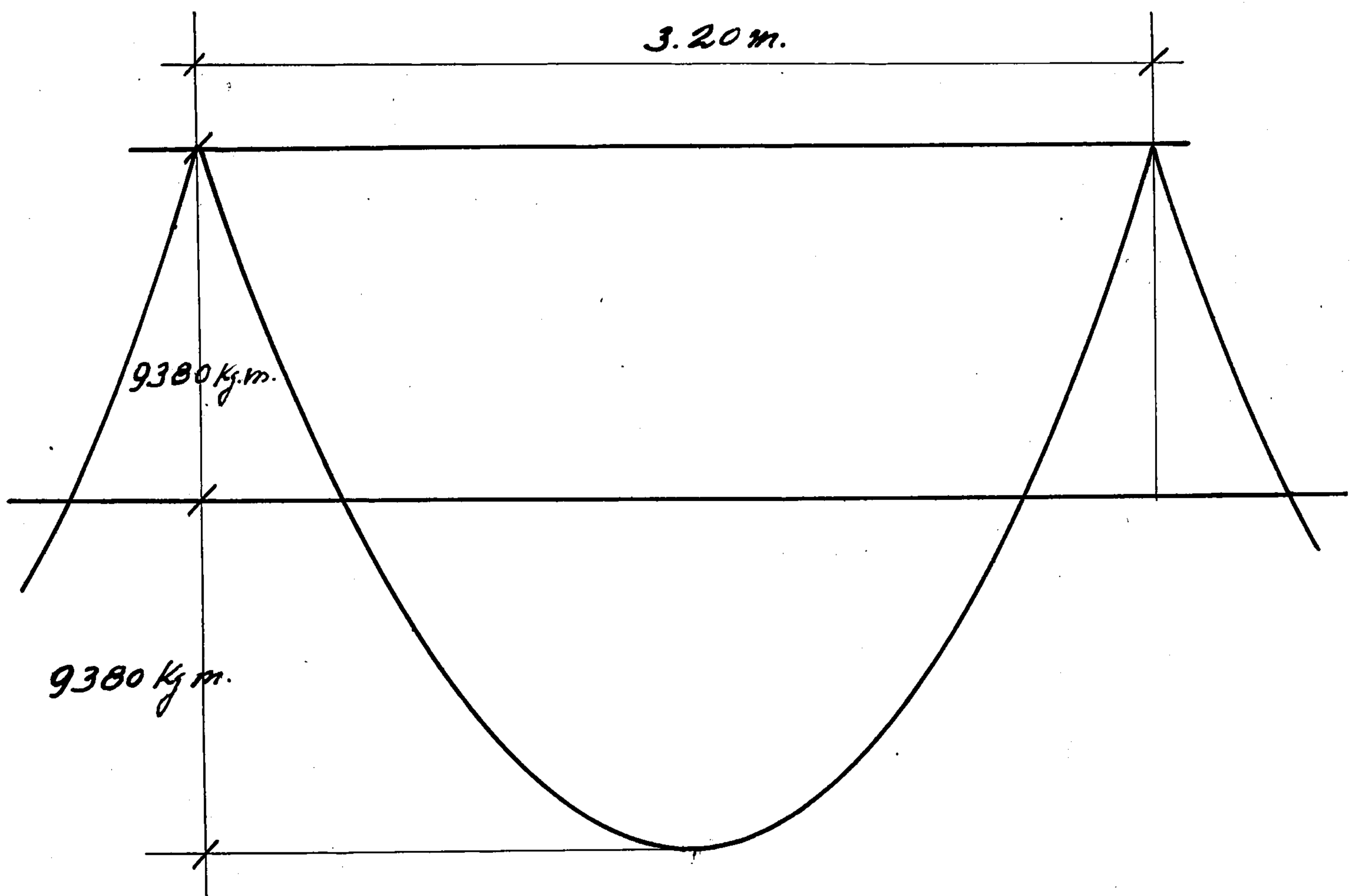
$$\sum_0 = \frac{17\ 600}{10.5 \times 0.9 \times 90} = 20 \text{ cm.}$$

Pero nosotros tenemos un perímetro de  $7 \times 4 = 28 \text{ cm.}$  en la faja respectiva de 1 m. de ancho.

# DIAGRAMA DE MOMENTOS DE FLEXION DE LA ZAPATA DEL ESTRIBO

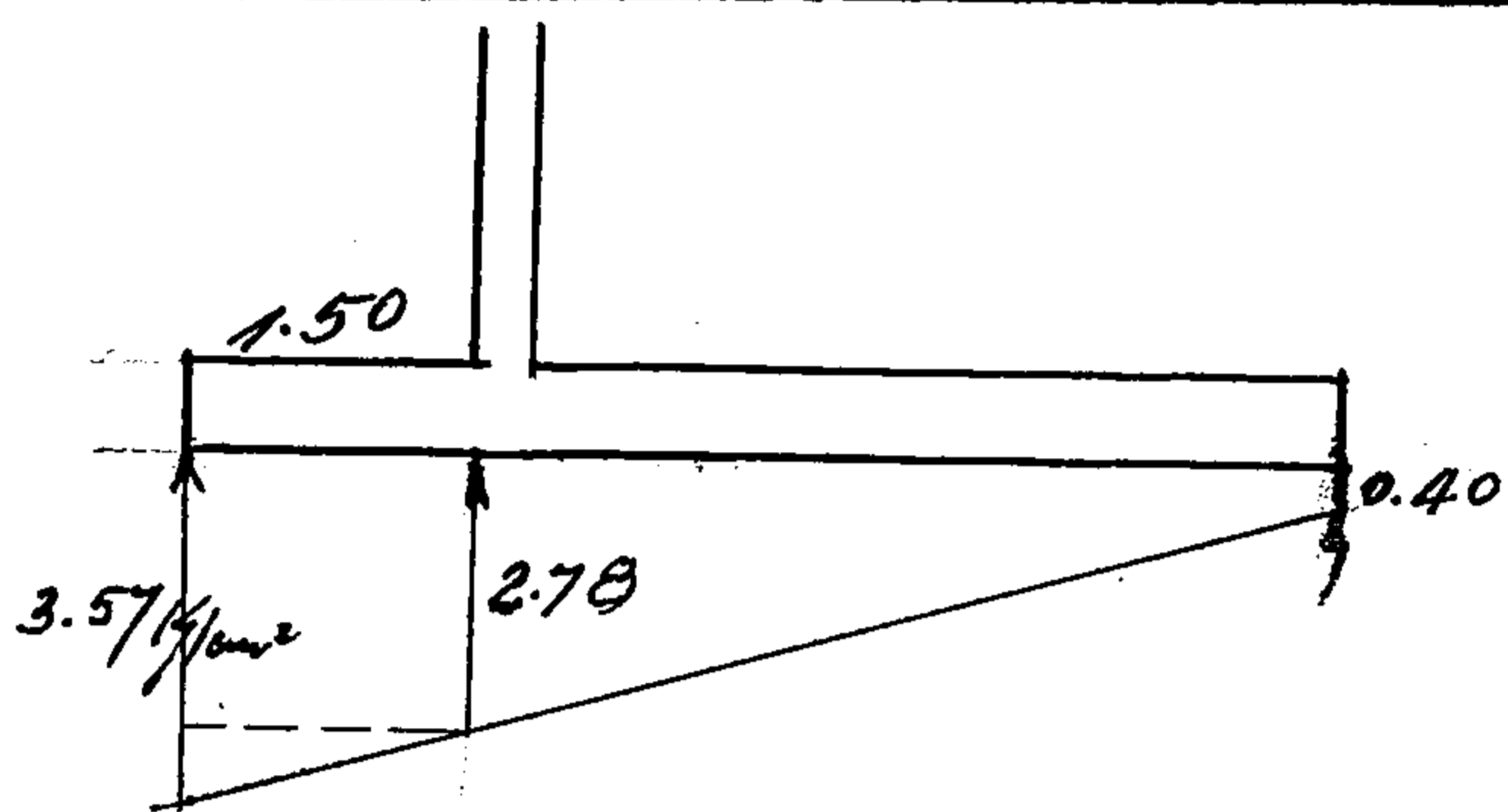
Escala de distancias 1:25

Escala de momentos 1cm = 2000 Kg.m.





CALCULO DE LA ZAPATA DELANTERA. --Está sometida a una carga trapezoidal de



abajo hacia arriba debido a las presiones del terreno, presión total que actúa en el centro de gravedad del trapecio. Hacia abajo está sometida al peso de la zapata.

Del diagrama de presiones tendremos:

Rectángulo	$2.78 \times 150 \times 100 = 41\ 800$ kg.	0.75 m.	31 400 kg.m.
Triángulo	$\frac{0.79 \times 150 \times 100}{2} = 5\ 920$ "	1.00 "	<u>5 920 "</u>
	47 720 kg.		37 320 kg.m.
Zapata	$1.50 \times 1 \times 1 \times 2\ 400 = 3\ 600$ "	0.75 "	2 700 "

La diferencia de pesos es  $47\ 720 - 3\ 600 = 44\ 120$  kg.

El momento actuante es:  $M = 37\ 320 - 2\ 700 = 34\ 620$  kg.m.

La altura útil será:  $d = 0.41 \sqrt{\frac{3\ 462\ 000}{100}} = 77$  cm. Pero nosotros tenemos una altura útil de  $d = 90$  cm.

El área de acero necesaria será:  $A_s = \frac{3\ 462\ 000}{1\ 260 \times 0.9 \times 90} = 33.8$  cm.<sup>2</sup>

$A_s = \phi 1/2" @ 4$  cm.

El esfuerzo cortante unitario es:  $v = \frac{44\ 120}{100 \times 0.9 \times 90} = 5.44$  kg./cm.<sup>2</sup>

Luego tendremos que usar estribos, prefiriendo siempre el enclaje especial.

Los estribos tomarán  $5.44 - 4.20 = 1.24$  kg/cm.<sup>2</sup>

Por lo tanto  $V_s = 1.24 \times 7.30 \times 0.9 \times 90 = 73\ 200$  kg.

El espaciado de los estribos, usando  $\phi 1/4"$  y de 18 ramas será:

$$S = \frac{18 \times 0.32 \times 1\ 260 \times 0.9 \times 90}{73\ 200} = 8$$
 cm.

Comprobemos la adherencia en la armadura longitudinal: el perímetro de acero necesario será:  $\sum_o = \frac{44\ 120}{10.5 \times 0.9 \times 90} = 51$  cm. Como nosotros tenemos como

área de acero  $\phi 1/2" @ 4$  cm. su perímetro en 1 metro, de ancho será  $25 \times 4 = 100$  cm., puesto que 4 cm. es el eprímetro de un  $\phi 1/2"$ . O sea que cumplimos sobradamente esta especificación.

CALCULO DE LOS CONTRAFUERTE.-Trabajan como viga T, cuya losa es la pared vertical y cuyo nervio es el mismo contrafuerte de altura variable.

Como la pared vertical, que trabaja a compresión, tiene una gran sección, sólo necesita calcularse el acero colocado en el contrafuerte siguiendo su borde inclinado.

El empuje en un punto cualquiera por metro es:  $E = 1/2 ph^2 C$ , contándose h a partir del nivel de la sobrecarga del relleno. El momento p por medir será igual al empuje por subrazo, ó sea  $M = 1/3h \times 1/2 ph^2 C = 1/6 ph^3 C$ .

