P R O Y E C T O D E G R A D O

Tésis de CAMINOS que para obtener el grado de INGENIERO, en la especialidad de CONSTRUCCIONES CIVILES, presenta el ex-alumno perteneciente a la PROMOCION 1945

Señor Germán Paz Cupén.

Germán Paz

Lima, Junio de 1950.-

Proyecto de Caminos para la Promoción 1945 de Ingenieros, especialidad Construcciones Civiles.

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

A.- Situada sobre la cota 6 m. aproximadamente.

B.- Situada sobre la cota 132 m. aproximadamente.

C.- Situada sobre la cota 22 m. aproximadamente.

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

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

a).- Plano planta.

b).- Perfiles transversales.

c).- Perfil longitudinal.

d).- Planos, cortes, perfiles, etc. de las obras de arte.

e).- Cubicaciones, análisis de precios y presupuestos para tres kilometros de camino.

f).- Estudio relativo al pavimento que deberá emplearse.

g).- Memoria explicativa en que deberá estudiarse :

1.- La comparación entre los dos trazos estudiados.

2.- La deducción y fundamento de las características, que deben ser deducidas de la velocidad que se tome como de régimen.

Grupo B.- Características técnicas.-

1).- Gradiente máxima.....3.5 %

2).- Velocidad de régimen.....100 km. por hora.

3).- Pavimento para tráfico mediano; camiones de 10 Ton. Frecuente.

4).- Ancho para dos tráficos.

Las demás características serán deducidas.

4.- Para los efectos de la clasificación del material, se deberá considerar:

a).- Como roca dura, la parte comprendida entre las lineas RS y TU del plano.

b).- Como terreno de tierra dura, la parte comprendida de la linea

TU a la derecha.

c).- Como terreno de aluvión moderno, la zona comprendida de la linea RS hacia la izquierda, salvo los cerros marcados O y P de la cota 50 hacia la cumbre y los N de la cota 80 hacia la cumbre.

5.- Los alumnos deberán calcular un puente completo,para lo cual el perfil que se acompaña se considerará como correspondiente al río en el sitio en que se cruce.

Juan Quiroga. C. Romero Sotomayor.

Lima, 8 de Julio de 1945.

Estudio comparativo de los dos trazos propuestos en las especificaciones del presente proyecto.

Trazo directo A-B-C.-Dada la diferencia de altura que habría que vencer 126 m.,para subir del pueblo A hacia el B,el tramo a proyectarse,para una velocidad de régimen de 100 km/h que requiere curvas de 340 m. de radio haría completamente imposible aun el intento de querertratarlo. Aun haciendo concesiones y usando el radio mínimo correspondiente a una carretera de primera clase en terreno accidentado que es de 56 m.,tendríamos que el camino a proyectarse para ir de A a B se vería obligado a conternear todas las quebradas de orden superior con la pendiente máxima aceptada,obligando ello a que el eje del camino cambie continuamente de dirección,brindando así a los ocupantes de los vehículos que lostran sitaran todas las incomodidades inherentes a un camino de eje sinuoso. Aun mas habrían sitios donde sería imposible locar las curvas del radio mínimo requerido,se presentarían tangentes demasiado cortas y en muchos casos habría que cambiar de dirección valiéndose de curvas y contracurvas.Además el trazo directo A-B-C,sería por demás injusto,pues obligaría a un viaje largo e inoficioso a los pasajeros ó a los vehículos de carga que para ir de A a C tendrían que subir de la cota 6,pueblo A,a la cota 132,pueblo B,para después volver a bajar al pueblo C situado en la cota 22.

Por ser antieconómi e incómodo este intento de solución será desechado para decidirse por un trazo principal al pueblo C partiendo del pueblo A y un ramal al pueblo B.

Caracteristicas técnicas.

Según las caracteristicas técnicas otorgadas se trata de una carretera de Primera Clase,de modo que sus características técnicas corresponderán a una carretera de este tipo.

Velocidades directrices.

Tramo principal A-C.-Velocidad directriz 100 km/h.

Ramal al pueblo B.- Velocidad directriz 45 km/h

Usuario.

Para el diseño de las obras de arte considero un camión H15-S12

Para el diseño de la calzada considero el camión de 10 toneladas como consta en las especificaciones.

Gálibo

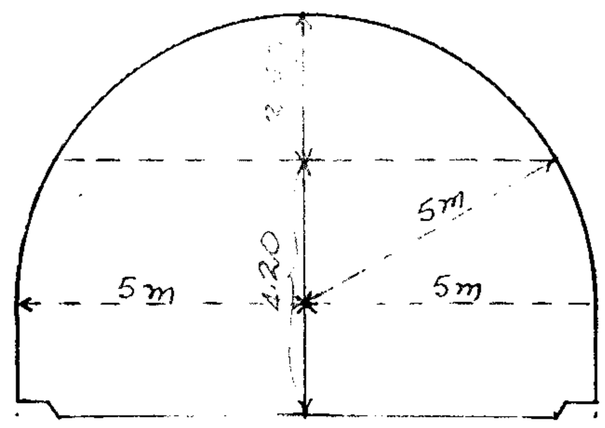
El gálibo para el túnel será el correspondiente para dos tráficos, teniendo el ancho y la altura indicados en el dibujo.

Superficie de rodadura y bermas

Tramo principal A-C.- Superficie de rodadura 6.60m

Bermas: 2 de 1 m. 2.00

Total-8.60 m.



Ramal al pueblo B.- Superficie de rodadura 6.00 m

Bermas: 2 de 0.50 1.00 m

Total- 7.00 m

Bombeo.-Ambas calzadas llevarán un bombeo de 2 %.

Cunetas y taludes.

La sección de las cunetas será triangular y considerando que el trazo del presente proyecto debe hacerse en una zona de la Costa donde las precipitaciones son poco frecuentes, se les ha dado una profundidad de 0.30 y un ancho de 0.50, medido éste desde la vertical que pasa por el vértice de la cuneta al borde de la berma.

El talud exterior de la cuneta será el correspondiente para los cortes en el terreno de acuerdo con el tipo de que se trate.

Taludes.

Taludes de corte.-Tierra Compacata-Categoría 11.-Corresponde a la zona comprendida entre la linea TU y el pueblo A.

Talud : 2 vertical-1 horizontal.

Aluvión moderno ó conglomerado.-Cat egoría 111.-Corresponde a la zona comprendida entre la linea Rs y el pueblo C.

Talud: 3 vertical-1 horizontal.

Roca dura.-Categoría V.-Corresponde a la zona del terreno comprendida entre las lineas RS y TU del plano.

Talud : 10 vertical-1 horizontal.

Taludes de relleno.-Para los rellenos hechos con material de 11 y 111 el talud de relleno será de 1:1 1/2.

Para enrocados será de 1 : 1.

Radio mínimo.

Tramo principal A-C.-Velocidad directriz 100 km/h.

Aplicamos la fórmula de las Normas Peruanas.- $R = V^2/128(p/f)$.

V = velocidad en km/h.

p= peralte máximo en centésimos,cuyo valor se ha fijado en 0.08 para ca rreteras de Primera Clase.

f= coeficienfe de fricción dado por la fórmula empírica.

$$f = 1/1.4\sqrt[3]{V}$$

V = velocidad en km por hora.

Cálculo de R para V 100 km por hora.

$f = 1/1.4\sqrt[3]{100} = 0.154$

$R \quad V^2/128(p+f) = 100^2/128(0.08+0.154) = 340$ m.

Ramal al pueblo B.-Velocidad directriz para terreno accidentado 45 km/h

$f = 1/1.4\sqrt[3]{45} = 0.20$

$R = 45^2/128(0.08+0.20) = 56m = 60$ m.

Sobreanchos.

Debido al desplazamiento que sufren las ruedas delanteras de los vehículos automotores,éstas ocupan en las curvas mayores anchos que en las tangentes,reduciendo así el resto de calzada necesario para que sea posible el cruce de otro carro que coincidiera en pasar en ese mismo instante.

Por otra parte la seguridad hace necesario que el volteo de los carros se realice dentrode una faja central suficientemente ancha,para que al quedar entre los carros un espacio libre,se reduzcan al mínimo las posibilidades de choques laterales.

Estos sobreanchos se tomarán con su valor total en la parte circular, considerándose la mitad en su parte exterior y la otra mitad en su parte interior.Este sobreancho se reducirá linealmente a lo largo de la curva de transición.

La fórmula para su cálculo es:"

$$S = n\left\{R - \sqrt{R^2 - L^2}\right. + V/10\sqrt{R}.$$

S =sobreancho en m.

n =número de vías en tránsito.

R =radio de la curva en metros.

V =velocidad directriz en km/hora.

L =distancia entre ejes del vehículo fijado en 6 metros.

Sobreancho para las curvas del tramo A-C.- En este tramo hay sólo 3 curvas del mismo radio.

Para n= 2 L= 6 y V =100 km/h.

R 340 m $S = 2\left\{340 - \sqrt{340^2 - 6^2}\right. + 100/10\sqrt{340} = 0.67$ m.

Sobreancho para las curvas del ramal al pueblo B.-

Para n = 2 L = 6 m. V=45 km/h.

R = 70 $s = 2\left\{70 - \sqrt{70^2 - 6^2}\right\} + \frac{45}{10\sqrt{70}}$ 1.38

R = 80 $S = 2\left\{80 - \sqrt{80^2 - 6^2}\right\} + \frac{45}{10\sqrt{80}}$ 1.10

R = 90 $S = 2\left\{90 - \sqrt{90^2 - 6^2}\right\} + \frac{45}{10\sqrt{90}}$ 0.88

R = 100 $S = 2\left\{100 - \sqrt{100^2 - 6^2}\right\} + \frac{45}{10\sqrt{100}}$ 0.85

R = 110 $S = 2\left\{110 - \sqrt{110^2 - 6^2}\right\} + \frac{45}{10\sqrt{110}}$ 0.83

R = 136 $S = 2\left\{136 - \sqrt{136^2 - 6^2}\right\} + \frac{45}{10\sqrt{136}}$ 0.62

R = 140 $S = 2\left\{140 - \sqrt{140^2 - 6^2}\right\} + \frac{45}{10\sqrt{140}}$ 0.65

Peralte.-Todo vehículo desde el momento que abandona una tangente e ingresa a una curva, queda sometido a la acción de la fuerza centrífuga que trata de sacarlo a cada instante de la calzada, en la dirección tangencial y a un deslizamiento si el coeficiente de fricción es bajo. Con el fin de contrarrestar los efectos anteriores, se podrían construir curvas de grandes radios lo que no siempre es posible, pues, muchas de ellas resultarían antieconómicas, siendo entonces necesario recurrir a la sobreelevación del lado exterior de la curva, es decir al peralte.

La sobreelevación mencionada puede hacerse girando sobre el eje de la carretera o sobre su borde interior.

Las Normas Peruanas han fijado como peralte máximo para las Carreteras de Primera Clase, el 8 % del ancho de la calzada.

Este peralte habrá que mantenerlo en las curvas hasta de un radio de 340 m. y disminuirá proporcionalmente en 0.50 % para cada 20 metros, hasta radios de 580 metros.

En el presente proyecto la curva máxima tiene un radio de 342 m., casi igual al límite, por lo que todas las curvas serán peraltadas.

Curvas de transición.- Habrá que usar transiciones en las curvas hasta cuyo radio sea de 580 m. Como todas las curvas del presente proyecto tienen un radio inferior al límite fijado, para todas ellas se ha calculado la correspondiente longitud de transición.

Su objeto y necesidad.- Las curvas de transición, como su nombre lo indica, son curvas de radio variable, que permiten pasar gradual e insensiblemente del radio infinito de la linea recta al radio de la curva circular.

Estas curvas de enlace llenan un doble fin: suavizar o hacer menos sensible la entrada y salida de los vehículos en las curvas y construir sobre ellas las rampas del peralte.

Al emplearse eventualmente curvas de transición, se podrá suprimir la tangente intermedia, tomando la longitud necesaria para la transición del peralte sobre las curvas contiguas.

Longitud.- Se determina por la fórmula:

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

V = velocidad en km/hora.

R = radio de la curva en m.

C = coeficiente variable que es igual a 28 para velocidades de 100 ó mas km/hora.

La longitud de transición obtenida debe satisfacer la condición siguiente : $L \leq 2R \text{ tang } \Delta/2$.

Longitudes de transición para las curvas del tramo A-C.-

Para V = 100 km/h. C = 28.

R = 340 $L = V^3/CR = 100^3/28 \times 340 = 105$ m.

Longitudes de transición para las curvas del ramal al pueblo B.-

V = 45 km/h C = 70.

R = 70 $L = 45^3/70 \times 70 = 18.50$

R = 80 $L = 45^3/70 \times 80 = 16.00$

R = 90 $L = 45^3/70 \times 90 = 14.00$

R = 100 $L = 45^3/70 \times 100 = 13.00$

R = 110 $L = 45^3/70 \times 110 = 12.00$

R = 136 $L = 45^3/70 \times 136 = 9.50$

R = 140 $L = 45^3/70 \times 140 = 9.30$

Comprobación longitudes de transición curvas tramo A-C.

Curvas.	$\Delta/2$	Tang $\Delta/2$	Radio	$L \leq 2R \text{ tang } /2$
1	29°15'	0.560	340	
2	25°	0.466	340	105 < 380 m.
3	49°	1.150	340	

Comprobación longitudes transición curvas ramal al pueblo B.-

1	25°	0.554	140	9.30 < 155
2	12°	0.212	70	18.50 < 30
3	24°30'	0.455	70	18.50 < 63
4	4°15'	0.074	110	12.00 < 16
5	35°15'	0.706	136	9.50 < 192
6	70°45'	2.863	90	14.00 < 515
7	58°30'	0.631	100	13.00 < 126
8	8°15'	0.144	70	18.50 < 20
9	11°45'	0.208	70	18.50 < 20
10	27°15'	0.515	80	16.00 < 82
11	92°30'	22.900	80	16.00 < 3,660
12	61°00'	1.800	80	16.00 < 288.

Visibilidad.

Para que los vehículos circulen en determinadas condiciones de seguridad es necesario que la carretera reúna también determinadas condiciones de visibilidad.Si en la trayectoria que ha de seguir se encontrara con un obstáculo,es necesario que el conductor lo vea con tiempo suficiente para que teniendo en cuenta la velocidad de marcha,pueda salvarlo apartándose de él,si la anchura de la carretera lo permite,ó pueda parar,por acción de los frenos,antes de llegar a chocar.

Los puntos críticos en los cuales es necesario prever campo visual son:

1.-Las curvas convexas ó salientes,en los cuales los taludes de corte, cubren al que maneja,una gran extensión de carretera.

2.-Los vértices salientes de la rasante,en los cuales las cúspides quitan visibilidad al conductor que sube por la rampa.

Visibilidad en plano para carretera de dos tráficos.-Las carreteras de este tipo ofrecerán visibilidad de frenado y de paso.

Para los efectos de la visibilidad de paso se estimará que el vehículo que es pasado lleva una velocidad menor en 15 km.que la velocidad directriz.

Según las Normas Peruanas vigentes se considerará visibilidad de frenado en toda la longitud del camino y de visibilidad de paso a distancias no mayores de 5 km.

Para V = 100 km/h	V = 45 km/h
Df = 155 m.	Df = 52 m
Dp = 800 m.	Dp = 170 m

Valiéndome del gráfico N° 6 del Boletín de la Dirección de Caminos y Ferrocarriles,calculo los valores de m necesarios para que cada curva ofrezca visibilidad de frenado.

La visibilidad de paso puede conseguirse en cada tangente que haya ubicada entre dos curvas,pues todo conductor sabe que en curva debe evitarse el tratar de pasar al carro que va adelante debido a la posibilidad de la aproximación de otro carro en sentido contrario.

Visibilidad de frenado en las curvas del tramo A-C.-

R = 340 m m = 9.00

Visibilidad de frenado en las curvas del ramal al pueblo B.-

R = 70	m = 4.70	R = 90	m = 3.70	R = 110	m = 3.10
R = 80	m = 4.20	R = 100	m = 3.30	R = 136	m = 2.50
		R = 140	m = 2.40		

En las curvas horizontales se construirán se construirán banquetas de visibilidad en todas las secciones donde sea necesario alcanzar los valores anteriormente mencionados.

Visibilidad en curvas verticales.-En los caminos con pavimento de tipo superior,como en el del presente proyecto,se recomienda la construcción de curvas verticales entre los tramos cuyas diferencias de pendientes sean iguales ó superiores a la unidad.

En las curvas verticales cóncavas y convexas,se recomienda la curva de 80 m hasta donde sea posible.

Como en el presente proyecto hay dos curvas convexas con diferencias de 3 y 7 %,habiendo considerando para éllas 120 y 240 m. respectivamente. Curvas cóncavas habrían dos,siendo las diferencias de los tramos que las forman de 3 y 2.5 % cuyos valores correspondientes para una velocidad de 100 km/h,serían de 30 y 35 m.Se colocarán dos curvas cóncavas de 80 m.

Trazo .-Generalidades.

Habiendo quedado descartado el trazo directo que uniría los pueblos A-B y C,debido a las razones anteriormente expuestas,el presente proyecto constará de dos tramos : el principal que unirá los pueblos A-C y un ramal al pueblo B.

Debido al hecho de que en las especificaciones del proyecto se considera una velocidad de 100 km/h,como velocidad de régimen,y no siendo llana la topografía correspondiente al terreno donde debe locarse el camino a proyectarse,se comprende que el trazo en estas condiciones exigirá grandes movimientos de tierra,habiendo sido necesario,aun mas,la construcción de un tunel de 240 m de longitud,pues de lo contrario habría sido necesario llevar el camino por el mar sobre una estructura de concreto tipo víaducto,ó en su defecto construir algunos tramos en repisa.

El sitio para la ubicación del tunel se ha escogido,después de muchos tanteos,de tal manera que se obtenga la menor longitud de tunel y por ende la de excavación a la vez que permitiera la locación de grandes tangentes lo cual se ha conseguido solamente con la construcción de 3 curvas de 340 m.

Cruce del río.-El cruce del río ha tenido que hacerse en curva ya que era imposible locar una curva de la magnitud requerida mas hacia aguas arriba del punto elegido a fin de poderlo cruzar en tangente.Como esta curva debe construirse casi toda en relleno se dispondrá de gran visibilidad de acceso,

La construcción de un tunel ha permitido el tramo principal sumamente corto y cuya longitud de 3.260 km. se desdobla así,1.213 km. en curva y 2.047 km en tangente.

En esta longitud se han locado 3 curvas de 340 m. de radio,lo que da un promedio de 0.90 curvas por km,promedio bastante bueno para una zona de topografía que no es llana y para una velocidad de 100 km/h.

Las pendientes adoptadas en los diferentes tramos y sus respectivas longitudes serán las siguientes: 240m con 3.5 %,660 m con 0.50,1,200 con 3.5 %, desdoblándose así: 240 m en tunel y 960 a cielo abierto.Todas estas pendientes son positivas,es decir subiendo,pues desde aquí hay que empezar a bajar hacia el pueblo C.

Bajando hacia C tenemos las siguientes longitudes y sus respectivas pendientes : 940 m con 3.5 % y 220 con 2.2 %.

Tratando de adaptarme lo mejor posible a la topografía del terreno,dentro de las condiciones bastante desfavorables que ésta ofrece,he quebrado la rasante en 4 puntos con un tramo mínimo de 220 m, mayor en 20 m. que el mínimo estipulado en las Normas Perúanas.

Con el fin de satisfacer la visibilidad en perfil,he intercalado 4 curvas parábolicas,2 convexas y dos cóncavas de 120,240,80 y 80 m respectivamente.

El cruce del río cercano a la población A ha sido efectuado mediante un puente en arco de concreto armado y de superestructura aligerada..

El cruce del río cercano al pueblo C,ha sido efectuado mediante una alcantarilla tipo de concreto ya que el cruce se realiza en la zona de naciente.

<u>Ramal al pueblo B</u>.-Debido a que la topografía correspondiente a esta zona es bastante accidentada,se ha considerado la velocidad correspondiente, para una carretera de Primera Clase, en esta clase de terreno y que es de 45 km/h.

Este tramo que parte de la estaca 1.740 km del tramo principal A-C,sigue un trazo casi rectilineo,presentando inflexiones suaves tanto en plano como en perfil.Solo en las zonas circunvecinas a B presenta una vuelta cerrada,imprescindible para llegar al pueblo mencionado.

Comprende una longitud de 2.520 km que se desdobla en 1.217 km en curva y 1.303 km en tangente.

Se han construido en este tramo 11 curvas que dan un promedio de 3.5 km

curvas por km.

La curva límite,56 m,no ha sido usada siendo la mínima empleada 70 en puntos difíciles del terreno y con el fin de salvar mejor los cortes y rellenos que se presentaban.

En perfil está formado por tres tramos cuyas longitudes y pendientes son las siguientes: 200 m con 3.5 %, 400 con 2.7 % y 1,920 m con 3.5 %.

El desvío para ir del pueblo C al B está formado por un tramo en curva compuesto de dos tramos con 3.5 y 2.7 % respectivamente y enlazados por una curva vertical de 20 m de longitud.

Tunel.

Debido a que el camino considerado como principal,uniendo los pueblos A y C,debe diseñarse para una velocidad de régimen de 100 km/h,lo cual obliga a la construcción de curvas de 340 m de radio,ha sido imprescindible la construcción de un tunel,tunel que ha sido ubicado en tangente y en un sitio escogido de tal manera,que mediante esa elección ha sido posible la construcción de un camino sumamente corto de 3.260 km de longitud con solo 3 curvas del radio mencionado.

Su longitud ha sido fijada en 240 m,desde la estaca 98 hasta la 22 del kilómetro 1.Lleva la pendiente del tramo de acceso,3.5 %,y su forma corresponde a la indicada en la figura.Se han considerado dos veredas para el paso de los peatones,mas ó menos de 0.70 m cada una y una superficie de rodadura de 8.60 m,ya que tanto en túneles como en puentes el ancho de la calzada debe ser cuando menos igual a la que trae la carretera de acceso con el fin de que se eviten las frenadas y los accidentes que se producen en los accesos de los túneles ó puentes iguales en ancho al de la zona pavimentada,sobre todo cuando son cruzados por camiones de carrocería grande que dan la impresión de que el tunel es muy estrecho.

La ubicación del tunel en tangente ofrece la gran ventaja de tener visibilidad natural y evita la construcción laboriosa del tunel en curva y la del sobreancho que habría que darle debido a la desviación que sufren los carros al pasarla.

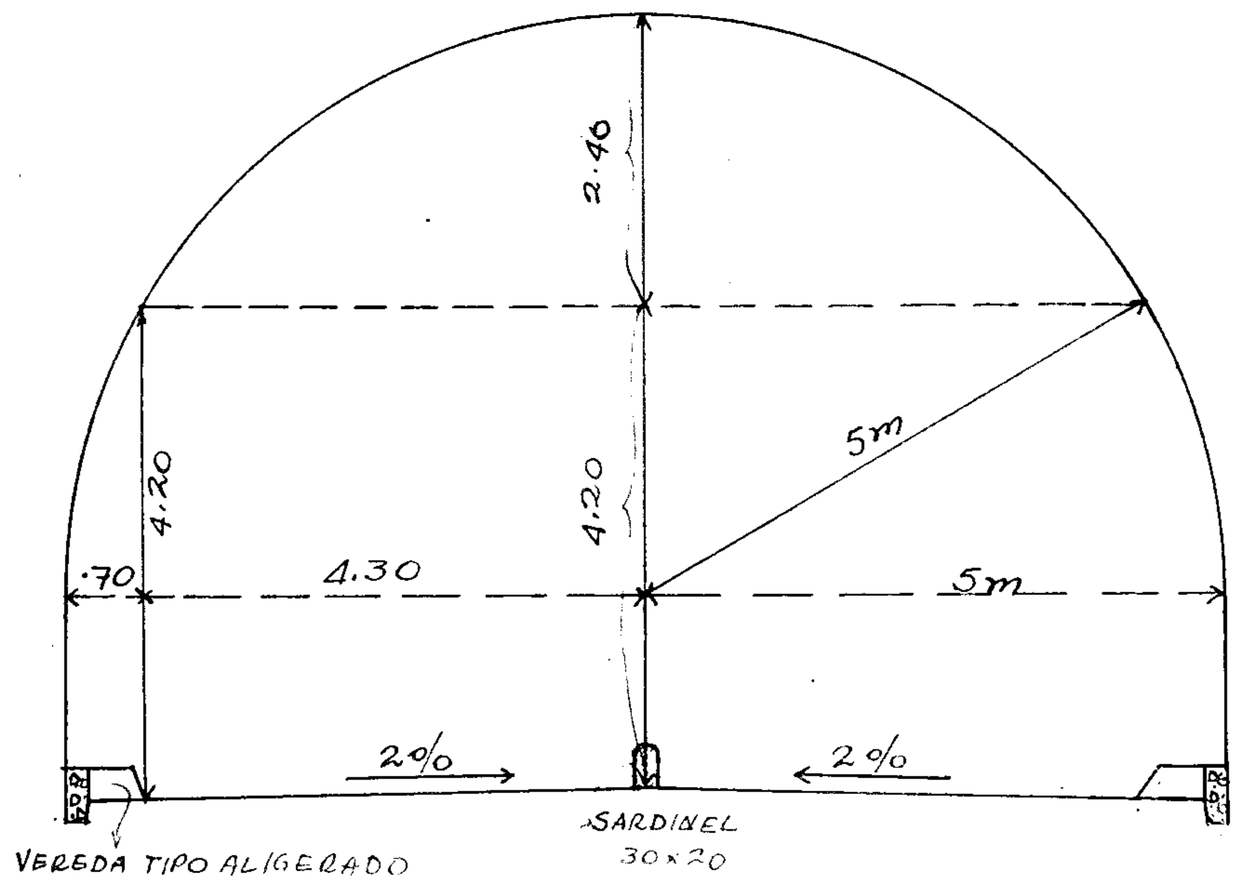
Forma del tunel.-Los túneles en roca se diseñan generalmente con un arco de medio punto y paredes verticales.

La forma circular es teoricamente la mejor para resistir las fuerzas exteriores que pudieran presentarse ofreciendo a su vez la mayor área para el menos perímetro,pero tiene la desventaja de que el piso circular

dificulta la colocación de las dos pistas.

Una forma bastante generalizada es la llamada pata de caballo que es una forma intermedia entre las dos anteriores que tiene como ventaja,por ser toda en arco, de resistir cualquier esfuerzo exterior que pudiera presentarse,sin embargo por ser su fondo cóncavo habría que hacer el fondo al final a fin de que el agua no se emposara en el centro y teniendo para ello que hacerse siempre las cunetas laterales para drenar el tunel durante la construcción.Aun mas,siendo la roca un excelente material de subrasante no justifico el por que de gastar mas en darle al fondo la flecha requerida para tener después que colocar material graduado para formar la subrasante.

En vista de las razones anteriormente expuestas y por tratarse de un terreno de categoría V,roca dura,adoptaré la forma indicada en el libro de la A.S.S.H.O,es decir un tunel de paredes verticales con un arco de medio punto,teniendo la altura indicada en las N.P. de 4.20,el fondo llevará un bombeo de 2 %,2 cunetas laterales para el drenaje y 2 veredas diseñadas de tal manera para que dejen pasar el agua proveniente de la calzada.Llevará también un sardinel central de 30 x 20 cm a fin de que divida claramente las dos vías



Revestimiento.-Según los profesores Richardson y Mayo,no hay ningún método racional para diseñar el espesor del revestimiento,especialmente para aquellos que se hallan en roca.

Usualmente no hay presión alguna que actúe sobre el revestimiento de los túneles en roca,sirviendo ésta sólo para prevenir el aflojamiento de fragmentos de roca por acción del viento ó para soportar losas que se aflojan del cielo del tunel.

Cuando la altura del terreno encima del tunel es de 150 m ó menos, la presión que se ejerce sobre la vestidura es pequeña ó casi no existe, sobre todo en los terrenos de roca. En el presente proyecto el tunel se haya ubicado en zona de roca dura y la altura del terreno sobre el tunel es solamente de 34 m, muy por debajo de la cifra límite, 150 m, recomendada en el libro de los Ingenieros anteriormente mencionados.

Además el revestimiento con concreto del interior de un tunel aumentaría su costo en un 40 % del valor de él. De acuerdo con lo anteriormente expuesto, lo cual es corroborado por la fórmula del Profesor Ritter, el tunel del presente proyecto no llevará vestiduta alguna.

Teoría del Profesor Ritter.-En los casos de un terreno con "cierta cohesión", sólo actúa una zona limitada del terreno que al perder su cohesión carga sobre la galería. La sección del sólido activo tiene forma aproximada de una elipse y la fórmula que da la altura de la curva de empuje activo es :

$$h = b^2/16u$$

b = eje menor de la elipse.

u = relación entre la cohesión del terren y su peso específico.

Según Kommerell, para grandes profundidades, el plano de rotura es el plano bisector del plano de talud natural y el plano vertical que pasa por el costado del tunel, de aquí que el eje menor de la elipse, b, sea:

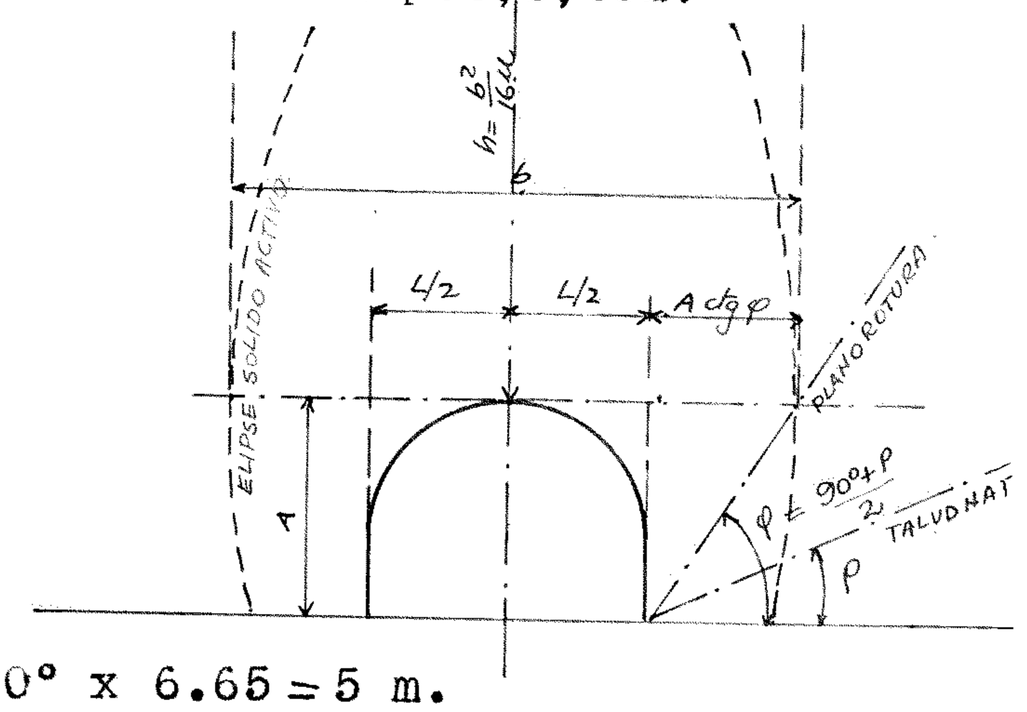
$$b = L/2 + A \operatorname{ctg} \frac{90° + \rho}{2}$$

Para nuestro caso :

L ancho total del tunel 10 m.

A altura total del tunel 6.65 m.

ρ = ángulo de reposo = 90° para roca dura.



Aplicando a nuestro caso tendríamos :

$b = 10/2 + 6.65 \operatorname{ctg} \frac{90 + 906}{2} = 10/2 + \operatorname{ctg} 90° \times 6.65 = 5$ m.

La cohesión se mide en este caso por la carga de trabajo de la roca a la compresión, carga que es de 30 kg/cm^2. Considerando un peso específico de 2,400 kg/m^3 tendremos : $u = \frac{30 \times 10{,}000 \text{ kg/m}^2}{2{,}400 \text{ kg/m}^3} = 125$ m.

$h = b^2/u = (5 \text{ m})^2 / 16 \times 125 = 0.0125$ m ó sea que en este caso prácticamente no hay sólido de carga.

Además en la práctica la falta de homogeneidad del terreno hace inexac

Cuando la altura del terreno encima del tunel es de 150 m ó menos, la presión que se ejerce sobre la vestidura es pequeña ó casi no existe, sobre todo en los terrenos de roca. En el presente proyecto el tunel se haya ubicado en zona de roca dura y la altura del terreno sobre el tunel es solamente de 34 m, muy por debajo de la cifra límite, 150 m, recomendada en el libro de los Ingenieros anteriormente mencionados.

Además el revestimiento con concreto del interior de un tunel aumentaría su costo en un 40 % del valor de él. De acuerdo con lo anteriormente expuesto, lo cual es corroborado por la fórmula del Profesor Ritter, el tunel del presente proyecto no llevará vestiduta alguna.

Teoría del Profesor Ritter.-En los casos de un terreno con "cierta cohesión", sólo actúa una zona limitada del terreno que al perder su cohesión carga sobre la galería. La sección del sólido activo tiene forma aproximada de una elipse y la fórmula que da la altura de la curva de empuje activo es :

$$h = b^2/16u$$

b = eje menor de la elipse.

u = relación entre la cohesión del terren y su peso específico.

Según Kommerell, para grandes profundidades, el plano de rotura es el plano bisector del plano de talud natural y el plano vertical que pasa por el costado del tunel, de aquí que el eje menor de la elipse, b, sea:

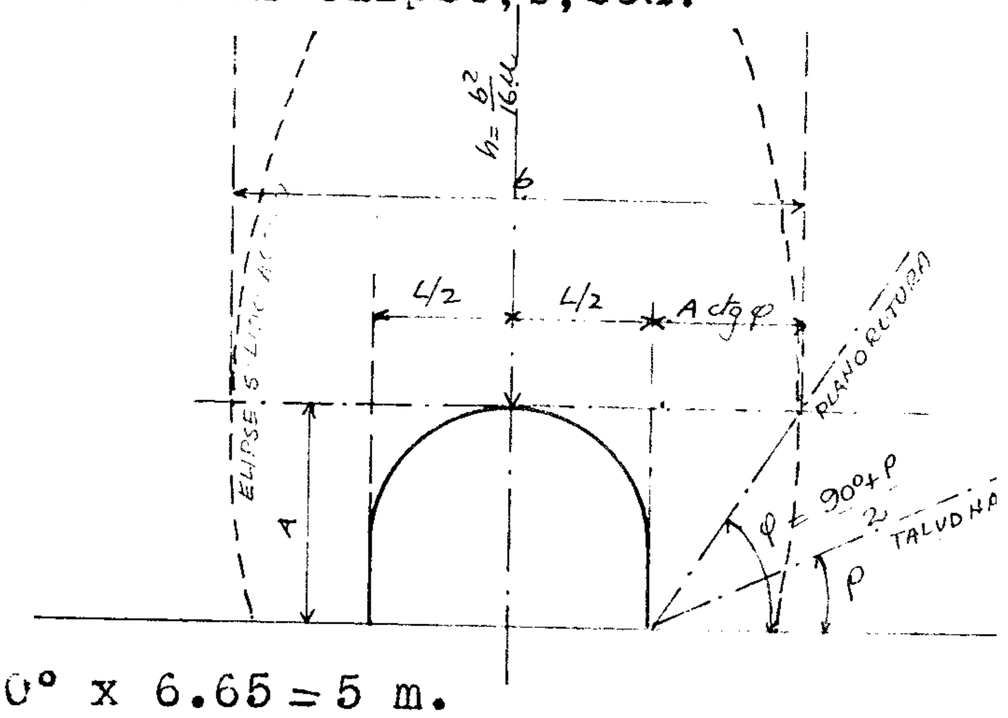
$$b = L/2 + A \operatorname{ctg} \frac{90° + \rho}{2}$$

Para nuestro caso :

L ancho total del tunel 10 m.

A altura total del tunel 6.65 m.

ρ = ángulo de reposo = 90° para roca dura.



Aplicando a nuestro caso tendríamos :

$b = 10/2 + 6.65 \operatorname{ctg} \frac{90 + 906}{2} = 10/2 + \operatorname{ctg} 90° \times 6.65 = 5$ m.

La cohesión se mide en este caso por la carga de trabajo de la roca a la compresión, carga que es de 30 kg/cm^2. Considerando un peso específico de 2,400 kg/m^3 tendremos : $u = \frac{30 \times 10{,}000 \text{ kg/m}^2}{2{,}400 \text{ kg/m}^3} = 125$ m.

$h = b^2/u = (5 \text{ m})^2 / 16 \times 125 = 0.0125$ m ó sea que en este caso prácticamente no hay sólido de carga.

Además en la práctica la falta de homogeneidad del terreno hace inexac

ta la determinación de h valiéndose del coeficiente u,por lo que en el libro del profesor Escario se recomienda ir midiendo la presión efectiva ejercida por el terreno,

Además se necesitaría un estudio geológico de la región a fin de conocer el buzamiento de los estratos para justificar la vestidura del tunel.

Por todo lo anteriormente expuesto yo diseñaré el tunel sin vestidura alguna.

Drenaje.-El problema del drenaje en todo tunel se desdobla a su vez en otros dos, que son el drenaje durante la construcción y el drenaje después de ella que viene a ser a su vez en drenaje definitivo.

Drenaje durante la construcción.-En toda construcción de túneles siempre se presentan corrientes de agua,filtraciones,que al irrumpir en las zonas de trabajo crean dificultades al personal que labora en su construcción retardando el avance.

Cuando aparecen filtraciones puede acudirse a su taponamiento por medio de mortero cemento-arena en estado fluido inyectado a presión y que lleve en su constitución substancias químicas de fragua rápida,tales son los productos Sitka.

Cuando las filtraciones aparecen en el techo del tunel y no da resultado el taponamiento por medio de inyecciones de mortero fluido,puede procederse a colocar planchas de fierro corrugadas,de tal manera que pegándose al cielo del tunel conduzcan el agua hacia las cunetas laterales .

Como todo tunel se ataca por las dos bocas y en el presente proyecto éste lleva una pendiente de 3,5 %,se comprende que habrán dos tramos del tunel con frontones de ataque de cota diferente.En la excavación del primer tramo,pendiente ascendente,si la cantidad de agua que se presentara es pequeña,bien puede eliminarse el agua por medio de las cunetas teniendo como única precaución,factible de realizarse ya que el tramo será de 120 m de largo,la limpieza de las cunetas a fin de que el agua pueda evacuarse grápidamente por gravedad.