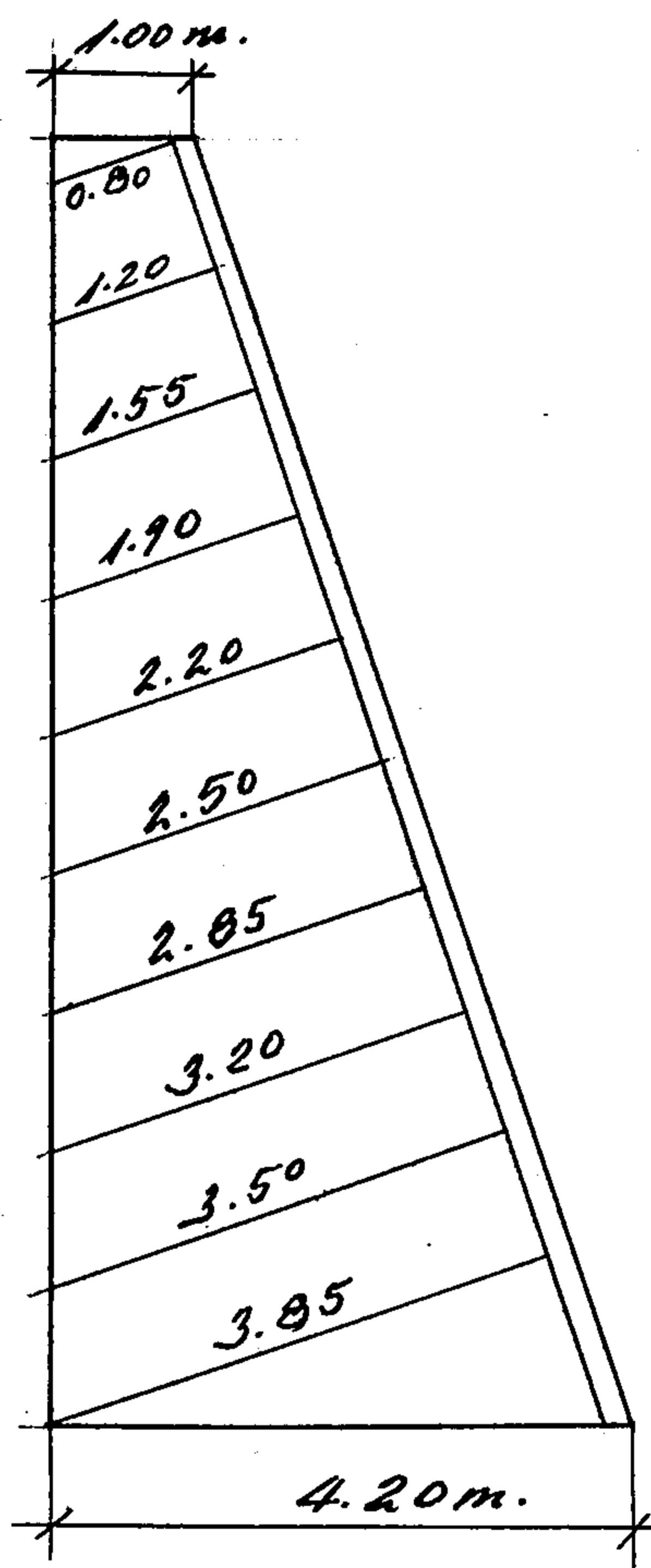
El empuje y el momento correspondiente que debe soportar el contrafuerte será:  $E = 1/2 ph^2 CS$        $M = 1/6 ph^3 CS$

Siendo S la separación entre los contrafuertes.

Reemplazando valores tendremos  $M = 1/6 \times 1\ 600 \times 0.29 \times 3.20 \times h^3 = 247 h^3$ .

Este momento debe ser absorbido por el acero colocado en el borde inclinado del contrafuerte, cuyo brazo de palanca se halla en el croquis.

En la sección E tendremos:  $M = 247 \times 11.50^3 = 376\ 000\ \text{kg.m.}$



$$A_s = \frac{M}{f_s \times d} = \frac{37\ 600\ 000}{1\ 260 \times 385} = 78\ \text{cm}^2 \rightarrow 12 \square 1''$$

Para las demás fajas tendremos análogamente:

2da.-Faja  $M = 247 \times 10.50^3 = 287\ 000\ \text{kg.m.}$

$$A_s = \frac{28\ 700\ 000}{1\ 260 \times 350} = 65\ \text{cm}^2 \rightarrow 10 \square 1''$$

3ra.-Faja  $M = 247 \times 9.50^3 = 212\ 000\ \text{kg.m.}$

$$A_s = \frac{21\ 200\ 000}{1\ 260 \times 320} = 52.5\ \text{cm}^2 \rightarrow 8 \square 1''$$

4ta.- "  $M = 247 \times 8.50^3 = 152\ 000\ \text{kg.m.}$

$$A_s = \frac{15\ 200\ 000}{1\ 260 \times 285} = 42.4\ \text{cm}^2 \rightarrow 7 \square 1''$$

5ta.- "  $M = 247 \times 7.50^3 = 104\ 500\ \text{kg.m.}$

$$A_s = \frac{10\ 450\ 000}{1\ 260 \times 250} = 33.2\ \text{cm}^2 \rightarrow 5 \square 1''$$

6ta.- "  $M = 247 \times 6.50^3 = 67\ 500\ \text{kg.m.}$

$$A_s = \frac{6\ 750\ 000}{1\ 260 \times 220} = 24.3\ \text{cm}^2 \rightarrow 4 \square 1''$$

7ma.- "  $M = 247 \times 5.50^3 = 41\ 000\ \text{kg.m.}$

$$A_s = \frac{4\ 100\ 000}{1\ 260 \times 190} = 17.2\ \text{cm}^2 \rightarrow 3 \square 1''$$

8va.-Faja  $M = 247 \times 4.50^3 = 22\ 500 \text{ kg.m.}$

$As = \frac{2\ 250\ 000}{1260 \times 155} = 11.50 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \square 1"$

9na.- "  $M = 247 \times 3.50^3 = 10\ 600 \text{ kg.m.}$

$As = \frac{1\ 060\ 000}{1260 \times 180} = 10.60 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \square 1"$  ~~Para por simetría. Se~~

colocarán 2  $\square 1"$ , que se prolongan por el asiento hasta la pared vertical. La última faja ya no hay necesidad de calcularla.

Refuerzo horizontal.-Este refuerzo se coloca con el objeto de evitar que el contrafuerte se separe de la pared vertical. Se calcula también para fajas de un metro.

El empuje que actúa será:  $E = 1/2 p h^2 C S$ ; reemplazando valores tendremos que  $E = 1/2 \cdot 1600 \times h^2 \times 0.29 \times 3.20 \rightarrow E = 742 h^2$

					Nº
1ra.-Faja:	$h = 11.50 \text{ m.}$	$E = 742 \times 11.50^2 = 98\ 200 \text{ kg.}$	$As = \frac{98\ 200}{1\ 260} = 78 \text{ cm}^2$	$\rightarrow 10$	
2da.- "	$h = 10.50 \text{ m.}$	$E = 742 \times 10.50^2 = 82\ 000 \text{ "}$	$As = \frac{82\ 000}{1\ 260} = 65 \text{ cm}^2$	$\rightarrow 9$	
3ra.- "	$h = 9.50 \text{ "}$	$E = 742 \times 9.50^2 = 67\ 000 \text{ "}$	$As = \frac{67\ 000}{1\ 260} = 53 \text{ cm}^2$	$\rightarrow 7$	
4ta.- "	$h = 8.50 \text{ "}$	$E = 742 \times 8.50^2 = 53\ 600 \text{ "}$	$As = \frac{53\ 600}{1\ 260} = 42.6 \text{ "}$	$\rightarrow 6$	
5ta.- "	<del>h = 7.50</del> $h = 7.50 \text{ "}$	$E = 742 \times 7.50^2 = 41\ 800 \text{ "}$	$As = \frac{41\ 800}{1\ 260} = 33.2 \text{ "}$	$\rightarrow 5$	
6ta.- "	$h = 6.50 \text{ "}$	$E = 742 \times 6.50^2 = 31\ 300 \text{ "}$	$As = \frac{31\ 300}{1\ 260} = 24.8 \text{ "}$	$\rightarrow 4$	
7ma.- "	$h = 5.50 \text{ "}$	$E = 742 \times 5.50^2 = 22\ 500 \text{ "}$	$As = \frac{22\ 500}{1\ 260} = 17.8 \text{ "}$	$\rightarrow 3$	
8va.- "	$h = 4.50 \text{ "}$	$E = 742 \times 4.50^2 = 15\ 000 \text{ "}$	$As = \frac{15\ 000}{1\ 260} = 11.9 \text{ "}$	$\rightarrow 2$	
9na.- "	$h = 3.50 \text{ "}$	$E = 742 \times 3.50^2 = 9\ 100 \text{ "}$	$As = \frac{9\ 100}{1\ 260} = 7.2 \text{ "}$	$\rightarrow 1$	

Las otras fajas no necesitamos calcularlas, pues les pondremos el mismo refuerzo de la última faja calculada

Las varillas de acero que vamos a usar son de  $\phi 7/8"$  y de dos ramas, tal como se puede apreciar en los dibujos respectivos.

Refuerzo vertical.-Se coloca con el objeto de que los contrafuertes no se separen de la zapata posterior. Se calcula también para fajas de 1 metro.

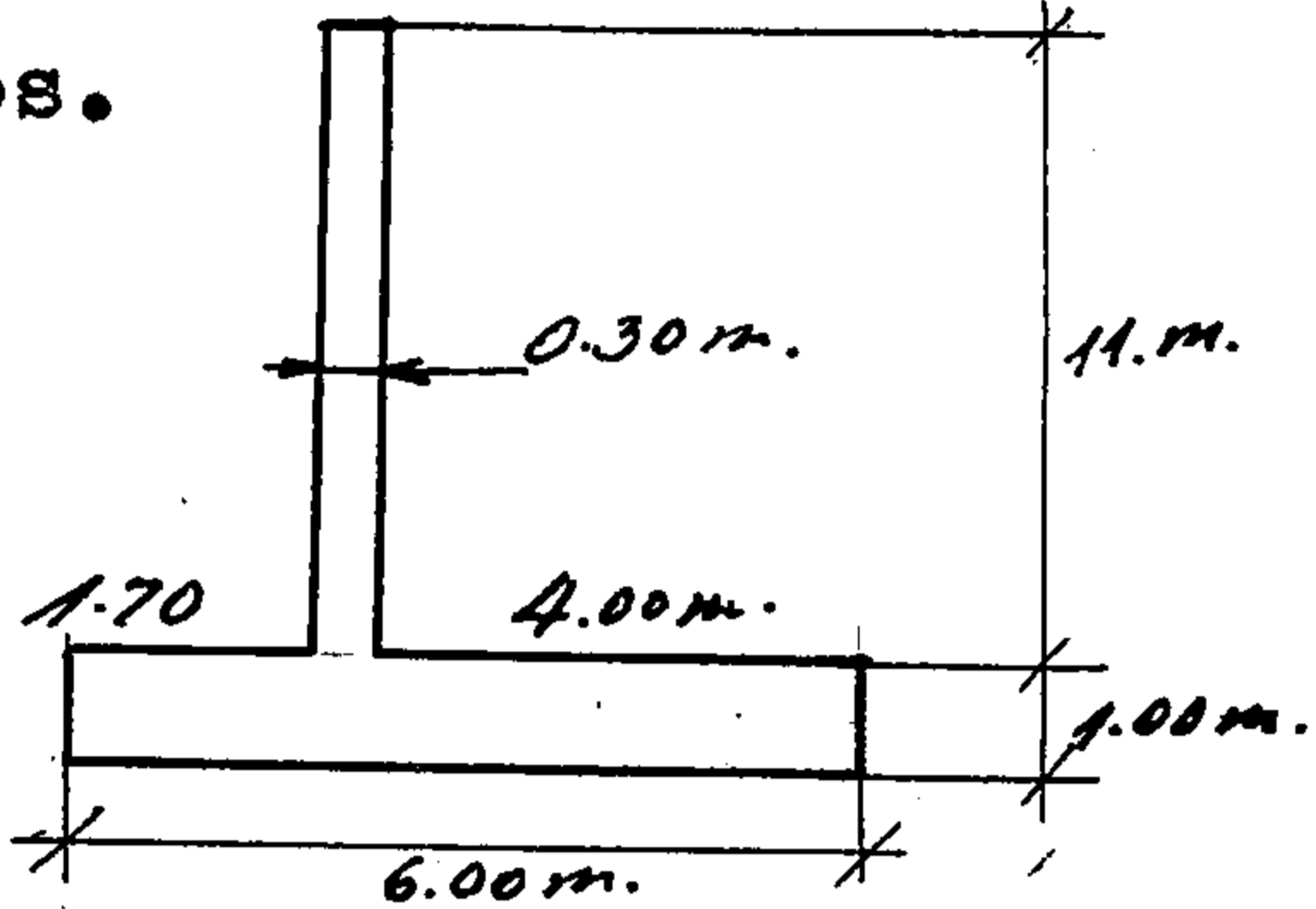
Obtuvimos en el cálculo de la zapata interior una reacción en la 1ra. faja de 17 600 kg. por lo que la acción sobre el contrafuerte será el doble, ó sea 35 200 kg.

		$As = \frac{35\ 200}{1\ 260} = 28 \text{ cm}^2$	$\rightarrow 4 \phi 7/8"$	dos ramas
2da.-Faja	$4\ 700 \times 3.20 = 15\ 500 \text{ kg.}$	$As = \frac{15\ 500}{1\ 260} = 11.9 \text{ "}$	$\rightarrow 2 \phi 7/8"$	" "
3ra.-Faja	$500 \times 3.20 = 1\ 600 \text{ kg.}$	$As = \frac{1\ 600}{1\ 260} = 1.27 \text{ "}$	$\rightarrow 1 \phi 7/8"$	" "

Las demás fajas no necesitan esta clase de refuerzo, puesto que la acción a partir de la 4ta. faja es de ~~en~~ abajo a arriba.

CALCULO DE LAS ALAS

Las alas están divididas en tres paños de alturas 12 m., 7.30 m. y 4.50 m. respectivamente. Estudiemos la estabilidad de las alas para estos tres casos.



1er. Paño.-

El empuje es igual al del estribo ó sea:

$E = 36\ 200\ \text{kg.}$        $d = 4.15\ \text{m.}$

Fuerzas verticales.-

Pared vertical.-	0.30 x 11 x 1.00 x 2 400	7 920 kg.	1.85 m.	14 630 kgm
Zapata.-	6.00 x 1.00 x 1.00 x 2 400	14 800 "	3.00 m.	43 200 "
Tierra.-	4 x 11 x 1.00 x 1.00 x 1 600	<u>70 200 "</u>	4.00 m.	<u>280 800 "</u>
		92 520 kg.		338 630 kgm

El punto de aplicación de las fuerzas verticales estará a:

$d = \frac{338\ 630}{92\ 520} = 3.67\ \text{m. de la arista de volteo.}$

Tomando momentos con respecto al punto en que la resultante de todas las fuerzas corta a la base, tendremos  $X = \frac{36\ 200 \times 4.15}{92\ 520} = 1.62\ \text{m.}$  Por lo tanto la resultante cae a  $3.67 - 1.62 = 2.05\ \text{m.}$  de la arista de volteo y dentro del tercio central de la base.

Coefficiente de volteo y deslizamiento.-

$C_v = \frac{338\ 630}{36\ 200 \times 4.15} = 2.25$

$C_d = \frac{92\ 520 \times 0.7}{36\ 200} = 1.8$

Presiones sobre el terreno.- La excentricidad es:  $e = 3.00 - 2.05 = 0.95\ \text{m.}$

$p = \frac{92\ 520}{600 \times 100} \left( 1 \pm \frac{6 \times 95}{600} \right) = 1.54 (1 \pm 0.95)$

$p_{\max} = 3.0\ \text{kg/cm}^2$

$p_{\min} = 0.7\ \text{kg/cm}^2$

2do. Paño.-

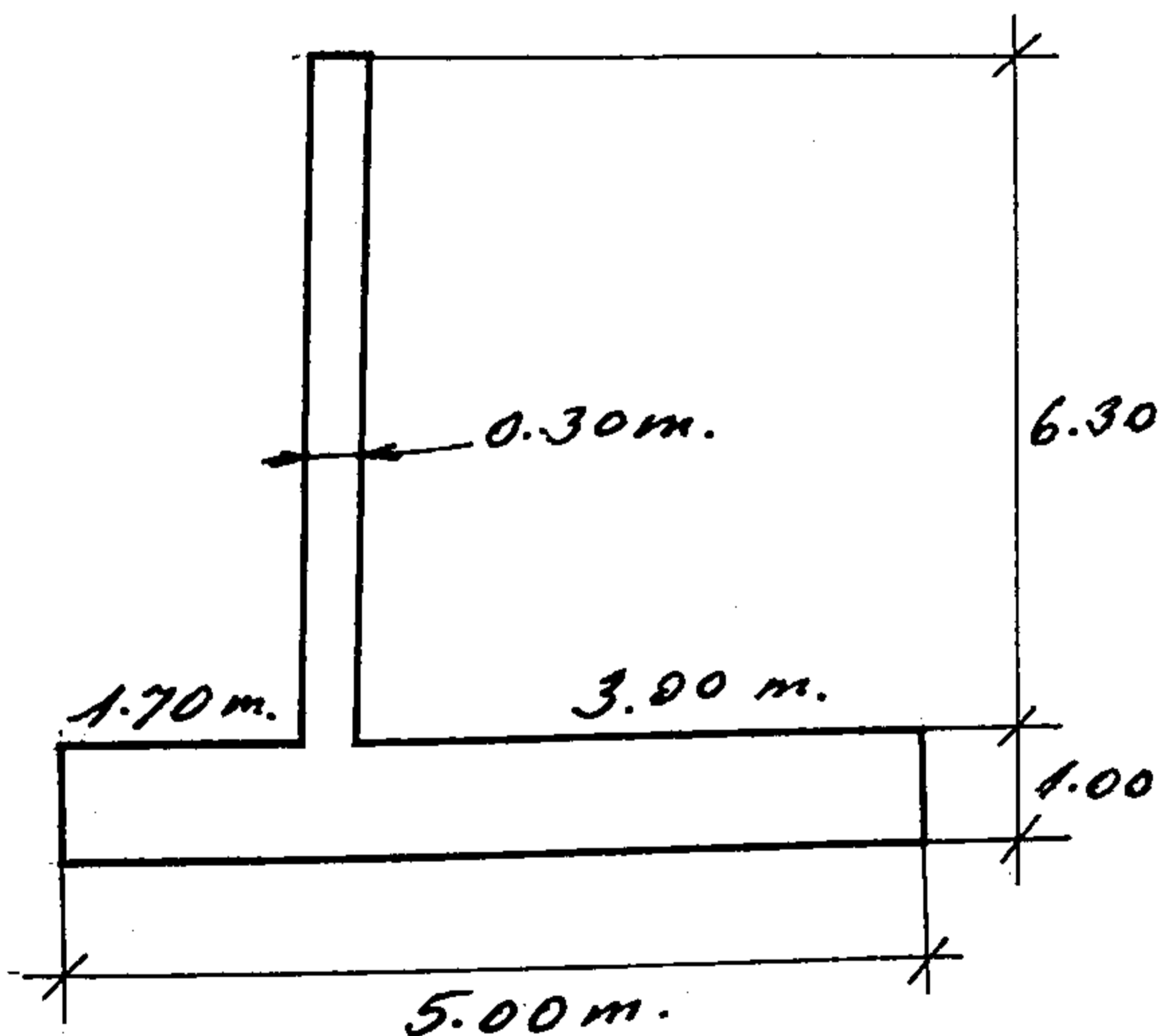
El empuje de tierras lo calculamos por la fórmula  $E = 1/2 w h (h + 2h') C$

$E = 0.5 \times 1\ 600 \times 7.30 (7.30 + 1.00) 0.29$

$E = 14\ 020\ \text{kg.}$

Su punto de aplicación estará a:

$d = \frac{7.30 + 1.50 \cdot 7.30}{7.30 + 1.00 \cdot 3} = 2.58\ \text{m. de la base.}$



Fuerzas verticales.-

Pared vertical.-0.30 x 6.30 x 1.00 x 2 400	4 530 kg.	1.85 m.	8 400 kgm
Zapata.- 5.00 x 1.00 x 1.00 x 2 400	12 000 "	2.50 "	30 000 "
Tieras.- 3.00 x 6.30 x 1.00 x 1 600	<u>30 200 "</u>	3.50 "	<u>105 500 "</u>
	46 730 kg.		143 900 kgm

El punto de aplicación de la resultante de todas las fuerzas verticales e estará a  $d = \frac{143\ 900}{46\ 730} = 3.08\text{ m.}$

Tomando momentos con respecto al punto en que la resultante de todas las fuerzas del sistema corta a la base tendremos:  $X = \frac{14\ 020 \times 2.58}{46\ 730} = 0.78\text{ m.}$   
 O sea que la resultante cae a  $3.08 - 0.78 = 2.30\text{ m.}$  de la arista de volteo. y dentro del tercio central de la base.

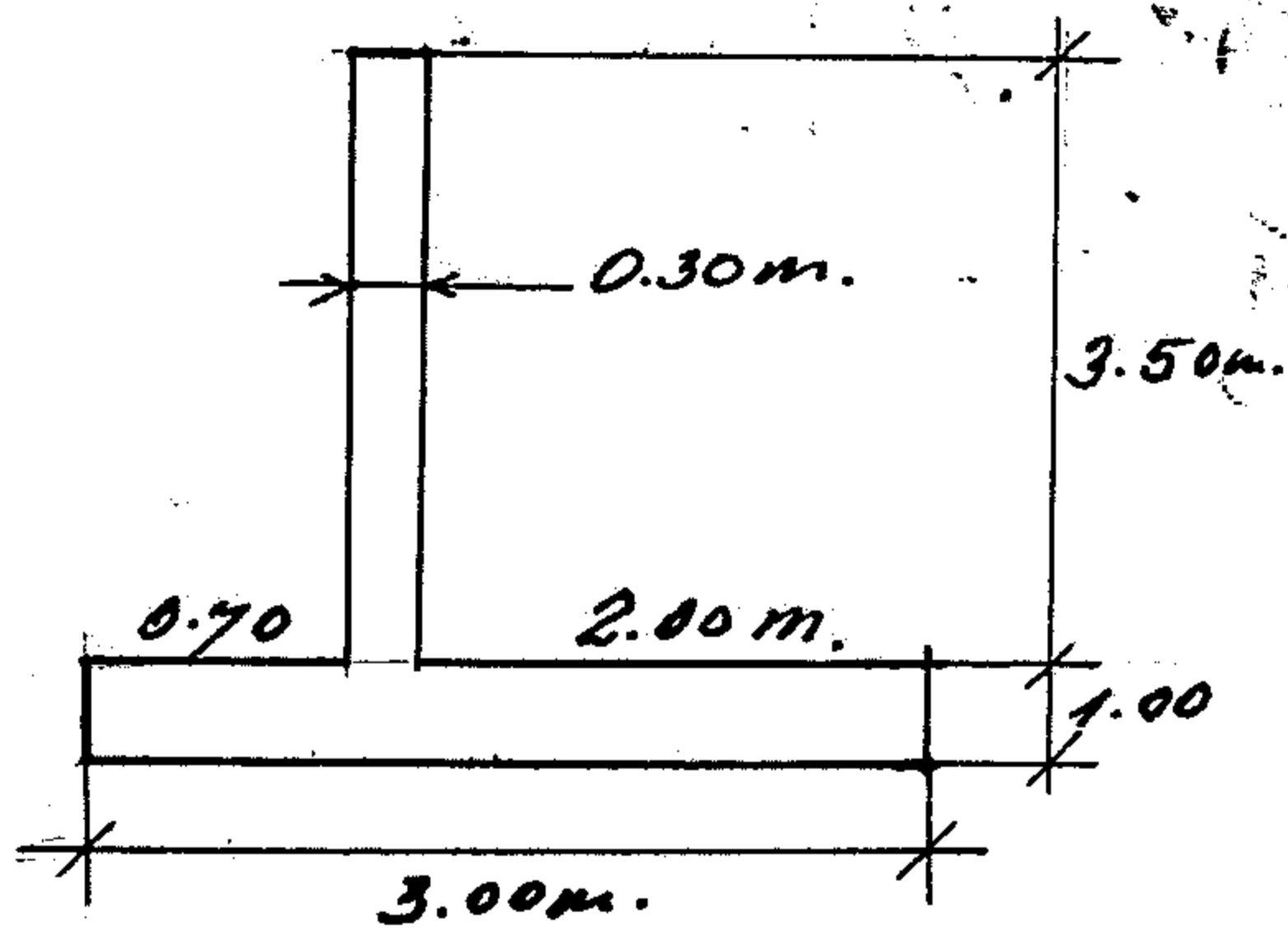
Coefficiente de  $\alpha$  volteo y deslizamiento.-

$$Cv = \frac{143\ 900}{14\ 020 \times 2.58} = 3.9 \quad Cd = \frac{46\ 730 \times 0.45}{14\ 020} = 1.50$$

Presiones sobre el terreno.- La excentricidad es  $e = 2.50 - 2.30 = 0.20\text{ m.}$

$$p = \frac{46\ 730}{500 \times 100} \left( 1 \pm \frac{6 \times 20}{500} \right) = 0.935 (1 \pm 0.24)$$

$$p_{\max} = 1.16\text{ kg/cm}^2 \quad p_{\min} = 0.56\text{ kg/cm}^2$$



3er. Paño.-

El empuje de tierras es  $E = 0.5 \times 1600 \times 4.50 \times 5.50 \times 0.29 = 5\ 750\text{ kg.}$

Su punto de aplicación está a:

$$d = \frac{4.50 + 1.50}{4.50 + 1.00} \frac{4.50}{3} = 1.64\text{ m. de la base.}$$

Fuerzas verticales.-

Pared vertical.e3.50 x 0.30 x 1.00 x 2 400	2 520 kg.	0.85 m.	2 140 kgm
Zapata.-3.00 x 1.00 x 1.00 x 2 400	7 200 "	1.50 "	10 400 "
Tierras.-2.00 x 3.50 x 1.00 x 1.00 x 1 600	<u>11 200 "</u>	2.00 "	<u>22 400 "</u>
	22 920 kg.		34 940 kgm

El punto de aplicación de la resultante de todas las fuerzas verticales e estará a:  $d = \frac{34\ 940}{22\ 920} = 1.52\text{ m.}$

Tomando momentos con respecto al punto en que la resultante de todas las fuerzas del sistema corta a la base, tendremos  $X = \frac{5\ 750 \times 1.64}{22\ 920} = 0.42\text{ m.}$   
 O sea que la resultante cae a  $1.52 - 0.42 = 1.10\text{ m.}$  de la arista de volteo y dentro del tercio central de la base.