En el otro tramo de pendiente descendente,cota mayor,el agua tendrá que evacuarse forzosamente por medio de bombeo.

Sin embargo si la cantidad de agua fuera grande que colmara la capacidad de las cunetas,ya que ésta no puede aumentarse demasiado porque quitaría espacio de trabajo,puede procederse a construir un receptáculo apropiado en el pie de la vertiente y una bomba de inmersión ó mas,se-

gún el volumen de agua presentada resolvería el problema, bombeando, por medio de tuberías, el agua hacia afuera del tunel yen una linea de desagüe natural del terreno.

Si la capacidad de las bombas previstas fuera insuficiente, puede procederse al bombeo escalonado de estanque en estanque, es decir, en serie. Aunque en el tunel del presente proyecto, por ser corto, se puede suponer que con dos bombas de 3" en cada tramo del tunel, son suficientes para evacuar las aguas que podrían presentarse, ya que a pesar de taladros profundos hechos para estudiar las condiciones geológicas sólo se puede saber de una manera muy incierta el volumen de agua que puede presentarse.

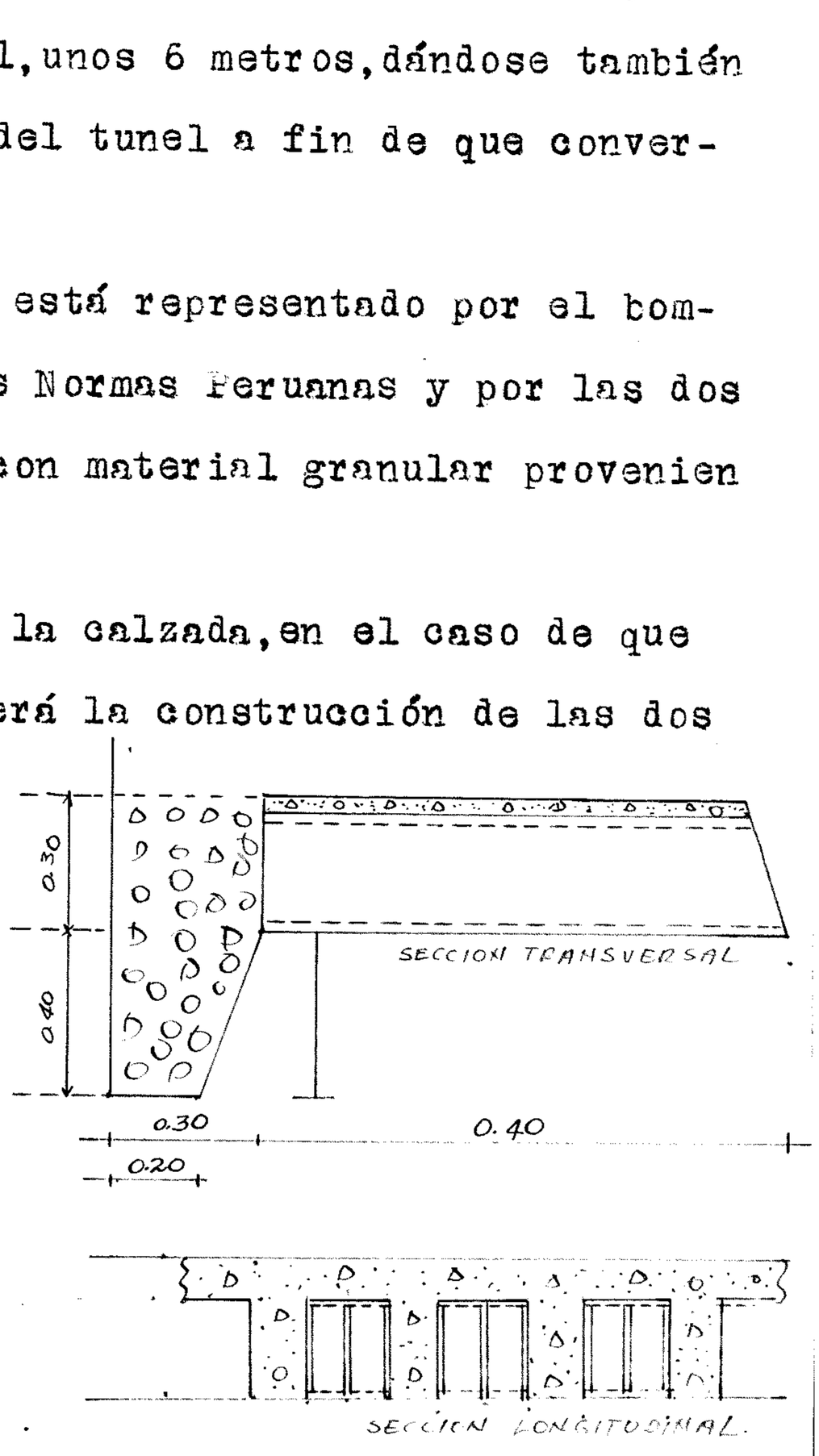
En lugar de descargar el agua por medio de bombas de estanque a estanque, puede procederse a tender una linea de tubería hermética de 4" desde la primera bomba hasta el frontón con bombas intermedias que descargan a través de válvulas de chequeo.

Por último como el problema de drenaje del tunel estriba en evacuar las aguas que durante la construcción se presentaran, se comprende que las cunetas del tramo de carretera vecino al tunel deben ser cortadas por medio de una alcantarilla antes del tunel, unos 6 metros, dándose también contrapendiente a las cunetas que salen del tunel a fin de que converjan hacia la alcantarilla mencionada.

<u>Drenaje después de la construcción.</u>-Este está representado por el bombeo de la calzada, 2 % de acuerdo con las Normas Peruanas y por las dos cunetas laterales de 30 x 40 rellenadas con material granular proveniente de las explosiones.

Con el fin de que el agua que escurre de la calzada, en el caso de que hubieran filtraciones del techo, se proveerá la construcción de las dos veredas de 40 cm de ancho y que serán hechas co ladrillo hueco de 30 cm, separados 5 cm llevando una losa de 5 cm, también de concreto a fin de formar un todo homogeneo.

<u>Ventilación.</u>-En todo tunel se requiere una adecuada ventilación para proporcionar aire fresco a la cuadrilla de trabajo, remover el polvo que producen



las explosiones, vapores o otros gases producidos por las funciones fisiológicas de los propios trabajadores.

Sin embargo, según las especificaciones alemanas sobre ventilación de túneles, consideran justificada ésta cuando la longitud sea mayor que 50 a 60 veces la altura. En el presente caso 50 x 6.50 =325m mayor que el largo de nuestro tunel que es sólo de 240 m de largo, por lo que no se requerirá ventilación.

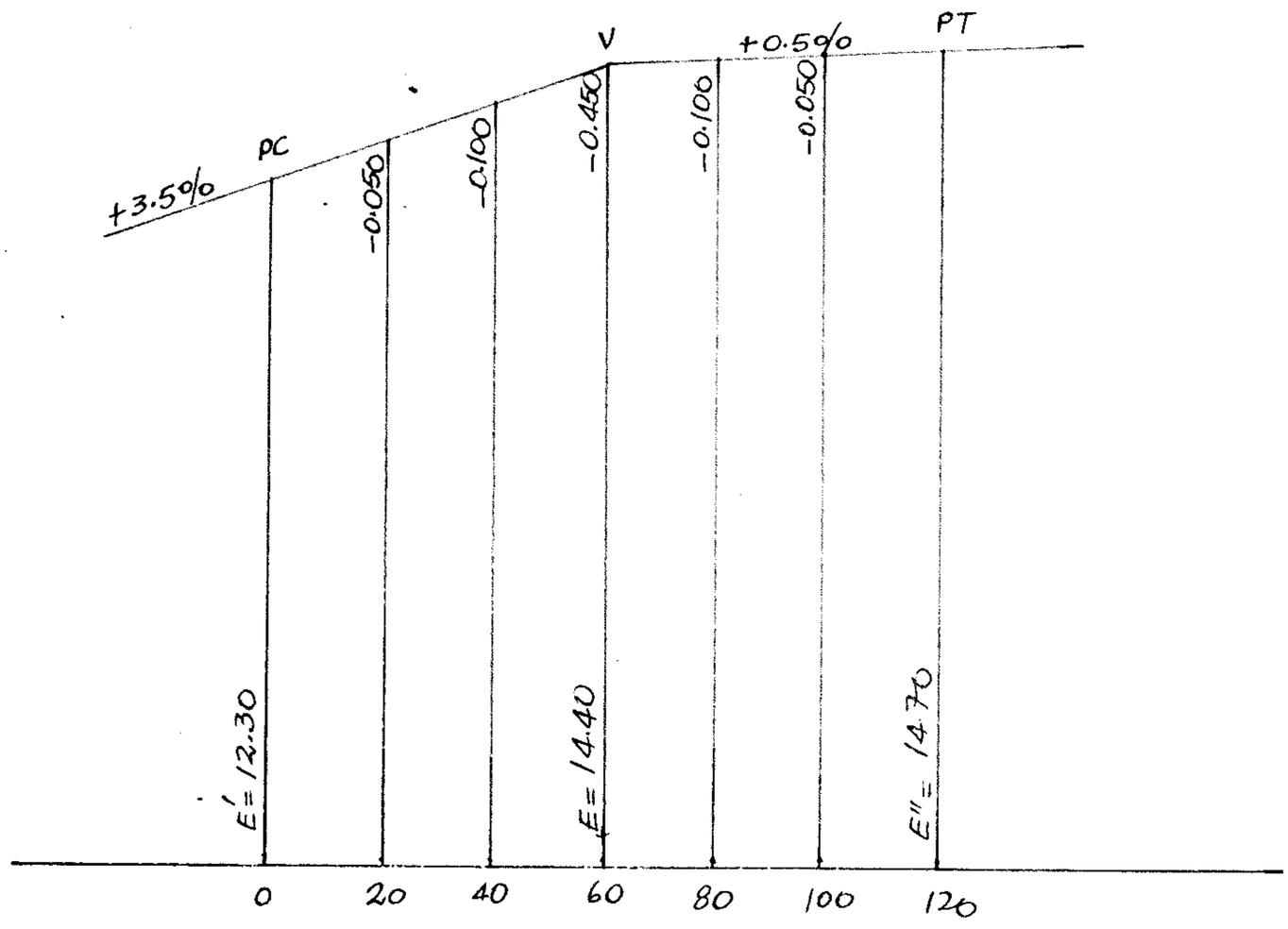
Método de ataque.-El tunel se comenzará a construir por sus dos extremos, empleándose el método americano de galería superior y banqueta.

ELEMENTOS DE LAS CURVAS

Nº	S	Δ	R	T	E	L	TRAMO A-C	PC	PT	L.T.	S
							PI				
1	I	58°30'	340	190	49.50	348.	55+0.00	36+0.00	70+8.00	105	0.67
2	D	50°00'	340	159	35.00	291	60+0.00	44+1.00	73+2.00	105	0.67
3	I	98°00'	340	390	178.00	574	91+1.00	52+1.00	9+5.00	105	0.67
							RAMAL □ B		88+0.00	.	
1	D	58°00'	140	77.50	20.00	140.	81+7.50	74+0.00	13+0.00	9.30	0.65
2	D	24°00'	70	14.80	1.54	38	11+4.80	10+0.00	25+0.00	18.50	1.38
3	I	49°00'	70	31.80	6.95	58	22+3.80	19+2.00	43+1.00	18.50	1.38
4	D	8°30'	110	8.15	0.35	18	42+1.15	41+3.00	78+8.00	12.00	0.83
5	I	70°30'	136	96.20	30.40	166	71+8.20	62+2.00	8+7.00	9.50	0.62
6	D	141°30'	90	258.00	183.00	221	112+4.00	86+6.00	46+7.00	14.00	0.88
7	D	117°00'	100	163.20	91.40	202	42+8.20	26+5.00	54+4.00	13.00	0.85
8	I	16°30'	70	10.10	0.70	19	58+5.10	52+5.00	62+7.00	18.50	1.38
9	D	23°30'	70	14.60	1.47	28	61+3.60	59+9.00	82+2.00	18.50	1.38
10	I	54°30'	80	41.20	10.00	75	78+8.20	74+7.00	14+5.00	16.00	1.10
11	I	185°00'	80	1832.00	162.40	260	271+7.00	88+5.00		16.00	1.10
12	—	122°00'	80	144.00	84.95	167.	——	——	——	16.00	1.10

Curvas verticales.

Curva N° 1.- L = 120 m. Pc = 12.30 Pi = 14.40 Pt = 14.70



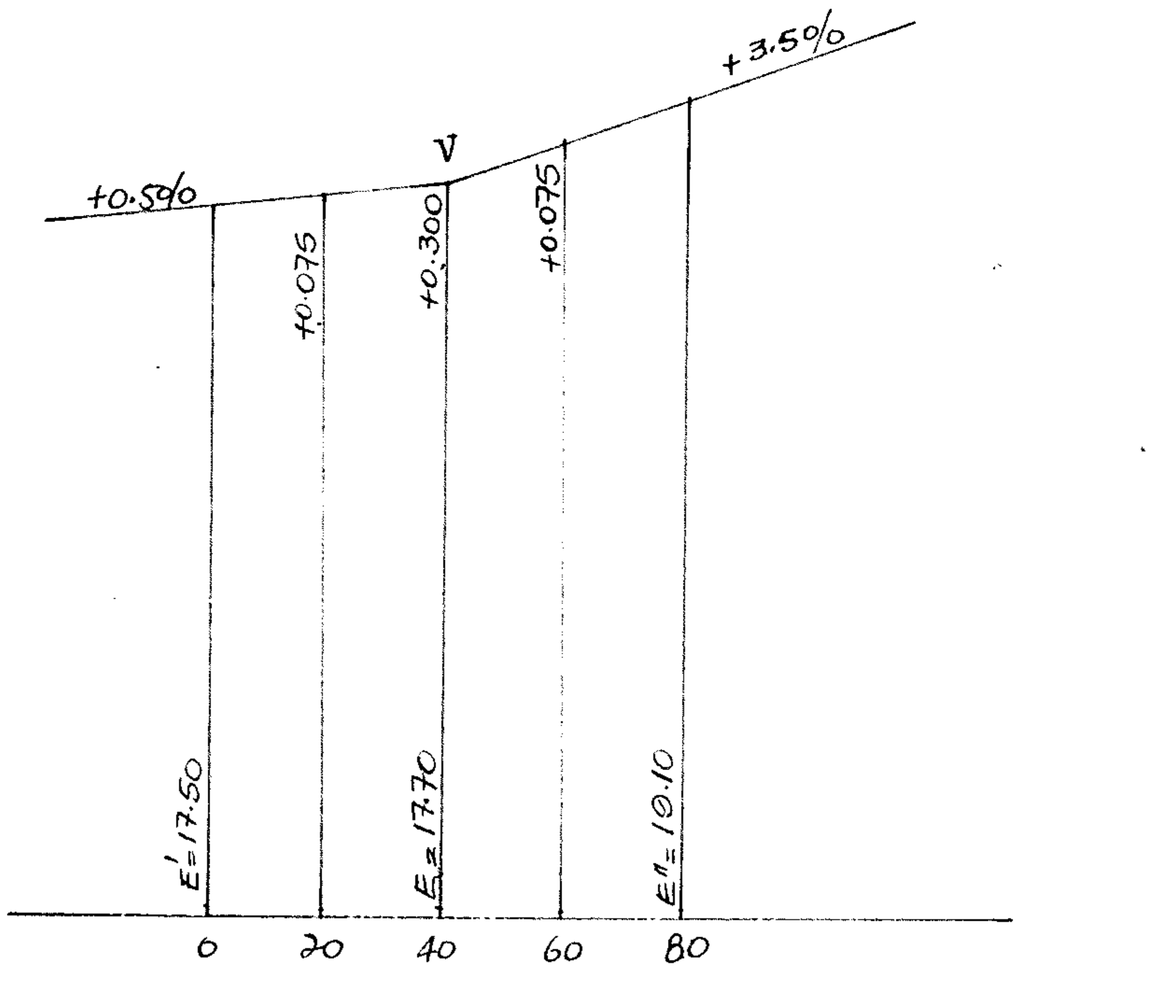
Corrección en el vértice.- $Cv = 1/2(E - \frac{E' + E''}{2}) = 1/2(14.40 - \frac{12.30 + 14.70}{2})$

Cv = - 0.45

Corrección en los puntos intermedios.- $C20 = Cv(20/60)^2 = 0.45x1/9 = -0.05$

C40 = 2Cv = -0.05x2 = -0.10 m

Curva N° 2.- L = 80m Pc = 17.50 Pi = 17.70 Pt = 19.10

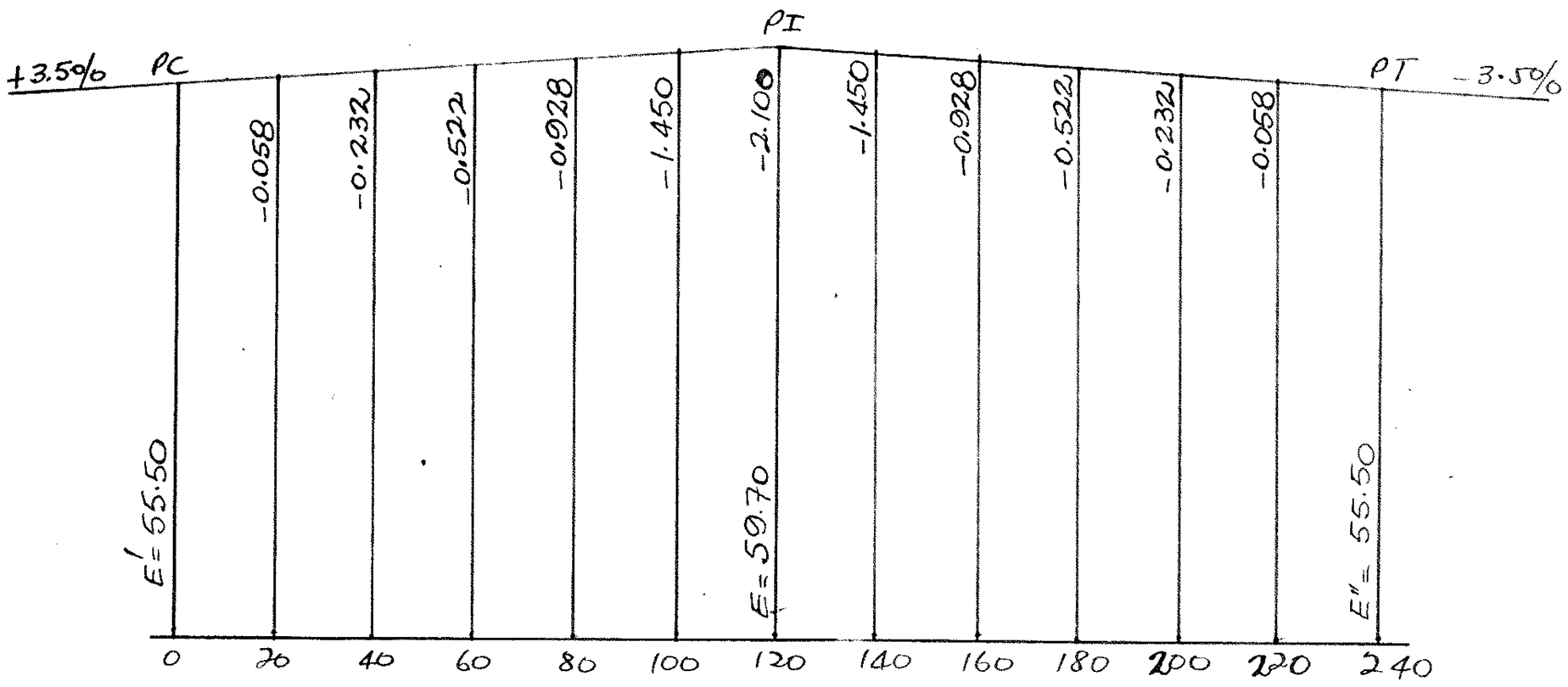


Corrección en el vértice.-

$Cv = 1/2(\frac{E' + E''}{2} - E) = 1/2(\frac{17.50 + 19.10}{2} - 17.70) = + 0.30$

Corrección puntos intermedios.- $C20 = +0.30(20/40)^2 = 0.30x1/4 = +0.075m$

Curva N° 3.- L = 240 m Pc = 55.50 Pi = 59.70 Pt = 55.50



Corrección en el vértice.- $Cv = 1/2(\frac{E'+E''}{2} - E) = 1/2(59.70 - \frac{55.50+55.50}{2})$

Cv = 2.100 m

Corrección puntos intermedios.-

$C20 = Cv(20/120)^2 = 2.10(20/120)^2 = 0.058$ m

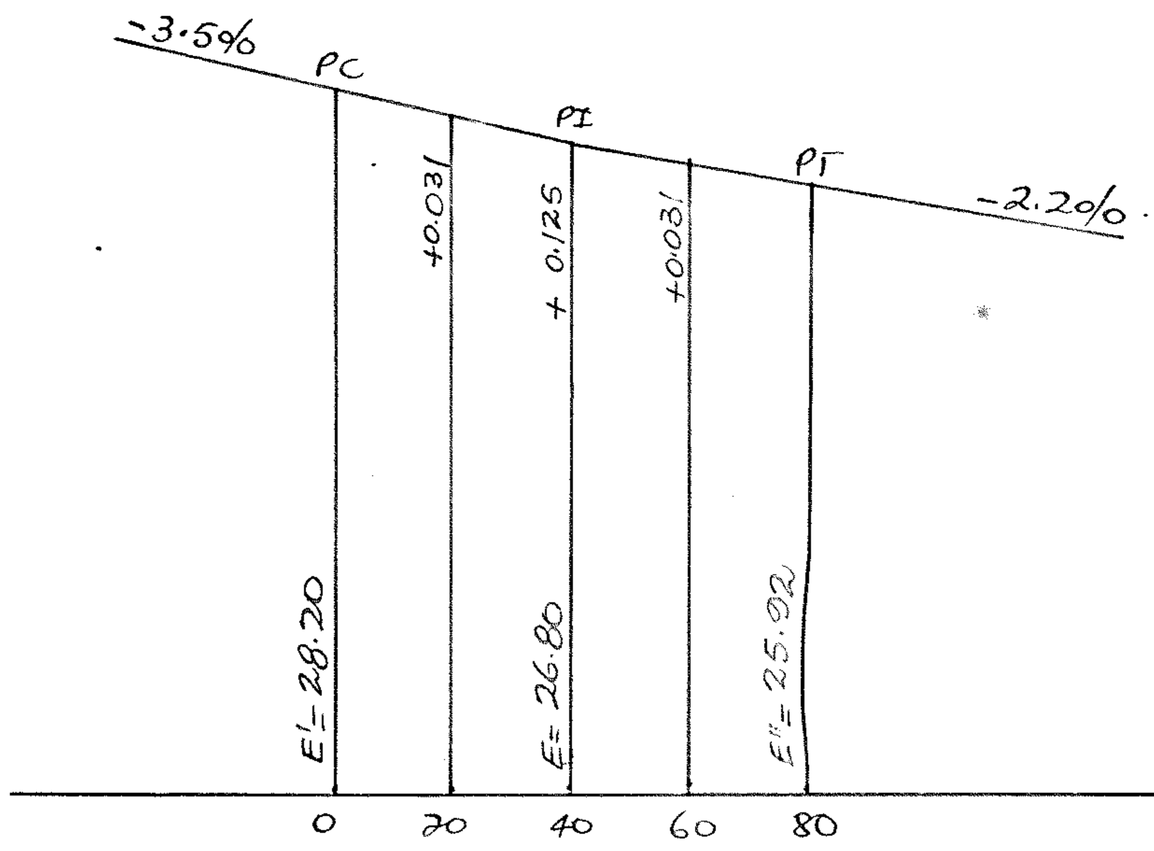
C40 = 4C20 4x0.058 = 0.232

C60 = 9C20 9x0.058 = 0.522

C80 = 16x0.058 = 0.928

C100 = 25x0.058 = 1.450

Curva N° 4.- L = 80 m Pc = 28.20 Pi = 26.80 Pt = 25.92 m.



Corrección en el vértice.- $Cv = 1/2(\frac{E'+E''}{2} - E) = 1/2(\frac{28.20+25.92}{2} - 26.80)$

Cv = + 0.125

$C20 = Cv(20/40)^2 = 0.125x1/4 = 0.031$

Curva N° 5.- Desvío de C a B.- L = 40 m Pc = 52.70 Pi = 52 Pt = 51.46

Corrección en el vértice.-

$Cv = 1/2(52.00 - \frac{52.70+51.46}{2}) = 0.040$ m.

Diseño de la alcantarilla tipo.-

L a alcantarilla tipo a usarse en las quebradas del presente proyecto estaŕa formada por una losa armada, simplemente apoyada sobre muros de concreto ciclópeo, hechos con concreto 1:2:4 y piedra grande de río. La losa se calculará de acuerdo con las especificaciones americanas de la A. A. S. H. O.

Se considerará un relleno de 1 m. sobre la losa.

Datos.- Espesor de la losa 0.32 m.

Luz 3.00 m.

Espesor del apoyo en la coronación 0.40 m.

Luz de cálculo = 3.00 + 0.32 = 3.32 3.00 + 0.40

Altura del relleno 1 m.

Densidad del relleno 1,600 kg/m^3

Peso de la calzada 400 kg/m^2

Ancho efectivo de distribución.- E = 0.175 S + 0.96

E = 0.175 x 3.32 + 0.96 = 1.54 m.

Momento positivo.- M = 0.25 P S/E = 0.25x5,440x3.32/1.54 = 2,935 kgm.

Impacto.- $I = \frac{50}{3.28x3.35+1.25} = 0.37 \quad 0.30$

Se usará el máximo que es 0.30 %

Momento impacto = 2,935 x 0.30 = 880.50 kgm.

Peso propio = Relleno 1,600 kg/m^2

Calzada 400

Losa $\frac{770}{2,770}$ = 0.32 x 2,400

Momento peso propio = w $l^2/8$ = 2,770 x 3.32 $^2/8$ = 3,820 kgm.

Momento total = 2,935 + 880.50 + 3,820 = 7,635.50 kgm.

d = 7,635.50 / 11 = 26.40 cm

h = d + d' = 26.40 + 5.60 = 32 cm.

Cálculo de As.- M/fsjd = 763550/1,400x0.875x26.4 = 23.60 cm^2 = 3.66 $"^2$

Se colocarán 9 ϕ 3/4 con As = 3.98 $"^2$ ó sea 1 ϕ 3/4 a 11 cm c. a c.

Esfuerzo cortante y adherencia.Las losas diseñadas de acuerdo con las fórmulas anteriores, satisfacen las exigencias de adherencia y esfuerzo cortante.

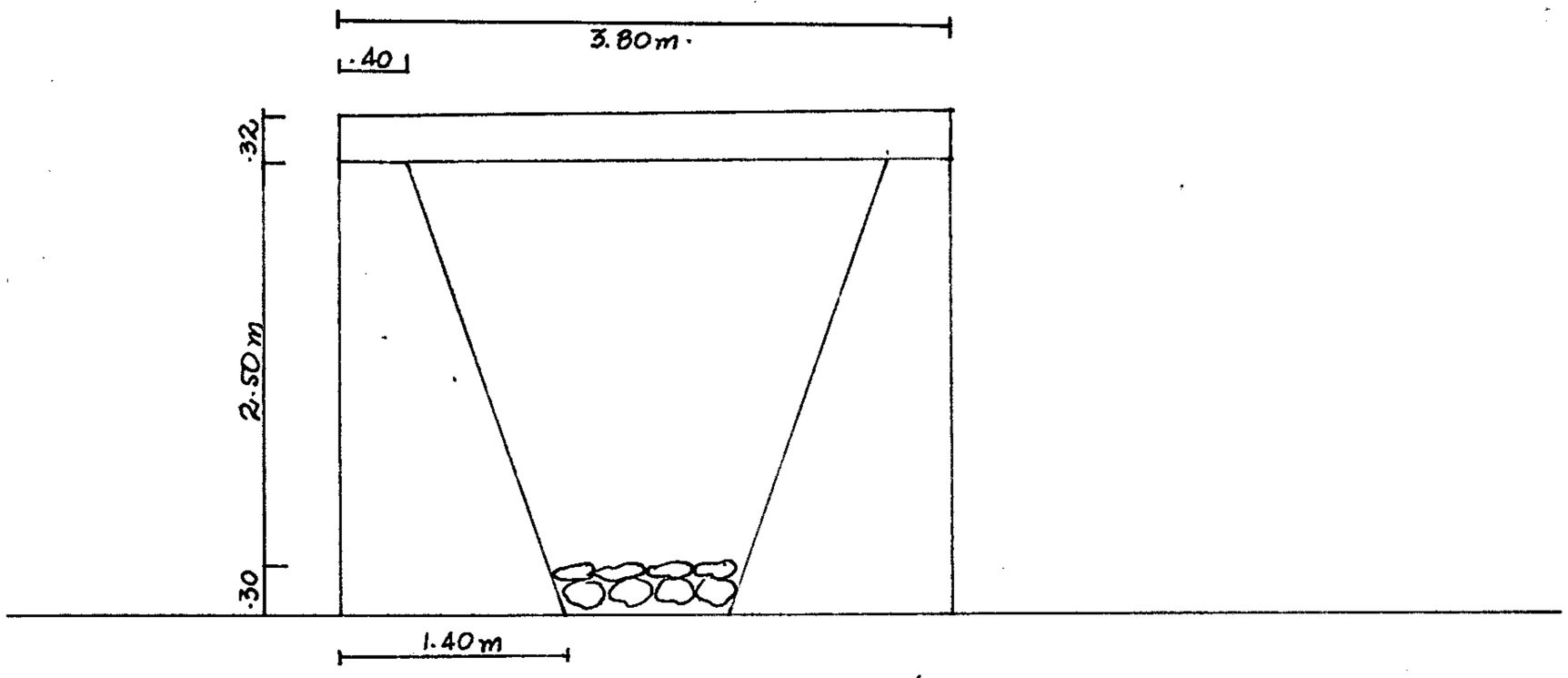
Cálculo del refuerzo de distribución.- Este refuerzo se coloca normalmente al principal y su monto, que viene aser un porcentaje del acero positivo, está dado porla fórmula siguiente :

Porcentaje = $\frac{100}{3.28 \times 3.32}$ = 33 %

Refuerzo de distribución = 3.66 $"^2$ x 0.33 = 1.21 $"^2$

Escogemos 6 ϕ 1/2 a 15 cm c. a c.

Cálculo de los estribos.-El estribo tendrá una altura total de 2.80 m. quedando 0.30 m debajo del solado como una seguridad para evitar socavaciones, de tal manera que quedaría una altura libre de 2.50 m. Su base tendrá un ancho de 1.40 m.



1 ° Caso.-Estribo con losa solamente , para los efectos de la construcción.-

	Peso	Brazo	Momento
Muro =($\frac{0.40+1.40}{2}$)2.80x2,400			
=	6,100	0.90	5,490.00
Losa = 770 x 1.90 =	1,460	1.20	1,750.00
	7,560		7,240.00

Distancia del peso con respecto a A = 7,240/7,560 = 0.95 m.

2° Caso.-Estribo con losa, relleno y calzada.

Distancia de l centro de gravedad con respecto a A.-

Losa + Relleno + Calzada = 2,770 kg. x 1.90 = 5,250

	Pesos	Brazo	Momento
Muro.....	6,100	0.90	5,490.00
L + R + C =	5,250	1.20	6,300.00
	11,350		11,790.00

X = 11,790/11,350 = 1.05 m. desde A.

3° Caso.Estribo con losa, relleno, calzada y sobrecarga.-

La máxima reacción producida por la sobrecarga en uno de los apoyos, tiene lugar cuando el eje posterior está situado sobre dicho apoyo. El eje posterior de un camión H 15 S 12-44, pesa 10,880 kg. y suponiendo que se reparten uniformemente sobre el ancho del camión que es de 3.05 m., la carga por m. de ancho de huella será: 3,570 kg.

Posición del centro de gravedad con respecto a A.-

	Peso	Brazo	Momento.
2° Caso	11,350	1.05	11,790.00
	3,570	1.20	4,280.00
	14,920		16,070.00

X = 16,070/14,920 = 1.10 m.

Cálculo de las fuerzas horizontales y sus puntos de aplicación.-

2° Caso.- Relleno sin sobrecarga.

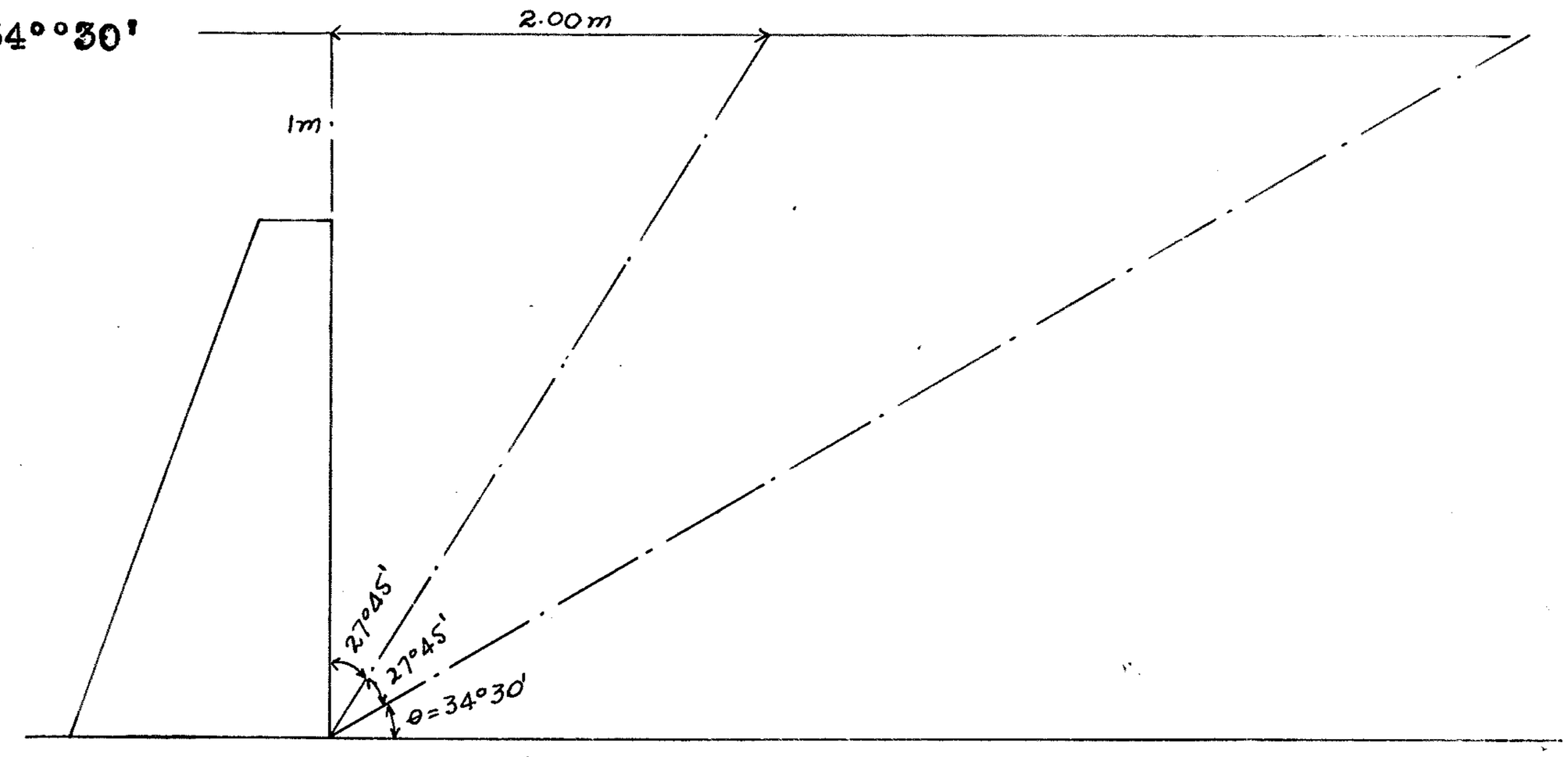
E = 1/2 wh (h + 2 h') C = 1/2 x 1,600 x 2.80 (2.80 + 2 x 1.00)0.3

E = 3,220.00 kg.

Punto de aplicación.- $d = h/3\left(\frac{h + 3h'}{h + 2h'}\right) = \frac{2.80}{3}\,\frac{(2.80 + 3)}{2.80 + 2} = 1.13$ m.

3° Caso.- Relleno con sobrecarga.- Calculamos el ángulo teórico de reposo a partir de C = 0.30, sabiendo que $C = 0.30 = \text{Tang}^2 (45 - \theta/2)$

$\theta = 34°30'$



Como la mínima separación entre ejes es de 4.27 m.y la zona afectada por la sobrecarga sólo es de 2 metros,solamente podrá entrar el eje posterior y como es de doble tráfico tomaremos dos ejes, es decir 2 x 10,880 = 21,760 kg. Esta carga se considerará distribuída sobre el area limitada por el ancho de la alcantarilla, que de acuerdo con los taludes es de 11.60 m, y el ancho de la zona influenciada por la sobrecarga que hemos hallado es de 2.00 m.

Luego $w = 21,760/11.60 \times 2 = 900$ kg/m^2

Altura de relleno equivalente.- h' = 900/1,600 = 0.57 m.

Cálculo del empuje.-

E = 1/2 wh(h+2h')C = 1/2x1,600x2.80(2.80+2x1.57)0.30 = 4,000.00 kg.

h' = 1 + 0.57 = 1.57 m.

Punto de aplicación.- $d = \frac{h}{3}\,\frac{(h + 3h')}{h + 2H'} = \frac{2.80}{3}\,\frac{(2.80 + 3x1.57)}{2.80 + 2x1.57} = 1.18$ m.

1° Caso.- Estribo con losa solamente.

$E = 1/2\ w\ h^2\ C = 1/2 \times 1{,}600 \times 2.80^2 \times 0.30 = 1{,}880$ kg.

Punto de aplicación.- $d = h/3 = 2.80/3 = 0.93$ m.

Posición de R con respecto al c. de g. del estribo.-

$X = 1{,}880 \times 0.93/7{,}560 = 0.23$

Distancia de R a la arista de volteo A.- $0.95 - 0.23 = 0.72$

Exentricidad = $0.72 - 0.70 = 2$ cm.

Cálculo de las presiones trasmitidas al terreno.-

$$p = P/A\ (1 \pm 6e/b) = \frac{7{,}560}{140 \times 100}\ (1 \pm \frac{6 \times 2}{140}) = 0.53(1 \pm 0.08)$$

p maximo = $0.53 \times 1.08 = 0.57$ kg/cm^2 2 kg/cm^2, tierra compacta.

Seguridad al volteo.- $Sv = Me/Mv = 7{,}240/1{,}880 \times 0.93 = 4.15$ O. K.

Seguridad al deslizamiento.- $Sd = Pc/E = 7{,}560 \times 0.55/1{,}880 = 2.2$ O.K.

2° Caso.- Estribo con losa, calzada y relleno.

Posición de R con respecto al c. de g. del estribo.-

$X = 3{,}220 \times 1.10/11{,}350 = 0.32$

Distancia de R a la arista de volteo A.- $1.05 - 0.32 = 0.73$

Exentricidad = $0.73 - 0.70 = 3$ cm.

Cálculo de las presiones.-

$$p = P/A\ (1 \pm 6e/b) = \frac{11{,}350}{140 \times 100}\ (1 \pm \frac{6 \times 3}{140}) = 0.81(1 \pm 0.13)$$

p máximo = $0.81 \times 1.13 = 0.92$ kg/cm^2 2 kg/cm2 O.k.

Seguridad al volteo.- Sv.= $Me/mv = 11{,}790/3{,}220 \times 1.10 = 3.00$ O. K.

Seguridad al deslizamiento.- $Sd = Pc/E = 11{,}350 \times 0.55/3{,}220 = 1.95$

3° Caso.-Estribo con losa, calzada, relleno y sobrecarga.-

Posición de R co respecto al c. de g. del estribo.-

$X = 4{,}000 \times 1.18/14{,}920 = 0.32$

Distancia de R a la arista A.- $1.12 - 0.32 = 0.80$

Exentricidad = $0.80 - 0.70 = 10$ cm

Cálculo de las presiones.-

$$p = P/A\ (1 \pm 6e/b) = \frac{14{,}920}{140 \times 100}\ (1 \pm \frac{6 \times 10}{140}) = 1.06\ (1 \pm 0.42)$$

p máximo = $1.06 \times 1.42 = 1.50$ kg/cm^2 2 kg/cm^2

Seguridad al volteo.- Sv= $Me/Mv = 16{,}680/4{,}000 \times 1.18 = 2.84$ O.K.

Seguridad al deslizamiento.- $Sd = Pc/E = 14{,}920 \times 0.55/4{,}000 = 2.05$

Muros en ala.-Estos muros se diseñan de manera análoga y soportan solamente el empuje de las tierras del resto del terraplén en el senti-

do diagonal del muro ó en el sentido del talud del relleno.
Para evitar repeticiones no se calculará que tienen 0.20 m. en la coronación por 1.40 en la base, tan solo para los efectos de completar el dibujo.
Para evitar socavaciones, se construirá un solado de piedras grandes a partir de 0.30 de la base, unidas por mortero cemento-arena 1:2.
La losa de la alcantarilla, levará en sus bordes exteriores, que dan a los taludes de relleno, dos sardineles de 0.20 x 0.20 de concreto, para evitar que se deslize el material de relleno.

Movimiento de tierras.

Aunque en las especificaciones del presente proyecto, se pide solamente la cubicación del movimiento de tierras concerniente a tres kilometros, he efetuado la cubicación de todo el camino a fin de dar una idea general del volumen de cortes y rellenos efetuado.

Cálculo de las áreas.- Para determinar las áreas existen varios procedimientos que dan suficiente aproximación para los trabajos de esta clase.Entre estos podemos citar:

a).- Por descomposición en triángulos y rectángulos.

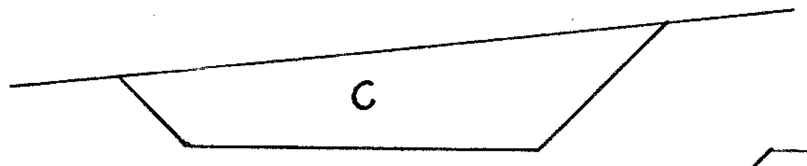
b).- Por el método del compás.

c).- Por medio del planímetro.

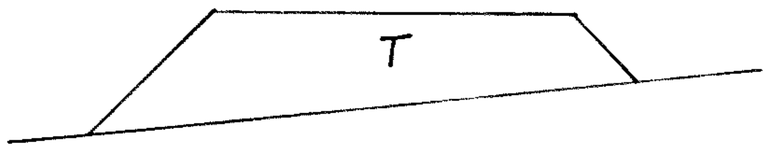
En el presente proyecto las áreas se han calculado por medio de un planímetro Keuffel and Esser.

Cálculo de volúmenes.- Para el cálculo de los volumenes sigo el método de las areas medias prescrito por el Cuerpo De Ingenieros Civiles, aplicando diferentes formulas de acuerdo con el tipo de secciones que pueden presentarse y que son:

1°.- Cuando ambas secciones son en corte o terraplén.

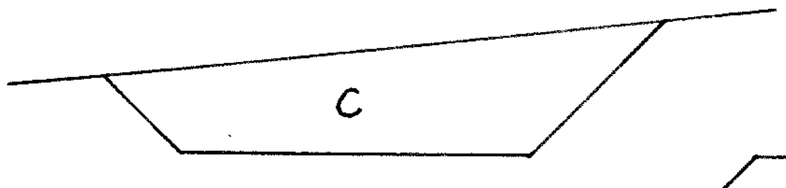


$V_c = \frac{(C+C')L}{2}$

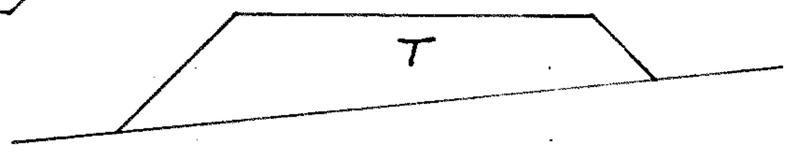


$V_t = \frac{(T+T')L}{2}$

2°.- Cuando una sección es en corte y la otra en terraplén.



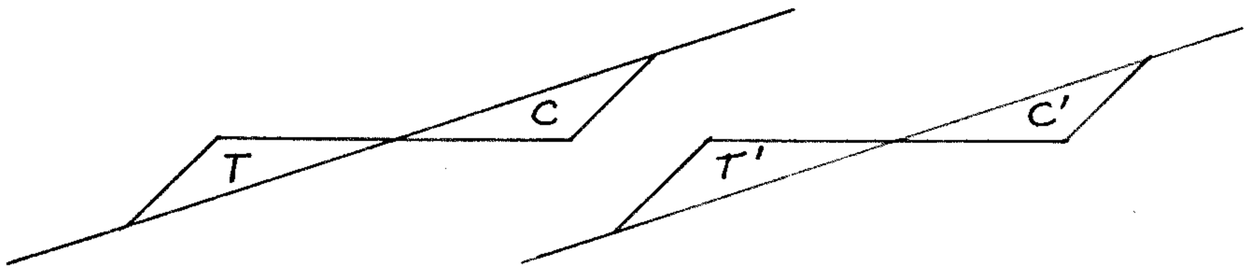
$V_c = \frac{C^2}{C+T} \times \frac{L}{2}$



$V_r = \frac{T^2}{C+T} \times \frac{L}{2}$

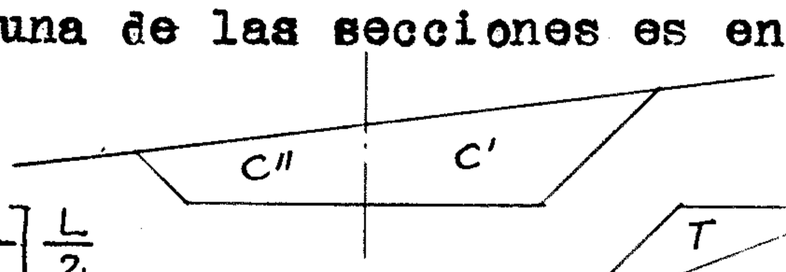
3°.- Cuando las dos secciones son a media ladera.

$V_t = \frac{(C+C')L}{2}$

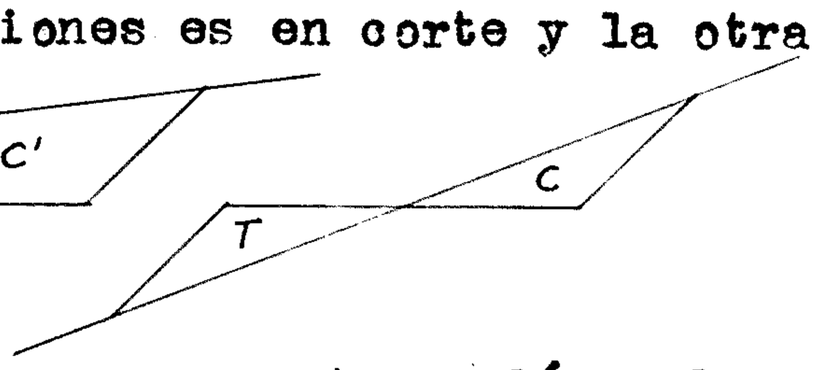


$V_r = \frac{(T+T')L}{2}$

4°.- Cuando una de las secciones es en corte y la otra a media ladera

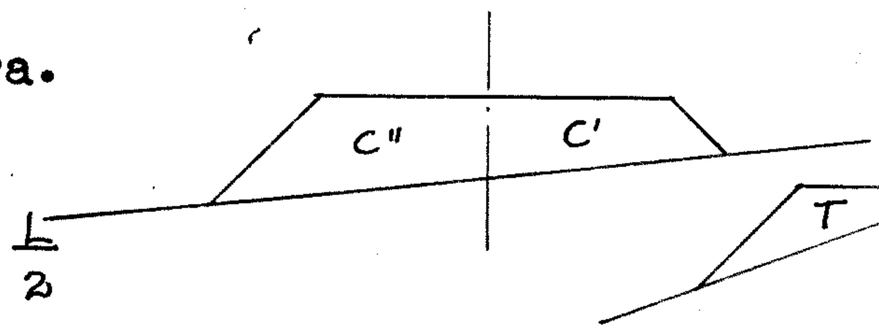


$V_c = \left[C+C'+\frac{C_{II}^2}{C_{II}+T}\right]\frac{L}{2}$

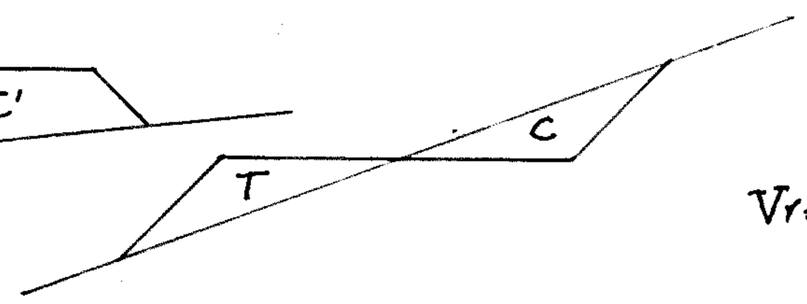


$V_r = \frac{T^2}{C_{II}+T} \times \frac{L}{2}$

5°.- Cuando una de las seciones es en terraplén y la otra a media ladera.



$V_c = \frac{C^2}{T_{II}+C}\frac{L}{2}$



$V_r = \left[T+T'+\frac{T_{II}^2}{T_{II}+C}\right]\times\frac{L}{2}$

Drenaje. -

El drenaje se define diciendo quenes la ciencia que se ocupa del estudio del movimiento de las aguas superficiales y de aquellas,que por percolación,penetran al subsuelo,a fin de que puedan ser controladas procurando que hagan el menor daño posible a los pavimentos de las diferentes vías de comunicación.

La importancia y el tipo de drenaje a usarse depende de la clase de suelo en que el camino se construye,la precipitación local y las condiciones topográficas que presente el terreno que se trata de drenar.

En toda zona donde se presentan precipitaciones periódicas se presentan dos problemas de drenaje: el superficial y el subterraneo o subdrenaje.

El drenaje superficial tiene por objeto la evacuación rápida de las aguas que,durante las épocas de precipitaciones atmósfericas,caen sobre la plataforma del camino y sobre las laderas circunvecinas.

El drenaje subterraneo ó subdrenaje tiene por objeto evacuar las aguas que por percolación han penetrado hacia el subsuelo y como una secuela de su acción,disminuir la altura que puede alcanzar la orla capilar

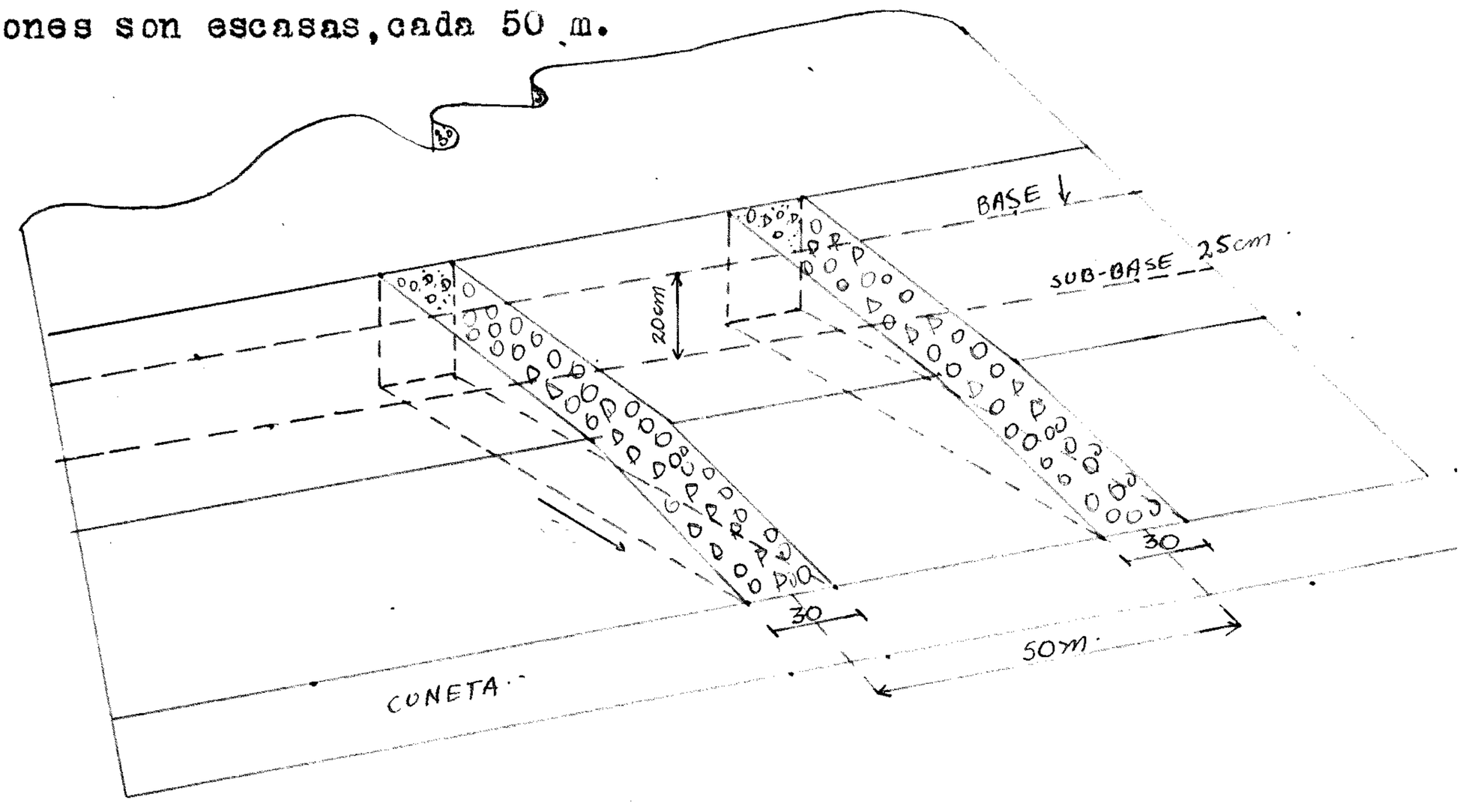
El drenaje de toda carretera comprende las siguientes operaciones:drenaje de la superficie de rodadura y de la base o afirmado,drenaje de las bermas o colchones laterales,drenaje de las pendientes en los cortes,drenaje de las pendientes en los rellenos,drenaje de los puntos de cambio de corte a relleno,drenaje de los lados de la carreta,drenaje de las obras de arte y drenaje de la sub-base.

Drenaje de la superficie de rodadura y afirmado .-Este se consigue mediante el bombeo que tiene la calzada lo cual le permite evacuar las aguas hacia los costados ,donde las cunetas se encargan de eliminarlas De acuerdo con las N.E.vigentes,el presente proyecto presentará un bombeo de 2 %.

Drenaje de las bermas .-Estára representado por desagües de piedra hechos en forma de zanja o trinchera,de sección rectangular y que tienen como misión acarrear las aguas a las cunetas laterales y drenar cualquier agua que brote de la sub-base,muy especialmente en el borde de la base.Las zanjas para estos drenes se excavarán 20 cm. debajo del nivel del afirmado a fin de que drene por éllas el material granular añadido a la subrasante,debiendo tener una amplia caida las cunetas

a fin de que ofrezcan una rápida evacuación de las aguas.

Estas zanjas tendrán un ancho de 30 cm, una pendiente de 5 % e irán colocadas, teniendo en cuenta que se trata de una zona donde las precipitaciones son escasas, cada 50 m.



Drenaje de la subrasante.-Zona tierra compacta.-Por estar constituido este tipo de terreno, en su mayoría por material ligante tendrá la tendencia a absorber, debido a su alto grado de capilaridad, la humedad rápidamente. Es entonces necesario buscar la fuente de donde proviene esta humedad y drenar ó cambiar el material del suelo por otro granular escogido que tenga una mayor porosidad, para que si por alguna circunstancia se satura de agua, pueda drenar rápidamente, interrumpiendo así la acción capilar que bien podría hacer fallar la estabilidad de la calzada.

El drenaje de la subrasante en este tipo de terreno ha sido proyectado mediante la adición de material granular graduado, que al mezclarse con el suelo ligante, préviamente removido, se llegue a formar una capa de subrasante de 25 cm de espesor, de un material denso y poroso que corte la ascención capilar del agua debido a su menor grado de capilaridad. Aun mas con el fin de controlar o mantener el nivel de la orla capilar a una altura que no haga peligrar la estabilidad de la subbrasante se bajará el nivel de la mesa de agua por medio de drenes interceptores colocados dentro de zanjas rellenas de material granular

Drenaje de la subrasante en la zona aluvión moderno.-Este tipo de material por estar formado de material granular mas ó menos graduado, en mayor proporción que el material ligante, será de gran porosidad y por ende no ofrecerá ningún peligro de perder estabilidad por acción

capilar.Este terreno no requerirá la adición de material granular como el del caso anterior.

Subdrenes y drenes interceptores.-El drenaje de la subrasante se completa con la colocación de subdrenes y drenes interceptores.

Estos dos tipos de drenes pueden estar formados,los primeros,por zanjas de piedra solamente,ó ambos por tubería perforada.

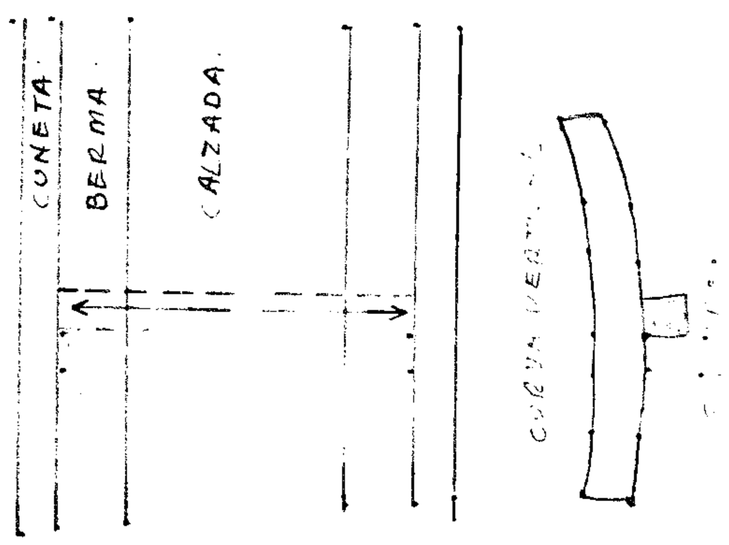
Los subdrenes deben ser instalados en todos los puntos donde exista la evidencia de que la sub-base va a estar expuesta al exceso de humedad

Los tubos usados como subdrenes o drenes interceptores serán metálicos presentando perforaciones en un tercio ó un medio de su periferia.Deberán colocarse con las perforaciones hacia abajo,pues así se evita que sean obturados por las partículas de material ligante o fino que puede filtrarse a través del relleno de piedra que siempre rodea a los tubos.Además colocándolos con las perforaciones hacia abajo se consigue que la mesa de agua arranque desde la parte inferior del tubo.

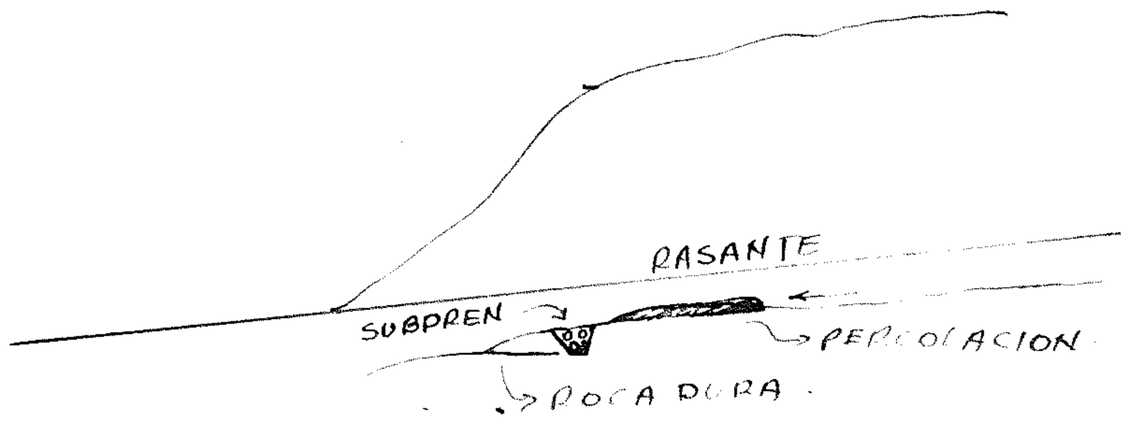
El diámetro de los drenes podría determinarse valiéndose de la diferencia que habría entre la cantidad de agua caida y la que discurre por la superficie.Este cálculo requiere en sí la aplicación de fórmulas aproximadas y de datos estadísticos,fruto de observaciones en períodos mas ó menos largos de precipitaciones,sin embargo el diámetro generalmente usado por considerarse suficiente es de 6" a 8".Como en nuestro caso se trata de una zona donde las lluvias son poco frecuentes,escogeremos tubos de 6" colocadso con la pendiente de 1 %.

Los puntos donde se debe colocar subdrenes ó,drenes interceptores son:

a).-En los puntos bajos de todas las curvas verticales,bien que éstas sean proyectadas en sectores de corte ó relleno

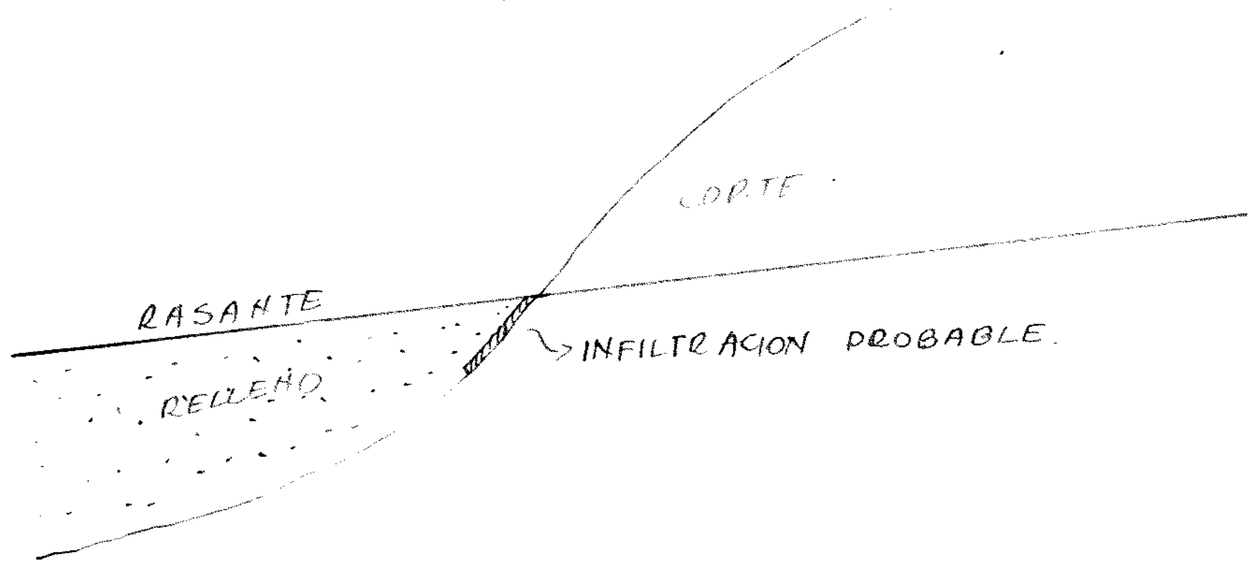


b).-El punto donde la linea del proyecto en corte cruza sobre el borde de una roca,ya que en la parte superior de ésta se establece la percolación Es necesario taponar e interceptar la filtración que se presentaría indefectiblemente en la época de lluvia,pues sino se ablandaría la sub-base origimando la falla del pavimento.



Esto puede remediarse colocándose un subdren transversal constituido por una zanja rellena de piedras que iría a verterse hacia las cunetas del camino.

c).-En el punto donde el corte termina y el relleno se inicia, las aguas de las cunetas laterales salen del corte y generalmente fluyen hacia la unión del terreno viejo y el nuevo, lo cual causa un lavado perjudicial, puesto que el agua en algunos casos penetra en el relleno destruyendo la estabilidad de la cara del mismo. Por consiguiente se hace indispensable la construcción de un vertedero pavimentado sobre todo, en mayor parte, en la cara del relleno.



d).-En los cortes en roca, en donde debido a la acción de la dinamita, han quedado vacíos que pueden acumular agua.

<u>Drenes interceptores</u>.-Si bien es cierto que el agua capilar no se puede drenar, también es cierto que para que ésta exista, tiene que haber una fuente de abastecimiento subterraneo que suministra el agua que constantemente sube en una superficie no sellada, es decir, en superficies que presentan un desequilibrio capilar. Ahora bien, esta fuente de abastecimiento puede ser cortada, interceptada, haciendo que baje el nivel de la mesa de agua y por ende el nivel de la orla capilar. Esto se consigue por medio de los llamados drenes interceptores.

Estos drenes van en el fondo de zanjas ó trincheras rellenos de material granular, teniendo un ancho de 18".

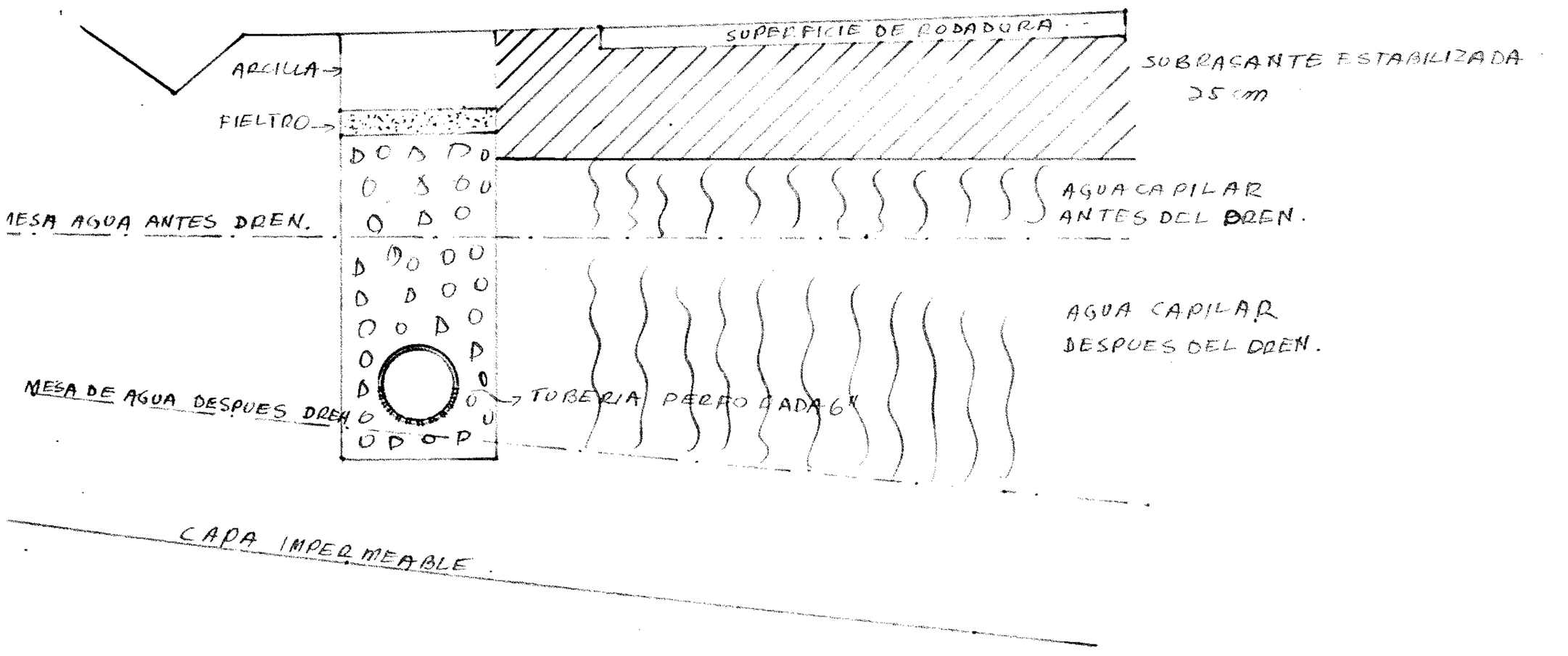
La profundidad a que deben hallarse estos drenes depende de las condiciones de capilaridad que presenten los suelos, sin embargo la profundidad puede determinarse haciendo zanjas, a los costados del camino

en diferentes puntos y en longitudes mas ó menos de unos 5 m. en zonas cercanas a lineas de drenaje naturales.Después puede hacerse una perforación en el centro del camino y ver si la profundidad a que llega a subir el agua es o no de 1.20 m.En el caso de que no lo sea, se puede proceder a profundizar la zanja hasta que el nivel de la mesa de agua llegue a ser de 1.20 m.

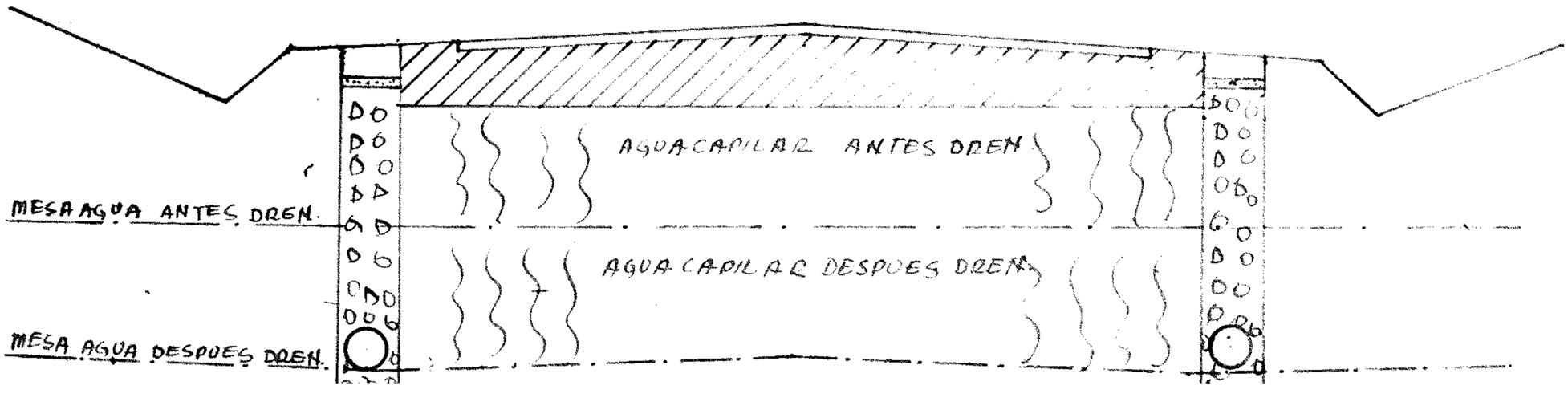
Estos drenes interceptores se colocarán en las bermas en su punto medio,pues así será mas fácil colocar la capa de sello,que si estuvieran ubicadas debajo de las cunetas.Estas zanjas llevarán en su parte superior un sello de un material impermeable,pudiendo ser una capa de arcilla compactada de unos 10 cm. de espesor para evitar que se filtre el agua superficial.Entre esta capa de material impermeable y el relleno de grava,escorias,etc.,se colocará una capa de fieltro que tiene por objeto impedir que las partículas del material impermeable penetren en el dren llegando a obstruir sus perforaciones.

Tanto en la zona de tierra compacta,como en la de aluvión moderno se colocará un dren interceptor en los sitios en que la mesa de agua sea inclinada.ó en los cortes a media ladera.

En los sitios en que la mesa de agua sea mas ó menos horizontal se colocarán dos drenes interceptores,uno en cada berma



MESA AGUA A NIVEL.

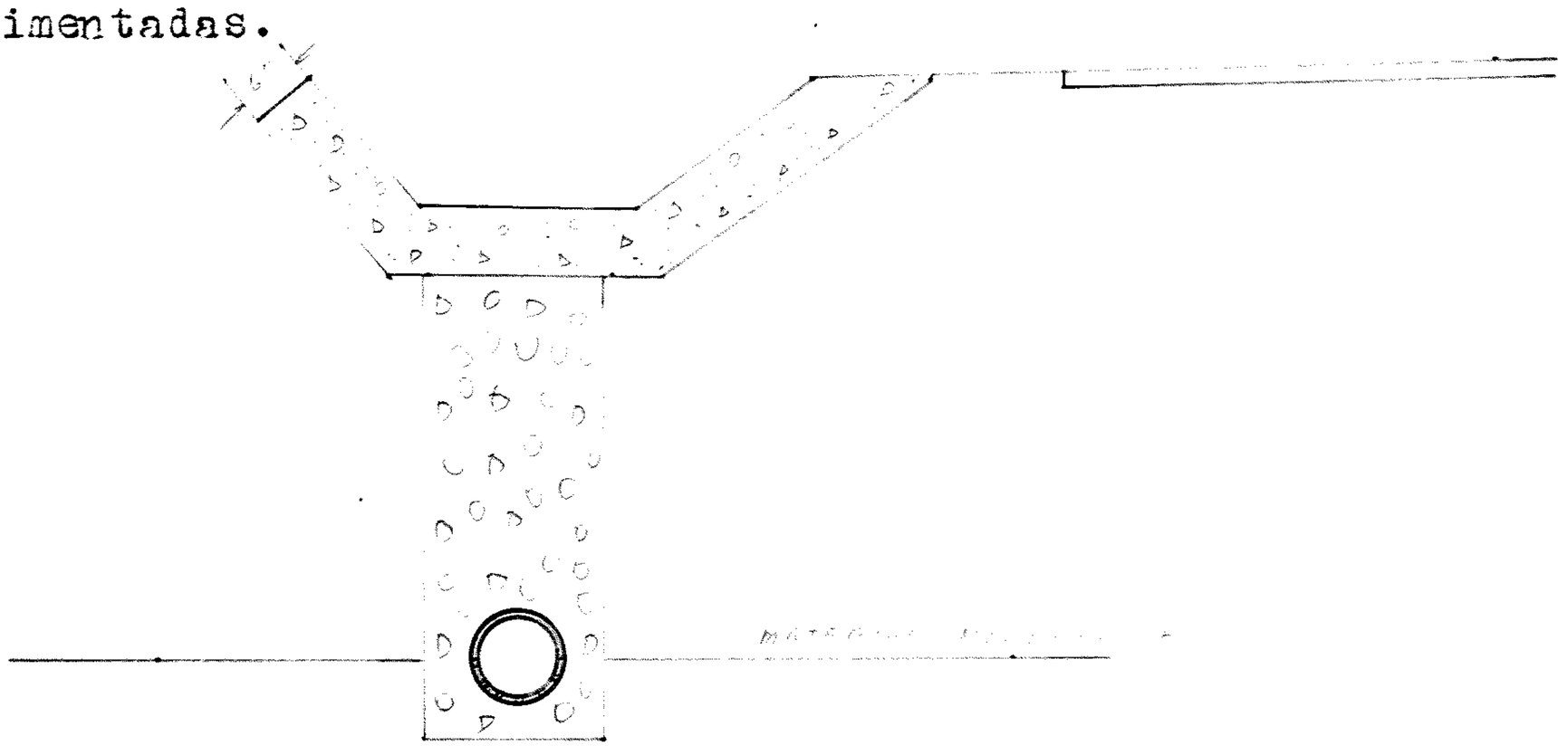


Drenaje de las cunetas laterales.-Estas cunetas deben diseñarse de a cuerdo con la cantidad de agua que deben evacuar.Su sección puede ser trapezoidal ó triangular según que se requiera una mayor ó menor sección.Se debe procurar que tengan una pendiente apropiada a fin de que las aguas lleguen a verterse en algún desaguadero antes de que rebozen e invadan la plataforma ó se percolen al sub-suelo afectando la resistencia de éste.