Coefficiente de volteo, y deslizamiento.-

$$Cv = \frac{34\ 940}{5\ 750 \times 1.64} = 3.7$$

$$Cd = \frac{22\ 920 \times 0.45}{5\ 750} = 1.8$$

Presiones sobre el terreno.- La excentricidad es  $e = 1.50 - 1.10 = 0.40$  m.

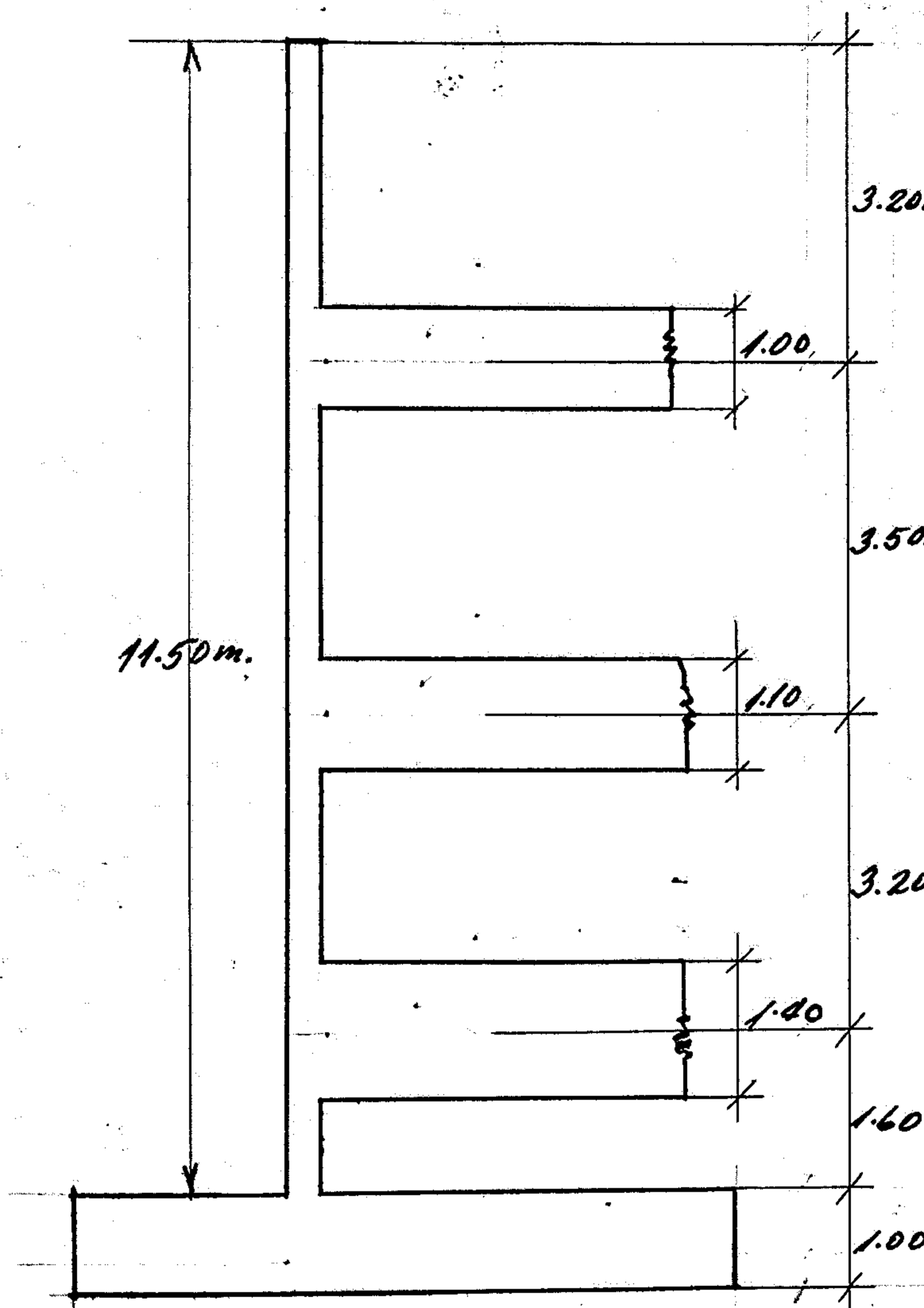
$$p = \frac{22\ 920}{300 \times 100} \left( 1 \mp \frac{6 \times 40}{300} \right) = 0.77(1 \mp 0.80)$$

$$p_{\max} = 1.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_{\min} = 0.15 \text{ kg/cm}^2$$

CALCULO Y DISEÑO DE LOS DETALLES.-

CALCULO DE LA PARED VERTICAL.- La vigas de amarré A, B y C, dividen a la pared vertical en 4 fajas horizontales. La primera faja trabajará como un voladizo. Las siguientes fajas se denominan "vigas horizontales del muro", y se calculan considerándolas empotradas en las vigas de amarre A, B y C respectivamente; teniendo como ancho el peralte de las vigas de amarre y como ancho el espesor del muro. Su luz de cálculo se considera la distancia centro a centro de ~~las~~ entre las vigas de amarre del tipo A, B y C respectivamente.



Procedamos al cálculo de la losa en voladizo:

El momento actuante en la losa en v voladizo a la altura de las vigas de tipo A será:  $M = 1/6 p h^3 C$   
 $M = 1/6 \times 1\ 600 \times 3.20^3 \times 0.29$   
 $M = 2\ 540 \text{ kg.m.}$

La altura útil será:

$$K d = 0.41 \sqrt{\frac{254\ 000}{100}} = 22 = 25 \text{ cm.}$$

El área de acero necesaria será:

$$As = \frac{254\ 000}{1\ 260 \times 0.9 \times 25} = 8.95 \text{ cm}^2$$

$$As = \phi 3/4" @ 32 \text{ cm.}$$

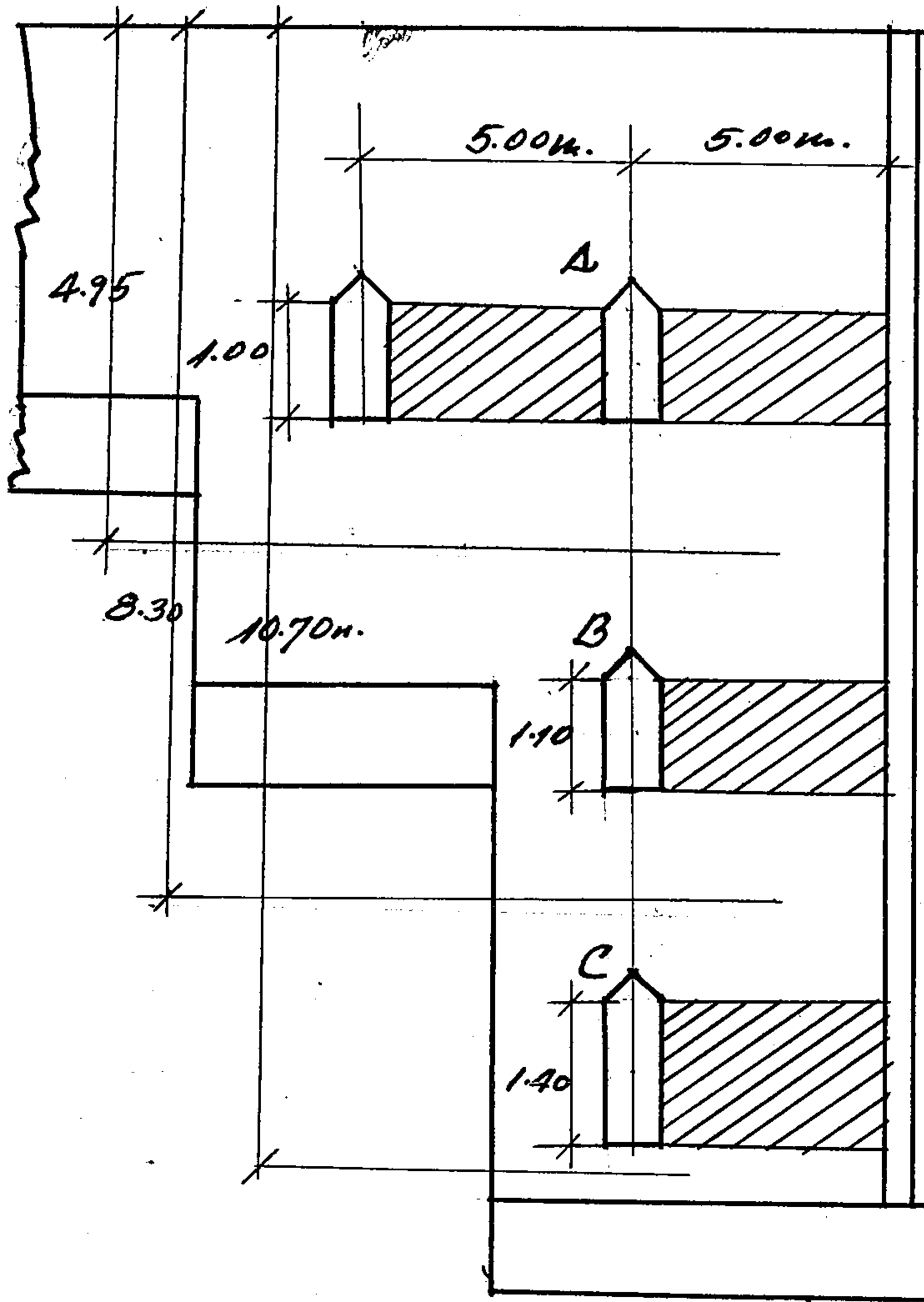
El esfuerzo cortante será:

$$V = 1/2 p h^2 C$$

$$V = 0.5 \times 1\ 600 \times 3.20^2 \times 0.29 = 2370 \text{ kg.}$$

$$v = \frac{2\ 370}{100 \times 0.9 \times 25} = 1.06 \text{ kg/cm}^2$$

Calculemos en seguida las "vigas horizontales de los muros":



"Viga horizontal" a la altura de las vigas de amarre de tipo A.-

$$\text{Cargas actuante} = phC = 1600 \times 4.95 \times 0.29 = 2\ 300 \text{ kg/m.}$$

$$\text{El momento actuante ser\'a; } M = \frac{1}{12} w l^2$$

$$M = \frac{2\ 300 \times 5^2}{12} = 4\ 780 \text{ kg.m.}$$

$$\text{La altura \'util ser\'a } d = 0.36 \sqrt{\frac{478000}{100}}$$

$$d = 25 \text{ cm.}$$

El \'area de acero necesaria ser\'a:

$$A_s = \frac{478\ 000}{1\ 260 \times 0.88 \times 25} = 17.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \phi 3/4" @ 16.5 \text{ cm.}$$

El esfuerzo cortante ser\'a:

$$V = 2.5 \times 2\ 300 = 5\ 750 \text{ kg.}$$

$$v = \frac{5\ 750}{100 \times 0.88 \times 25} = 2.6 \text{ kg/cm}^2$$

"Viga horizontal" a la altura de las vigas de amarre B.-

$$\text{Carga actuante } 1\ 600 \times 8.30 \times 0.29 = 3\ 840 \text{ kg/m.}$$

$$\text{El momento correspondiente ser\'a } M = \frac{3\ 840 \times 5^2}{12} = 8\ 000 \text{ kg.m.}$$

$$\text{La altura \'util ser\'a: } d = 0.29 \sqrt{\frac{800\ 000}{110}} = 25 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{800\ 000}{1\ 260 \times 0.857 \times 25} = 30 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 3/4" @ 9.5 \text{ cm.}$$

$$V = 2.5 \times 3\ 840 = 9\ 620 \text{ kg} \quad v = \frac{9\ 620}{110 \times 0.857 \times 25} = 4.12 \text{ kg/cm}^2$$

"Viga horizontal" a la altura de las vigas de amarre del tipo C.-

$$\text{Presi\'on actuante } 1\ 600 \times 10.70 \times 0.29 = 4\ 960 \text{ kg/m.}$$

$$\text{Momento respectivo } M = \frac{4\ 960 \times 5^2}{12} = 10\ 350 \text{ kg.m.}$$

$$\text{La altura \'util ser\'a: } d = 0.29 \sqrt{\frac{1\ 035\ 000}{140}} = 25 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{1\ 035\ 000}{1\ 260 \times 0.857 \times 25} = 38.4 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 3/4" @ 7.5 \text{ cm.}$$

$$V = 2.5 \times 4\ 960 = 12\ 400 \text{ kg.} \quad v = \frac{12\ 400}{140 \times 0.857 \times 25} = 4.18 \text{ kg/cm}^2$$

CALCULO DE LAS VIGAS DE AMARRE.-

Vigas del tipo A.-

Peso de las tierras que soporta esta viga:

$$1\ 600 \times 2.70 \times 0.50 \times 1.00 = 2\ 160 \text{ kg/ml.}$$

Peso propio de la viga  $0.50 \times 1.00 \times 1.00 \times 2\ 400 = 1\ 200$  "

El momento actuante es  $M = 1/12 w l^2$  3 360 kg/m.l.

$$M = \frac{3\ 360 \times 7.30^2}{12} = 14\ 900 \text{ kg.m.}$$

La altura útil será:

$$d = 0.41 \sqrt{\frac{1\ 490\ 000}{50}} = 65 \text{ cm. Pero nosotros tenemos}$$

una altura útil de  $d = 92$  cm.