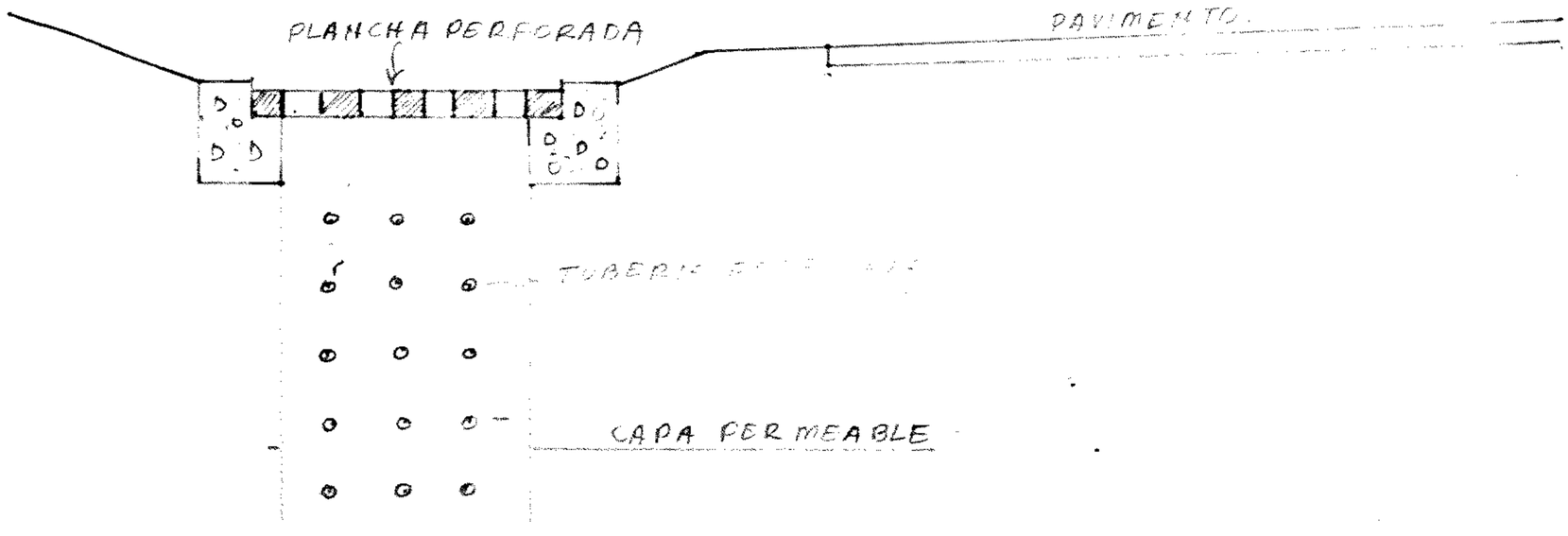
Ahora bien puede suceder que no se pueda aumentar la pendiente porque la cuneta se haya ubicada en un tramo de escasa pendiente ó que el terreno no resista la acción erosiva del agua a mayor pendiente,entonces pueden adoptarse las siguientes soluciones :

a).-Pavimentar el fondo de las cunetas,en cuyo caso habría que colocarle un subdren como se indica en la figura,dándole a la cuneta una sección trapezoidal.

Los subdrenes en este caso además de servir para evacuar el agua subterraneas,servirían para dar salida al agua infiltrada debajo de las cunetas ya pavimentadas.

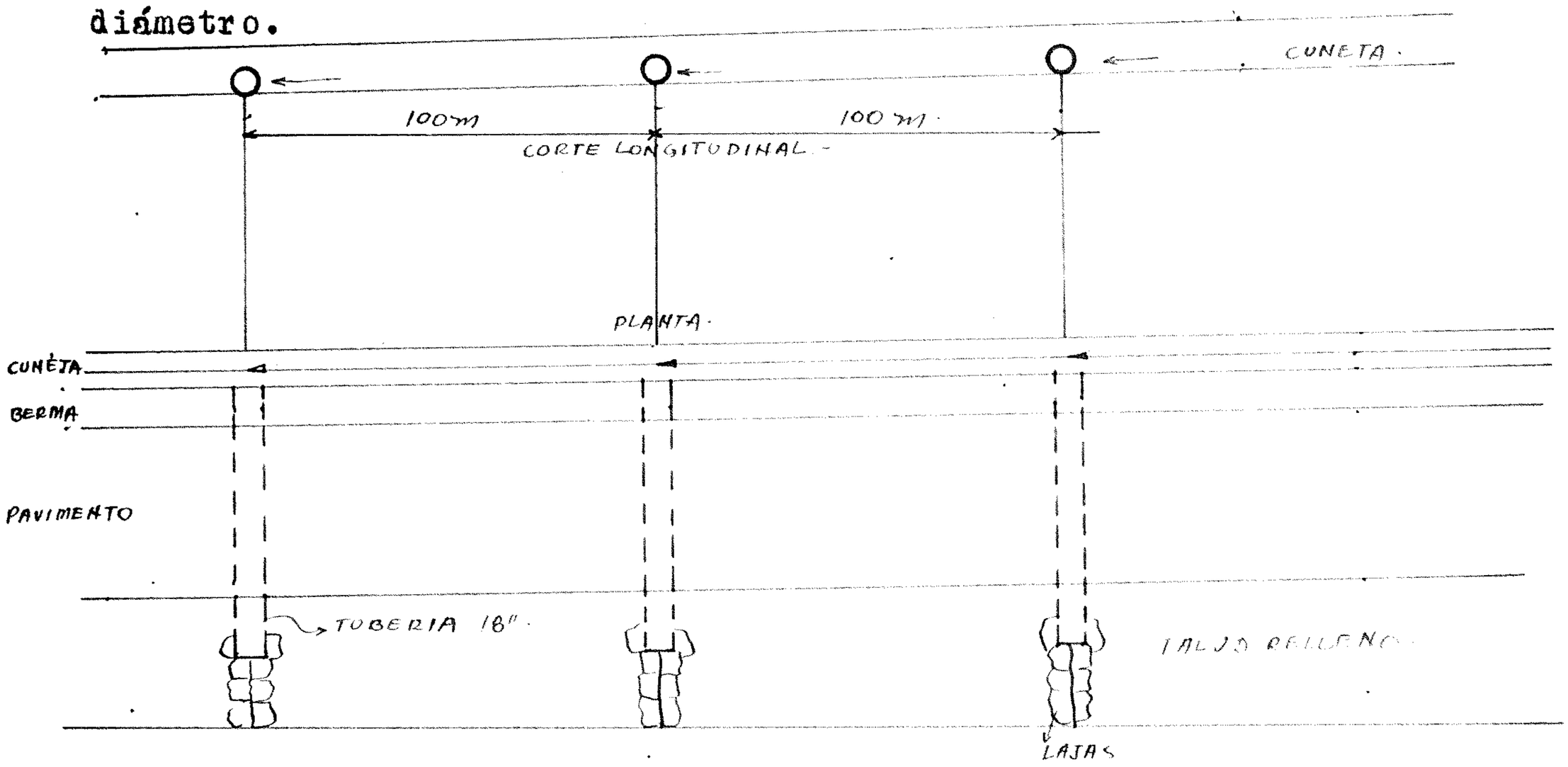


b).-Usando drenes de escurrimiento o lavado,situados mas ó menos cada 60 m. y que no vienen a ser otra cosa que pozos provistos de varias capas de tubos de tamaño minímo de 45 cm y que se extienden hasta la profundidad necesaria para alcanzar para alcanzar una capa permeable. En su parte superior llevan una tapa metálica perforada hacia la cual convergen las pendientes de las cunetas adyacentes a ellos.

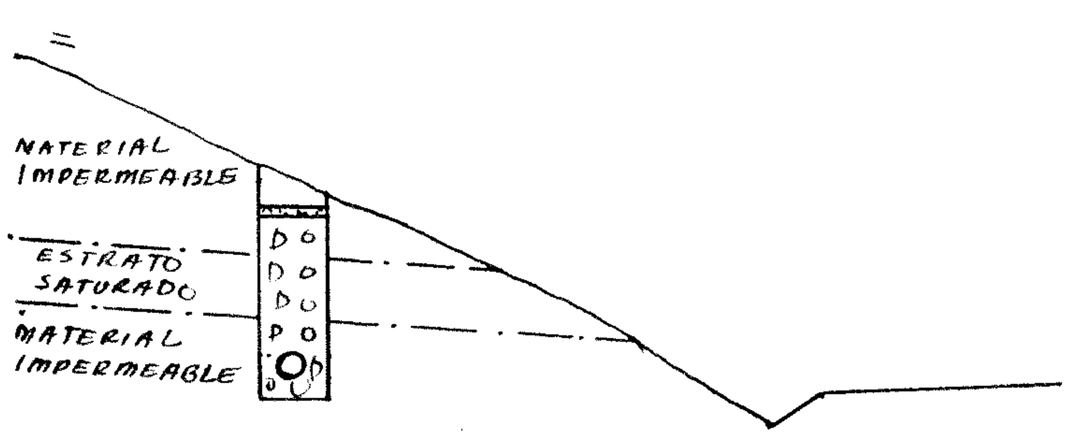


c).-Otra solución sería,conservando la sección triangular de las cunetas,evacuar las aguas de cada 100 metros,mediante la colocación de bajo de la plataforma de alvantarillas metálicas que vertieran sus aguas sobre la ladera del terraplén,para lo cual habría que revestir el vertedero a fin de que no se destruyera la cara del relleno.
De las tres soluciones posibles,esta última sería la que recomendaría para el drenaje en las zonas de tierra compacta y aluvión moderno por ser,a mí parecer la mas económica.

Estas alcantarillas para desaguar las cunetas,sea que se trate de plataformas en corte ó relleno,se colocarían cada 100 metros,teniendo una pendiente de 5 %.Estas tuberías serían tipo Armco de unas 18" de diámetro.



Drenaje de los cortes.-Los cortes fuertes,sobretodo los efectuados en la zona de tierra compacta,deben ser protegidos contra posibles deslizamientos,deslizamientos que pueden ocurrir cuando se encuentra una capa inferior permeable que al saturarse lubrica a suvez la capa inferior que le sirve de apoyo,produciéndose entonces el deslizamiento de los materiales que se hallan encima de ella.Esto se evita mediante la construcción de un dren interceptor que corte el flujo subterraneo.

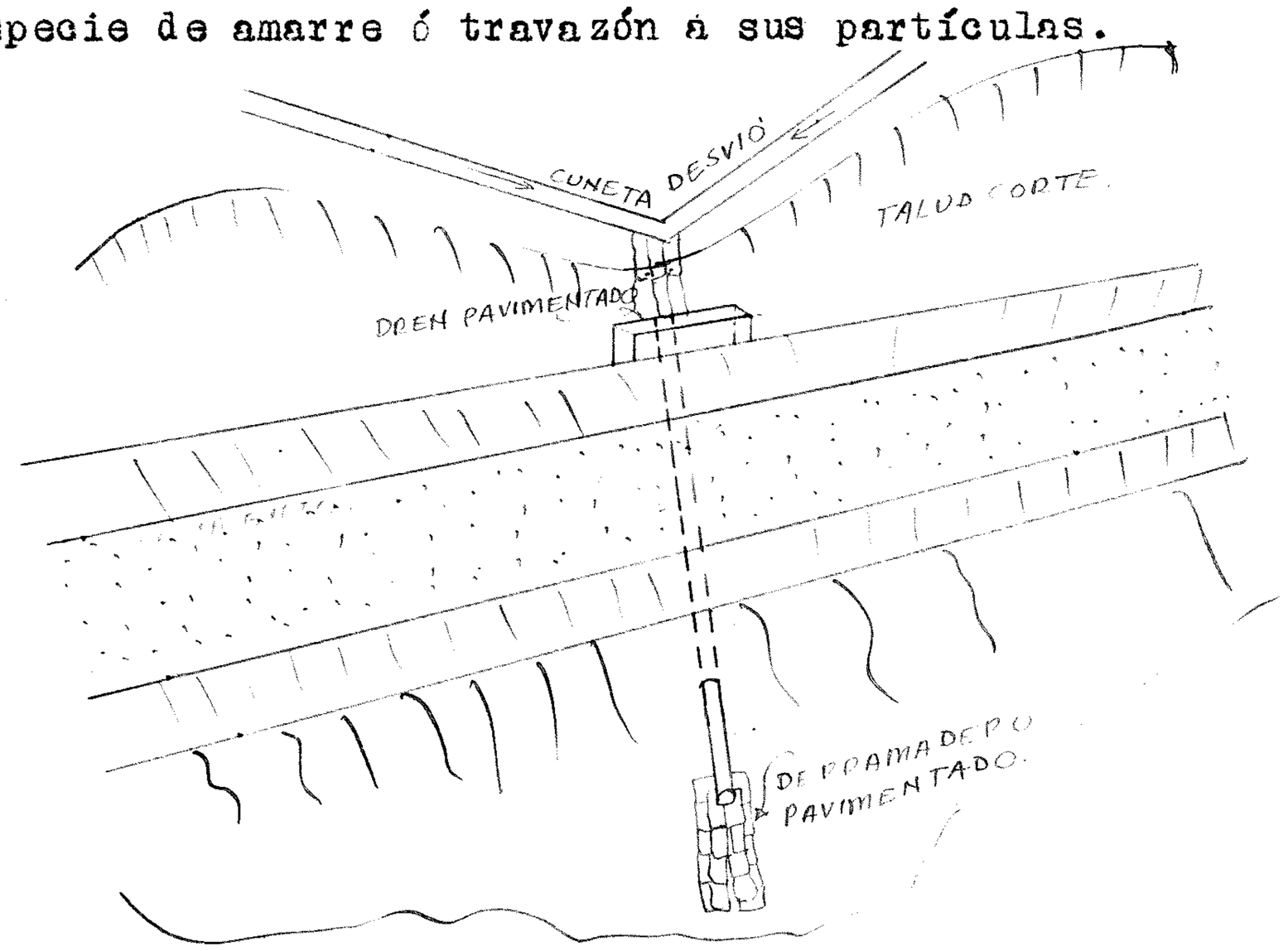


Aun mas sucede frecuentemente debido a las precipitaciones atmósferi

cas que el terreno A-4,con predomīnio de material ligante,llegue a absorber la humedad suficiente para aumentar de volumen.Mas tarde debido a la evaporación que se realiza por los cambios atmosféricos,les hace perder humedad y por consiguiente el volumen adquirido,originándose en éllas contracciones que producen grietas mas ó menos profundas como indica la figura.Estas grietas producidas son futuro receptáculo para el agua de las nuevas precipitaciones,las que al ablandar la arcilla la van volviendo plástica hasta el estado de papilla,alcanzado el cual se producen los grandes deslizamientos de taludes.

Estos deslizamientos pueden evitarse valiéndose de una o dos cunetas de coronación escalonadas ó cunetas de desvío que eviten el lavado y ablandamiento consiguiente de las caras de los taludes por los cuales discurren las aguas de las precipitaciones.

La acción defensiva de las cunetas de coronación,desvío,etc.pueden complementarse valiéndose de la plantación en éllos de gramíneas escogidas,es decir de plantas pródigas en raíces que al penetrar en el terreno le dan una especie de amarre ó travazón á sus partículas.

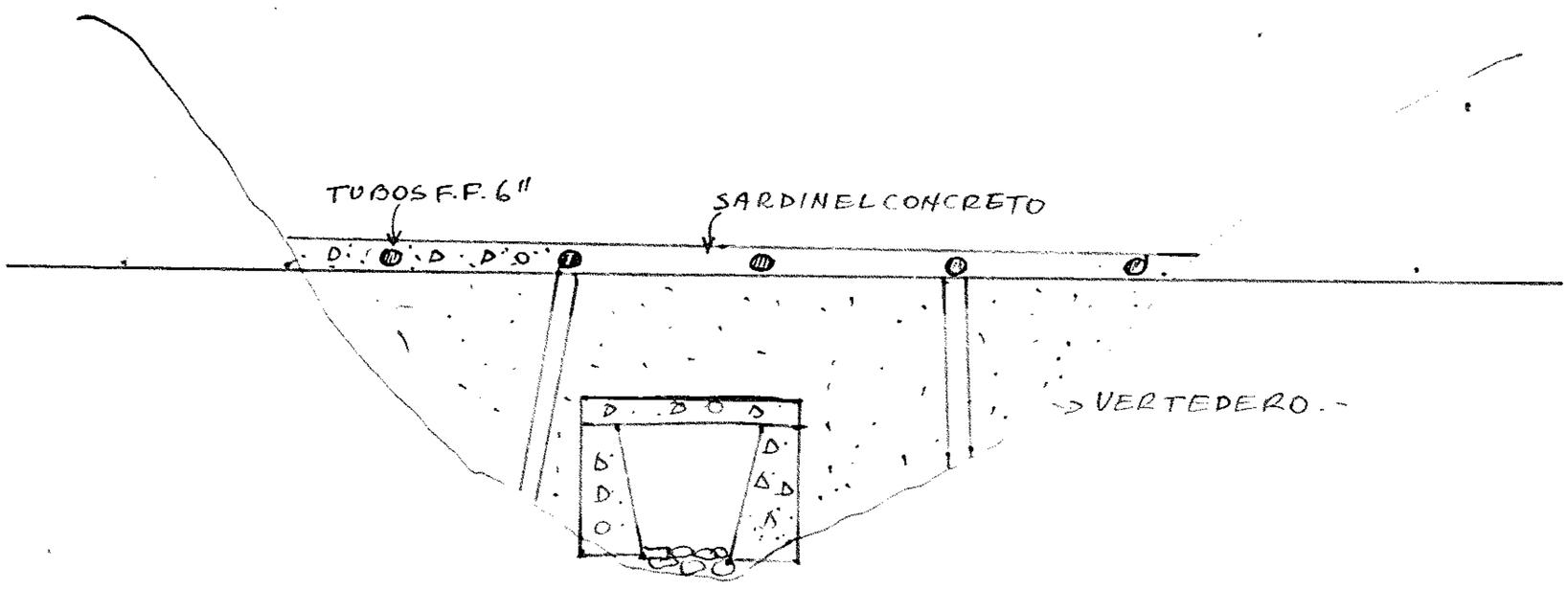


Drenaje de los rellenos.- Los rellenos en el presente proyecto tanto en la zona de tierra compacta como en los de aluvión moderno,serán drenados por medio de alcantarillas tipo Armco los pequeños y mediante alcantarillas de concreto diseñadas provistas de sus respectivos muros en ala,oblicuos para encausar ela entrada y paralelos para la salida.El fonde de éstas llevará un lecho de piederas grandes asentadas con mortero,cemento arena y tendrán la misma pendiente que las quebradas que drenan.

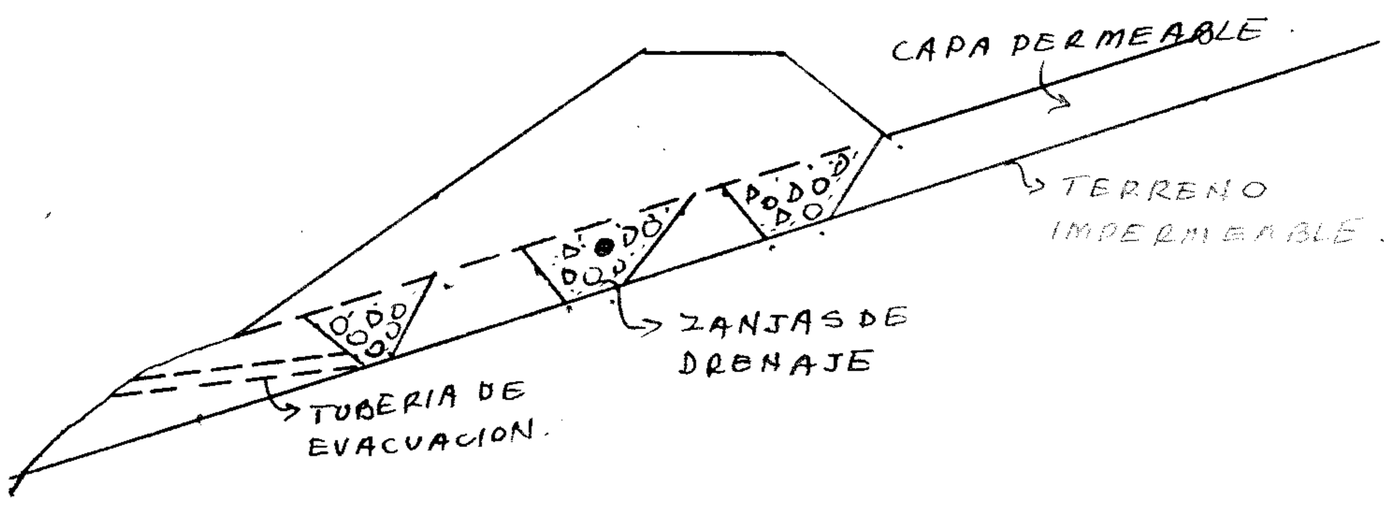
En los rellenos hechos en la zona de tierra compacta,con el fin de

cortar la corriente capilar que se podría producir entre el suelo vir gen y el terreno de relleno de similar textura,se colocará una capa de material granular,cual es hormigón de río que puede extraerse del cauce del río cercano al pueblo A.

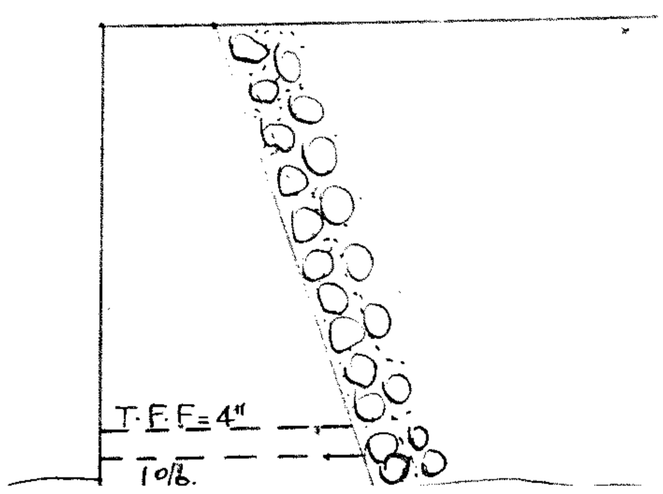
Cuando los rellenos son hechos con materiales sueltos,en nuestro caso tierra compacta y aluvión moderno,materiales fácilmente erosionables,el agua de lluvia que corre por sus laderas,arrastrará en su caida,sino se toman las debidas precauciones gran parte de este relleno sobre todo cuando su altura es superior a 2 metros.Este inconveniente puede salvarse ó disminuirse construyendo en los costados ~~en los estribos~~ de la plataforma y a lo largo del terraplén un sardinel contra el cual se acumulará el agua,agua que se descargará por medio de tubos de fierro fundido de unas 6" de diámetro dejados empotrados en el sardinel como vertederos.Estos vertederos descargarán a su vez el agua por medio de canales revestidos colocadso sobre los taludes de relleno.



Cuando los rellenos se asientan sobre una capa permeable el drenaje puede efectuarse como se indica en la figura.



Drenaje de los estribos y muros de sostenimiento.- Se procurará que entre el relleno y la cara interior del muro,quede una capa formada por piedras ó pedazos de roca,lo cual permitirá que la humedad no permanezca en contacto con la cara del muro,sino que por gravedad



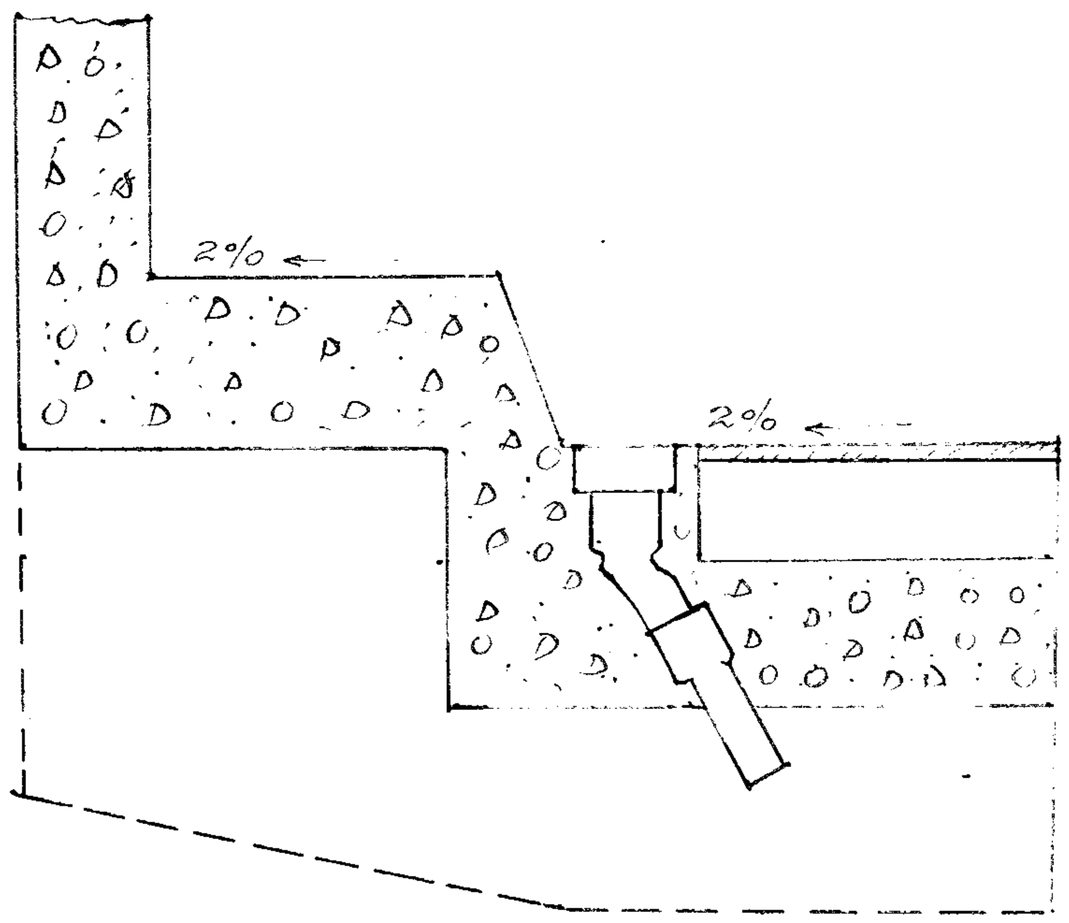
tienda a bajar hacia el terreno de fundación.A intervalos no menores de 5 m. y de acuerdo con las precipitaciones atmosféricas de la región,se colocarán, a través de la estructura de concreto,tubos de fierro fundido de 4" de diámetro y con pendientes mínimas de 1 %.

Drenaje del puente.-Es de gran importancia para la durabilidad de la estructura,proveer al puente de un propio y adecuado sistema de drenaje,a fin de que el agua proveniente de las precipitaciones sea evacuada rápidamente.En los puentes de luces pequeñas como el nuestro y que se halla en un tramo casi horizontal,0.5 % de pendiente,el drenaje se puede conseguir con el propio pavimento dándole un bombeo en el sentido transversal y una contra flecha de 5 cm en el centro.

La pendiente tranversal para la calzada será,lo mismo que para las veredas de 2 %.

Para asegurar la pronta evacuación de las aguas colocaremos,cada 3 m tubos de fierro fundido de 2",en el ángulo formado por el pavimento y el sardinel.

También debe evitarse que el agua se fugue a través de las juntas de dilatación que existen,para lo cual se le dará a la losa o calzada que las circunda una suave pendiente hacia las zonas de drenaje.



Pavimento.

Cuando un vehículo circula por un camino, sus ruedas trasmiten, la mayoría de las veces, presiones superiores a las que el terreno puede resistir, salvo que se trate dè suelos de roca que ofrecen resistencia ilimitada.

Ésta diferencia de presiones que se traduce en un deterioro del camino puede neutralizarse construyendom una capa de materiales nobles, capaz de resistir i distribuir las presiones que le trasmiten las ruedas de los vehículos y que se conoce con el nombre de calzada ó pavimento.

Todo pavimento consta de tres partes:

1.-La sub-base o subrasante que soporta el peso de las cargas.

2.-La base o afirmado que trasmite las cargas.

3.-La superficie que soporta la acción desgastante del tráfico.

De acuerdo con las especificaciones otorgadas para el presente proyecto se deberán considerar al diseñar el pavimento tres tipos det terreno que son por órden de nobleza: roca dura, aluvión moderno y tierra compacta.

Tierra compacta.-Lo identifico como correspondiente al grupo A-4.-Por el hecho de ser este material altamente cohesivo, se deduce que en su composición primarán los elementos ligantes sobre los granulares,estando formado, en su mayoría, por limo y arcilla,materiales ligantes y por arena,material granular.

Debido a su composición es un material apto para absorber agua por capilaridad con gran facilidad y en cantidad suficiente para perder estabilidad.Cuando seco,si bien es polvoriento,ofrece una buena superficie de rodadura.Están sujetos a la acción de las heladas, pero como en nuestro país no se producen descensos bruscos de temperatura,puede pasarse por alto este inconveniente.

Como material para subrasante puede considerarse en la categoría de mediano,pudiendo fallar debido al agua que retiene por capilaridad y como esta agua no puede drenarse,de ninguna manera,se le puede mejorar mediante la adición de material granular y un adecuado sistema de drenaje que haga bajar el nivel de la mesa de agua.

Espesor del pavimento.-Para poder hallar el espesor del pavimento flexible que debe usarse en esta clase de terreno,valiéndome del diagrama confeccionado por el Ingeniero F.V. Raegel,del Buró de Materiales del Departamento de Caminos del Estado de Missouri,asignaré a este tipo de

terreno las siguientes constantes físicas:

Límite líquido 30 - Límite plástico 22- Indice de plasticidad 8.

Porcentaje de material ligante que pasa la malla # 200 - 75°/°

Indice de grupo.-Con el porcèntaje de 75 y la curva del límite líquido correspondiente al valor 40 ó menos, del diagrama N° 1, sacamos un índice 8.

Según las especificaciones del proyecto, el pavimento se diseñará para un tráfico mediano, camiones de 10 toneladas.

Entrando en el grafico anteriormente mencionado con el índice 8 y la curva correspondiente al tráfico mediano, obtengo un espesor de 6" y una densidad Proctor de 113 lbs/pie^3.

Aluvión moderno.-A-2.-Este tipo de terreno está constituído por grava, arena y material ligante, probablemente limo y arcilla, pero con predominio de material granular mas ó menos graduado.

Por estar formado por material granular en su mayoría es altamente permeable y posee un alto grado de fricción interna y pequeño grado de cohesión que le comunica el material ligante. Lo catalogo como correspondiente al grupo A-2.

Como material para subrasante puede considerarse en la categoríade bueno, puesto que puede compactarse por medio de rodillos, siendo estable cuando seco y aun en épocas húmedas si está bien drenado.

Espesor del pavimento.-Asigno a este terreno las siguientes constantes físicas necesarias para encontrar el espesor

Límite líquido 35 - Límite plástico 21 - Indice plástico 14.

Porcentaje de material ligante que pasa la malla # 200 - 35

Indice de grupo.-Con el porcentaje 35 y la curva de índice plástico correspondiente a 14 entro en el diagrama # 2 y obtengo un valor 2.

Con el valor I =2 y la curva para el tráfico mediano entro al gráfico mencionado y obtengo un espesor de 4" y una densidad Proctor de 122 lbs/pie3. Como el Ingeniero Ventocilla al hacer la explicación del uso del diagrama del Ingeniero Raegel recomienda que no se usen afirmados de espesor inferior a 4" consideraré para esta zona un espesor de 6" estando comprendida la superficie de rodadura.

Roca dura.-Por ser este material de construcción de excelente calidad, puede utilizarse sin ningún tratamiento como una base o afirmado de primera clase. Solo se le considerará una superficie de rodadura de 2" de asfalto.

Preparación de la subrasante en la zona tierra compacta.-Para poder apreciar el espesor de la subrasante que debo estabilizar acudo a la fórmula dada por el Instituto de Asfalto de los Estados Unidos que se halla contenida en el Manual "Pocket Reference for Highway Engineers" Esta fórmula considera que una carga estática aplicada a la superficie de un pavimento flexible se distribuye hacia abajo en forma conoidal. El límite de este cono de presión es una superficie cuya sección transversal queda definida por el ángulo que limita la distribución de presiones. Desde el punto de vista prácticose puede aceptar que este ángulo es de 45° y el area sobre el cual se aplica la presión como un círculo que tiene un radio igual al espesor del pavimento.

Debido a que se considera como uniforme la presión trasmitida a la subrasante, consideraré la fórmula suponiendo que la aplicación de la carga de la rueda se hace a través de un punto y no del area de contacto, no considerando, como compensación, el aumento del espesor encontrado en un 50 % como recomienda el mencionado Manual.

Del diagrama del Ingeniero Raegel se saca que el poder portante de la subrasante para una densidad Proctor de 113 lbs/pie3, es de 23 lbs/plg2.

Como yo considero que el terreno no tiene la densidad indicada sino después de haber sido mejorado y estabilizado, asumo como poder portante de la subrasante sin tratamiento alguno la mitad de la cifra sacada ó sea 1/2 de 23 lbs/plg2 = 0.80 kg/cm2

El peso de los camiones indicado en el presente proyecto es de 10 toneladas y su rueda mas pesada trasmitirá un peso de 3,650 kg.

Aplicamos la fórmula $P = \pi e^2 q$, en la que :

e = espesor total del pavimento.

q = poder portante de la subrasante

P = carga total trasmitida.

Asumiendo para el terreno de tierra compacta un espesor de:

Superficie de rodadura	5 cm	Hallado por diagrama Raegel.
Afirmado	10 cm	
Sub-base estabilizada	25 cm	para la densidad Proctor indicada.
Espesor total =	40 cm.	

En este caso la carga total que soportaría el pavimento es:

$P = \pi e2q = 3.1416 \times 40^2 \times 0.80 = 4,000$ kg mayor que 3,650 kg O.K.

Como en este tipo de terreno predomina el material ligante, la mejora puede lograrse mediante la adición de material granular grueso. La proporción y gradación de material grueso a agregarse será aquélla que ensayada en el laboratorio comunique al terreno la densidad de 113 lbs/pie3 obtenida del diagrama Raegel y que corresponde para un pavimento de 6 pulgadas.

Al preparar la plataforma se dejará ésta, en la zona correspondiente a los cortes unos 15 cm. mas alta ó lo que sea necesario de acuerdo con la mezcla ensayada en el laboratorio, a fin de que préviamente removida y mezclada con material granular se forme una capa de subrasante estabilizada de unos 25 cm. de espesor.

Este terreno deberá ser removido con el escarificador y para facilitar su acción, si es que está muy compacto, se puede humedecer convenientemente la capa a removerse. Una vez que esta capa ha sido removida se dejará secar, procediéndose luego a desmenuzarla por medio de arado de discos hasta que el 100 % pase la malla de 1" ó el 80 % la # 4 . Despues se procederá a arrumarla a los costados del camino.

Luego se procede a traer al camino el material graduado apilándolo en el costado opuesto. De acuerdo con las proporciones determinadas se mezclará con el suelo ligante, en la mejor forma y sin añadirle toda la cantidad de agua requerida, teniendo presente que se colocará en dos capas de 15 y 10 cm respectivamente con el fin de facilitar la compactación. Luego se riegan uniformemente los materiales secos mezclados hasta que la cantidad total de agua sea ligeramente mayor que la óptima humedad de la mezcla ensayada. La mezcla se efectúa valiendose de la cuchilla de la motoniveladora, amontonando y esparciendo alternativamente ó valiéndose de un arado de discos. Esta operación debe repetirse varias veces hasta que la mezcla sea llevada a un alto grado de intimidad. La mezcla así obtenida se esparse en el camino en su espesor debido y se procede a compactarla por medio de un rodillo pata de cabra para la compactación inicial, reálizandose la compactación final por medio de un rodillo tándem de 10 toneladas.

Se cuidará que el agua contenida en la mezcla en el momento de la compactación sea menor que la óptima determinada por la prueba de Proctor, a fin de obtener la requerida densidad con el menor esfuerzo Una vez que se ha conseguido mediante la compactación una densidad equivalente a un 95 % de la ensayada en el laboratorio, se le apli-

cará a la subrasante así tratada, una imprimación de petroleo en la proporción de unos 4 litros por m2 con el fin de ligar las partículas ala vez que se consigue comunicar a la superficie un cierto grado de impermeabilización al impregnarse con petróleo los vacíos que aun quedan después de la compactación.

El petroleo a emplearse no deberá contener mas de 35 a 40 por ciento de asfalto y se aplicara´por medio de carros tanques provistos de su respectiva regadera.

Para los rellenos la mezcla se preparará en un sitio apropiado y se llevará ya mezclada sobre el camino siguiéndose lo dicho al tratarse de los cortes.

Estabilización de la subrasante en la zona de aluvión moderno .-Por pertenecer este terreno a la categoría de bueno como material para subrasante,considero que la compactación puede llegarse a alcanzar la densidad obtenida del diagrama Raegel y que es de 122 lbs/pie3 .

La subrasante para este tipo de terreno estará formada por la capa superior de la explanación estabilizada por compactación en un espesor de 15 cm.

El procedimiento seguido para alcanzar este objetivo comprende las siguientes operaciones:

Se extenderán los materiales sueltos con la motoniveladora para formar una capa uniforme de explanación. Si setrata de un corte se escarificarán las capas superiores.

b).-Se regarán estos materiales sueltos con una cantidad por m2 indicada por las pruebas de laboratorio para conseguir la "óptima humedad" para esta clase de terreno.

c).-Se pasará la cuchilla de la motoniveladora para facilitar la mezcla de los suelos con el agua y para conformar esta capa de acuerdo con el bombeo especificado que es de 2 %.

d).-Se apisonará por medio de un rodillo de cilindros varias veces hasta obtener cuando menos un 90 % de la máxima densidad obtenida del gráfico anteriormente mencionado.

La compactación o rodillado se hará con un rodillo de ters ruedas, tándem que pese unas 10 toneladas.El rodillado comenzará desde los bordes hacia el centro,menos en las curvas peraltadas en que se comenzará de las partes bajas hacia las altas.Se seguirá una direccion

paralela al eje del camino,cubriendo con la rueda posterior del rodillo en cada pasada,cuando menos la mitad del espacio rodillado anteriormente.Se continuará así hasta que el material no se mueva o se deslize delante del rodillo.

Finalizadas las operaciones del rodillado se corregirán las desigualdades que pudieran existir mediante la adición de pequeñas cantidades de material,sirviéndose de la sercha para acomodarlo,pudiéndose repasar el rodillo hasta que la superficie se presente uniforme a la simple vista.

Después de estas operaciones la subrasante estará en condiciones de recibir el afirmado.

Afirmado.-El afirmado que es el elemento del pavimento destinado a trasmitir las cargas de la superficie a la subrasante,deberá formarse con materiales de muy buena calidad debidamente preparados para que sea resistente e indeformable.

Con el fin de que el pavimento presente una superficie lo mas uniformemente posible,se usarán en su construcción materiales bien seleccionados,cuidadosamente colocados y nivelados.Con este propósito se dejarán puntos de cota conocida y referencias para controlar en cualquier momento la nivelación y los alineamientos.

El material para el afirmado consistirá en una capa de grava de 10 cm de espesor acabado,por lo que se podrá colocar una capa de unos 13 cm de espesor,encima de la cual se colocará una capa de material ligante formada por arena,limo y arcilla.

El material granular estará formado por grava de diferente tamaño en la proporción ensayada en el laboratorio con el fin de obtener una dennsidad de 140 lbs/pie3 ó en la proporción que mas se acerque a la curva de Talbot que es la curva que da la gradación ideal para un afirmado de grava,indicándose en ella también los porcentajes de material ligante.

La grava a usarse sea que provenga de cantera ó de roca triturada,estará formada por partículas enteras,ásperas y durables,libres de laja, partículas escamosas,pizarras blandas,materias órganicas u otros materiales extraños.

El suelo ligante estará formado por partículas finas de arena,limo y arcilla que pasen la malla # 40,debiendo encontrarse exentos de substancia orgánica,

Sus características serán tales que cuando se le mezcle con el agregado grueso, resulte una mexcla estabilizada en la cual se equilibren la densidad y la cohesión sin riesgo de detrimento en volumen.

De acuerdo con la curva de Talbot los materiales para el afirmado deberán acercarse lo mas posible, ya que se empleará materiales de las regiones cercanas, a los siguientes porcentajes.

Pasa la malla	Porcentaje	Pasa la malla	Porcentaje
# 2	100	# 10	34
1 1/2	90	# 20	25
1	80	# 40	20
3/4	72	# 60	18
3/8	60	# 140	12
# 4	47	# 270	10

Construcción.-Las operaciones de construcción serán las siguientes:

1.-Sobre la surasante preparada en la forma anteriormente descrita, se colocarán los materiales preparados que serán transportados por medio de volquetes.

2.-Estos materiales se extenderán por medio de la motoniveladors de tal manera que formen una capa de mas o menos unos 13 cm.

3.-La capa de materiales colocada anteriormente se regará por medio de tanques regadores provistos de barras especiales para que el riego sea uniforme. La cantidad de agua será aquella indicada en el ensayo de laboratorio por medio del procedimiento Proctor.

4.-Se procederá a mezclar el agua con el material graduado valiéndose de la cuchilla de la motoniveladora.

5.- Se apisonará por medio de rodillos que pueden ser de llantas neumáticas o de cilindros, que pesen unas 10 toneladas y sean éstos últimos de 3 ruedas. El apisonado o rodillado se comensará en los bordes y se termanará en el centro hasta conseguir una capa densa y uniforme cuya maxima densidad debe ser cuando menos igual al 95% de la máxima densidad obtenida en el laboratorio.

6.- Todas las irregularidades que se presenten se corregirán pasando nuevamente la motoniveladora, corrigiendo asimismo todas las secciones que no se compacten bién, reemplazando, si fuera necesario, los materiales con otros buenos hasta obtener una buena compactación.

7.- Finalmente se alisará la superficie por pasadas sucesivas de la motoniveladora y del rodillo hasta obtener una superficie lisa, uni-

forme y resistente.

Terminada esta serie de operaciones el afirmado estará listo para recibir la superficie de rodadura.

Superficie de rodadura.-Como superficie de rodadura se usará una capa de concreto asfáltico cuyo espesor compactado será de 5 cm y que se mezclará y extenderá en caliente sobre el afirmado.

La cantidad de asfalto para el concreto será determinada por el método de las Areas de California y que supongo sea de un 5 %.

Etapas de trabajo.-El orden de las operaciones de construcción es el siguiente:

a).-Preparación de la base existente que se va a usar como afirmado.

b).-Imprimación con material asfáltico M C-O

c).-Colocación de la mezcla asfáltica en caliente y rodillado de la misma.

d).-Riego del material asfáltico R C 1 para la primera capa de sello.

e+.-Esparcido de los agregados,piedra de 1/4 a 1/8,alisado y rodillado.

f).-Riego de material asfáltico R C 1 para la segunda capa de sello.

g).-Esparcido de los agregados arena gruesa,alisado y rodillado.

h).-Barrido de la superficie de rodadura.

Imprimación.-Antes de extenderse el concreto asfáltico caliente,debe darse un riego de imprimación a la superficie del afirmado.Consiste en la aplicación de un asfalto de baja viscocidad,en este caso MC-O,directamente a la superficie del afirmado que va a recibir la capa asfáltica Tiene por objeto dar mayor cohesión a los materiales que forman la capa superficail del afirmado e impermeabilizar y lograr una mayor adherencia entre dicha capa y la superficie asfaltica que se va a colocar.

La imprimación comprende las operaciones siguientes:

1.-Barrer suavemente la superficie del afirmado para eliminar todas las partículas sueltas.

2.-Regar uniformemente por medio de tanques distribuidores asfalto MCO en la proporción de dos litros por m2 y a la temperatura de 50°C.Este riego debe aplicarse solamente cuando la superficie esté bien seca,mas o menos unas 36 horas después del último riego aplicado.

3.-Luego se permitirá que fragüe y que penetre bien por un tiempo de 24 horas.Los pequeños charcos que pudieran presentarse debido a depresiones existentes deben eliminarse el mismo día del riego .No se permi-

tirá tráfico de ninguna clase durante el tiempo de fraguado.

Extendido del concreto asfáltico.-El concreto asfáltico estará formado por agregados arena,piedra y asfalto en proporciones tales que se obtenga una mezcla que tenga un 95% en peso de agregados minerales y un 5% de asfalto líquido RC-2.Se batirá la mezcla hasta que todas las partículasde los agregados estén totalmente cubiertas por el asfalto y se obtenga una mezcla uniforme y homogenea.

La mezcla asfáltica caliente debe apisonarse antes de que se enfríe,por esto es ventajoso el empleo de pavimentadoras mecánicas que colocan la mezcla dándole un perfil adecuado y la dejan lista para el apisonado.El extendido se hará a mano por medio de rastrillos,en lossitios donde no pueda entrar la pavimentadora,para lo cual se dispondrán reglas bien alineadas y niveladas por medio de estacas.

La mezcla deberá llegar al lugar de su destino a una temperatura tal que permita extenderla con facilidad sinque se separen los materiales que la forman.La temperatura recomendable puede ser 150°C y la proporción de mezcla asfáltica será de 60 litros por m2.

Para conservar la uniformidad de la capa colocada se pueden disponer reglas convenientemente,siempre que la pavimentadora no disponga de mecanismo de igualación o compensación.

Inmediatamente que se ha extendido la mezcla y antes que comience la compactación con el rodillo se controlará la superficie eliminando las irregularidades.Todos los sitios que tengan mucho o poco asfalto serán eliminados ,reemplazándose por mezclas que tengan las proporciones debidas.

Apisonado de la mezcla caliente.-Después de extendida la mezcla se le debe apisonar cuidadosamente por medio de rodillo detres ruedas que pese cuando menos 10 toneladas,tan pronto como haya sido rastrillada y esté en condiciones de soportar el rodillo sin desplomarse.

El rodillado se hará longitudinalmente,empezando en los bordes y continuando hacia el centro,cubriendo en pasadas sucesivas con la mitad de la rueda trasera,la huella de la pasada anterior.Cuando el rodillo haga viajes de ida y vuelta éstos deben ser de la misma longitud.Se recomienda,siempre que el espacio lo permita,dar un apisonado diagonal por medio de rodillos tándem de 10 toneladas,dándolo en tal forma que cruce las huellas dejadas por el primero.La velocidad del rodillo no debe ser

mayor de 5 km. por hora, evitándose con esto el desplazamiento de la mezcla caliente. El rodillado se continuará hasta que se logren borrar las huellas del rodillo y no sea posible consolidar mas.

Para evitar que la mezcla se pegue al rodillo debe mantener húmedas sus ruedas, pero sin que haya exceso de agua o lubricante.

En los lugares inaccesibles al rodillo la consolidación se obtendrá por medio de pisones calientes.

Precauciones durante el trabajo.-Debe impedirse a toda costa, el tránsito sobre las superficies asfálticas durante su construcción. La superficie se dará al tráfico en cuanto se haya enriado la mezcla colocada en caliente.

Sello.-Después de terminada la compactación de la mezcla se le debe someter a un tratamiento de sellado de muy poco espesor que se aplica a las superficies con el siguiente objeto:

1.-Evitar la entrada de humedad.

2.-Reducir la circulación de aire dentro de la capa que se sella reduciendo por consiguiente su oxidación.

3.-Aumentar su resistencia y mejorar el aspecto.

4.-Darle visibilidad.

Una vez que se han volatilizado los disolventes y la mezcla asfáltica haya endurecido satisfactoriamenete, se procederá a barrer la superficie aplicándole inmediatamente un riego con asfalto RC-1, 1 litro por m2, cubriéndoseesta capa con material grueso, mas ó menos 1/4" a 1/8" y en la proporción de unos 15 litros por m2. La distribución de este material se hará por medio de rastrilos y escobas. Después se rodillará a fin de que el material agregado se incorpore al asfalto.

Cuando la superficie haya incorporado todo el material agregado, vendrá un segundo sello que se hará de la misma manera que el anterior, con la única diferencia de emplear arena gruesa en lugar de piedra menuda.

Después de esta última operación, cuando el 2° sello haya secado bien se procederá a barrer la arena que no se ha incorporado, quedando así lista la carretera para ser entregada al trafico.

Puente de Concreto.- Generalidades.

Elección del tipo de puente.- De una manera general puede decirse que el costo es el factor que determina el tipo de puente a elegirse, o en su defecto es el factor de mas peso que influye en su elección . Sin embargo en muchas ocaciones el problema se complica con la intervención de otros factores, tales como exigencias arquitectónicas , caso de los puentes en ciudades, dificultades de cimentación, limitado tiempo de construcción o dificultad en el encofrado debido a la altura de los soportes o porque es necesario mantener el tráfico, en los ríos navegables, durante el tiempo de construcción.

Examinando el perfil otorgado junto con las especificaciones del presente proyecto , se llega a la conclusión de que el puente debe tener una luz de 30 m., debiendo quedar su rasante 6 m.sobre el nivel de las aguas máximas.

Ahora bien, en nuestro caso y teniendo en cuenta que la luz que se trata de salvar es relativamente pequeña para optar por un puente de dos o mas tramos, cuya cimentación bajo el agua requiere la construcción de ataguías o de celdas que deben ser secadas por medio de bombeo lo que eleva enormemente el costo de construcción, he creído como mejor solución la construcción de un puente en arco empotrado en sus bases.

A esta elección me ha inducido también la excelente calidad del terreno de fundación, roca dura,que al evitar el asentamiento de los estribos, requisito indispensable para la estabilidad de la obra, asegurará por ende el éxito de este tipo de construcción.

El arco será de concreto armado empotrado en sus bases y diseñado por el método del profesor Strasner, habiéndose escogido para m el valor que da la curva que mas se acerca a la parábola perfecta y cuya directriz coincide con la linea de presiones del peso propio, evitando de esta manera que se produzcan momentos flectores en el arco.

Con el fin de disminuir el peso que gravita sobre los arcos, he diseñado una superestructura aligerada consistente en vigas transversales, viguetas, de 0.50 por 0.80 separadas 3 m. eje a eje, que se apoyan sobre 3 columnas de 0.50 por 0.50, de altura variable y que a su vez se apoyan sobre 3 arcos de 1 m. de ancho arriostrados entre sí por medio de viguetas de 0.30 m. por 0.30 m.

Sobre las viguetas se halla la losa de 0.23 m. de espesor, armada en el

sentido del tráfico y que presenta en su centro 2 juntas con el fin de separar las 3 partes de la estructura que se comportarían diferentemente con los cambios de temperatura y con la sobrecarga en lo que respecta a la acción del frenado. Estas juntas además de permitir la dilatación de la superestructura, han permitido, al diseñador, considerar el frenado absorbido por la parte de la superestructura que reposa sobre las columnas.

Sobre la losa se ha considerado una capa asfáltica de 0.20 m a fin de ofrecer una calzada elástica que absorba o haga casi insensible la acción del impacto.

Las columnas que soportan el tablero se hallan articuladas a los arcos a fin de que no trasmitan ningún momento por pequeño que sea, lo cual permite que los arcos se deformen libremente.

La longitud de cálculo del arco es de 30 m y su flecha de 5 m., presentando un rebajamiento de 5/30 = 1/6.

El ancho total del puente es de 9.26 m que se descompone así : 2 barandas de 0.20 por 0.80, 2 veredas de 0.60 m y una superficie neta de rodadura de 7 .30, es decir 0.70 m. mas que la zona pavimentada del camino con el fin de dar mas seguridad al conductor, lo cual evita o reduce las frenadas y los accidentes que se producen en los accesos de los puentes de ancho igual al de la zona pavimentada de los caminos.

Para la construcción del puente se ha considerado un concreto de proporción 1 : 2 : 4 con un f'c = 140 kg/cm^2

Para el acero se ha considerado un fs = 1,400 kg/cm^2.

Las cargas unitarias de trabajo se han tomado del Reglamento del A.C.I.

f'c = 140 kg/cm^2 fs = 1,400 kg/cm^2

fc = 0.45f'c = 63 kg/cm^2 n = 15

K = 0.403

j = 0.866

p = 0.009

R = 11 kg/cm^2

<u>Esfuerzo cortante unitario v</u>.-

Sin refuerzo en el alma y sin anclaje especial v = 0.02f'c = 2.8 kg/cm

Sin refuerzo en el alma y con anclaje especial v = 0.03f'c = 4.2 kg/cm^2

Con refuerzo en el alma y sin anclaje especial v =0.06f'c = 8.4 kg/cm^2

Con refuerzo en el alma y con anclaje especial v = 0.12f'c =16.80kg/cm^2

Adherencia.- Sin anclaje del acero longitudinal

Barras lisas $u = 0.04\ f'c = 0.04 \times 140 = 5.60\ kg/cm^2$

Barras corrugadas $u = 0.05\ f'c = 0.05 \times 140 = 7.00\ kg/cm^2$

Con anclaje especial del acero longitudinal.

Barras lisas $u = 0.045\ f'c = 0/ \times 140 = 6.30\ kg/cm^2$

Barras corrugadas $u = 0.055\ f'c = 0.055 \times 140 = 7.7\ kg/cm^2$

Especificaciones americanas A.A.S.H.O.- En el diseño del presente puente se han respetado hasta donde ha sido posible, las especificaciones americanas relativas al diseño de carreteras.

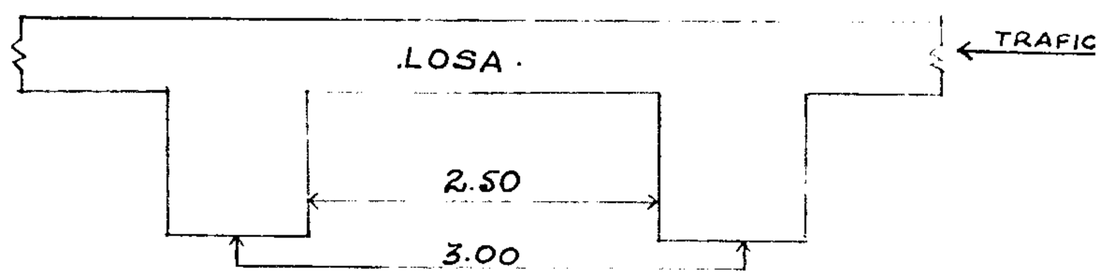
Es así como se ha hecho la comparación y elección del tipo de carga que produce los mayores esfuerzos; se ha aplicado en el diseño del tablero y del arco el moderno criterio del overload, habiéndose considerado también la acción del viento y la fuerza longitudinal debida al frenado.En la parte de la losa que presenta juntas se han considerado diafragmas o viguetas transversales que tienen por misión defender los bordes de la losa de la acción destructiva del impacto de la sobrecarga.

En el sardinel, que sirve de viga longitudinal extrema se ha considerado la carga repartida lateral y el momento debido a la carga concentrada.

En la baranda y en la viga sardinel se han considerado las cargas y el momento especificado, habiéndose seguido para su diseño un método aproximado de precisión suficiente, teniendo en cuenta que esas cargas dadas, no vienen a ser sino factores de seguridad o de diseño cuya coexistencia es de muy dificil ocurrencia.

Superestructura.- Diseño de la losa de concreto.

Datos.- Luz de cálculo = 2.50 m.



Refuerzo.- Paralelo al tráfico.

Camión de diseño.- H15 S12.

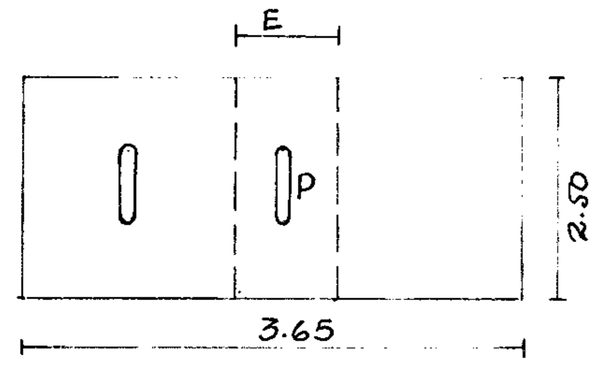
Fórmulas.- A.A.S.H.O.-3-3-1, reducidas al sistema métrico.

$E = 0.175\ S + 0.96 \qquad M = + 0.2\ PS/E \qquad I = \frac{50}{3.28L + 125}$

Cálculo de E.- E = 0.175 x 2.50 + 0.96 = 1.40 m.

Cálculo de M.- M = 0.2 x 5,430 x 2.5/1.40 = 1,950 kgm.

Cálculo del impacto.- $I = \frac{50}{3.28 \times 2.50 + 125} = 0.375$



Se usará el máximo permitido que es 30 %.

Momento de impacto.- Mi = 0.30 x 1,950 = 590 kgm.

Momento del peso propio.-

Calzada al centro 20 cm = 0.20 x 2,100 kg/m^2 = 420 kg/m^2

Losa 9" = 0.23 x 2,400 = 550 "

970 "

Mpp.= $wl^2/8$ = 970 x $2.5^2/10$ = 610

Momento total.= Msc+Mi+Mpp = 1,950 + 590 + 610 = 3,150 kgm/ml.

Cálculo de d.- d = M/Rb = 315000/11x100 = 18 cm.

h = d + d' = 18 + 5 = 23 cm.

Tamaño asumido 9" = 23 cm O.K.

Cálculo de As.- As = M/fsjd = 315,000/1,400x0.875x18 = 15.75 cm^2

Son 15.75 cm^2 = 2.44"^{2} por ml. de ancho de losa.

Escogemos 8 ϕ 5/8 con As = 2.45 "^{2} y P = 15.7" colocadas a 12.5 cm

Acero en la parte superior de la losa.- Muchos autores recomiendan que se coloque acero en la parte superior de la losa, en la zona central, para que absorban los momentos negativos que pueden producirse en el centro de un paño cuamdo se halle situado entre dos paños cargados. Se recomienda que este tipo de refuerzo no sea inferior a 1/3 del acero positivo calculado. En el presente proyecto se ha considerado 1/2, es decir un 50 %.

Corte y adherencia.- Las losas diseñadas por las fórmulas anteriores satisfacen los requisitos de corte y adherencia.-A.A.S.H.O.-3-3-1-d

Acero dedistribución al centro.-Se calcula por medio de la fórmula:

Porcentaje = $\frac{100}{\sqrt{3.28L}} = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 2.5}} = 35\ \%$

As ϕ 5/8 = 0.306 "^{2} 35 % x 0.306 = 0.107 "^{2} c. a c. 12.5 cm.

As ϕ 1/2 = 0.196 Espaciamiento = 0.196 x 12.5/0.107 = 20 cm.

Luego en las dos cuartas partes centrales colocaremos ϕ de 1/2 espaciados 20 cm centro a centro.

Acero de distribución en las cuartas partes extremas.-Una regla usual tomada del libro Sutherland, dice que se usa 0.2 % del area efectiva de la losa.

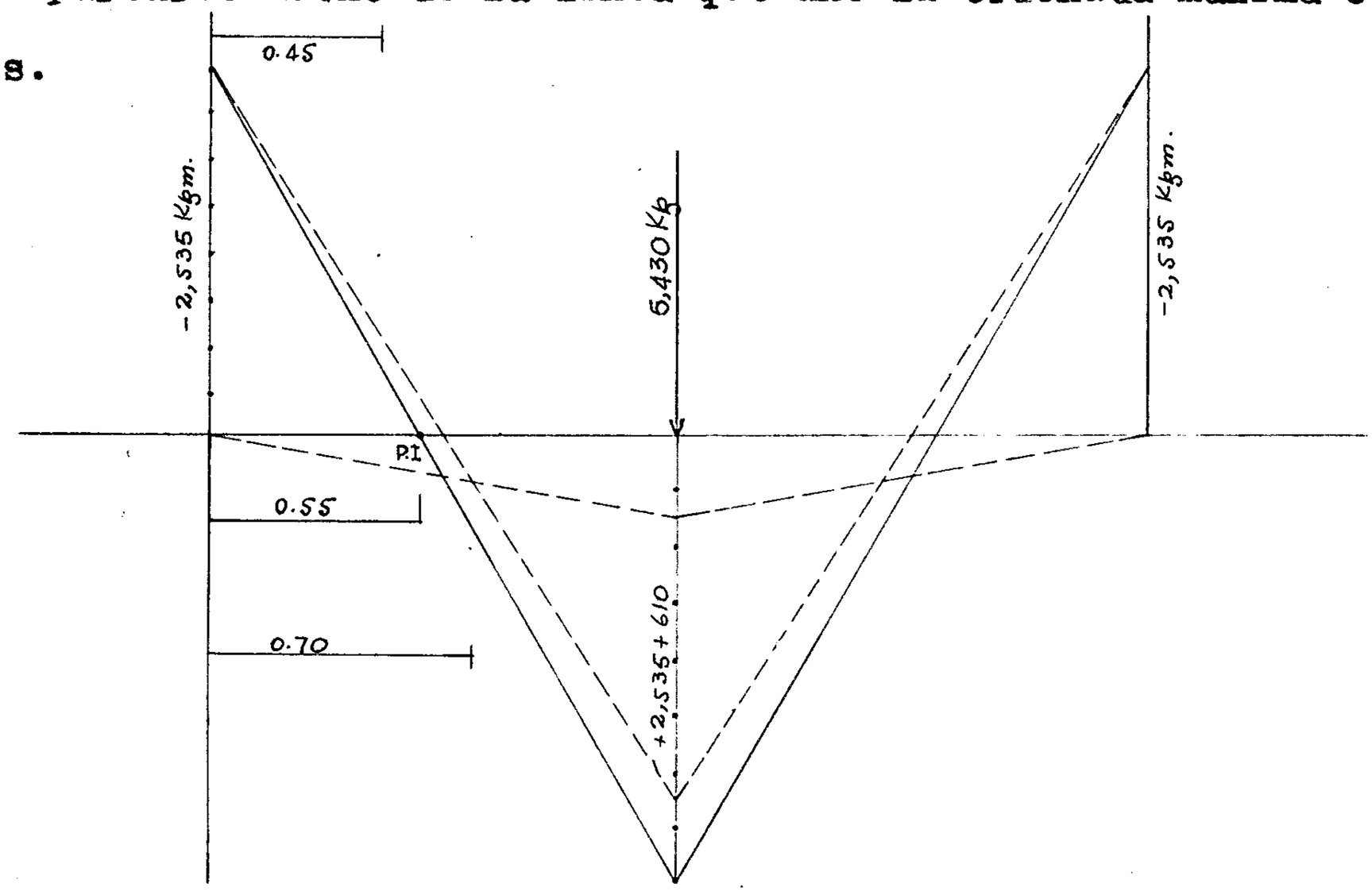
As = 0.002 x 100 x 18 = 3,600 cm^2 = 0.56 $"^2$ por ml. de ancho de losa.

Considerando acero de 1/2, espaciamiento = 0.196 x 100/0.56 = 35 cm

Las espacio 30 cm c. a c.

Doblado del acero positivo en la zona de los apoyos.- Calculo el esfuerzo cortante en el punto de inflexión, para saber cuantas barras puedo doblar.

El diagrama de momentos debido al peso propio lo considero como triangular, pues es muy pequeño y las ordenadas de la curva parabólica no van a apartarse mucho de la linea que une la ordenada máxima con los apoyos.



Punto inflexión.- Del diagrama se saca que esta a 0.55 m. del apoyo.

Corte en el apoyo.- Va = 5,430/1.40 = 3,880 kg.

Corte de Impacto.- Vi = 3,880x0.30 = 1,164 "

Corte peso propio.- Vpp= $\frac{950x2.50}{2}$ = 1,185 "

Corte total en el apoyo = 6,229 kg

Corte en el punto de inflexión.- Vi = Vt - 0.55w = 6,229-950x0.55 = 5,700 kg.

o = V/ujd = 5,700/7.2x0.875x18 = 50 "l de perímetro en 1 m.

N° de barras necesarias = 50/15.7 = 3.2 ϕ ó sean 4 ϕ

Luego puedo doblar 4 ϕ, es decir que puedo colocar una recta y una doblada alternadamente a 0.70 m del apoyo.

Cálculo de rigideces y factores de distribución en los pórticos.

Dimensiones vigas 50 cm. x 80 cm.

Dimensiones columnas 50 cm x 50 cm.

Inercia vigas $\frac{50 \times 80^3}{12} = 2'140,000 \text{ cm}^4$

Inercia columnas $\frac{50 \times 50^3}{12} = 520,000 \text{ cm}^4$

Pórtico mayor.- h = 3.48 m. Rigidez = $\frac{520,000 \times 0.75}{348} = 1,120 \text{ cm}^3$

Pórtico intermedio.- h = 2.05 m. R = $\frac{520,000 \times 0.75}{205} = 1,900$ "

Pórtico menor .- h = 1.00 Rigidez = $\frac{520,000 \times 0.75}{100} = 3,900$ "

Vigas .- Rigidez = $\frac{2'140,000}{365} = 5,860 \text{ cm}^3$ L vigas = 3.65 m

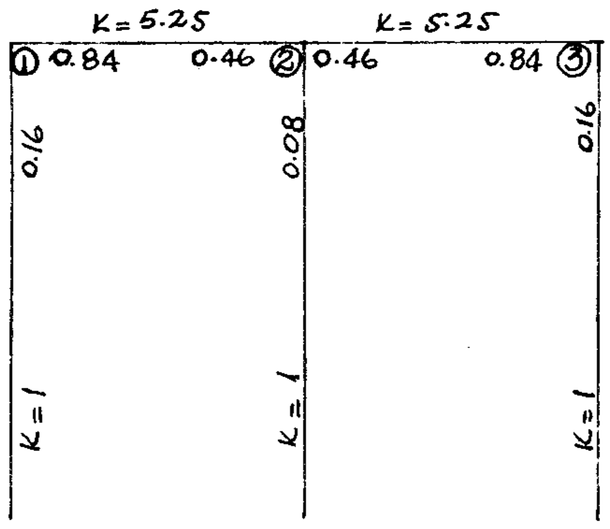
Rigideces relativas.-

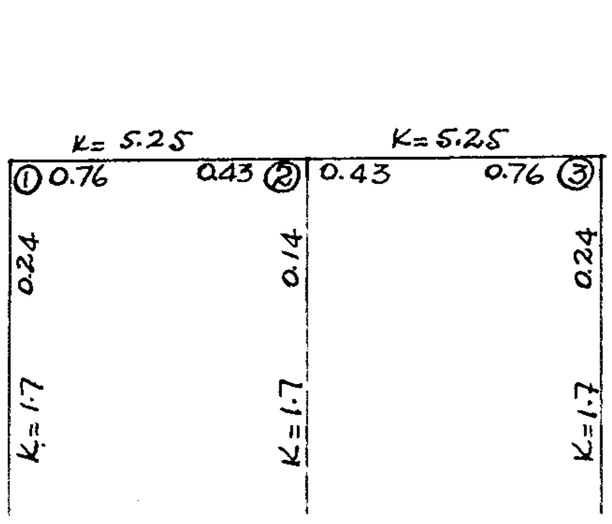
Rigidez columnas pórtico mayor = 1.00

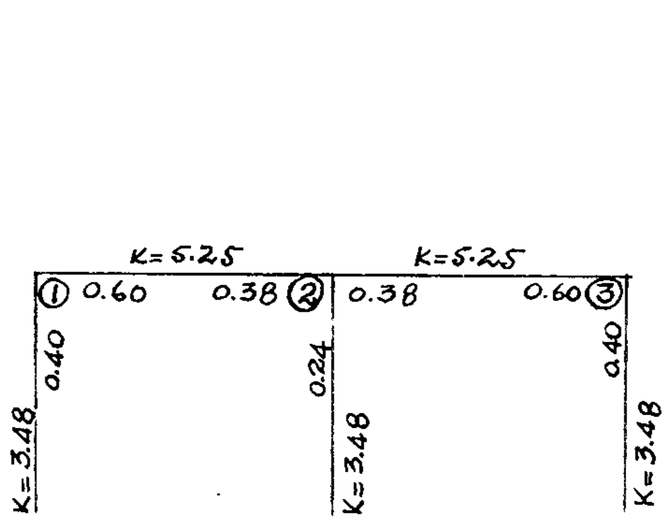
Rigidez columnas pórtico intermedio = 1,900/1,120 = 1.7

Rigidez columnas pórtico menor = 3,900/1,120 = 3.48

Rigidez vigas = 5,86a 1,120 = 5.25







Factores de distribución.-

Pórtico mayor.- Nudo 1 Columna = $\frac{1}{5.25+1} = 0.16$

Viga = $\frac{5.25}{5.25+1} = 0.84$

Pórtico mayor.- Nudo 2 Columna = $\frac{1}{5.25+5.25+1} = 0.08$

Viga = $\frac{5.25}{5.25+5.25+1} = 0.46$

Pórtico intermedio .- Nudo 1.-Columna = $\frac{1.7}{5.25+1.70} = 0.24$

Viga = $\frac{5.25}{5.25+1.70} = 0.76$

Nudo 2.-Columna = $\frac{1.70}{5.25+5.25+1.70} = 0.14$

Viga = $\frac{5.25}{5.25+5.25+1.70} = 0.43$

Pórtico menor.- Nudo 1.- Columna = $\frac{3.48}{3.48 + 5.25} = 0.40$

Viga = $\frac{5.25}{3.48 + 5.25} = 0.60$

Nudo 2.- Columna = $\frac{3.48}{3.48 + 5.25 + 5.25} = 0.24$

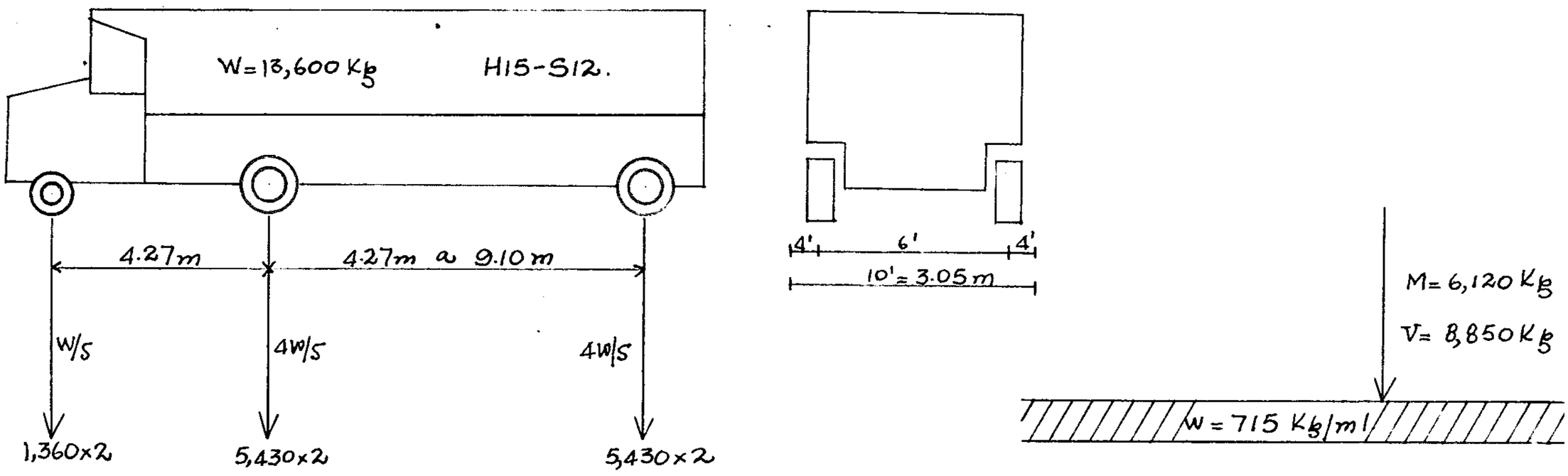
Viga = $\frac{5.25}{3.48 + 5.25 + 5.25} = 0.38$.

Elección del tipo de carga para el diseño del puente.

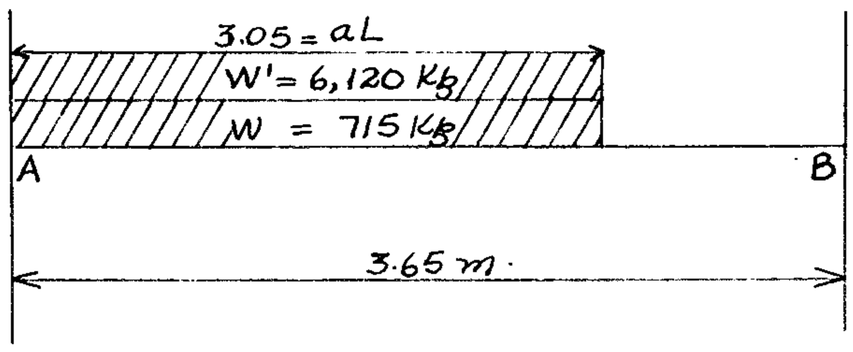
El Reglamento de la A.A.S.H.O.,considera dos tipos de cargas para el diseño de puentes: camiones standard y cargas equivalentes, constituidas estas últimas por una carga distribuída y una carga concentrada, uniformemente repartida, que se considera que actúan en una huella de un ancho de 3.05 m.

Entre los camiones standard tenemos el H15 S12 que es un camión con semitrailer de distancia entre ejes variable entre 4.27 y 9.10 m .

La carga concentrada se considera uniformemente repartida en un ancho de 3.05 m.



Cálculo de los momentos de empotramiento originados por la carga equivalente.- Los momentos A y B los calculamos por la fórmula M =cWL, siendo c un coeficiente que tiene los siguientes valores :



$cA = \frac{a\,(\,6-8a+3a^2\,)}{12}$

$cB = \frac{a^2(\,4-3a\,)}{12}$

W = carga total repartida = 6,120 + 715 = 6,835

L = 3.65 aL = 3.05, a = 3.05/3,65 = 0.835

$a^2 = 0.835^2 = 0.698$

cA = 0.835(6-8x0.835+3x0.698)/12 = 0.0985

cB = 0.698(4-3x0.835)/12 = 0.087

M_A = 0.0985 x 6,835 x 3.65 = 2,460 kgm.

M_B = 0.0870 x 6,835 x 3.65 = 2,170 kgm.

Mi_A = 2,460 x 0.30 = 738

Mi_B = 2,170 x 0.30 = 651

Momento debido al peso propio.-Peso propio soportado por las viguetas

Losa = 0.23 x 3 x1 x 2,400 = 1,600 kg/ml

Vigueta = 0.80x0.50x2,400 = 960

Calzada = 0.20x3x2,100x1 = 1,260

3,820 kg/ml

$Mpp = w L^2/12 = 3,820 \times 3.65^2/12 = 4,300$ kgm

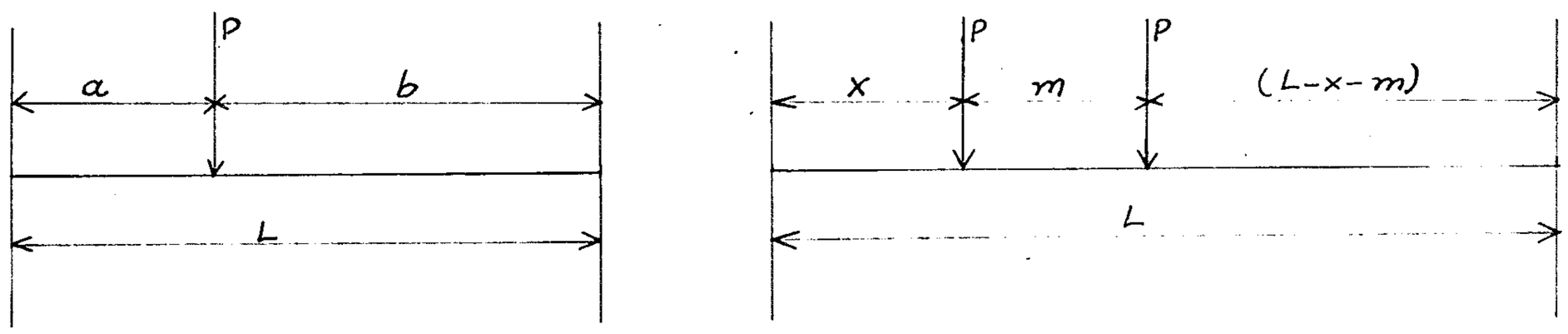
Momento total A = 2,460+738+4,300 = 7,498 kgm.

Momento total B = 2,170+651+4,300 = 7,121 kgm.

Cálculo de los momentos de empotramiento para el camión H15 S12.-

Posición de la carga para producir los momentos máximos negativos

Partimos de las fórmulas: $M_A = P\,a\,b^2/L^2$ y $M_B = P\,b\,a^2/L^2$



Establecemos a partir de las fórmulas anteriores, la ecuación del momento para A originado por dos cargas iguales P separadas una distancia m ; hallamos su primera derivada y la igualamos a 0 para encontrar el valor de X.