El área de acero necesaria será:  $A_s = \frac{1\ 490\ 000}{1\ 260 \times 0.9 \times 92} = 14.3 \text{ cm}^2$ . Esta área de  
de acero se coloca tanto en la parte superior e inferior de la viga.

Pero tenemos que agregar el área de acero correspondiente a la tensión di-  
recta:  $2 V_A = 2 \times 5\ 750 = 11\ 500 \text{ kg.}$

El área de acero correspondiente es:  $A_s = \frac{11\ 500}{1\ 260} = 9.12 \text{ cm}^2$

Luego el área de acero que colocaremos tanto en la parte superior como in-  
ferior de la viga será  $A_s = 14.3 + 4.61 = 18.91 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 1"$  .

$$V = 3.65 \times 3\ 360 = 12\ 250 \text{ kg.} \quad v = \frac{12\ 250}{50 \times 0.9 \times 92} = 3 \text{ kg/cm}^2$$

Adherencia.-El perímetro necesario es  $\sum \phi = \frac{12\ 250}{10.5 \times 0.9 \times 92} = 14.1 \text{ cm.}$

El perímetro de  $4 \phi 1"$  es  $4 \times 8 = 32 \text{ cm.}$

Vigas del tipo B.-

Peso de las tierras  $1\ 600 \times 2.15 \times 0.50 \times 1.00 = 1\ 725 \text{ kg/ml.}$

Peso propio  $2\ 400 \times 1.10 \times 0.50 \times 1.00 = 1\ 320$  "

Momento actuante  $M = \frac{3\ 045 \times 7.30^2}{12} = 13\ 500 \text{ kg.m.}$  3 045 kg/ml.

La altura útil de la viga será:  $d = 0.41 \sqrt{\frac{1\ 350\ 000}{50}} = 70 \text{ cm. Pero nosotros}$   
tenemos una  $d = 102$  cm.

El área de acero correspondiente será:  $A_s = \frac{1\ 350\ 000}{1\ 260 \times 0.9 \times 102} = 10.8 \text{ cm}^2$

El área de acero debida a la tensión directa será:

$$2 \times V_B = 2 \times 9\ 620 = 19\ 240 \text{ kg.} \quad A_s = \frac{19\ 240}{1\ 260} = 15.4 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto el área de acero que colocaremos tanto en la parte superior e  
inferior de la vigas será:  $A_s = 9.6 + 9.9 = 19.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 1"$

$$V = 3.65 \times 3\ 045 = 11\ 100 \text{ kg.}$$

$$v = \frac{11\ 100}{50 \times 0.9 \times 102} = 2.4 \text{ kg/cm}^2$$

Adherencia.-El perímetro necesario es  $\Sigma_0 = \frac{11\ 100}{10.5 \times 0.9 \times 102} = 11.7 \text{ cm.}$

Teniendo nosotros el perímetro de 4  $\phi$  1" ó sea 4 x 8 = 32 cm.

Vigas del tipo C.-

Peso de las tierras 1 600 x 1.95 x 0.50 x 1.00 x = 1 560 kg/ml.

Peso propio 2 400 x 1.40 x 0.50 x 1.00 = 1 680 "

3 240 kg/ml.

El momento actuante es:  $M = \frac{3\ 240 \times 7.30^2}{12} = 14\ 400 \text{ kg.m.}$

La altura útil será:  $d = 0.41 \sqrt{\frac{1\ 440\ 000}{50}} = 70 \text{ cm.}$  Pero nosotros tenemos

una altura útil de  $d = 1.32 \text{ m.}$

El área de acero correspondiente es:  $A_s = \frac{1\ 440\ 000}{1\ 260 \times 0.9 \times 132} = 9.6 \text{ cm}^2$

El debido a la tensión directa será:

$2 \times V_C = 2 \times 12\ 400 = 24\ 800 \text{ kg.}$   $A_s = \frac{24\ 800}{1\ 260} = 19.8 \text{ cm}^2$

Por lo tanto el área de acero que debemos colocar tanto en la parte superior como inferior de la viga será:  $A_s = 9.6 + 9.9 = 19.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 1"$

$V = 3.65 \times 3\ 240 = 11\ 850 \text{ Kg.}$   $v = \frac{11\ 850}{50 \times 0.9 \times 132} = 2 \text{ kg/cm}^2$

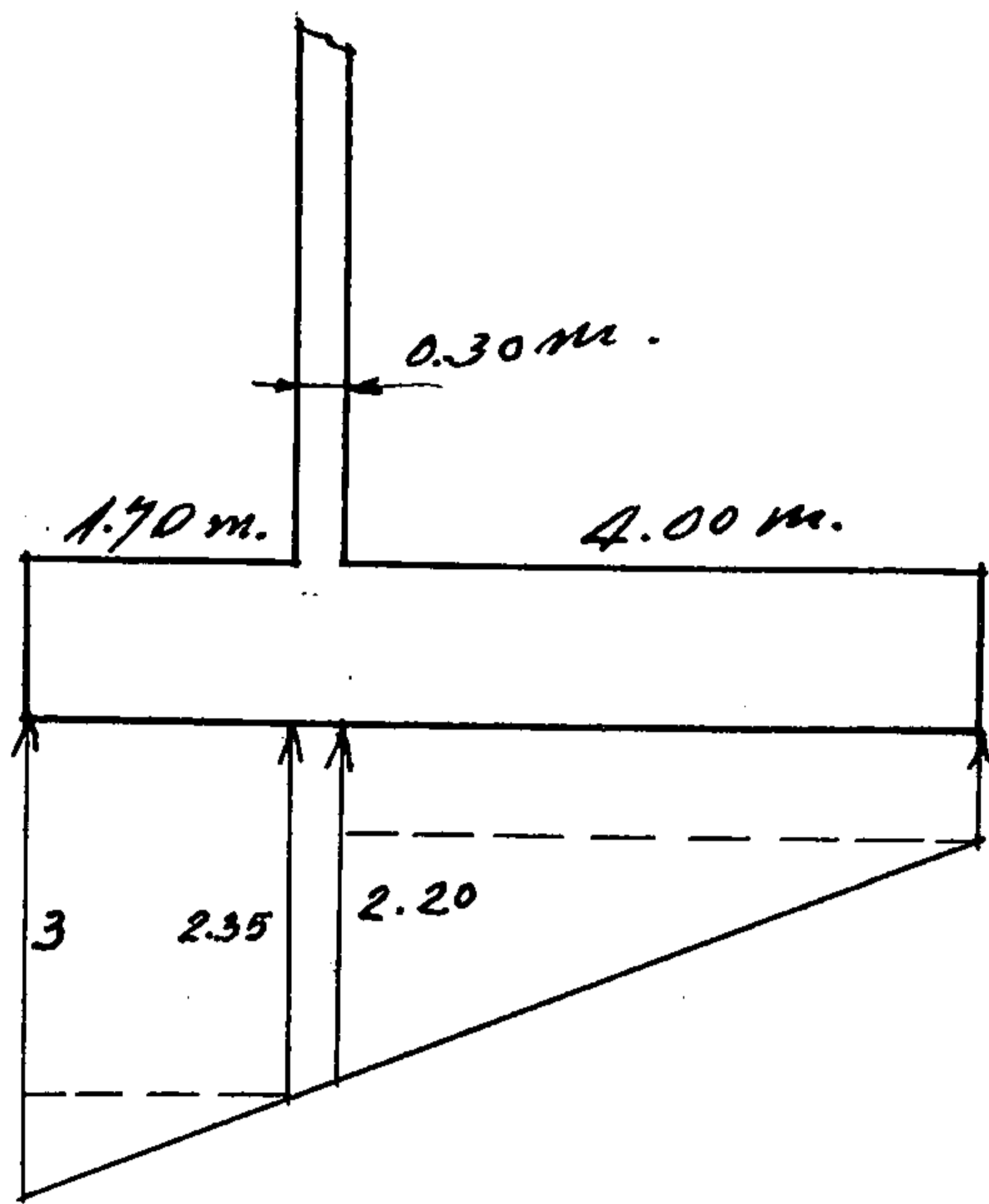
Adherencia.-El perímetro de acero necesario es  $\Sigma_0 = \frac{11\ 850}{10.5 \times 0.9 \times 132} = 10 \text{ cm}$

Nosotros tenemos el perímetro de 4  $\phi$  1" que nos dan un perímetro de 32 cm.

Nota.-En la parte media de las vigas se usan 2  $\phi$  5/8", tal como se puede <sup>ver</sup> en los dibujos correspondientes.

CALCULO DE LA ZAPATA DEL PRIMER PAÑO.-

ZAPATA DELANTERA.-Está sometida a una carga trapezoidal de abajo a arriba y al peso de la zapata de arriba abajo.



Rectángulo:

$$2.35 \times 1.70 \times 100 = 40\ 000 \text{ kg. } 0.85 \text{ m. } 34000 \text{ kg}$$

Triángulo:

$$\frac{0.65 \times 1.70 \times 100}{2} = \frac{1\ 105}{2} = 1.12 \text{ " } \frac{1240}{2} = 41\ 105 \text{ kg. } 35\ 240$$

Zapata:

$$1.70 \times 1.1 \times 2400 = 4\ 080 \text{ kg. } 0.85 \text{ m. } 3\ 460 \text{ kg}$$

La diferencia de pesos es:

$$41\ 105 - 4\ 080 = 37\ 025 \text{ kg.}$$

El momento actuante es:

$$M = 35\ 240 - 3\ 460 = 31\ 780 \text{ kg.m.}$$

La altura útil será  $d = 0.41 \sqrt{\frac{3\ 178\ 000}{100}} = 73 \text{ cm.}$  Pero nosotros tenemos 90

$$A_s = \frac{3\ 178\ 000}{1\ 260 \times 0.9 \times 90} = 31 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 1/2" @ 4 \text{ cm.}$$

$V = 37\ 025 \text{ kg.}$   $v = \frac{37\ 025}{100 \times 0.9 \times 90} = 4.60 \text{ kg/cm}^2$  sea que necesitaremos estribos para absorber la tracción diagonal.

Los estribos tomarán  $4.60 - 4.20 = 0.40 \text{ kg/cm}^2$

$$V_s = 0.40 \times 750 \times 0.9 \times 90 = 24\ 300 \text{ kg.}$$

El espaciamiento de los estribos usando  $\phi 1/4"$  de 12 ramas será:

$$S = \frac{12 @ \times 0.32 \times 12\ 60 \times 0.9 \times 90}{24\ 300} = 11 \text{ cm.}$$

Adherencia. El perímetro de acero necesario es  $\Sigma = \frac{37\ 025}{10.5 \times 0.9 \times 90} = 44 \text{ cm.}$

Nosotros como tenemos  $\phi 1/2" @ 4 \text{ cm.}$  su perímetro en un metro de ancho será  $4 \times 25 = 100 \text{ cm.}$ ; por lo que estamos bien.

ZAPATA INTERIOR.-

Fuerzas hacia abajo: Tierra =  $4 \times 1 \times 12.50 \times 1\ 600 = 80\ 000 \text{ kg.}$  2m 160000 kg  
 Zapata =  $4 \times 1 \times 1 \times 2\ 400 = 9\ 600 \text{ " } 2 \text{ " } 19200 \text{ kg}$   
 89 600 kg. 179200 kg

Fuerzas hacia arriba: ~~0.70~~ x ~~400~~ x ~~100~~

Rectángulo  $0.70 \times 400 \times 100 = 28\ 000 \text{ kg.}$  2 m. ~~28~~ 56000 kg.m.  
 Triángulo  $\frac{1.50 \times 400 \times 100}{2} = 30\ 000 \text{ " } 1.33 \text{ m.}$  40000 "  
 58 000 kg. 96 000 kg.m.