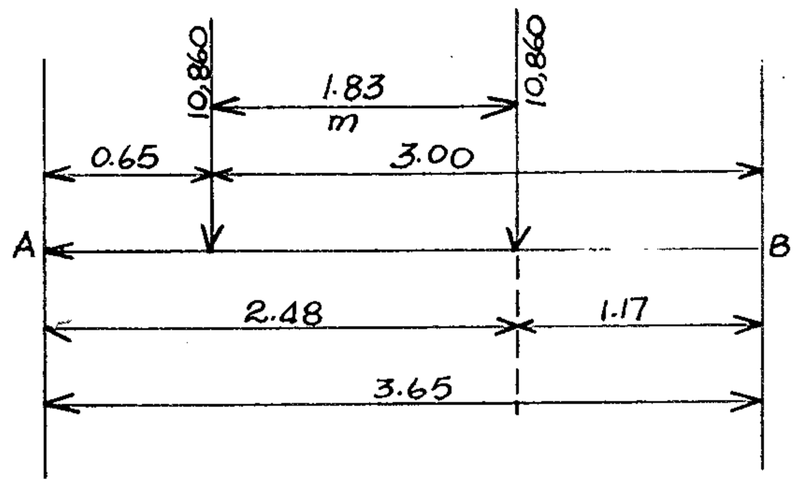
$$M_A = Pab^2/L^2 = \frac{Px(L-x)^2}{L^2} + \frac{P(x+m)(L-x-m)^2}{L^2} \qquad m = 1.83 \qquad L = 3.65$$

$$dM_A/dx = 6x^2 - 18.22x + 10.40 = 0 \quad \text{De aquí } x = 0.65 \text{ m}$$

Considerando Overload tomamos 2P = 2 x 5,430 = 10,860 kg

$$M_A = \frac{10,860}{3.65^2}(0.65x3^2 + 2.48x1.17^2) = 7,550$$

$$M_B = \frac{10,860}{3.65^2}(1.17x2.48^2 + 3x0.65^2) = 6,900$$



Mi_A = 7,550 x 0.30 = 2,265

Mi_B = 6,900 x 0.30 = 2,070

Momento total A = 7,550 + 2,265 + 4,300 = 14,100

Momento total B = 6,900 + 2,070 + 4,300 = 13,300

Comparando los valores encontrados se puede apreciar que los momentos originados por la carga concentrada del camión, aplicando el criterio del overload son casi el doble de los originados por la carga equivalente, por lo que de acuerdo con la A.A.S.H.O. que recomienda se use el tipo que origine mayores esfuerzos, diseñaremos el puente del presente proyecto con la carga para camiones.

Cálculo del momento máximo positivo al centro de un tramo.- El momen- será mayor cuando una de las ruedas del camión, se entiende una de las mas pesadas,esté al centro.

$M_A = M_B = PL/8 = 5,430 \times 3.65/8 = 2,480$

$Mi = 2,480 \times 0.30 = 744$

Momento total sobrecarga = 2,480 + 744 = 3,224 kgm

Overload.= 3,224 x 2 = 6,448

Momento peso propio = 4,300

Momento total =10,750 kgm.

Momento en el centro para la viga simplemente apoyada.-

$Mc = PL/4 = 2\ PL/8 = 2 \times 6,448 = 12,895$ kgm.

$\text{Momento peso propio} = \frac{3,820 \times 3.65^2}{8} = 6,450$

Momento centro =19,345 Kgm

Acción del viento sobre los pórticos.

Consideramos la acción del viento sobre el pórtico mayor, pues sus efectos sobre él serán mayores.

Según las especificaciones de la A.A.S.H.O., se considerarán dos cargas: una de 244 kg aplicada sobre la estructura descargada y otra de 146 kg/m^2 aplicada sobre la estructura estando cargada con un camión sobre el cual se considerará una fuerza de 200 kg/ml. De estos dos tipos de carga se considerará aquél que produzca mayores esfuerzos.

Cálculo del área de la estructura que soporta la acción del viento.-

Pasamano = 0.20x3 = 0.60

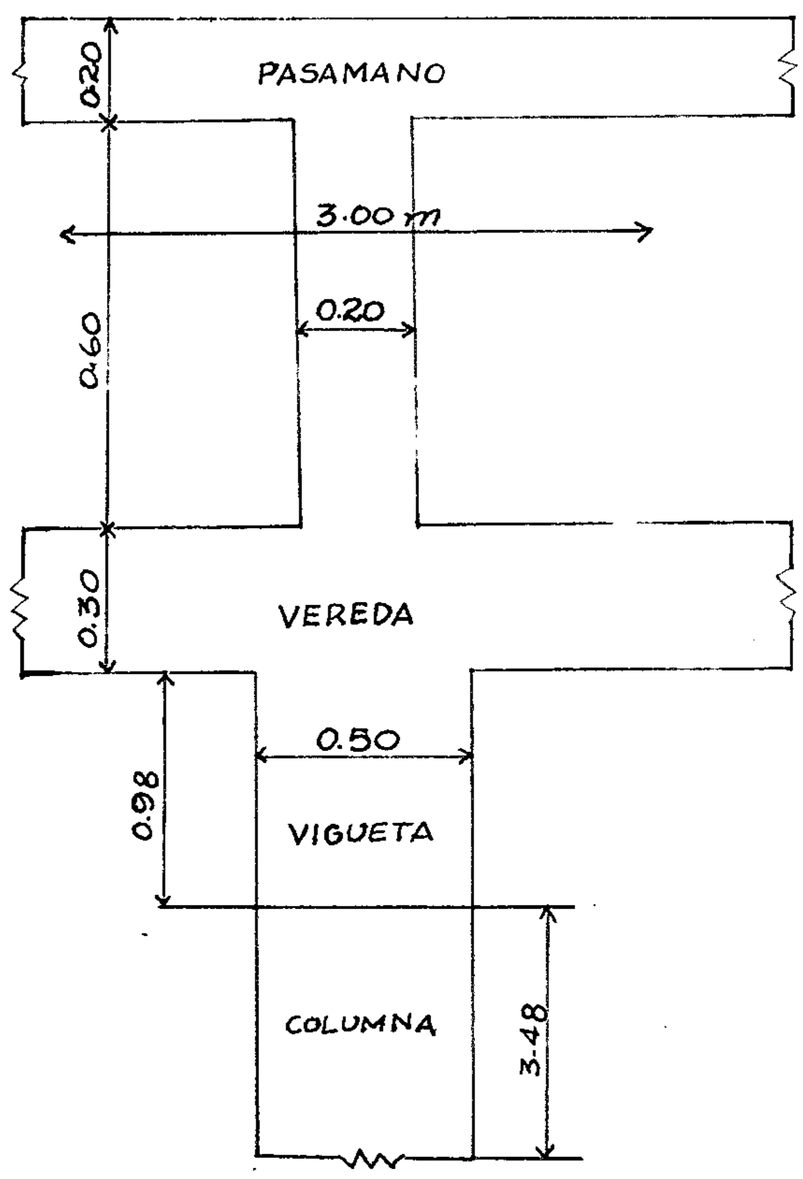
Columna pasamano = 0.60x0.20 = 0.12

Vereda = 0.30x3.00 = 0.90

Vigueta = 0.50x0.98 = 0.50

Media columna = $0.50 \times \frac{3.48}{2} = 0.88$

Area = 3.00 m^2



Estructura con sobrecarga.-

Estructura = 3m^2 x 1.5 x 146 kg/m^2 = 665 kg.

Brazo = 3.48 + 0.40 = 3.88 m.

Momento = 665 x 3.88 = 2,600 kgm.

Viento sobre vagón.- Actúa a 6' = 1.83 m sobre el nivel de la calzada.

3 ml x 300 kg/ml = 900 kg

Brazo teórico = 3.48 + 0.80 + 1.83 + 0.18 = 6.29 m.

Momento vagón = 900 x 6.29 = 5,660 kgm.

Momento total = Me + Mv = 2,600 + 5,660 = 8,260

Como en el sentido transversal el pórtico está formado por tres columnas de la misma rigidez, cada una de ellas absorberá 1/3 del momento exterior, es decir Mc = 8,260/3 = 2,800 kgm

Estructura sin sobrecarga.-

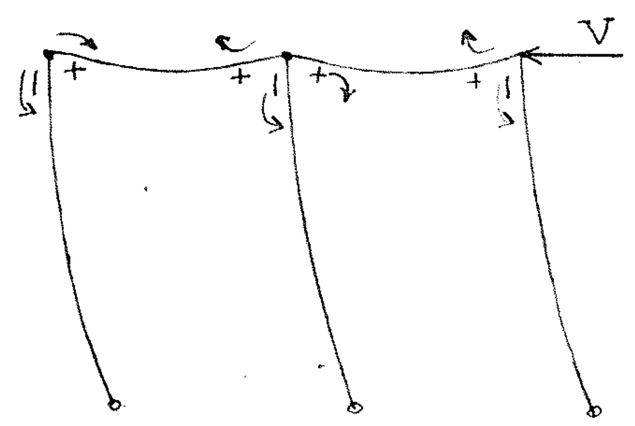
Estructura = 3 m^2 x 1.5 x 244 kg/m^2 = 1,120 kg.

Brazo = 3.48 Momento = 1,120 x 3.88 = 4,350 kgm, menor que 8,260

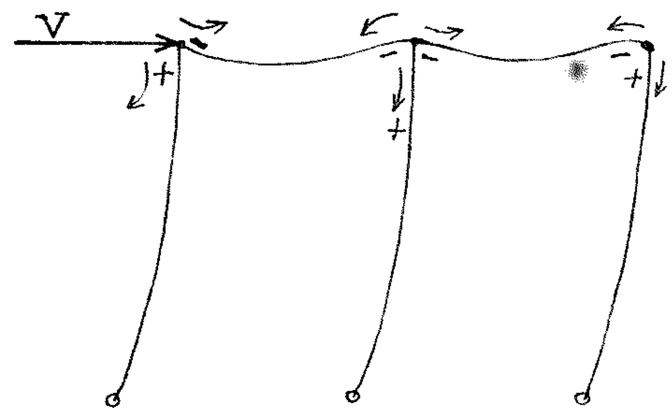
Luego consideraremos la ación del viento sobre la estructura cargada

Rectificación de los momentos debidos a la acción del viento por el procedimiento del profesor Hardy Cross.-

0.84		0.46	0.46	0.84	
-2,800	0.000	0.000	0.000	0.000	-2,800
+ 450	+2,350	+1,288	+1,288	+2,350	+ 450
- 106	+ 644	+1,175	+1,175	+ 644	- 106
	- 538	-1,081	- 1,081	- 538	
-2,456	+2,456	+1,382	+1,382	+2,456	-2,456
-2,640	+2,640	+1,500	+1,500	+2,640	-2,640



-2,800
+ 224
- 188
-2,764
-3,000



Compensación del pórtico por el esfuerzo cortante.- Por tratarse de una carga asimétrica habrá desplazamiento y será necesario compensar el pórtico y para locual halle una resultante teórica de la acción del viento sobre el vagón y sobre una y media vez la estructura.

1.83 + 0.40 + 0.18 = 2.41

Suma Fh = 900 + 665 = 1,565 kg.

900(2.41-x)-665x = 0 ; x = 1.39 m

Suma Mc = -2,456 -2,456-2,764 = -7,676

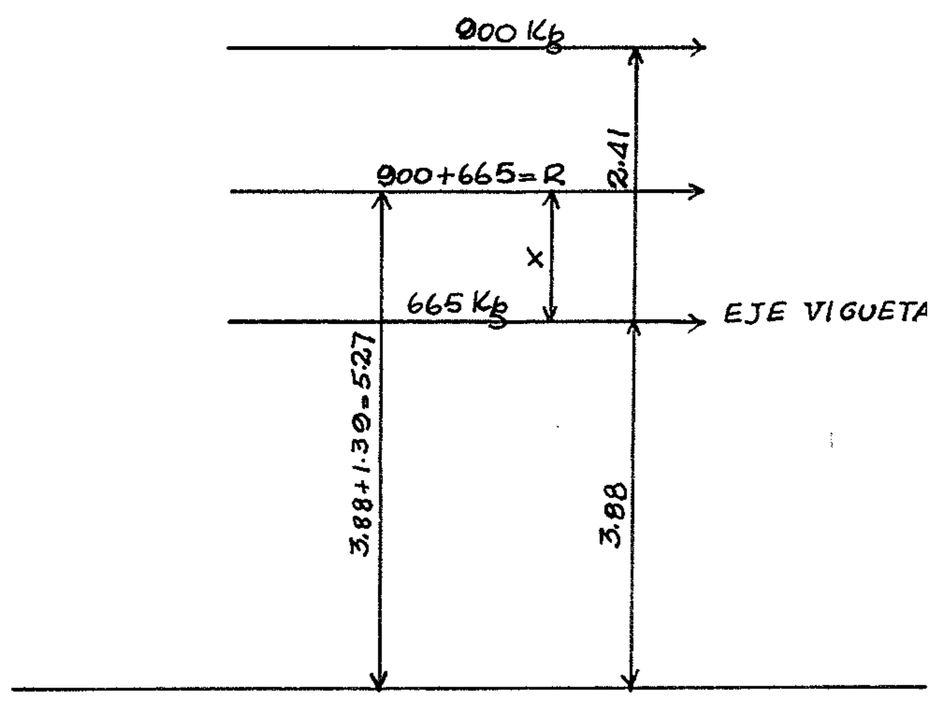
H teórico = 7,676/(3.88+1.39) = 1,450

H = 1,450 kg Debe ser H = 1,565 kg

Luego 2,456 x 1,565/1,450 = 2,640 kgm.

2,764 x 1,565/1,450 = 3,000 kgm

1,382 x 1,565/1,450 = 1,500 kgm



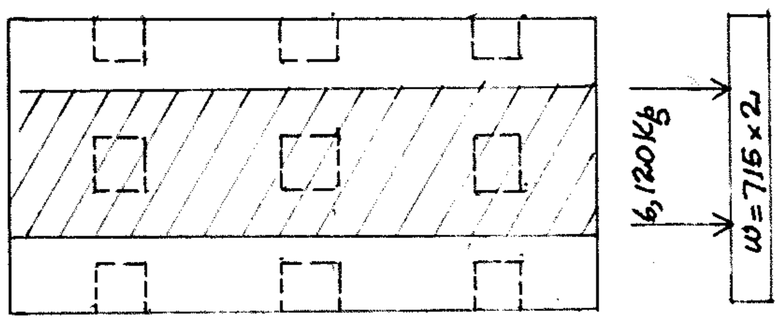
Según que el viento soplede sotavento o barlovento, los momentos se invertirán, es decir que pueden ser positivos o negativos. Luego siempre habrá que considerarlos con el signo que permita sumarlos a los momentos de las vigas o columnas originados por la sobrecarga y por el peso propio.

Fuerza longitudinal.-Frenado

A.A.S.H.O.-3-213.- Se considerará en todo puente una fuerza longitudinal de 5 % de la carga viva en todas las huellas, usando la carga repartida con la carga concentrada para momento y sin considerar la ac-

de impacto. Esta fuerza se considerará que actúa 4 pies sobre la calzada y en el mismo sentido en todas las huellas.

Para los efectos del diseño considero que esta fuerza es absorbida por los tres grupos de columnas que hay en el sentido del tráfico, considerando que las columnas centrales absorben doble momento que las columnas extremas.



Carga repartida = 715 x 2 = 1,430 kg.

Carga concentrada = 6,120 x 2=12,240

Carga total = 13,670 kg

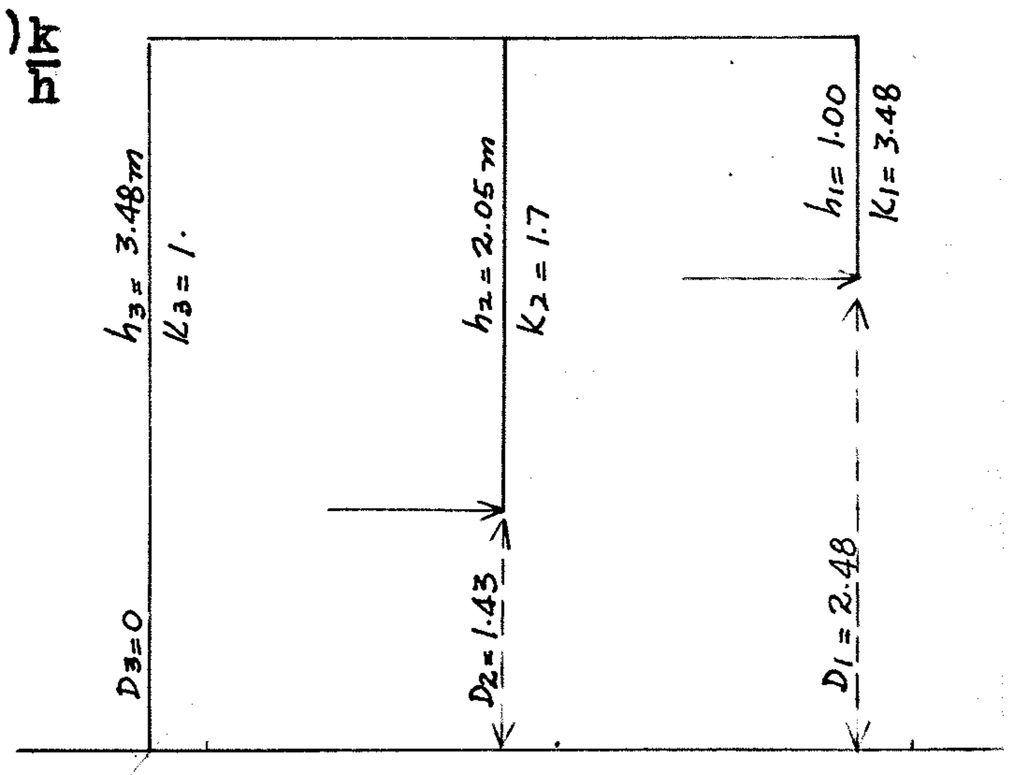
5 % de 13,670 = 684 kg.

Carga absorbida por las columnas centrales = 684x2/4 = 342 kg.

Brazo = 0.98 + 3.48 + 0.18 = 5.66 m.

Momento exterior = 342 x 5.66 = 1,970 kgm

Se aplica la fórmula : $M = Me \frac{k}{h} / Suma(1/c)\frac{k}{h}$



c_1 = D1 / h1 = 2.48/1 = 2.48

c_2 = D2 / h2 = 1.43/2.05 = 0.70

c_3 = D3 / h3 = 0.00/h3 = 0.00

k1 / h1 = 3.48/100 = 0.0348

k2 / h2 = 1.70/205 = 0.0083

k3 / h3 = 1.00/348 = 0.0029

Suma(1/c)k/h = 3.48x0.0348/1.70x0.0083/1x0.0029 = 0.138

M1 = 1,970x0.0348/0.138 = 498 kgm.

M2 = 1,970x0.0083/0.138 = 118 "

M3 = 1,970x0.0029/0.138 = 42

H1 = 497/1 = 497 kg H2 = 118/2.05 = 57.50

MH1 = 497 x 2.48 =1,230

MH2 = 57.50 x 1.43 = 82

1,970

Como la losa está armada en el sentido del tráfico y tiene un espesor de 0.23 m.,considero que la losa permanece rígida, de tal manera que son las columnas las únicas que absorben los momentos anteriormente hallados. Se considerará para el diseño el momento 498 kgm.

PORTICO INTERMEDIO

MOMENTO MAXIMO - A ó C.

A			B		C		
.24	.76		.43	.43	.76	.24	
-5,100	+14,100		-13,300	+4,300	- 4,300	+ 5,100	
-2,160	- 6,840		+ 3,870	+3,870	- 608	- 192	
	+ 1,935		- 3,420	- 304	+ 1,935		
- 465	- 1,470		+ 1,600	+ 1,600	- 1,470	- 465	
	+ 800		- 735	- 735	+ 800		
-2,817 -192	- 608		+ 632	+ 632	- 608	- 192	-849
+559	+ 316		- 304	- 304	+ 316	+ 559	
-2,468 -210	- 665		+ 22	+ 22	- 665	- 210	-500
+138	+ 11		- 332	- 332	+ 11	+ 138	
- 35	- 114		+ 226	+ 226	- 114	- 35	
-2,365	+ 7,465		- 11,741	+8,975	-4,703	- 397	

+2,766.00
+ 74.00
+ 138.00
+2,554.00
+ 5.00
+ 559.00
+1,990.00
+ 206.00
+ 524.00
+1,260.00

MOMENTO MAXIMO - B

-1,730	+13,300	-14,100	+4,300	-4,300	+1,730
-2,740	- 8,830	+ 4,215	+4,215	+1,954	+ 616
	+ 2,108	- 4,415	+ 977	+2,108	
- 523	- 1,585	+ 1,478	+ 1,478	- 1,585	- 523
	+ 739	- 793	- 793	+ 739	
-3,440 -177	- 562	+ 682	+ 682	- 562	- 177 -84
+483	+ 341	- 281	- 281	+ 341	+ 483
-3,155 -198	- 626	+ 34	+ 34	- 626	- 198 +201
+129	+ 17	- 313	- 313	+ 17	+ 129
- 35	- 111	+ 214	+ 214	- 111	- 35
-3,061	+ 4,791	-13,279	+10,513	-2,025	+295

+2,766.00
+ 69.00
+ 129.00
+2,568.00
+ 11.00
+ 483.00
+2,074.00
+ 222.00
+ 482.00
+1,370.00

MOMENTO MAXIMO + TRAMO A-B

-1,730	+10,750	-10,750	+4,300	-4,300	+5,100
-2,106	- 6,914	+ 2,772	+2,772	- 608	- 192
	+ 1,386	- 3,457	- 304	+1,386	
- 332	- 1,054	+ 1,617	+1,617	- 1054	- 332
	+ 808	- 527	- 527	+ 808	
-2,632 -194	- 614	+ 453	+ 453	- 614	- 194 -718
+590	+ 226	- 307	- 307	+ 226	+ 590
-2,238 -196	- 620	+ 10	+ 10	- 620	- 196 -324
+129	+ 5	- 310	- 310	+ 5	+ 129
- 32	- 102	+ 211	+ 211	- 102	- 32
-2,141	+3,871	-10,288	+7,915	-4,873	- 227

+2,373.00
+ 69.00
+ 129.00
+2,175.00
+ 4.00
+ 590.00
+1,581.00
+ 148.00
+ 527.00
+ 906.00

MOM. MAX. + B SIN OVER LOAD.

-1,730	+ 8,800	- 9,200	+ 9,200	- 8,800	+1,730
-1,700	- 5,370	0	0	+5,370	+1.700
		- 2,685	+2,685		
-3,430	+ 3,430	-11,885	+11,885	-3,430	+3,430

PORTICO MENOR

MOMENTO MAXIMO – A ó C.

A			B			C		
	.40	.60	.38	.24	.38	.60	.40	
	-5,100	+14,100	-13,300		+4,300	-4,300	+5,100	
	-3,600	- 5,400	+ 3,720		+3,720	- 480	- 320	
		+ 1,860	- 2,700		- 240	+ 1,860		
	- 745	- 1,115	+ 1,117		+1,117	-1,115	- 745	
		+ 558	- 558		- 558	+ 558		
-4,573	- 228	- 330	+ 419		+ 419	- 330	- 228	-1,293
	+1,107	+ 210	- 165		- 165	+ 210	+ 1,107	
-3,996	- 530	- 787	- 295		- 295	- 787	- 530	- 716
	+ 416	- 148	- 394		- 394	-148	+ 416	
	- 107	- 161	+ 141		+ 141	-161	- 107	
	-3,687	+8,787	-12,015		+8,045	-4,693	- 407	

+3,970.00	
+ 90.00	
+ 416.00	
+3,464.00	
- 187.00	
+1,107.00	
+2,544.00	
+ 278.00	
+ + 706.00	
+ 1,560.00	

MOMENTO MAXIMO – B

-1,730	+13,300	- 14,100	+4,300	- 4,300	+1,730
-4,620	- 6,950	+ 3,725	+3,725	+ 1,510	+1,060
	+ 1,862	- 3,475	+ 755	+ 1,862	
- 745	- 1,117	+ 1,033	+1,033	- 1,117	- 745
	+ 516	- 558	- 558	+ 516	
-5,571 - 206	- 310	+ 424	+ 424	- 310	- 206 +109
+ 730	+ 212	- 155	- 155	+ 212	+ 730
- 376	- 566	- 160	- 160	- 566	- 376 +463
+ 284	- 80	- 283	- 283	- 80	+ 284
- 81	- 123	+ 107	+ 107	- 123	- 81
-5,014	+ 6,744	- 13,442	+9,188	- 2,396	+ 666

+4,254.00	
+ 68.00	
+ 284.00	
+3,902.00	
- 100.00	
+ 730.00	
+3,272.00	
+ 268.00	
+ + 654.00	
+ 2,350.00	

MOMENTO MAXIMO + TRAMO A-B.

-1,730	+10,750	- 10,750	+4,300	- 4,300	+5,100
-3,600	- 5,420	+ 2,450	+2,450	- 480	- 320
	+ 1,225	- 2,710	- 240	+ 1,225	
- 490	- 735	+ 1,120	+ 1,120	- 735	- 490
	+ 560	- 368	- 368	+ 560	
-4,314 - 224	- 336	+ 280	+ 280	- 336	- 224 -1,034
+ 971	+ 140	- 168	- 168	+ 140	+ 971
-3,787 - 444	- 667	- 241	- 241	- 667	- 444
+347	- 140	- 334	- 334	- 140	+ 347
- 80	- 127	+ 122	+ 122	- 127	- 80
-3,520	+ 5,250	- 10,599	+6,921.	-4,860	- 240

+3,678.00	
+ 77.00	
+ 347.00	
+3,254.00	
- 153.00	
+ 971.00	
+2,436.00	
+ 176.00	
+ + 710.00	
+ 1,550.00	

MOM. MAX. + B SIN OVERLOAD.

-1,730	+ 8,800	-9,200	+ 9,200	- 8,800	+1,730
-2,820	- 4,250	0.	0.	+ 4,250	+2,820
		-2,125	+ 2,125		
-4,550	+ 4,550	-11,325	+11,325	- 4,550	+ 4,550

A		B		C	
- 5,100	+14,100	-13,300	+4,300	-4,300	+5,100
	- 9,000	- 4,500	- 400	- 800	
	+ 5,100	-17,800	+ 3,900	-5,100	
		+ 6,950	+ 6,950		
		-10,850	+ 10,850		

MOMENTO MAXIMO-B

-1,730	+13,300	-14,100	+ 4,300	-4,300	+1,730
	-11,570	- 5,785	+ 1,285	+2,570	
	+ 1,730	-19,885	+ 5,585	-1,730	
		+ 7,150	+ 7,150		
		-12,735	+12,735		

MOMENTO MAXIMO + TRAMO A-B.

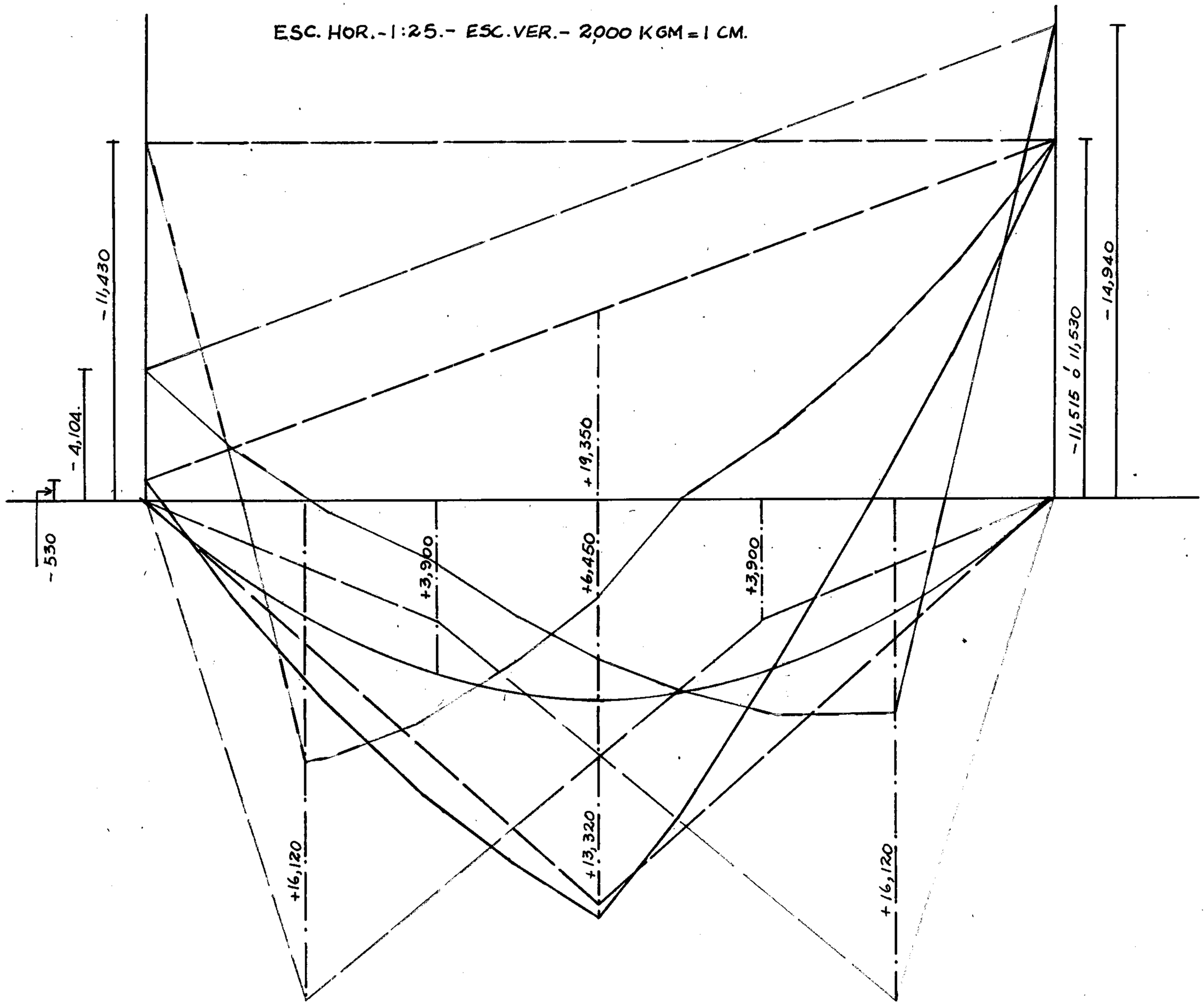
-1,730	+10,750	-10,750	+4,300	- 4,300	+ 5,100
	- 9,020	-4,510	- 400	- 800	
	+1,730	-15,260	+ 3,900	- 5,100	
		+ 5,680	+ 5,680		
		- 9,580	+ 9,580		

MOM. MAX. -B SIN O.L.

-1,730	+ 8,800	-9,200	+ 9,200	-8,800	+1,730
	- 7,070	-3,535	+ 3,535	+7,070	
	+ 1,730	-12,735	+12,735	- 1,730	

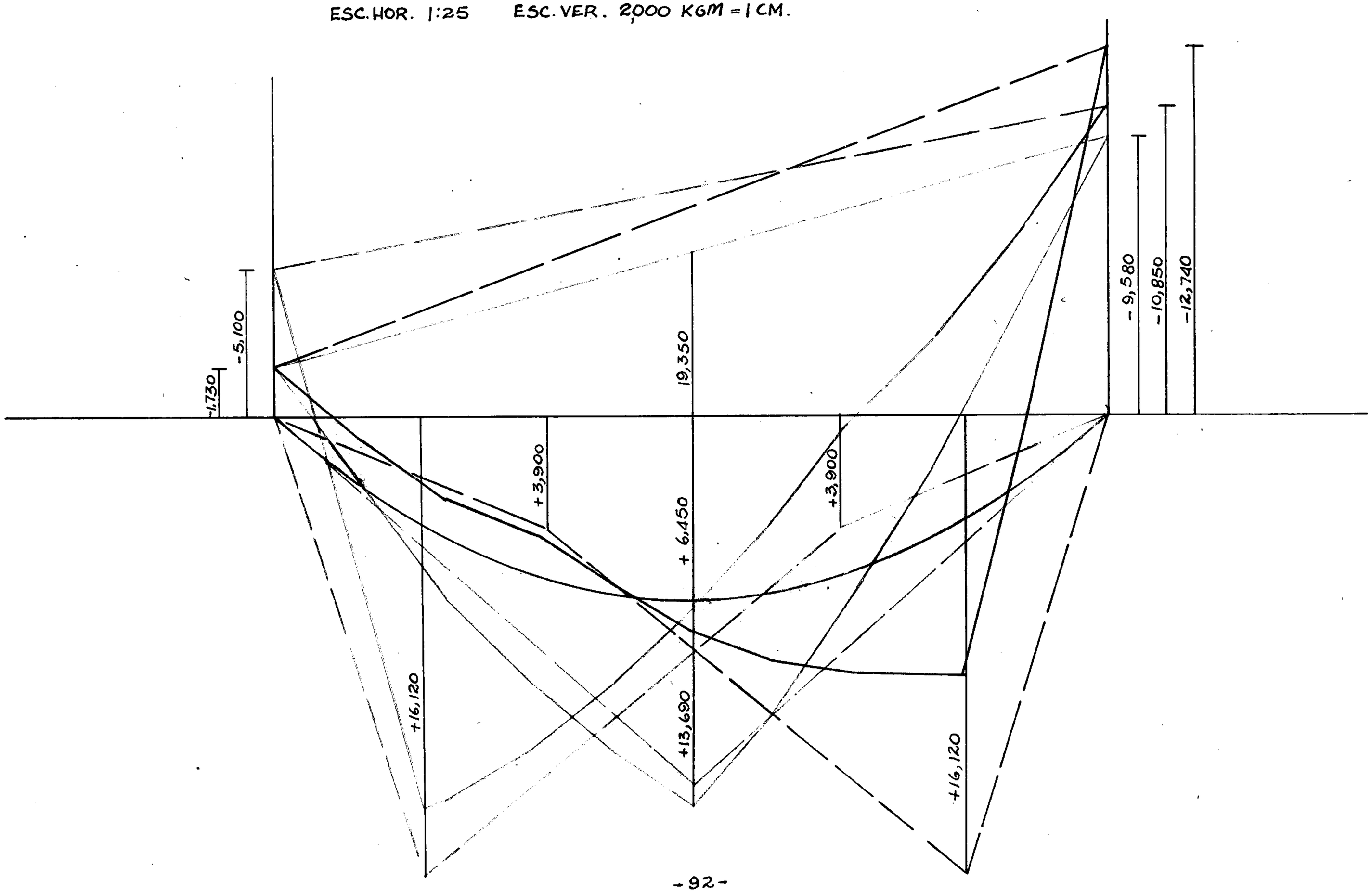
ENVOLVENTE MOMENTOS PARA VIGAS PORTICOS

ESC. HOR.-1:25.- ESC.VER.- 2,000 KGM = 1 CM.



ENVOLVENTE MOMENTOS VIGAS CENTRALES

ESC. HOR. 1:25 ESC. VER. 2,000 KGM = 1 CM.



Diseño de las vigas de los pórticos.

Los momentos de empotramiento encontrados para las vigas de los pórticos han sido rectificados por el procedimiento del profesor Cross y como estos momentos son originados por cargas asimétricas, se introducen desplazamientos que han sido compensados de acuerdo con la teoría de Estructuras.

Se hará un solo diseño para los tres pórticos considerándose para el diseño los momentos mas desfavorables que son, para los nudos A y B, los correspondientes al pórtico menor y para el momento positivo, en centro del tramo, el correspondiente al pórtico mayor.

El viento se ha considerado siempre en la situación mas desfavorable de tal manera que siempre su acción se sume a la debida a la sobrecarga y peso propio.

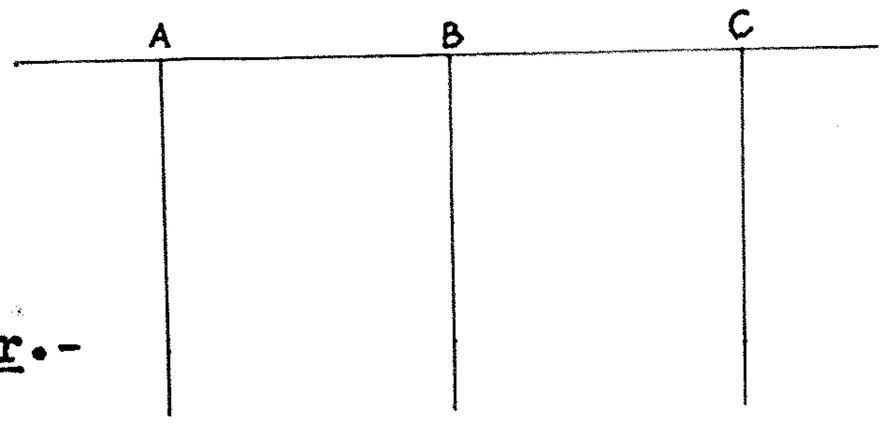
Por haberse hecho un resumen de las situaciones mas desfavorables, persiguiendo un diseño colectivo del pórtico no he creido necesario considerar la compresión que las columnas le trasmiten a las vigas.

Momento máximo negativo en A.- Pórtico menor.-

Peso propio + Sobrecarga = 8,787 kgm.

Viento = 2,640 "

Momento total =11,427 = 11,430



Momento máximo negativo en B.- Pórtico menor.-

Peso propio + Sobrecarga = 13,442

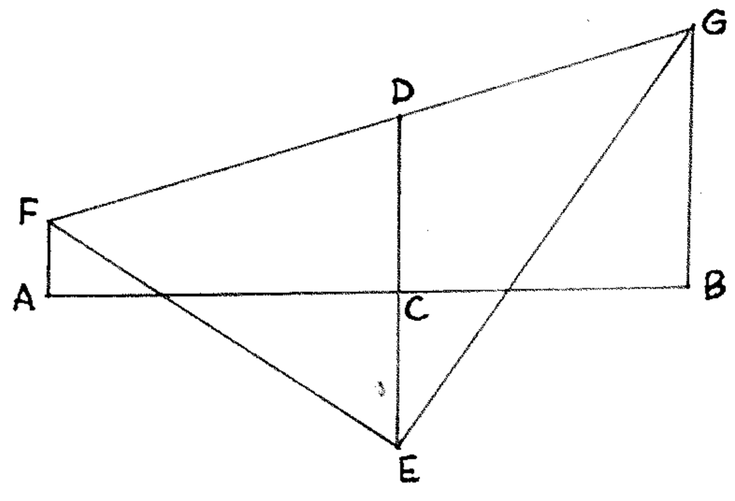
Viento = 1,500

Momento total = 14,942 = 14,940

Momento máximo positivo en el centro de A B = B C.- Pórtico mayor

Al tratar de la elección del tipo de carga encontramos que el momento en el centro para una viga simplemente apoyada era 19,345 kgm.

Ahora bien, de acuerdo con la figura



tenemos que $DC = \frac{FA+GB}{2}$ y $CE = DE - DC$

Valor FA .- Sobrecarga = + 3,166

Viento = - 2,640

± + 526 = 530 kgm.

Valor GB .- Sobrecarga = - 10,030

Viento = - 1,500

- 11,530 kgm

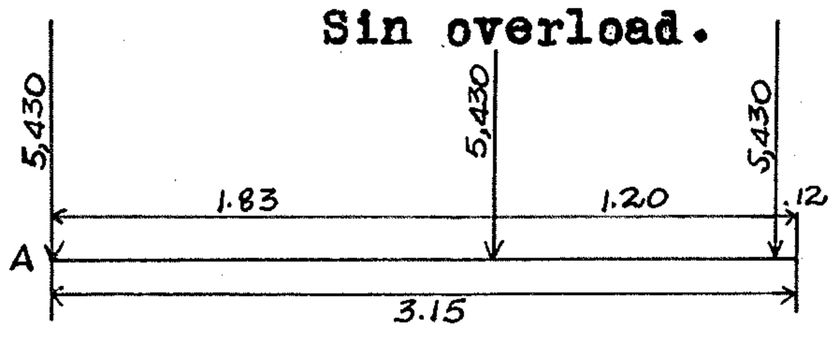
Reemplazando los valores encontrados tendremos:

DC = 530 + 11,530 = 12,060/2 = 6,030

CE = 19,345 - 6,030 = 13,315 = 13,320

Diseño por corte.- Cálculo del corte en el apoyo extremo A.

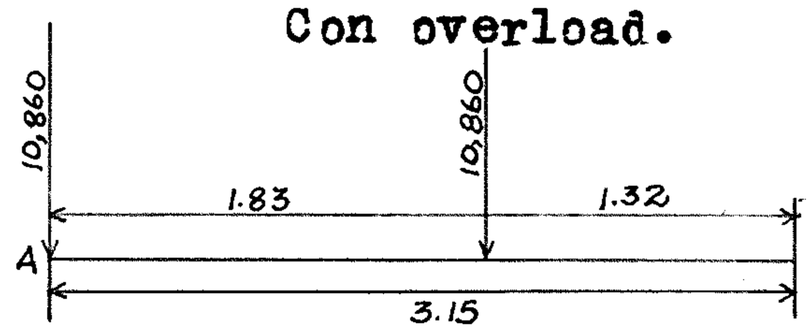
Sin overload.



R_A = 5,430 + $\frac{5,430(1.20+0.12+0.12)}{3.15}$

= 7,930 kg.

Con overload.



R_A = 10,860 + 10,860 x $\frac{1.32}{3.15}$

= 15,400 kg 7,930 kg

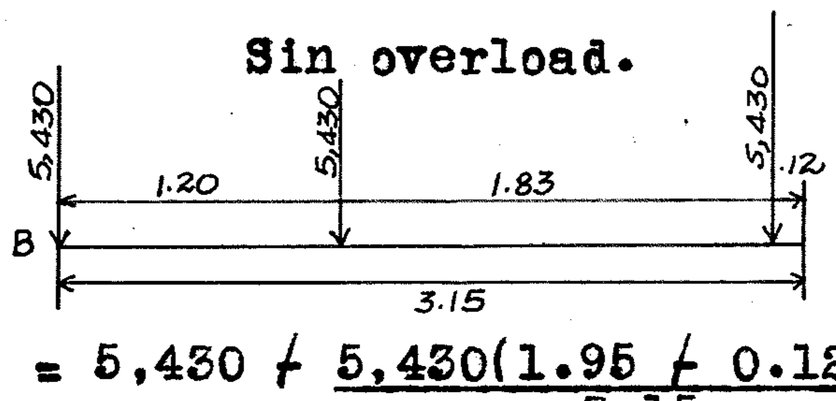
Ri = 15,400x0.30 = 4,620 kg

Rt = 15,400 + 4,620 = 20,000

Luego corte apoyo A = 20,000 kg.

Cálculo del corte en el apoyo centra B.-

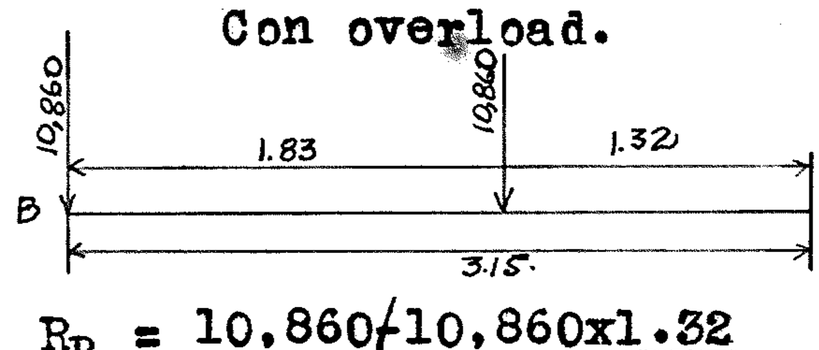
Sin overload.



R_B = 5,430 + $\frac{5,430(1.95 + 0.12)}{3.15}$

= 9,000 kg

Con overload.



R_B = 10,860+10,860x$\frac{1.32}{3.15}$

R_B = 15,400 kg.

= 4,600 = 15,400x0.30

R_B = 20,000 kg.

Corte peso propio = 3,820x3.15/2 = 6,150

Vt = 20,000 + 6,150 = 26,150.

En el apoyo la viga trabaja como rectangular, luego:

b'd = V/jv = 26,150/0.875x8.4x1.5 = 2,380 cm^2 Por overload 8.4x1.5

considerando refuerzo en el alma y sin anclaje especial.

b'd = 50 x 72 = 3,600 mayor que 2,380, luego O.K.

Cálculo de la parte de la losa que trabaja como viga T.- Según Reglamento se considera:

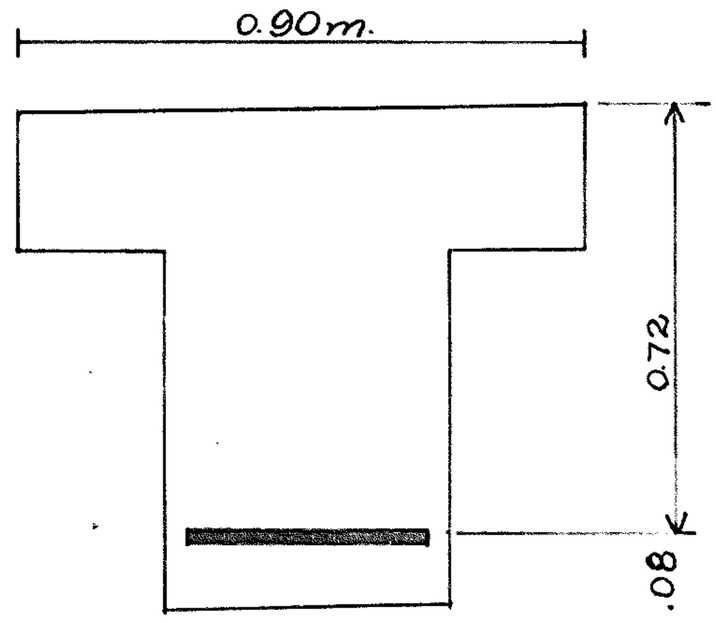
L/4 = 3.65/4 = 0.90

S = 3.00

6b' = 6x0.50 = 3.00

b' + 12t = 0.50+12x0.23

= 3.25 m.



De estos valores se considera el menor ó sea 0.90 m.

Cálculo del acero positivo.- Momento = 1'332,000 kgcm. Asumo j= 0.90

As = M/fs j d = 1'332,000/1,400x0.90x70 = 14.70 cm^2 = 2.28 $"^2$

6 barras de 3/4 dan As = 2.65 $"^2$ = 17.10 cm^2

Cálculo de pn.- $pn = \frac{15 \times 17.10}{90 \times 72} = 0.04$

t/d = 23/72 = 0.32

Con pn = 0.04 y t/d = 0.32 entramos en la tabla A4 de Sutherland y vemos que las lineas representativas no se cruzan, de donde se colige que la viga no trabak como T, sino como rectangular con un ancho en compresión de 0.90 m.

Cálculo definitivo de As.- Cálculo de $R = M/bd^2 = 1'332,000/90x72^2$

$R = 2.86 kg/cm^2 = 41 lbs/"^2$

Con R = 41 lbs/"2 y fs = 1,400 kg/cm^2 = 20,000 $lbs/"^2$ entramos en la tabla A3 de Sutherland y sacamos

p = 0.0022 fc menor que 500 $lbs/"^2$ = 35 kg/cm^2 menor que 63 kg/cm^2

As = pbd = 0.0022 x 90 x72 = 14.50 cm^2 = 2.21$"^2$

Escogemos 8 ϕ 5/8 con As = 2.45 $"^2$ y P = 15.70 " l.

Acero negativo en el extremo A.- M = 1'140,000 kgcm.

As = M/fsjd = 1'143,000/1,400x0.875x72 = 13 cm^2 = 2.02$"^2$

Escogemos 8 ϕ 5/8 con As = 2.45$"^2$ y P = 15.7 " l.

Acero negativo apoyo central B.- M = 1'494,000 kgcm

$R = M/bd^2 = 1'494,000/50x72^2 = 5.75 kg/cm^2$ = 82 $lbs/"^2$

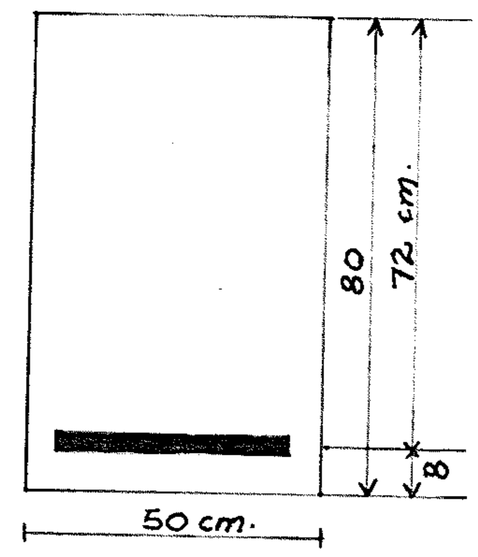
Con R = 82 $lbs/"^2$ y fs = 20,000 $lbs/"^2$

sacamos de Tabla A-3, Sutherland : p = 0.0045 y

fc = 600 $lbs/"^2$ = 42 kg/cm^2 menor que 1.5x63 kg/cm^2

As = 0.0045x50x72 = 16.4 cm^2 = 2.50$"^2$

Escogemos 8 ϕ 5/8 con As = 2.45$"^2$ y P = 15.7 " l.



Comprobación fc en extremo A.- M = 1'143,000 kgcm.

$R = M/bd^2 = 1'143,000/50x72^2 = 4.4 kg/cm^2$ = 63 $lbs/"^2$

Con R = 63 $lbs/"^2$ y fs = 20,000 $lbs/"^2$, sacamos :

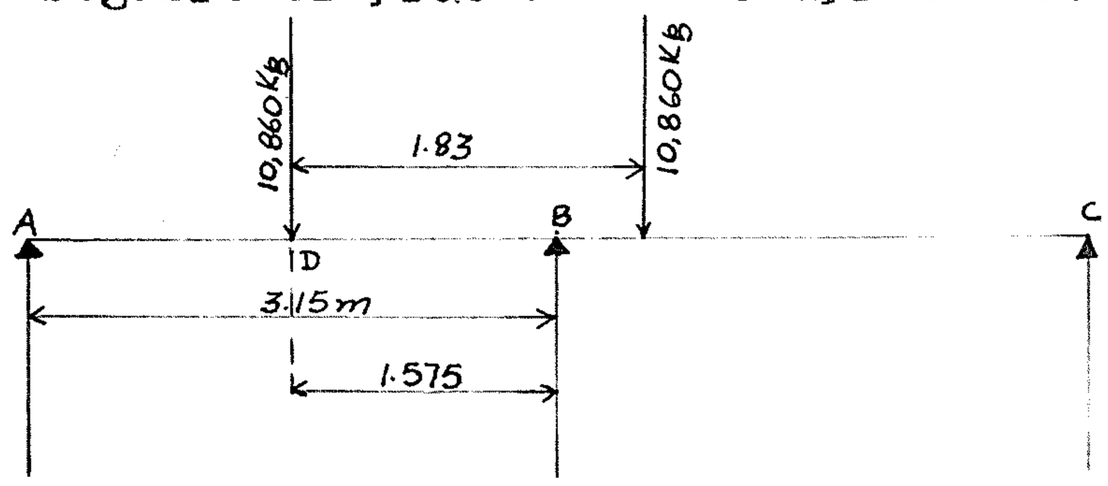
fc = 500 $lbs/"^2$ = 35 kg/cm^2 menor que 1.5 x 63 kg/cm^2

Luego no necesita acero en compresión.

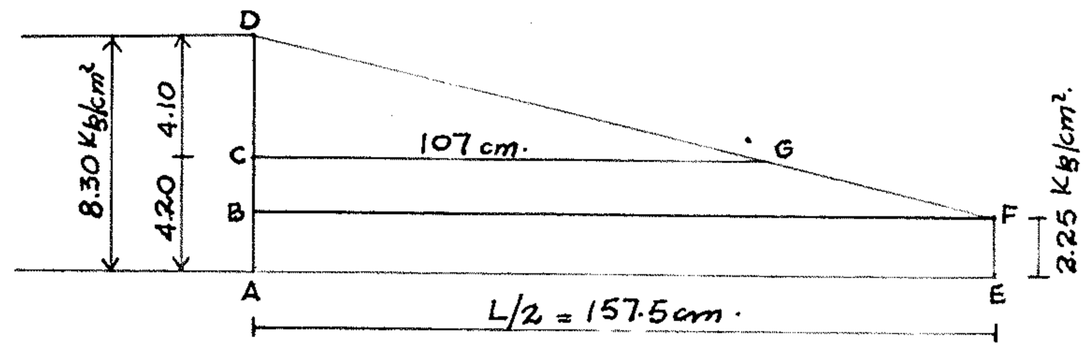
Cálculo del esfuerzo cortante, adherencia y estribos.- Consideraré las vigas como simplemente apoyadas y seguiré el procedimiento aproximado del libro Sutherland.

V = 26,150 kg

Cálculo del corte en el centro.- Colocamos la rueda en el centro



comose indica en la figura.



R'_A = 5,430 kg.

Impacto = 5,430 x 0.30 = 1,630

R't = 5,430+1,630 = 7,060 kg.

R peso propio = 0

Máximo V en el apoyo = V/bjd = 26,150/50x0.875x72 = 8.30 kg/cm^2 8.40

Máximo V en el centro = V/bjd = 7,060/50x0.875x72 = 2.24 kg/cm^2

El concreto resiste al corte, 0.02 x 140 = 2.80 kg/cm^2

Por haber considerado overload tomo 1.5 x 2.80 = 4.20 kg/cm^2

Cálculo de CG.- $\frac{CG}{DC} = \frac{BF}{DB}$; $CG = \frac{DC \times BF}{DB} = \frac{(8.30-4.20)157.5}{8.30-2.25}$ = 107 cm

Cálculo de los estribos.- Corte absorbido por los estribos ϕ 3/8.

8.30 - 4.20 = 4.10 $A_V = 0.22''^2 = 1.42$ cm^2

$f_V = 16,000$ lbs/$''^2 = 1,120$ kg/cm^2

Area de acero requerida en cada extremo.-

$A_V = v'bs/f_V = 4.10x1/2x50x107/1,120 = 9.80$ cm^2

N° estribos = 9.80/1.42 = 7 estribos.

Espaciamiento teórico, Tabla A-2 de Sutherland.- a = S = 107 cm

1 a 0.036a, 3 a 0.08a, 2 a 0.13a, 2 a 0.20a

Coloco 1 a 5 cm, 3 a 10 cm, 2 a 15 cm, 2 a 20 cm y obtengo S = 105 cm

Adherencia acero positivo.- El punto de inflexión, como puede apreciarse en el diagrama de momentos, está tan cerca de los apoyos que consideraré el corte en estos puntos para comprobar la adherencia del acero positivo. 8 ϕ 5/8 Perímetro = 15.7'' = 40 cm

V = 26,150 kg u, barras deformadas = 0.05 f'c = 0.05x140 = 7.20

Overload me permite tomar 1.5 x 7.20 = 10.80 kg/cm^2

u = V/ojd = 26,150/40x0.875x72 = 9.65 Kg/cm^2 menor que 10.80 O.K.

Adherencia acero negativo apoyos A y B.- Como el acero elegido es igual al positivo, 8 ϕ 5/8 quedará también comprobada la adherencia.

No se podrá doblar ninguna barra del acero positivo, pues todas deben llegar al apoyo por requerirlo así la adherencia.

El acero negativo en el apoyo A se llevará 65 cm a la derecha y terminará en gancho.

El acero negativo en el apoyo B se llevará, 4 barras 50 cm a su izquierda y las otras 4 barras 1.50 m.

Cálculo del voladizo.- Peso propio.

Peso propio baranda = 0.20x0.20x3x2,400 = 290 kg.

Peso propio columna baranda = 0.20x0.20x0.60x2,400 = 58 "

Peso propio vereda = 0.93x0.30x3x2,400 = 2,000 "

Peso propio vigueta = 0.98x0.50x0.93x2,400 = 1,100 "

Peso propio voladizo = 3,450 kg.

Momento pp baranda = 290x0.83 = 240 kgm.

Momento pp columna baranda = 58 x 0.83 = 48

Momento pp vereda = 2,000 x 0.465 = 930

Momento pp vigueta = 1,100 x 0.465 = 510

Momento peso propio voladizo = 1,730 kgm.

Cálculo momentos sobrecarga.-

Sobrecarga vertical pasamano = 148 x 3 = 444 kg

Sobrecarga horizontal pasamano = 223 x 3 = 669

Sobrecarga horizontal sardinel = 750 x 3 = 2,250

Momento SC vertical pasamano = 444 x 0.83 = 370 kgm

Momento SC horizontal pasamano =669(0.40+0.18+0.30+0.70)=1,100

Momento SC sardinel = 2,250(0.40+0.25+0.18) = 1,900

Momento sobrecarga voladizo = 3,370 kgm.

Momento total = Pp + SC = 1,730 + 3,370 = 5,100 kgm.

Cálculo del acero.- As = M/fsjd = 510,000?1,400x0.875x72 =5.80cm^2

As = 0.90"^{2} Escojo 3 ϕ 5/8 con As = 0.91 "^{2} y P = 5.9 " = 15 cm.

Comprobación del fc.- Hallamos p = 5.80/50x72 = 0.0016

Con p= 0.16 % y fs= 1,400 kg/cm^2 = 20,000 lbs/"^{2} entramos en la Tabla A-3 y hallamos R = 28 lbs/"^{2} = 19.70 kg/cm^2

Momento resistente = Rbd^2 = 19.70x50x72^2 = 5'100,000 kgcm 510,000kgcm.

Esfuerzo cortante.- Peso propio = 3,450

Sobrecarga = 444

V = 3,890 kg

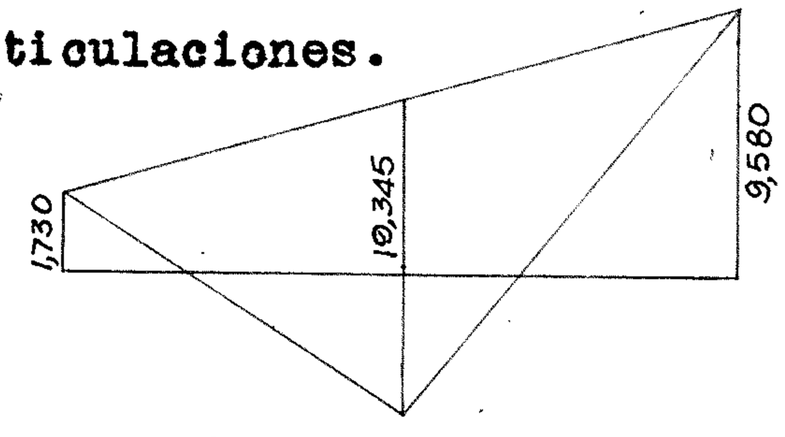
v = V/bjd = 3,890/50x0875x72 = 1.25 kg/cm^2 menor que 2.8 kg/cm^2 que resiste el concreto solo. Luego no necesita estribos, pero le pondremos 3 de 3/8 a 20 cm. para que ayude a espaciar el acero negativo.

Adherencia .- 3 ϕ 5/8 dan un P = 15 cm

u = V/ ojd = 3,890/15x0.875x72 = 4.10 kg/cm^2 menor que 7.20 kg/cm^2

Cálculo de las vigas centrales articuladas.

La acción del viento en estas vigas se traduce en esfuerzo cortante que debe ser absorbido por el acero de las articulaciones.



Acero positivo.-De acuerdo con la figura

$$\text{Momento positivo} = 19{,}345 - \frac{(1{,}730 \;/\; 9{,}580)}{2}$$

M =13,690 kgm.

Y a hemos visto que las vigas de los pórticos con mok positivo de 13,820 kgm, no trabajan como vigas T. Acá por ser tan parecido el momento de diseño supondremos que tampoco trabajan como T.

$R = M/bd^2 = 1'369{,}000/90x72^2 = 2.94 \text{ kg/cm}^2 = 42 \text{ lbs/"}^2$

Con R = 42 lbs/"^{2} y fs = 20,000 lbs/"^{2} entramos en A-3 y sacamos:

p = 0.005 y fc= 550 lbs/"^{2} = 38/kg/cm^2 -menor que 63 kg/cm^2

As =pbd = 0.005 x 50 x 72 = 18 cm^2 = 2.8"^{2}

Por adherencia escogemos 9-ϕ-5/8 As = 2.8"^{2} y P = 17.7 " l.

Cálculo acero negativo apoyo A.- Momento máximo = 510,000 kgcm.

$R = 510{,}000/50x72^2 = 0.51 \text{ kg/cm}^2$ menor que 11 kg/cm^2 que es el valor que le corresponde a R cuando se trabaja a pleno esfuerzo.

As = 510,000/1,400x0.875x72 = 5.80 cm^2 = 0.90 "2

Por adherencia escogemos 8 - ϕ - 5/8 As = 2.45 "^{2} y P = 15.7 "

Cálculo acero negativo apoyo B.- Momento máximo = 1'273,500 kgcm.

$R = 1'273{,}500/50x72^2 = 4.8 \text{ kg/cm}^2 = 68.5 \text{ lbs/"}^2$

Con R y fs entramos a la Tabla A-3 y sacamos p =0.00415

fc = 500 lbs/"^{2} = 35 kg/cm^2 menor que 63 kg/cm^2

As = 0.00415 x 50 x 72 = 14.90 cm^2 = 2.3 "^{2}

Escogemos 8 -ϕ- 5/8 con As = 2.45 "^{2} y P = 15.7 " l.

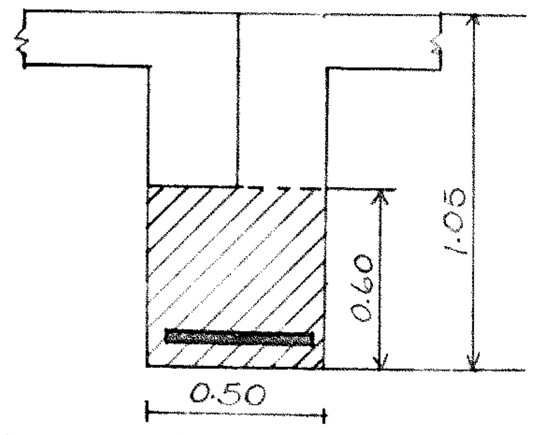
Esfuerzo cortante.- El cálculo y los resultados son exactamente iguales a los obtenidos para las vigas de los pórticos.

Adherencia.- Como el corte es el mismo que el correspondiente a las vigas del pórtico y el menor número de barras usado es 8 ϕ.5/8, la adherencia ya ha sido comprobada por lo que no repetiremos el cálculo.

Cálculo voladizo.- Por ser el momento igual al que soporta el voladizo del pórtico no se calculará nuevamente.

Cálculo de las vigas bajo las juntas de dilatación.- A.A.S.H.O.- En todos los puntos donde termina la losa, o donde ésta presente soluciones de continuidad se recomienda la construcción de vigas transversales, diafragmas, a fin de defender los bordes del impacto.

En el presente diseño las vigas diafragmas serán de 0.40 m. por 0.225 e irán armadas con 4 ϕ de 3/4 y estribos de 3/8. Según la figura consideraremos como sección de cálculo la que aparece achurada y que es de 0.60 m.x 0.50 m.



Cálculo del acero positivo.- Momento máximo = 1'369,000 kgcm

$R = 1'369,000/50x52^2 = 10.10\ kg/cm^2 = 144\ lbs/"^2$

Con R = 144 lbs/"^{2} y fs = 20,000 lbs/"^{2} entramos en A-3 y sacamos:

p = 0.0083 y fc = 850 lbs/"^{2} = 59.50 kg/cm^2 menor que 1.5x63 kg/cm^2

As = 0.0083 x 50 x 52 = 21.60 cm^2 = 3.34 "^{2}

Escogemos 12 - ϕ - 5/8 en 2 capas As = 3.68 "^{2} P = 23.6 " l.

Cálculo acero negativo apoyo A.- Momento máximo = 510,000 kgcm.

$R = 510,000/50x52^2 = 3.8\ kg/cm^2 = 55\ lbs/"^2$

De Tabla A-3 con R = 55 lbs/"^{2} y fs = 20,000 lbs/"^{2} sacamos :

p = 0.003 fc = 500 lbs/"^{2} = 35 kg/cm^2 menor que 1.5x63 kg/cm^2

As = 0.003 x 50 x 52 = 7.80 cm^2 = 1.21 "^{2}

Por adherencia usaremos 12 - ϕ - 5/8 con As = 3.68 "^{2} y P = 23.6 "

Cálculo acero negativo apoyo central B.- Momento máximo = 1'273,500

$R = 1'273,500/50x52^2 = 10.60\ kg/cm^2 = 150\ lbs/"^2$

De Tabla A-3 con R = 150 y fs = 20,000 sacamos :

p = 0.0085 y fc = 870 lbs/"^{2} = 61 kg/cm^2 menor que 1.5x63 kg/cm^2

As = 0.0085 x 50 x 52 = 22.4 cm^2 = 3.46 "^{2}

Por adherencia escogemos 12 ϕ 5/8 con As = 3.68"^{2} y P = 23.6 "

Esfuerzo cortante.- El corte debido a la sobrecarga es el mismo que el de las vigas de los pórticos. El debido al peso propio es 50 kg mas, es decir que será 26,200 kg.

$v = 26,200/50x0.875x52 = 11.50\ kg/cm^2$

Considerando refuerzo en el alma y anclaje especial tendré un corte

v = 0.06 x140 = 8.40 Por over load 1.5 x 8.4 = 12.60 kg/cm^2

Cálculo del corte en el centro.- Ya ha sido calculado al diseñar la viga de los pórticos y es Vc = 7,060 kg.

Máximo v en el apoyo = 26,200/50x0.875x52 = 11.50 kg/cm^2

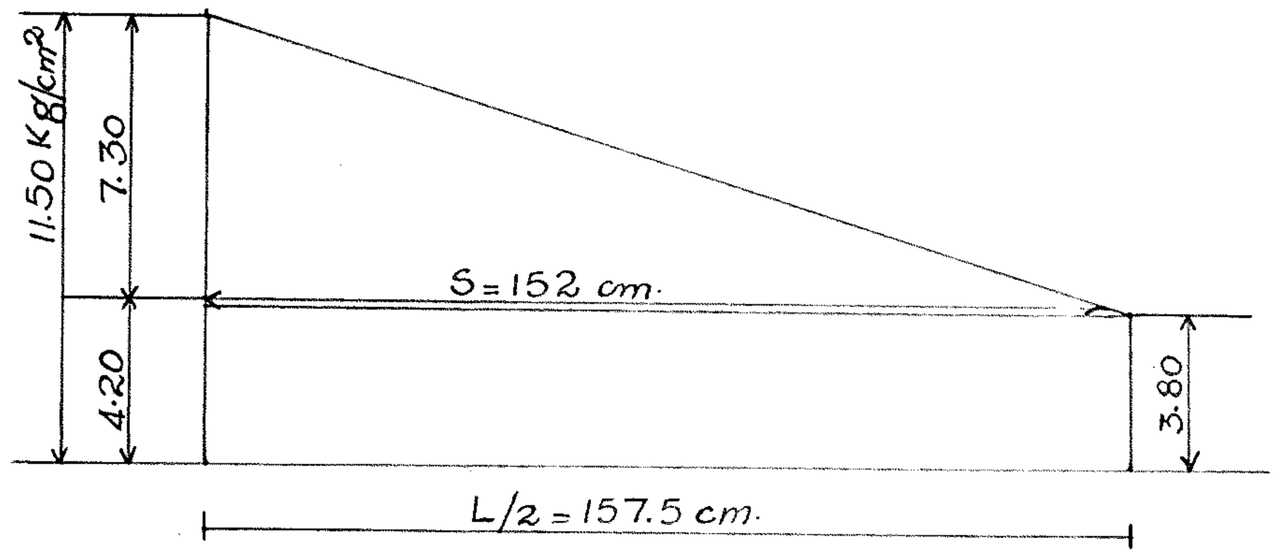
Máximo v en el centro = 7,060/50x0.875x52 = 3.80 kg/cm^2

El concreto solo resiste 0.02 x 140 = 2.80 kg/cm^2

Con overload puede ser 1.5 x 2.8 = 4.20 kg/cm^2

Usaré estribos de 1/2 A_v = 0.39 x 2 = 0.78 "^{2} = 5.05 cm^2

$f_v = 16,000\ lbs/"^2 = 1,120\ kg/cm^2$



Escala horizontal 1:20

Escala vertical 3 kg/cm^2=1 cm.

Area de acero en el extremo.-

$A_V = v'bs/f_V = \frac{1/2x7.30x152x50}{1,120}$

$A_V = 25\ cm^2$ N° = 25/5 = 5

Espaciamiento teórico.- Tabla A-2 de Sutherland.- Con n= 5 a = 152 cm 1 a 0.05a, 2 a 0.12a, 1 a 0.16a y 1 a 0.23a . Manda d/2 = 26 cm; luego respetando el Reglamento colocaré 7 estribos espaciados como sigue: 1 a 10 cm, 2 a 20 cm, 4 a 25 cm = 150 cm, mas o menos a = 152 cm.

Adherencia.- Acero positivo.- Con anclaje especial u = 0.055x140=7.70

Considerando overload 1.5 x 7.70 = 11.50 kg/cm^2

S o = V/ujd = 26,200/11.50x0.875x52 = 50 cm = 20 „ 1.

Se han escogido 12 ϕ 5/8 con P = 23.6 „ 1. Luego O.K.

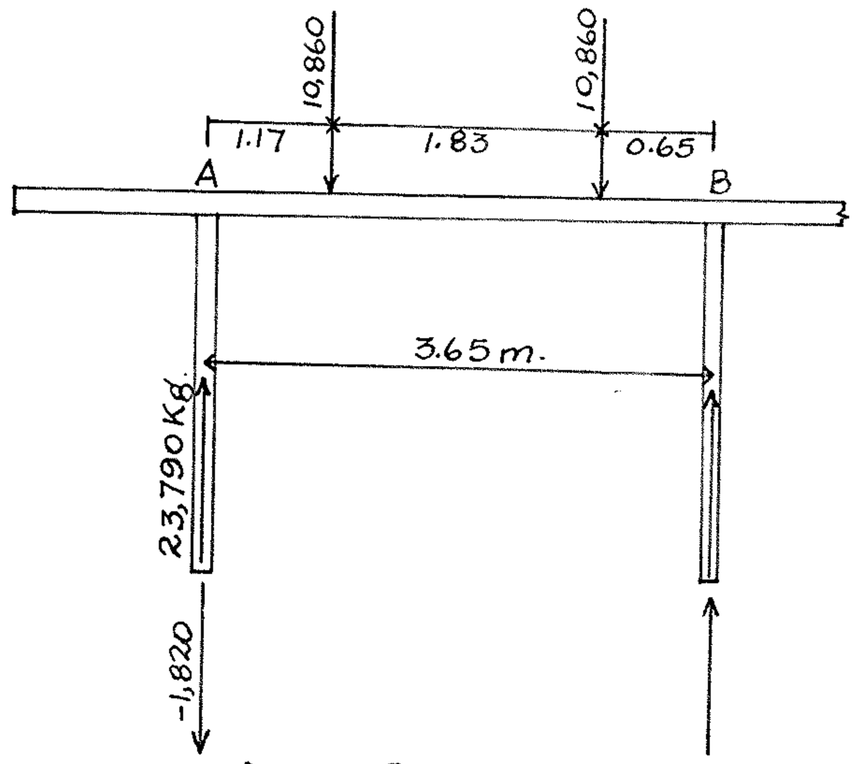
Adherencia acero negativo apoyo A.- Para momento se necesitaba solo As = 1.21 „^{2} pero por adherencia escogimos 12 ϕ 5/8 con un P = 23.6„ mayor que el perímetro requerido de 20 „ 1. Luego O.K.

Adherencia acero negativo apoyo central B.- Para momento se necesitaba un As = 3.46 „^{2} , pero por adherencia elegimos 12 ϕ 5/8 con un perímetro de 23.6 „ 1. mayor que el requerido de 20 „ 1. Luego O.K.

Diseño del voladizo.- Como el momento y las cargas son iguales a los que soporta el voladizo del pórtico, su diseño será igual.

Diseño de las columnas del pórtico.- Columna extrema.

Considero las dos columnas del pórtico menor que son las que absorben mayor momento



Voladizo sin carga.-Tramo adyacente cargado.- Momento columna A = 5,000

M viga A = 6,744; M viga B = 13,442

Reacción A = $10,860 \frac{(1.83 + 0.65 + 0.65)}{3.65}$

Reacción A = 9,300 kg

Ri = 9,300 x 0.30 = 2,790

R peso propio viga= 6,150

R peso propio voladizo = 3,450

Peso propio columna = 2,100 = 0.50x0.50x3.48x2,400

Peso propio columna = 23,790 kg.

Peso propio columna.- Considero la columna del pórtico mayor

Corrección por continuidad = $\frac{+ 6,744 - 13,442}{3.65}$ = - 1,820 kg.

N columna = 23,790 - 1,820 = 21,970 kg.

Viento.- Considero la acción del viento sobre el pórtico mayor, pues el momento sobre él será mayor.

Momento Sobrecarga + Peso propio = 5,000 kgm.

Momento viento = 2,640 kgm

Momento total = 7,640 kgm

N columna = 21,970 kg.

Método diseño.- Aplicamos la fórmula del Reglamento, " The A.C.I.Building Code ". P = N (1 + C De/t)

En este diseño considero también la acción del frenado absorbida por las 9 columnas que hay entre el apoyo y la juntura de dilatación y para el diseño tomo el momento del pórtico mayor que es de 498 kgm.

Asumo un p = 0.01.

Cálculo dd la exentricidad en el sentido del pórtico.-

e = M/N = 764,000/21,970 = 34.80 cm.

d' = 5 cm d'/t = 5/50 = 010 e/t = 34.80/50 = 0.69 0.27

11 Caso según Peabody.-

Cálculo de D.- Con (n-1)p =(15-1)0.01 = 0.14 y d'/t = 0.10

sacamos del libro de Peabody D = 5.4

Exentricidad en el sentido del tráfico.- Frenado.-

e = 49,800/21,970 = 2.28 11 Caso Peabody. D, el mismo = 5.4

Aplicamos la fórmula del Reglamento A.C.I.

$f_c = N/A_g \quad \frac{1 + De/t}{1+(n-1)p}$ Reemplazando los valores hallados tendremos

$f_c = \frac{21,970}{50x50} \quad \frac{1 + 5.4/50 (34.80 + 2.28)}{1 + (15 - 1) 0.01} = 38.25 \text{ kg/cm}^2$

Cálculo del esfuerzo permisible f_p.- $f_p = f_a \quad \frac{1 + De/t}{1+C \quad De/t}$

$f_a = 0.8 \quad \frac{0.225 f'c + f_s p}{1 + (n-1)p} = 0.8 \quad \frac{0.225x140 + 1,400x0.01}{1 + (15 - 1)0.01} = 32 \text{ kg/cm}^2$

$f_p = 32 \quad \frac{1 + 5.4/50 (34.80 + 2.28)}{1 + 0.508x5.4/50(34.80+2.28)} = 52.80 \text{ kg/cm}^2$

Luego $f_p = 52.80 \text{ kg/cm}^2$ mayor que $f_c = 38.25 \text{ kg/cm}^2$

Cálculo de As.- As = 0.01 x 50 x 50 = 25 cm^2 = 3.88"^{2}

Escojo 8 barras de 3/4 que dan un As = 3.53 "^{2} y un p= 0.009 , debido a que f_p es bastante mayor con respecto a f_c.

Anclaje de los aceros que forman la articulación.- Los anclamos en los arcos la longitud necesaria para que por adherencia soporten el esfuerzo de tensión a que están sometidos.

Cálculo de f_s .- $f_s = n f_c \quad 1 - d'/h \quad 1 - f'_c/f_c$

1 - d'/h = 1 - 0.10 = - 0.90.

1 - f'c/fc = 1 - 140/63 = - 1.22 Reemplazando valores tendremos.

fs = 15 x 38.25 x 0.90 x 1.22 = 630 kg/cm^2 D 1 ϕ 3/4 = 2 cm.

$L = fs \, D/4u = \frac{630 \text{ x } 2}{4 \text{ x } 10.8} = 30$ cm u = 1.5x7.2 =10.80

Los anclo 50 cm y con gancho.

Abrazaderas.- Según el Reglamento se deberán considerar los tres espacios siguientes :

16 diámetros acero columnas = 16 x 3/4 x 2.54 = 30 cm

48 diámetros abrazadera = 48 x 3/8 x 2.54 = 35 cm.