Diferencia de pesos  $89\ 600 - 58\ 000 = 31\ 600\ \text{kg.}$

Momento actuante  $179\ 200 - 96\ 000 = 83\ 200\ \text{kg.m.}$

La altura útil será:  $d = 0.31 \sqrt{\frac{8\ 320\ 000}{100}} = 90\ \text{cm.}$

$A_s = \frac{8\ 320\ 000}{1\ 260 \times 0.86 \times 90} = 85.6\ \text{cm}^2 \rightarrow \phi\ 7/8" @\ 4.5\ \text{cm.}$

$V = 31\ 600 \quad v = \frac{31\ 600}{100 \times 0.86 \times 90} = 4.10\ \text{kg/cm}^2$

$\Sigma_o = \frac{31\ 600}{10.5 \times 0.86 \times 90} = 39\ \text{cm.}$  Pero nosotros tenemos  $7 \times 20 = 140\ \text{cm.}$

CALCULO DE LA ZAPATA DEL SEGUNDO PAÑO.-

ZAPATA DELANTERA.- Análogamente al caso anterior tendremos:

Rectángulo :

$0.98 \times 170 \times 100 = 16\ 650\ \text{kg.} \quad 0.85\ \text{m.} \quad 14\ 150\ \text{kg}$

Triángulo:

$\frac{0.18 \times 170 \times 100}{2} = 1\ 530\ \text{"} \quad 1.86\ \text{"} \quad \underline{2\ 840\ \text{"}}$   
 $18\ 180\ \text{kg.} \quad 16\ 990\ \text{kgm}$

Zapata:

$1.70 \times 1 \times 1 \times 2\ 400 = 4\ 080\ \text{kg.} \quad 0.85\ \text{m.} \quad 3\ 470\ \text{kgm}$

La diferencia de pesos es:

$18\ 180 - 4\ 080 = 14\ 100\ \text{kg.}$

El momento actuante es:

$M = 16\ 990 - 3\ 470 = 13\ 520\ \text{kg.m.}$

$d = 0.41 \sqrt{\frac{1\ 352\ 000}{100}} = 50\ \text{cm.}$  Pero nosotros tenemos  $d = 90\ \text{cm.}$

$A_s = \frac{1\ 352\ 000}{1\ 260 \times 0.9 \times 90} = 12.3\ \text{cm}^2 \rightarrow \phi\ 1/2" @\ 10\ \text{cm.}$

$V = 14\ 100 \quad v = \frac{14\ 100}{100 \times 0.9 \times 90} = 1.74\ \text{kg/cm}^2$

$\Sigma_o = \frac{14\ 100}{10.5 \times 0.9 \times 90} = 17\ \text{cm.}$  Nosotros tenemos  $4 \times 9 = 36\ \text{cm.}$

ZAPATA INTERIOR.-

Fuerzas hacia abajo:

Peso de las tierras  $3.00 \times 6.30 \times 1.00 \times 1\ 600 = 30\ 200\ \text{kg.} \quad 1.5\ \text{m} \quad 45\ 300\ \text{kg}$

Zapata  $3.00 \times 1.00 \times 1.00 \times 2\ 400 = 7\ 200\ \text{"} \quad 1.5\ \text{"} \quad \underline{10\ 800\ \text{"}}$

$37\ 400\ \text{kg.} \quad 56\ 100\ \text{kg}$

Fuerzas hacia arriba:

<del>Rectángulo</del>	Rectángulo	0.56 x 300 x 100 = 16 800 kg.	1.5 m.	25 200 kg
	Triángulo	0.34 x 300 x 100 = <u>5 100 "</u>	1.00"	<u>5 100 "</u>
		21 900 kg.		30 300kgm

La diferencia de pesos es 37 400 - 21 900 = 15 500 kg.

El momento actuante es 56 100 - 30 300 = 25 800 kg.m.

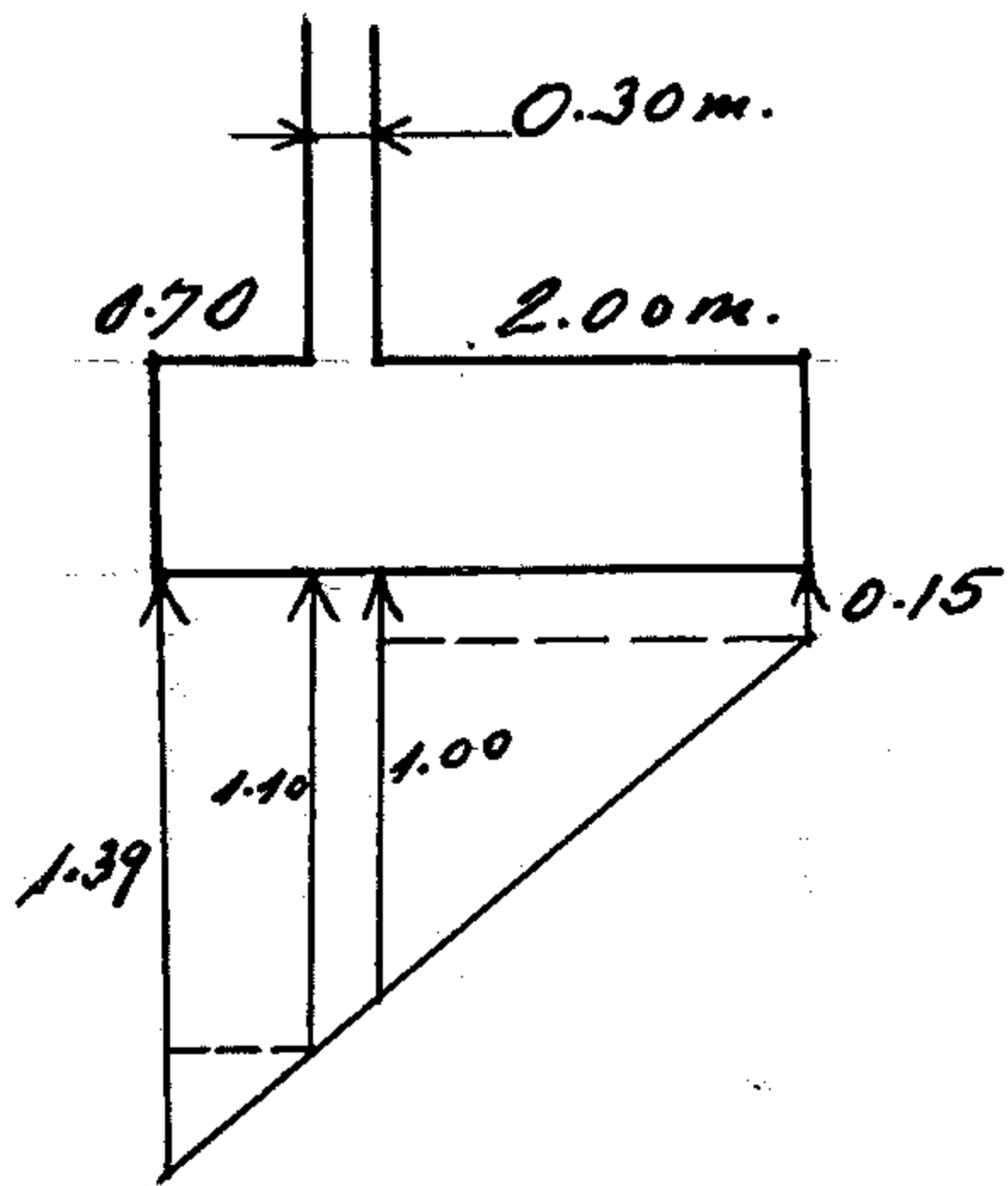
El área de acero será:  $A_s = \frac{2\ 580\ 000}{1\ 260 \times 0.9 \times 90} = 25.4\ \text{cm}^2 \rightarrow \phi 1/2" @ 5\ \text{cm}.$

$V = 15\ 500\ \text{kg}.$        $v = \frac{15\ 500}{100 \times 0.9 \times 90} = 2\ \text{kg/cm}^2$

$\xi_o = \frac{15\ 500}{10.5 \times 0.9 \times 90} = 19\ \text{cm}.$  Nosotros tenemos 4 x 20 = 80 cm.

CALCULO DE LA ZAPATA DEL TERCER PAÑO.-

ZAPATA DELANTERA.- Análogamente al caso anterior tendremos:



Rectángulo:

$1.10 \times 70 \times 100 = 7\ 700\ \text{kg}.$       0.35 m.      2 700 kg.m.

Triángulo:

$0.29 \times 70 \times 100 = \underline{980\ \text{"}}$       0.46 "      450 "  
 8 680 kg.      3 150 kg.m.

Zapata:

$0.70 \times 1.00 \times 1.00 \times 2400 = 1\ 680\ \text{kg}.$       0.35m.      588 kgm

Diferencia de pesos = 8 680 - 1 680 = 7 000 kg.

Momento actuante  $M = 3\ 150 - 580 = 2\ 570\ \text{kg.m}.$

$A_s = \frac{2\ 570\ 000}{1\ 260 \times 0.9 \times 90} = 2.52\ \text{cm}^2 \rightarrow \phi 1/2" @ 50\ \text{cm}.$

$V = 7\ 000\ \text{kg}.$        $v = \frac{7\ 000}{100 \times 0.9 \times 90} = 0.9\ \text{kg/cm}^2$

$\xi_o = \frac{7\ 000}{10.5 \times 0.9 \times 90} = 9\ \text{cm}.$  El perímetro de acero que tenemos noso-

tros, correspondiente a  $\phi 1/2" @ 50\ \text{cm}.$  será sólo de 2 x 4 = 8 cm., por lo tanto tendremos que colocar  $\phi 1/2" @ 30\ \text{cm}.$  para cumplir con la adherencia

ZAPATA INTERIOR.-

Fuerzas hacia abajo:

Peso de las tierras	2.00 x 3.50 x 1.00 x 3 600	11200 kg.	1.m.	11200 kg
Peso de la zapata	2.00 x 1.00 x 1.00 x 2400	<u>4800 "</u>	1 "	<u>4800</u>
		16000 kg.		16000 kgm

Fuerzas hacia arriba:

Rectángulo	0.15 x 200 x 100	3 000 kg.	1.00 m.	3 000 kg.m.
Triángulo	$\frac{0.85 \times 200 \times 100}{2}$	<u>8 500 "</u>	0.66 "	<u>5 600 "</u>
		11 500 kg.		8 600 kg.m.

La diferencia de pesos es: 16 000 - 11 500 = 4 500 kg.

El momento actuante es: 16 000 - 8 600 = 7 400 kg.m.

El área de acero necesarias será:

$$As = \frac{740\ 000}{1\ 260 \times 0.9 \times 90} = 7.25 \text{ cm}^2$$

$$As = \phi \ 1/2" @ \ 17.5 \text{ cm.}$$

$$V = 4\ 500 \text{ kg.}$$

$$v = \frac{4\ 500}{100 \times 0.9 \times 90} = 0.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$s_o = \frac{4\ 500}{10.5 \times 0.9 \times 90} = 5 \text{ cm. Pero nosotros tenemos } 5 \times 4 = 20 \text{ cm. de}$$

perímetro de acero ó sea que cumplimos sobradamente con la especificación relativa a la adherencia.

APOYOS Y EXCAVACIONES.

Como la longitud del puente sufre variaciones debido a la acción de la sobrecarga ó a los cambios de temperatura, es indispensables que uno de los apoyos sea libre; por lo que en vez de pernos se usarán planchas pulidas que permitirán el libre desplazamiento del puente cuando se encuentre sometido a dichas acciones.

Area de las planchas  $= \frac{18000}{50} = 360 \text{ cm.}^2$

Usaremos planchas de 0.50 x 0.30 x 1/2"

Volumen del puente.-

Volumen de la losa	0.17 x 1.95 x 17.50 x 2	9.8525	m. <sup>3</sup>
" vigueta	1.25 x 1.95 x 0.25 x 4	2.4300	"
" vigas	1.50 x 17.50 x 0.50 x 3	39.4000	"
" voladizo	0.175 x 0.95 x 17.50 x 2	5.8188	"
" sardinel	$\frac{180 \times 17.50 \times 2}{2400}$	2.6250	"
" baranda	$\frac{150 \times 17.50 \times 2}{2400}$	2.1892	"
		Volumen total	62.32 m. <sup>3</sup>

ASIENTO DERECHO. - Volumen =  $(1.80 \times 2.50)2 + (1 \times 1.80 + 0.80 \times 1.50)7.30$

Volumen = 30.90 m.<sup>3</sup>

Corte en roca. - Volumen =  $\frac{1}{2} \left( \frac{1 + 1.80}{2} \right) 2.50 \times 9.30 = 32.50 \text{ m.}^3$

ESTRIBO IZQUIERDO.-

Volumen del cuerpo:

$(6 \times 1 \times 7.30) + (9.50 \times 7.30 \times 0.30) + \cancel{(1 \times 0.20 \times 7.30)} + (1 \times 0.20 \times 7.30) +$   
 $+ \left( \frac{1 + 4.20}{2} \right) 9.30 \times 7.30 \times 3 \times 0.30$

Volumen del cuerpo = 226.750 m.<sup>3</sup>

Volumen de las alas y vigas de amarre:

$2 \left[ 8.50(6 \times 1 + 12 \times 0.30) + 6(5 \times 1 + 7.30 \times 0.30) + \right.$   
 $\left. 5(3 \times 1 + 4.50 \times 0.30) \right] + 2(0.50 \times 1 \times 7.30) +$   
 $+ (0.50 \times 1.10 \times 7.30) + (0.50 \times 1.40 \times 7.30)$

Volumen de las alas y vigas de amarre = 309.025 m.<sup>3</sup>

VOLUMEN TOTAL = 226.750 + 309.025 = 535.775 m.<sup>3</sup>

EXCAVACION. -  $11.30 \left[ 10 \times 12 + (6 \times 7.30) + (5 \times 4.50) \right] = 2100 \text{ m.}^3$

CALCULO DEL ENCOFRADO

ENCOFRADO PARA LA LOSA.-

Peso de la losa  $0.17 \times 1.00 \times 1.00 \times 2400 = 408 \text{ kg/m}^2$

Suponemos que la separación de las viguetas del encofrado sea 1.00 m. Por lo tanto, el momento transmitido por la losa longitudinalmente, para cada tramo de 1.00 m. será:  $M = \frac{408 \times 1.00^2}{8} = 51 \text{ kg.m.}$

Este momento actuante debe ser contrareestado por el momento resistente del encofrado, y que es igual a:

$$M_r = \frac{S \times I}{C} \quad \text{donde}$$

$S = 70 \text{ kg/cm}^2 =$  Resistencia a la flexión de la madera.

$I =$  mínimo momento de inercia de la sección de la madera.

$C =$  distancia de la fibra más alejada.

Como  $I = \frac{bh^3}{12}$  y  $C = 1/2 h$ ; reemplazando valores tendremos:

$$M_r = \frac{70 \times \frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = 11.66 bh^2$$

Como  $b$  debe ser igual a 1.95 m., tendremos que:

$M_r = 11.66 \times 195 \times h^2$  y que debe ser equilibrado por 51 kg.m.

$$\text{Luego } 5100 = 11.66 \times 195 \times h^2 \quad h^2 = \frac{5100}{11.66 \times 195} = 2.24 \text{ cm.}$$

Siendo  $h = 1.50 \text{ cm.}$  Por lo tanto usaremos tablas de 1" de espesor.

Como cada vigueta transversal de la losa lleva  $1.00 \times 408 = 408 \text{ kg.m.}$  El momento debido a la losa será:

$$M = \frac{408 \times 0.80^2}{8} = 32.70 \text{ kg.m.}$$
 Siendo 0.80 m. la distancia entre puntales.

Tomando una vigueta de 3" de base, su momento resistente será:  $M_r = 11.66 bh^2 = 11.66 \times 7.62h^2$ . Este momento debe ser igual al momento actuante; ó sea  $3270 = 11.66 \times 7.62 h^2 = 89.00 h^2 \rightarrow h^2 = 36.70$  de donde  $h = 6.05 \text{ cm.} = 3"$

Usaremos pues, viguetas transversales de 3" x 3"

ENCOFRADO PARA LAS VIGAS.-Colocaremos viguetas transversales espaciadas 0.50 m. El momento transmitido por la viga longitudinalmente será:

$$M = \frac{1800 \times 0.50^2}{8} = 56.20 \text{ kg.m.} = 5620 \text{ kg.cm.}$$

El momento resistente de la madera es  $M_r = 11.66 bh^2$ ; como  $b = 50$  cm. Tendremos  $M_r = 11.66 \times 50 h^2 = 583 h^2$  Igualando ambos momentos:

$$583 h^2 = 5620 \rightarrow h^2 = 9.65 \text{ cm} \rightarrow h = 3.10 \text{ cm.}$$

Por lo tanto usaremos tablas de 1 1/2" de espesor.

Tomando una vigueta transversal de 3" de base, su momento resistente será

$$M_r = 11.66 bh^2; \text{ como } b = 7.62 \text{ cm.}$$

$$M_r = 11.66 \times 7.62 h^2 = 89 h^2$$

El momento actuante es:

$$M = \frac{1800 \times 0.50^2}{8} = 5620 \text{ kg.cm.}$$

Igualando momentos:

$$89 h^2 = 5620 \rightarrow h^2 = 63 \rightarrow h = 7.7 \text{ cm} \approx 3".$$

Por lo tanto las viguetas transversales para el encofrado de las vigas serán de 3" x 3" .

ENCOFRADO PARA LA VIGUETA DE ARRIOSTRAMIENTO.-Colocaremos viguetas transversales espaciadas 0.50 m.

El momento debido al peso propio de la vigueta de arriostramiento será:  $M = \frac{750 \times 0.50^2}{8} = 23.50 \text{ kg.m.}$

El momento resistente será:  $M_r = 11.66 bh^2$ ; como  $b = 25$  cm., tendremos que  $M_r = 11.66 \times 25 h^2 = 292 h^2$

Igualando momentos:

$$2350 = 292 h^2 \rightarrow h^2 = 8.00 \rightarrow h = 2.83 \text{ cm.} \approx 1 \frac{1}{2}".$$

Por lo tanto usaremos tablas de 1 1/2" para el encofrado.

Viguetas transversales.-El momento actuante será:  $M = \frac{750 \times 0.25^2}{8} = 5.88 \text{ kgm}$

El momento resistente será:  $M_r = 11.66 bh^2$ ; tomando una vigueta transversal de 2" de base, tendremos  $M_r = 11.66 \times 5.08 h^2 = 59.20 h^2$ .

Igualando momentos:  $588 = 59.20 h^2 \rightarrow h^2 = 9.92 \rightarrow h = 3.15 \text{ cm.}$  Por lo tanto para las viguetas transversales usaremos cuartones de 2" x 2" .

PUNTALES.-Teniendo en cuenta el pequeño pandeo que se producirá, colocaremos cuartones de 3" x 4" como puntales.

Para el arriostramiento se usarán tablas de 1" x 6" cada 1.50 m. de altura.



ESTUDIO ECONOMICO

Reconocimiento ( 1 día ).-

1 Ingeniero .....	S/.50.00
1 Ayudante .....	" 30.00
2 Acémilas .....	" 70.00
Alimentación.....	" 40.00
Seguro,accidentes,ect.20%.....	" 38.00
Depreciación de instrumentos 10 %.....	" 19.00
	<u>S/.247.00</u>

Reconocimiento S/.247.00

Costo Trazo ( 1 día ).-

1 Ingeniero .....	S/.50.00
2 Cadeneros .....	" 16.00
1 Estaquero .....	" 7.00
1 Punto atrás .....	" 7.00
1 Porta-instrumento .....	" 7.00
Estacas .....	" 10.00
Seguro,accidentes,ect. 20 %.....	" 19.40
Dominical 12.%.....	" 11.64
Depreciación de instrumentos 10 %.....	" 9.70
	<u>S/.137.74</u>

Trazo S/.137.74

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Relleno con material propio.-

Transporte a lampa ( 4 m. ) .....	S/.0.40
Terraplen:10 m <sup>3</sup> .por día ó sea 0.8 h/m <sup>3</sup> a S/.0.50 hora.....	# 0.40
Capataz,planilleros,asistencia médica,seguro,ect. 20 %....	" 0.16
Dominical 12.%.....	" 0.10
Depreciación de herramientas 10.%.....	" 0.08
	<u>S/.1.14 m<sup>3</sup></u>

Relleno con material proppio S/.1.14 m<sup>3</sup>

Relleno con material de préstamo.-

Carga y transporte del material a 60 m. de distancia.....	S/.0.70 m <sup>3</sup> .
Carga y acomodo del material a razón de 10 m <sup>3</sup> por día.....	" 0.50 m <sup>3</sup> .
Capataz, planilleros, seguros, ect. 20 %.....	" 0.24 "
Dominical 12 %.....	" 0.14 "
Depreciación herramientas..10 %.....	" 0.12 "
	<u>S/.1.70 m<sup>3</sup></u>

Relleno con material de préstamo S/.1.70 m<sup>3</sup>

Corte Tercera categoría.-

Desagregación: 3 m <sup>3</sup> /día; ó sea 2.66 h/m <sup>3</sup> a S/.0.50 h.....	S/.1.33 m <sup>3</sup> .
Transporte a lampa ( 4 m. ) .....	" 0.40 "
Capataz, planilleros, asistencia médica, seguro, ect.20 %.....	" 0.35 "
Dominical 12 %.....	" 0.21 "
Depreciación herramientas 10 % .....	" 0.18 "
	<u>S/.2.47 m<sup>3</sup></u>

Corte tercera categoría S/.2.47 m<sup>3</sup>

Corte cuarta categoría (Roca blanda).-

Desagregación: 1.6 m <sup>3</sup> /día ó sea 5 h/m <sup>3</sup> a S/.0.50 h.....	S/.2.50 m <sup>3</sup> .
Transporte a lampa ( 8 m. ).....	" 0.80 "
Capataz, planillero, seguro, ect.20 %.....	" 0.66 "
Dominical 12 % .....	" 0.40 "
Depreciación herramientas.10 %.....	" 0.33 "
	<u>S/.4.69 m<sup>3</sup></u>

Corte cuarta categoría S/.4.69 m<sup>3</sup>

Corte quinta categoría.-

Desagregación: 1.1 m <sup>3</sup> /día ó sea 7.6 h/m <sup>3</sup> a S/.0.50 h.....	S/.3.80 m <sup>3</sup> .
Transporte a lampa (8 m.).....	" 0.80 m <sup>3</sup> .
Capataz, planillero, seguro ect.20 %.....	" 0.92 "
Dominical 12 %.....	" 0.55 "
Depreciación herramientas 10 %.....	" 0.46 "
	<u>S/.6.53 m<sup>3</sup></u>

Corte quinta Categoría S/.6.53 m<sup>3</sup>

Sub-base de arena.-

Compactación de la sub-rasante.....	S/.	0.05
Capa de arena de 0.30 m.de espesor a S/.4.00 m <sup>3</sup> .....	"	1.20
Extendido y riego .....	"	0.10
Capataz, planillero, seguro social, dominical 32 %.....	"	0.40
Depreciación herramientas 10 %.....	"	0.13
		0.13
	S/.	1.88

Sub-base de arena S/.1.88 m<sup>2</sup>

Firme de conglomerado.-

Capa de conglomerado de 0.18 m.de espesor incluyendo 20 % de esponjamiento, con piedra hasta de 2" a S/.6.00	S/	1.08
Extendido y mezclado.....	"	0.10
Nivelación .....	"	0.10
Riego.....	"	0.10
Rodillado patada de cabra ó neumático.....	"	0.10
Refine .....	"	0.10
Alisado final con rodillos de cilindro lisos.....	"	0.10
Capataz, planilleros, seguro social, dominical 32 %.....	"	0.54
Depreciación de herramientas.....	"	0.17
		0.17
	S/.	2.39

Firme de conglomerados S/. 2.39 m<sup>2</sup>

Pavimentación.-Superficie formada por mezcla asfáltica.-

En el análisis de estos precios unitarios están incluidos todos los costos directos, inclusive la depreciación de equipo.

Materiales por m<sup>3</sup> de mezcla.-

Piedra menor de 1".....	70 % en vol.
Arena y material fino .....	30 % en vol.
Para formar un m <sup>3</sup> se necesita:	
Piedra.....	1 000 lts.
Arena 30 % .....	300 "
El peso de la piedra por m <sup>3</sup> es de .....	1 660 kg.
" " " " arena " " " " .....	1 580 "
Para 1 m <sup>3</sup> de mezcla se necesita, piedra.....	1 660 "
" " " " " " arena, 30 % de 1 580 .....	474 "
Peso de agregados por m <sup>3</sup> .....	2 134 kg.

Cantidad de asfalto RC-2.-

5.5 % en peso de los agregados.....	117.4 kg.
10 % para mermas .....	<u>11.7 "</u>

Total por m<sup>3</sup> 129.1 Kg.

Precio de la mezcla por m<sup>3</sup>-

Piedra menor de 1 ", 1 000 lts. a S/.16.60 .....	S/. 16.60
Arena y material fino 300 lts. a S/.4.40.....	" 1.32
Preparación de la mezcla.....	" 5.00
Transporte 1 km.a S/. 0.80.....	" 0.80
Asfalto RC-2;129.1 kg.a S/. 0.18 kg.....	<u>" 23.24</u>

Total..... S/. 46.96

O sea, S/. 46.96 m<sup>3</sup>, 2" de espesor S/. 2.82 m<sup>2</sup>

Costo por m<sup>2</sup> de sello.-

Asfalto RC-1, 1 litro a S/.0.18.....	S/. 0.18
Riego.....	" 0.06
Piedra menuda de 1/8", 15 litros a S/. 16.60 m <sup>3</sup> .....	" 0.25
Extendido.....	" 0.05
Rodillado.....	" 0.05
Barrido .....	<u>" 0.05</u>
	S/. 0.64

Costo por m<sup>2</sup> de sello S/. 0.64

Costo por metro cuadrado de la superficie asfáltica.-

Asfalto MC-0 para imprimación: <del>1.75</del> 1.75 kg. a S/.0.18...	S/. 0.31
Riego de imprimación.....	" 0.06
Costo de la mezcla.....	" 2.82
Colocación de reglas y depreciación.....	" 0.15
Extendido y rodillado.....	" 0.15
Alisado final.....	" 0.05
Costo por m <sup>2</sup> de sello.....	<u>" 0.64</u>

Total..... S/. 4.18

Costo por m<sup>2</sup> de la superficie asfáltica S/. 4.18.

Costo por metro lineal de cuneta.-

Albañilería de piedra canteada.-

Materiales:

Piedras canteadas .....	S/.	12.00 m. <sup>3</sup>
Cemento: 0.58 barriles/m. <sup>3</sup> a S/.2000 barril...	"	11.60
Transporte .....	"	15.00

Mano de obra.-

Cargas, transporte y descarga de 0.184 m. <sup>3</sup> de arena a		
S/.4.00 m. <sup>3</sup> .....	"	0.74
Carga, transporte y descarga de 0.368 m. <sup>3</sup> de		
piedra a S/.16.60 m. <sup>3</sup> .....	"	6.11
Desmenuzamiento: 0.368 m. <sup>3</sup> de piedra. Peón. 1.1 m. <sup>3</sup> /día....	"	
a S/.7.00 jornal.....	"	2.31

Batido del concreto en la mezcladora.-

Maquinista: 0.35 h/m. <sup>3</sup> x 0.40 m. <sup>3</sup> = 0.14 h. a S/.1.25 hora.		0.18
Peón: 1.5 h/m. <sup>3</sup> x 0.40 m. <sup>3</sup> = 0.60 h a S/.0.88 hora.....	"	0.53

Colocación de la albañilería.-

Albañil: 3 h/m. <sup>3</sup> a S/. 1.00 hora.....	"	3.00
Peón: 1.5 h/m. <sup>3</sup> a S/. 0.88 hora.....	"	1.76
Capataz, planillero, seguro, dominical, ect. 32%.....	"	16.96
Depreciación de herramientas 10 %.....	"	5.32

S/.75.61 m.<sup>3</sup>

O sea S/. 10.40 metro lineal (Sección de 0.15 m.<sup>2</sup>)

Cuneta S/. 10.40 metro x lineal.





Doblado de fierros.-

Armador 1.6 h/100 kg. x 172 = 2.75 h a S/. 1.00 hora.....	S/.	2.75
Peón 1.6 hh/100 x 172 = 2.75 h a S/. 0.88 hora.....	"	2.42

Aramado de los fierros y colocado en el encofrado.-

Armador 3 h/100 kg. x 172 = 5.16 h. a S/.1.00 hora .....	"	5.16
Peón 3 h/100 kg. x 172 = 5.16 a S/. 0.88 hora.....	"	4.52

Preparación del encofrado.-

Carpintero 4 h/100 pies <sup>2</sup> x 480 piés <sup>2</sup> = 19.2 h a S/.1.50 hora. "	"	28.80
Peón 0.6 h/m.00 piés <sup>2</sup> x <del>172</del> 480 piés <sup>2</sup> = 2.88 h a S/.0.88 hora "	"	2.53

66locación y apisonado del concreto .-

Albañil 1 h/m <sup>3</sup> a S/. 1.00 hora .....	"	1.00
Peón 1.3 h/m <sup>3</sup> a S/.0.88 hora .....	"	1.14

Desencofrado y limpieza.-

Peón 9 h/100 piés x 4,80 = 43.2 h a S/. 0.88 hora.....	"	38.00
Capataz, planilleros, seguro, dominical, ect., 32 % .....	E	277.00
Depreciación herramientas.10.% .....		86.56
		<u>1 229.18</u>

Puente de concreto armado S/. 1 229.18 m<sup>3</sup>

ANALISIS DE PRECIO DEL ESTRIBO DE CONCRETO ARMADO

Cantidad de materiales por m<sup>3</sup>.

Mezcla 1 : 2 : 4	2.06 barriles de cemento.
	0.440 m <sup>3</sup> de arena.
	0.880 m <sup>3</sup> de piedra.

Jornales.-

Carpinteros .....	S/.	12.00
Albañiles .....	"	8.00
Armador .....	"	8.00
Maquinista .....	"	10.00
Peón .....	"	7.00

Materiales:

Cemento 2.06 barriles a S/.20.00 c/u .....	S/. 41.20
Fierros para el refuerzo 130 kg/m <sup>3</sup> a S/. 3.00 kg.....	" 390.00
Madera para el encofrado 100 piés <sup>2</sup> /m <sup>3</sup> para usarse	
8 veces a S/.2.00 el pié <sup>2</sup> .....	" 25.00
Alambres para ataduras 0.5 kg/m <sup>3</sup> a S/.6.00 el kg.....	" 3.00
Clavos para el encofrado 1kg./m <sup>3</sup> a S/.6.00 el kg.....	" 6.00
Transporte .....	" 30.00

Mano de obra.-

Carga, transporte y descarga de 0.440 m <sup>3</sup> de arena a S/.4.00m <sup>3</sup> .....	" 1.76
Carga, transporte y descarga de 0.880 m <sup>3</sup> de cascajo a S/.16.60"	14.60

Desmenuzamiento de la piedra.-

Peón :1.1 m <sup>3</sup> /día a S/.7.00 al día .....	" 6.36
--	--------

Batido del concreto en mezcladora.-

Maquinista :0.35 h/m <sup>3</sup> a S/.1.25 hora .....	" 0.44
Peón :1.5 h/m <sup>3</sup> a S/.0.88 hora .....	" 1.32

Cortado de fierro.-

Armador: 0.7 h/100 kg. x 130 = 0.91 h. a S/.1.00 hora .....	" 0.91
Peón : 1.6 h/100 kg. x 130 = 2.06 h. a S/.0.88 hora .....	" 1.83

Doblado de fierro.-

Aramador: 1.6 h/100 kg. x 130 = 2.06 a S/.1.00 hora .....	" 2.06
Peón : 1.6 h/100 x 130 = 2.06 h. a S/. 0.88 hora .....	" 1.82

Aramado de los fierros y colocado en el encofrado.-

Armador: 3 h/100 kg. x 130 = 3.90 h. a S/. 1.00 hora .....	" 3.90
Peón : 3 h/100 kg. x 130 = 3.90 h. a S/. 0.88 hora .....	" 3.43

Preparación del encofrado.-

Carpintero : 4 h/100 piés <sup>2</sup> x 100 = 4 h. a S/.1.50 hora .....	" 6.00
Peón: 0.6 h/100 piés <sup>2</sup> x 100 = 0.6 h. a S/.0.88 hora .....	" 0.53

Colocación y apisonado del concreto.-

Albañil: 1 h/m <sup>3</sup> a S/.1.00 hora .....	" 1.00
Peón: 1.3 h/m <sup>3</sup> a S/.0.88 hora .....	" 1.14

Desenfofrado y limpieza.-

Peón: 9 h/100 piés <sup>2</sup> x 100 = 9 h a S/.0.88 hora.....	S/.7.90
Capataz, planilleros, seguro, dominical, ect., 32 % .....	"176.00
Depreciación de herramientas 10 % .....	55.00
	S/.781.20

Estrubo de concreto armado S/. 781.20 m.<sup>3</sup>

ANALISIS DE PRECIO DEL ASIEN TO DE CONCRETO CICLOPES.

Cantidad de materiales por m.<sup>3</sup>

Mezcla 1 ; 3 ; 6	1.44 barriles de cemen to
	0.462 m. <sup>3</sup> de arena.
	0.924 m. <sup>3</sup> de piedra.

Materiales.-

Cemento: 1.44 barriles a S/.20.00 c/u .....	S/.28.80
Madera: 40 piés <sup>2</sup> / m. <sup>3</sup> a S/.2.00 pie <sup>2</sup> , para usarse 8 veces.	" 10.00
Clavos 1 kg/m. <sup>3</sup> a S/. 6.00 kg.....	" 6.00
Transporte .....	" 30.00

Mano de obra.-

Carga, transporte y descarga de 0.462 m. <sup>3</sup> de arena a S/.4.00"	1.85
Carga, transporte y descarga de 0.924 m. <sup>3</sup> de piedra S/.16.60"	15.34

Desmenuzamiento de la piedra.-

Peón : 1.1 m <sup>3</sup> /día a S/. 7.00 día .....	" 6.36
---	--------

Batido del concreto en mezcladora.-

Maquinista: 0.36 h/m. <sup>3</sup> a S/. 1.25 hora .....	" 0.44
Peón : 1.50 h/m. <sup>3</sup> a S/.0.88 hora .....	" 1.32

Preparación del encofrado.-

Carpintero : 4 h/100 piés <sup>2</sup> x 40 piés <sup>2</sup> =1.6 h. a S/.1.50 hora"	2.40
Peón: 0.6 h/100 piés <sup>2</sup> x 40 piés <sup>2</sup> =0.24 h. a S/. 0.88 hora	" 0.21

Colocación y apisonado del concreto.-

Peón: 1.3 h/m. <sup>3</sup> a S/. 0.88 hora .....	" 1.15
---	--------

Desenfofrado y limpieza.-

Peón: 9 h/100 piés <sup>2</sup> x 40 piés <sup>2</sup> =3.60 h. a S/.0.88 .....	" 3.17
Capataz, planilleros, seguro, dominical, ect., 32 % .....	" 34.25
Depreciación herramientas 10 % .....	" 10.70
	S/.152.00

Asiento de concreto ciclópeo S/.152.00 m.<sup>3</sup>

PRESUPUESTO

Km 15 al Km 16.

Partidas	Cantidad ( m )	Precio unitario	Costo parcial	Costo por partida
<u>Rellenos</u>		S/.	S/.	S/.
Propio	1 975.4	1.14	2 251.96	
De préstamo	1 201.6	1.70	2 042.72	4 294.68
<u>Cortes</u>				
Conglomerado	1 280.2	2.47	3 162.09	
Roca blanda	810.4	4.69	3 800.78	
Roca dura	1 111.4	6.53	7 247.44	14 210.31
<u>Sub-base de arena</u>	8 000.00	1.88	14 400.0	14 400.00
<u>Afirmado</u>				
Firme de conglomerado	8 000.00 m.	2,39	19 120.00	19 120.00
<u>Pavimento</u>				
Asfalto	6 000.00	4.18	25.080.00	25 080.00
<u>Cuneta</u>				
Albañilería de piedra	1 000.00 m.l.	10.40	10 400.00	10 400.00
<u>Drenaje</u>				
Pozos colectores	5	800.00	4 000.00	
Tubos "Armeo"	100.00 m.	100.00 ml.	10 000.00	14 000.00

TOTAL S/.101 504.99

SON: CIENTO UN MIL QUINIENTOS CUATRO Y 99/100 SOLES ORO/

PRESUPUESTO DEL PUENTE

Partidas	Cantidad	Precio unitario	Costo parcial	Costo por partida
<u>Estribo derecho</u>		S/.		
Corte roca dura	32.50	6.53	212.23	
Cuerpo concreto ciclópeo	30.90	152.0	4696.80	4 909.03
<u>Estribo izquierdo</u>				
Excavación	2 100.00 m	2.47	5 200.0	
Cuerpo de concreto armado	535.775	781.20	418 547.43	423 647.43
<u>Puente propiamente dicho</u>	62.32	1229.18	77 602.50	77 602.50
<u>Apoyos</u>				
Planchas	4 8- 80 kg.			
Pernos	18 -- 20 kg.	100 kg.	6.00	600.00
Asfalto	120 ml.	4.18	501.60	1 001.60

TOTAL S/4507 260.56

SON: QUINIENTOS SIETE MIL DOSCIENTOS SESENTA Y 56/100 soles oro.