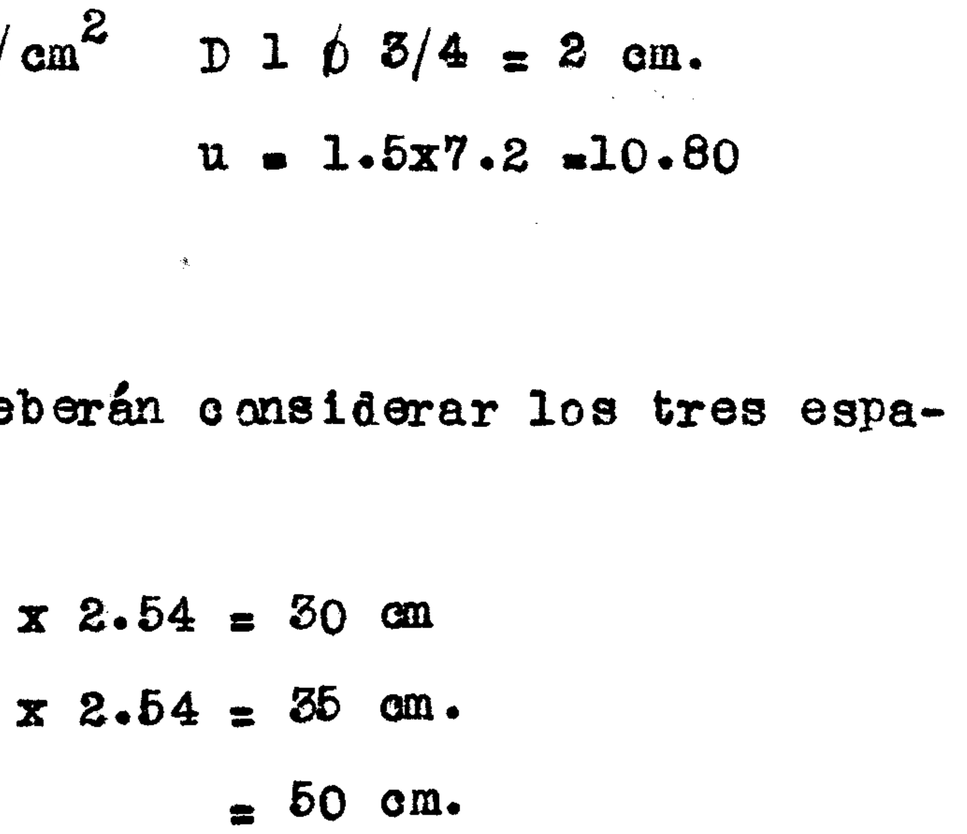
la menor dimensión de la columna = 50 cm.

Entonces colocamos abrazaderas de 3/8 espaciadas 30 cm.

Diseño de una columna central.- Pórtico menor.

Tramo A-B con sobrecarga.

$R_B = 10,860 \frac{(1.17+1.17+1.83)}{3.65} = 12,400$



R impacto = 12,400 x 0.30	=	3,720
Rpp trao cargado	=	6,150
Rpp tramo descargado	=	6,150
Peso propio columna	=	2,100
Reacción aditiva por cont.	=	1,820 32,340 kg

Momento debido a la sobrecarga = 4,254 kgm.

Momento debido al viento = 3,000 kgm.

Momento total = 7,254 kgm

Momento = 725,400 kgm N = 32,340 kg. M frenado = 49,800 kgm

Exentricidad sentido pórtico = 725,400/32,340 = 22.50

d'/d = 5/50 = 0.10 p = 0.01 e/t = 22.50/50 = 0.45 0.27

11 Caso Peabody.-

Valor de D.- Ya ha sido hallado D = 5.40

Exentricidad en sentido tráfico = e = 49,800/32,340 = 1.54

$$fc = \frac{32,340}{50x50} \quad \frac{1 + 5.4/50(22.50 + 1.54)}{1 + (15-1)0.01} = 41 \text{ kg/cm}^2$$

fa = 32 C = 0.508.

$$fp = 32 \quad \frac{1 + 5.4/50\ (22.50 + 1.54\ )}{1 + 0.508x5.4/50(22.50+1.54)} = 49.50 \text{ kg/cm}^2$$

Luego fp = 49.50 kg/cm^2 mayor que fc = 41 kg/cm^2

As = 0.01 x 50 x 50 = 25 cm^2 = 3.8 "^{2}

Colocamos 8 - ϕ - 3/4 con abrazaderas de 3/8 espaciadas 30 cm.

Valor de C.- Este valor aplicado al resolver las columnas anteriores, está dado por la fórmula del Reglamento y es:

C = fa/0.45f'c = 32/0.45x140 = 0.508.

Diseño de la baranda.

Pasamano.- A.A.S.H.O.-3-2-11-d2.- Se considerará que actúan sobre el pasamano dos cargas simultaneas, una vertical de 100 lbs/p = 148 kg/m y otra horizontal de 150 lbs/p = 222 kg/m.

Procedimiento de diseño.- Se seguirá un método aproximado , considerando como momentos en los apoyos y en el centro, los dados por el A.C.I. aunque un poco mas generalizados. Es así como considero para los apoyos $wL^2/10$ y para el centro de todos los tramos $wl^2/14$.

El pasamano se considerará parcialmente empotrado en las columnas colocadas cada 3 metros eje a eje.

Se calcularán separadamente los sefuerzos en los planos de aplicación de las cargas y su suma no deberá ser mayor que los esfuerzos admisibles para un concreto de f'c = 140 kg/cm^2 y n= 15.

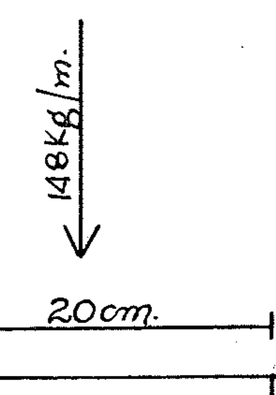
Cálculo de los momentos.- Sobrecarga horizontal. = 222 kg/ml.

$w L^2/14 = 222 \times 2.80^2/14 = 124$ kgm

$w L^2/10 = 222 \times 2.80^2/10 = 174$ kgm.

Sección baranda.- Asumo una dimensión de 20cm x 20 cm.

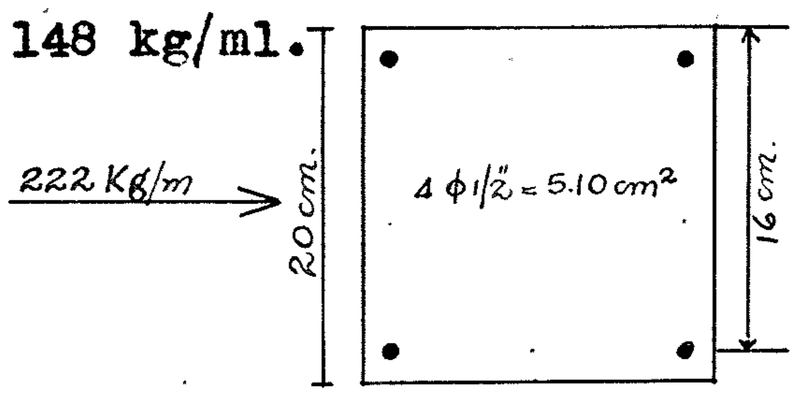
Momento peso propio = $\frac{0.20 \times 0.20 \times 2{,}400 \times 2.80^2}{10} = 75$ kgm.



Mpp = 75 kgm. Sobrecarga vertical = 148 kg/ml.

$w L^2/14 = 148 \times 2{,}80^2/14 = 83$ kgm.

$w L^2/10 = 148 \times 2.80^2/10 = 116$ kgm.

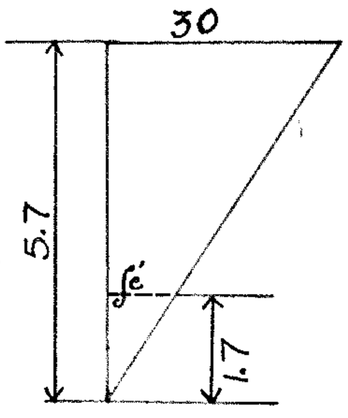


Refuerzo.- Considero 4 - ϕ - 1/2

Esfuerzo en el centro.- Cálculo del eje neutro.-

As 1 ϕ 1/2 = 0.196 „^{2} = 1.265 cm^2 As 2 ϕ 1/2 = 2.55 cm^2

$20 x^2/2 + 14 \times 2.55(X-4) = 15 \times 2.55(16-X)$ X = 5.70 cm.



Cálculo Inercia.- $I = 20 \times 5.7^3/3 + 14 \times 2.55 \times 1.7^2 + 15 \times 2.55 \times 10.30^2$

$I = 5{,}418$ cm^4

Sobrecarga horizontal.- fc = Mc/I = 124 x 5.70/5,418 = 13 kg/cm^2

Sobrecarga vertical .- fc = = 158 x 5.70/5,418 = 17 kg/cm^2

fc total = 30 kg/cm^2

Luego fc = 30 kg/cm2 menor que 63 kg/cm^2 O.K.

Fs = nc'M/I = 10.30x15(12,400+15,800)/5,418 = 800 kg/cm^2 < 1,400 kg/cm^2

F's = 30x1.7x14/5.7 = 125 kg/cm^2 menor que 1,125 kg/cm^2 = 16,000 lbs/"2

Esfuerzos en el apoyo.-

Momento carga vertical = MSC + Mpp = 11,600 kgcm + 7,500 = 19,100 kgcm

Momento SC horizontal = 17,400 kgcm Momento Inercia = 5,418 cm^4

Mh + Mv = 17,400 + 19,100 = 36,500 kgcm

fc = c(Mh + Mv)/I = 5.7 x 36,500/5,418 = 38.40 kg/cm^2 < 63 kg/cm^2

fs = 10.30 x 36,500 x 15/5,418 = 1,040 kg/cm^2 menor que 1,400 kg/cm^2

Esfuerzo acero en compresión.-

fc = 38.40 x 14 x 1.7/5.7 = 160 kg/cm^2

Esfuerzo cortante y adherencia.-

Sobrecarga.	Horizontal.	Vertical.
	222x2.80/2 = 310 kg.	148x2.80/2 = 206 kg.
Peso propio.-	$\frac{0.20x0.20x2,400x2.8}{2}$ = 0	134
	310 kg.	340 kg.

$v = \frac{V + V'}{bjd} = \frac{310 + 340}{20x0.875x16} = 2.30$ kg/cm^2

El concreto resiste 0.02 x 140 = 2.8 mayor que 2.3, luego no necesita estribos, pero como hay acero en compresión le colocaremos estribos de 1/4 cada 25 cm.

Adherencia.- 2 ϕ 1/2 tienen un P = 8 cm

$u = \frac{V + V'}{bjd} = \frac{310 + 340}{8x0.875x16} = 5.8$ kg/cm^2 menor que 7.2 kg/cm^2.

Diseño de la columna.- Esta se diseñará para una carga vertical igual a la sobrecarga vertical mas el peso propio del pasamano y su peso propio y un momento originado por la sobrecarga horizontal.

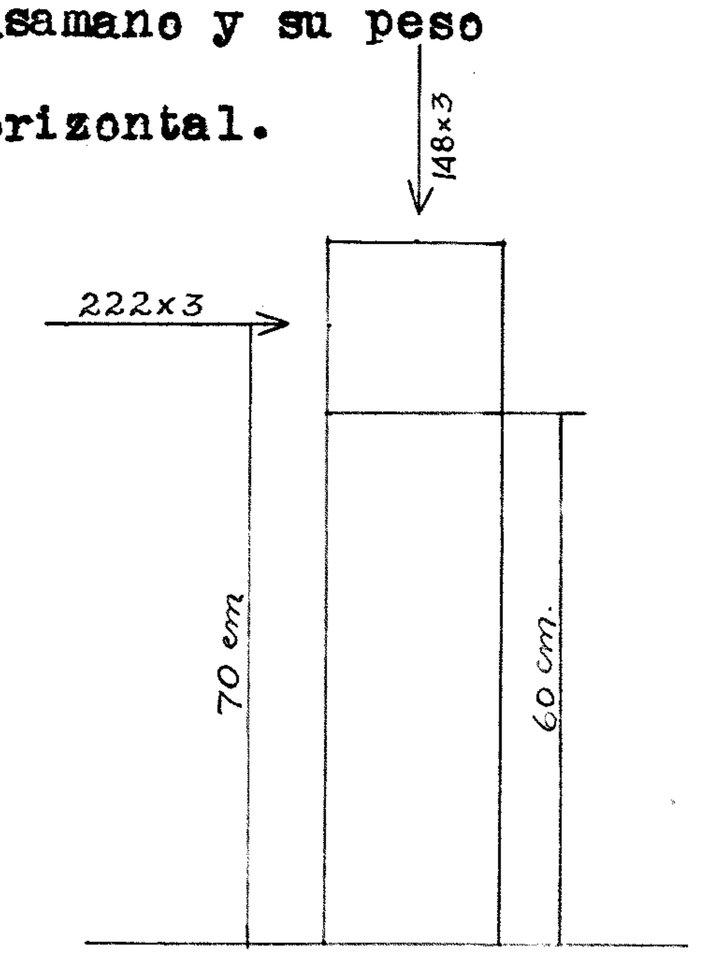
Carga vertical.-

Sobrecarga = 148 x 3 = 444 kg.

Viga pp = 0.20x0.20x2,400x3 = 286

Columna = 0.20x0.20x0.60x2,400 = 58

Momento = 222x3x0.70 = 466 kgm. N = 788 kg.



Procedimiento libro del profesor Peabody.

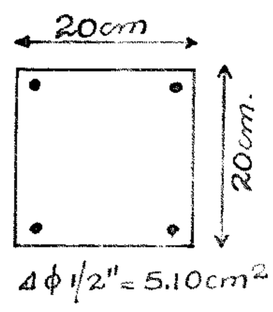
Exentricidad = e = M/N = 46,600/788 = 59.10

e/t = 59.10/20 = 2.95 mayor que 0.27 11 Caso.-

Datos para entrar en las Tablas.-

p = As/Ac = 5.10/20x20 = 0.0128 pn = 15 x 0.0128 = 0.192

t/e = 20/59.10 = 0.338 d'/t = 5/20 = 0.25



De las Tablas de Peabody con pn, t/e y d'/t sacamos C = 10

fc = M/bt^{2}x C = 46,600 x 10/20 x 20^2 = 58.25 kg/cm^2

Comprobación por el esfuerzo permisible fp.-

$fa = 0.8 \frac{0.225f'c + fsp}{1 + (n-1)p} = 0.8 \frac{0.225x140 + 1,400x0.0128}{1 + (15 - 1)\ 0.0128} = 33.60$ kg/cm

C = fa/fp = 33.60/0.45x140 = 0.533

Determinación de D.- Con (n - 1) P = 14 x 0.0128 = 0.18 y d'/t =0.25 sacamos D = 6.25

$$fp = 33.60 \ \frac{20 + 6.25 \times 59.10}{20+0.533\times6.25\times59.10} = 60.50 \text{ kg/cm}^2.$$

Luego fp es mayor que fc O.K.

Esfuerzo cortante.- La columna recibe debido al viento una fuerza cortante de 222x3 = 666 kg.

$v = V/bjd = 666/20x0.875x15 = 2.50 \text{ kg/cm}^2$

Luego no necesita refuerzo en el alma por corte.

Abrazaderas.- Colocamos abrazaderas de 1/4 espaciadas 20 cm.

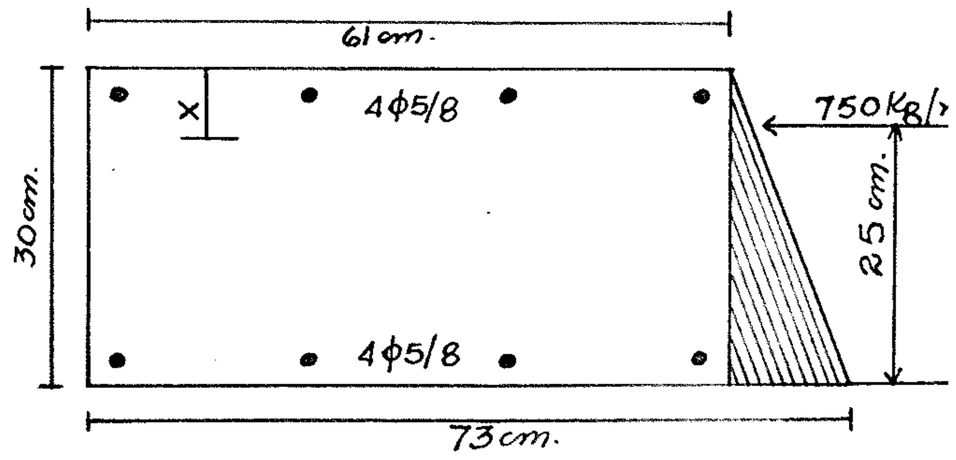
Vigas longitudinales extremas.

Según el Reglamento de la A.A.S.H.O.-3-3-2-b, consideraré como vigas longitudinales extremas los sardineles o veredas, las cuales se calcularán para un momento de carga viva dado.

Momento = O.L P S P = Rueda mas pesada S = Luz de centros.

Procedimiento de cálculo.- Se seguirá un procedimiento análogo al seguido para el diseño de la baranda ya que las cargas son muy similares.Consideraremos los esfuerzos provenientes de la carga concentrada cuya expresión está dada por el mecionado Reglamento y los producidos por la carga repartida. Se considerará la viga como monolítica con las viguetas, comprobándose si puede resistir el corte lateral que le comunica la carga repartida de 750 kg/ml. Después de comprobada esta resistencia como un exceso de seguridad se le anclará por medio de dowels a las viguetas.

Como el procedimiento es aproximado haré abstracción del chaflán achurado.

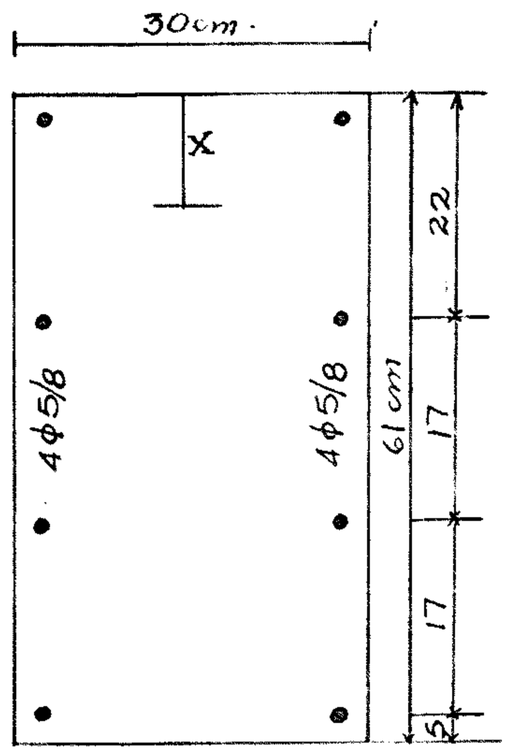


Momento carga concentrada .-

Mcc = 0.1PS = 0.1x5,430x2.5 = 136,000 kgcm.

Mi = 0.30x136,000 = 40,800 kgcm.

MSC = 176,800 kgcm.



Peso propio.- $0.30\left(\frac{0.73 + 0.61}{2}\right) \times 2{,}400 = 285$ kg.

$Mpp = wL^2/10 = 285x2.5^2/10 = 30{,}150$ kgcm.

M SC + Mpp = 176,800 + 30,150 = 206,950 kgcm.

Momento sobrecarga repartida.-Consideramos :

Al centro $w L^2/16 = 750 \times 2.5^2/16 = 29{,}300$ kgcm

En los apoyos $w L^2/11 = 750 \times 2.5^2/11 = 42{,}500$ kgcm.

Cálculo del eje neutro.- As 4 ϕ 5/8 = 7.95 cm^2

$\frac{61X^2}{2} + 14x7.95(X - 5) = 15x7.95(25-X)$

Resolviendo X = 7.70 cm.

Cálculo de la Inercia.- $I = \frac{61x7.7^3}{3} + 14x7.95x\ 2.70^2 + 15x7.95x17.30^2$

$I = 45{,}560\ cm^4$.

En el centro y apoyos : fc = 206,950x7.70/45,560 = 35 kg/cm^2

fs = 206,950x15x17.30/45,560 = 1,165 kg/cm^2

Esfuerzos carga repartida.- Cálculo del eje neutro.-

$30X^2/2 + 14x3.96(X-5) = 15x3.96(22-X + 39-X + 56-X)$

Resolviendo X = 15.60 cm.

$I = 30x15.60^3/3 + 14x3.96x10.60^2 + 15x3.96(7.60^2 + 23.40^2 + 40.40^2)$

$I = 177{,}250\ cm^4$

En el centro $fc = \frac{29{,}300x15.60}{177{,}250} = 2.58\ kg/cm^2$

En el apoyo $fc = \frac{42{,}500x15.60}{177{,}250} = 3.75\ kg/cm^2$

En el centro $fs = \frac{29{,}300x15x40.40}{177{,}250} = 100\ kg/cm^2$

En el apoyo $fs = \frac{42{,}500x15x40.40}{177{,}250} = 145\ kg/cm^2$

Esfuerzo fc.- En el centro = 35 + 2.58 = 37.58 kg/cm^2 < 63 kg/cm^2

En el apoyo = 35 + 3.75 = 38.75 kg/cm^2 < 63 kg/cm^2

Esfuerzo fs.- En el centro = 1,165 + 100 = 1,265 kg/cm^2 < 1,200 kg/cm^2

En el apoyo = 1,165 + 145 = 1,310 kg/cm^2 < 1,400 kg/cm^2

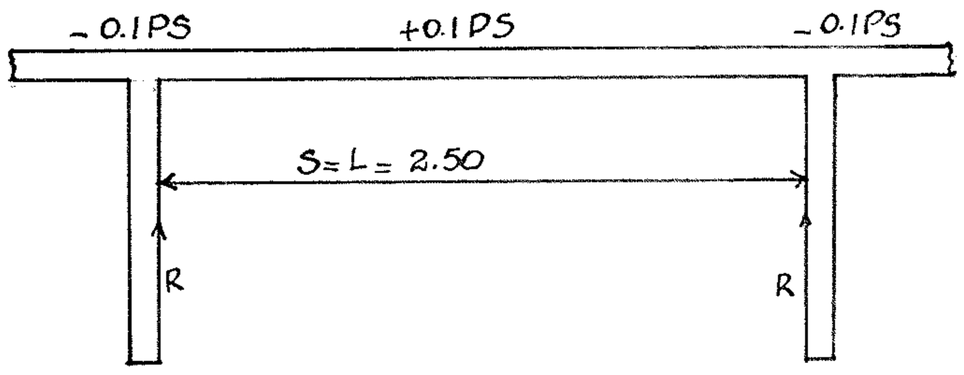
Cálculo del esfuerzo cortante, adherencia y resistencia al corte lateral originado por la carga repartida.-

Momento en el centro = 0.1PS = -01PS+RS/2

R = 0.4P = 0.4 x 5,430 = 2,172 kg

Rpp = 485 x 2.50 = 1,210 kg

R total = 2,172 +1,210 = 3,382 kg.



Corte carga repartida.- Rcr =7.50x1.25

Rcr = 940 kg.

v = V/bjd = 3,382/61x0.875x25+ 940/30x0.875x56 = 2.40 + 0.60 = 3 kg/cm

Como el concreto solo resiste 2.4 kg/cm^2 y la diferencia es tan pequeña le colocaremos estribos de 3/8 cada 25 cm. que servirán para mantener el acero de compresión en su sitio.

Adherencia acero positivo.- Se calcula en el punto de inflexión que

según el libro del profesor Peabody, diagrama N° 5, para $wL^2/16$ debe estar a 0.15L = 0.15 x 2.50 = 0.38 m.

V inflexión para carga repartida = 940 - 750 x 0.38 = 655 kg.

V inflexión para carga concentrada = 3,382 - 485x0.38 = 3,200 kg.

Perímetro 4 ϕ 5/8 = 19.60 cml.

6 ϕ 5/8 = 30 cml.

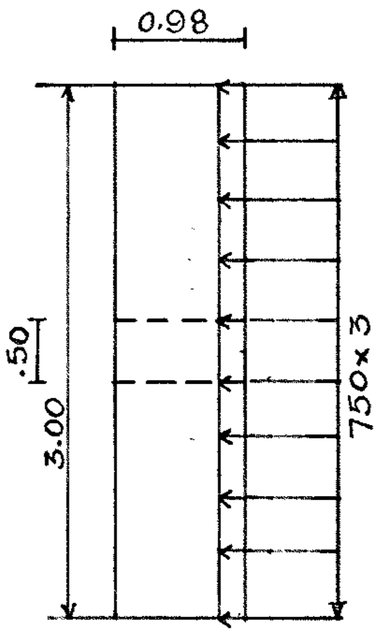
$$u = V/bjd = \frac{3,200}{19.60x0.875x25} + \frac{655}{30x0.875x56} = 7.5 + 0.45 = 7.95$$

Como está muy cerca del admisible 7.2 kg/cm^2 se acepta.

Adherencia acero negativo.-

$$u = V/ ojd = \frac{3,382}{19.60x0.875x25} + \frac{940}{30x0.875x56} = 8 + 6.5 = 14.5$$

Como en este caso excede el límite fijado, una solución sería cambiar el acero por 1/2 y repetir la operación anterior.



Resistencia al corte lateral.-

V lateral = 750 x 3 = 2,250 kg.

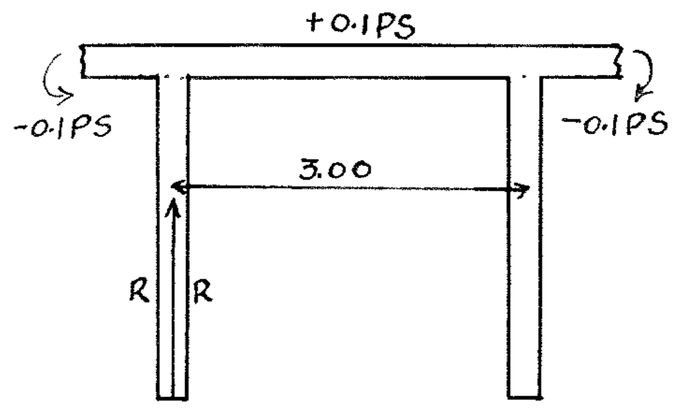
V peso propio = 485x3 = 1,455 kg

V sobrecarga = 2R = 2x2,172 = 4,344 kg

Carga total vertical = 1,455 + 4,344 = 5,799 kg.

Coeficiente de fricción entre albañilería de concreto = 0.65

Luego 5,799x0.65 = 3,750 kg mayor que el empuje 2,250 kg por lo que no cederá por deslizamiento. Sin embargo con el fin de hacer la unión de las vigas con las viguetas mas sólida se les anclará a estas últicon 4 dowels de 5/8.



ELEMENTOS DEL ARCO

PUNTOS	$TANG.^2\varphi(L:F)^2$ PARA Y:F=024. (PAG. 51)	$TANG.^2\varphi(F:L)^2$ F:L=5:30=1:6	$TANG^2\varphi$.	TANG.φ.	VALORES φ	$\sqrt[6]{1+TANG^2\varphi}$	VALORES-C. PARA N=0.20	ESPESORES= $D\,c\sqrt[6]{1+TANG^2\varphi}$	VALORES Y:F PARA M=1.347. (PAG. 44)	VALORES Y = Y:F x F	PUNTOS.
12	0.000	0.000	0.00000	0.000000	0°00"	0.0000	1.000	0.650	0.000	0.0000	12
11	0.100	0.100 x 1:36	0.00278	0.052725	3°01'	1.0005	1.023	0.665	0.0066	0.0330	11
10	0.401	0.401 x 1:36	0.01113	0.105498	6°01'	1.0019	1.049	0.683	0.0264	0.1320	10
9	0.910	0.910 x 1:36	0.02528	0.158996	9°02'	1.0041	1.077	0.703	0.0594	0.2970	9
8	1.633	1.633 x 1:36	0.04536	0.212978	12°01'	1.0074	1.109	0.725	0.1059	0.5295	8
7	2.588	2.588 x 1:36	0.07188	0.268166	15°01'	1.0116	1.145	0.753	0.1660	0.8300	7
6	3.788	3.788 x 1:36	0.10522	0.324376	17°58'	1.0168	1.186	0.783	0.2400	1.2000	6
5	5.258	5.258 x 1:36	0.14605	0.382120	20°55'	1.0229	1.233	0.819	0.3284	1.6420	5
4	7.023	7.023 x 1:36	0.19508	0.441678	23°50'	1.0301	1.289	0.863	0.4312	2.1560	4
3	9.117	9.117 x 1:36	0.25325	0.503230	26°43'	1.0383	1.357	0.916	0.5493	2.7465	3
2	11.576	11.576 x 1:36	0.32155	0.567053	29°33'	1.0473	1.442	0.982	0.6831	3.4155	2
1	14.447	14.447 x 1:36	0.40131	0.633489	32°21'	1.0578	1.554	1.068	0.8331	4.1655	1
0	17.780	17.780 x 1:36	0.49388	0.702764	35°06'	1.0691	1.710	1.198	1.0000	5.0000	0

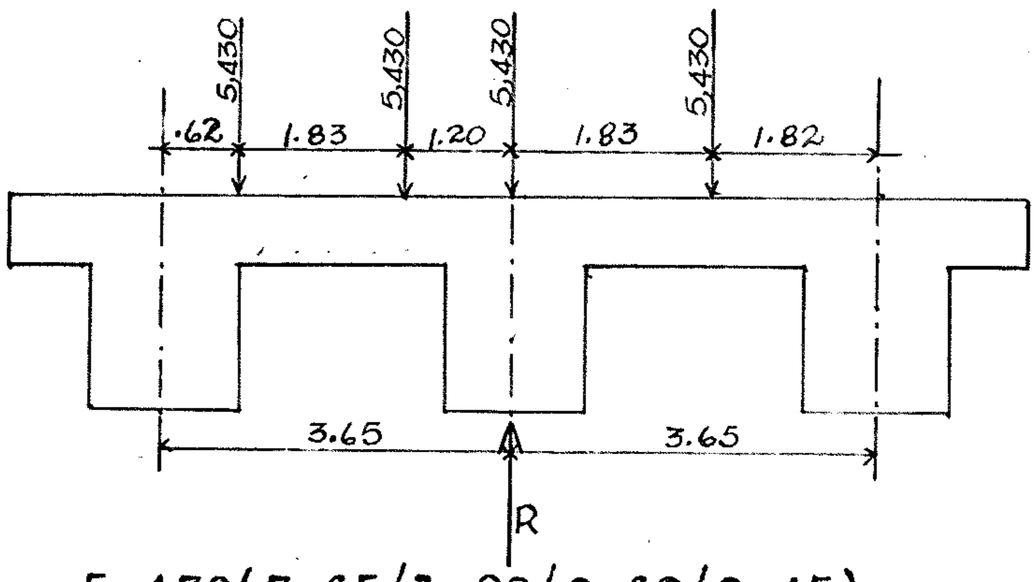
Diseño del arco.

La luz de cálculo es de 30 m, la flecha es 5 m , lo que da un rebajamiento de 1/6.

De acuerdo con el Reglamento de la A.A.S.H.O.,para un puente de 30 m de luz, los esfuerzos máximos serán los obtenidos con el tren tipo de camiones correspondiente al H15 S12-44.

Arco central.- Sobrecarga camión tipo H15 S12.

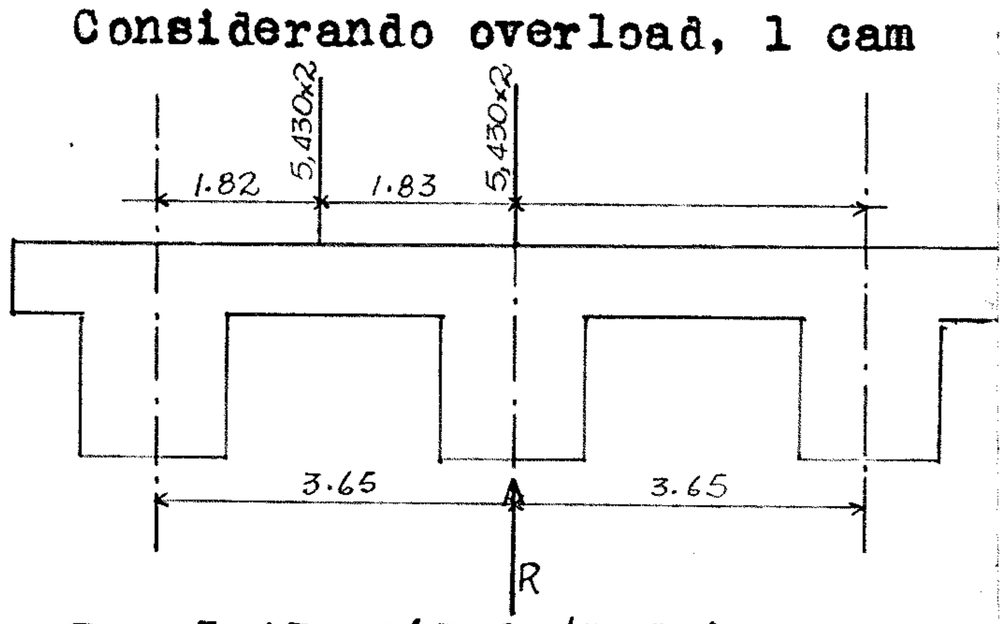
Considerando 2 camiones



$$R = \frac{5,430(3.65+1.82+0.62+2.45)}{3.65}$$

$$R = 5,430 \times 2.34$$

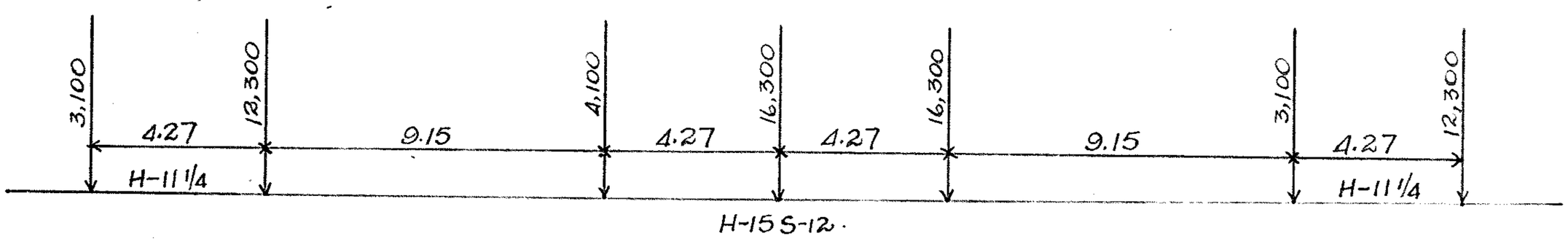
Considerando overload, 1 cam



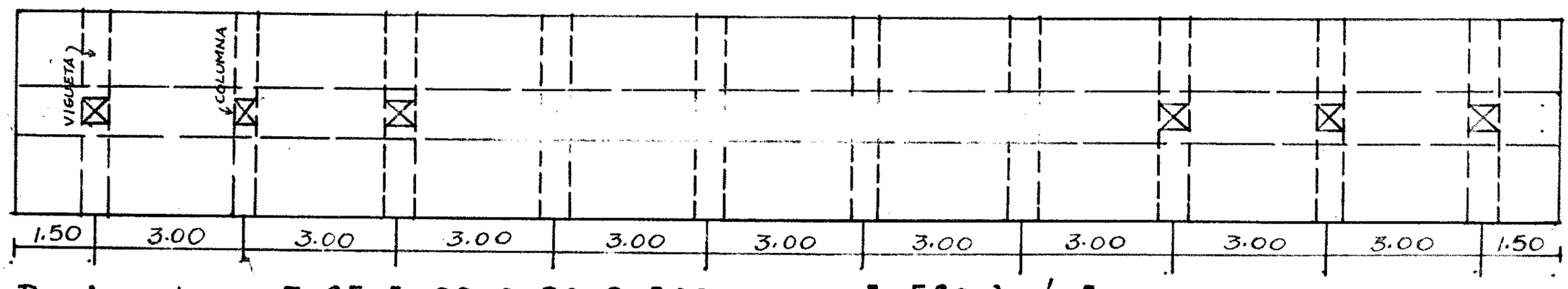
$$R = \frac{5,430x2(3.64+1.82)}{3.65}$$

$$R = 5,430 \times 3.$$

Como se puede apreciar R es mayor para el caso del overload por lo que considerando este criterio, nuestro tren tipo de camiones será:



Peso propio que soporta el arco central.- Ancho considerado = 3.65 m.



Pavimento = 3.65x1.00x0.20x2,100 = 1,560 kg/ml.

Losa = 3.65x1.00x0.23x2,400 = 2,100 "

Losa + Calzada = 3,660 kg/ml.

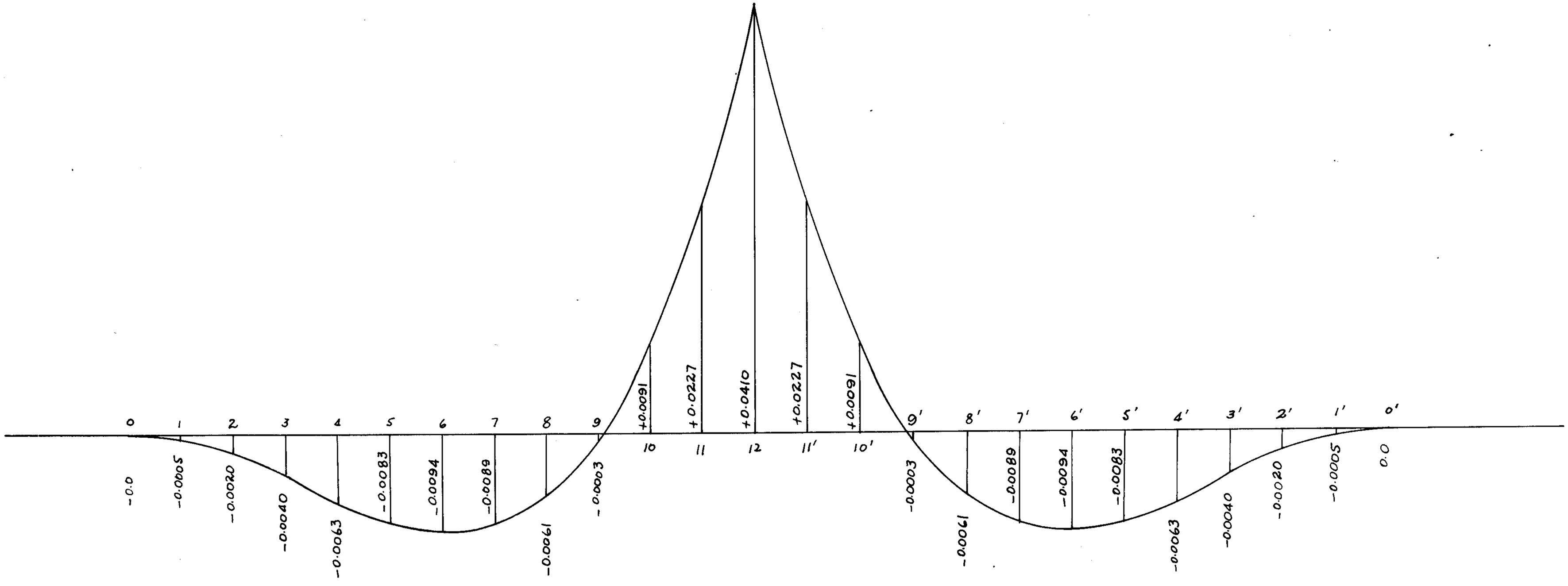
Viguetas = 3.65x0.50x0.80x2,400 = 3,500 kg. cada una.

Columnas = 0.50x0.50x1.00x2,400 = 600 kg/ml de columna.

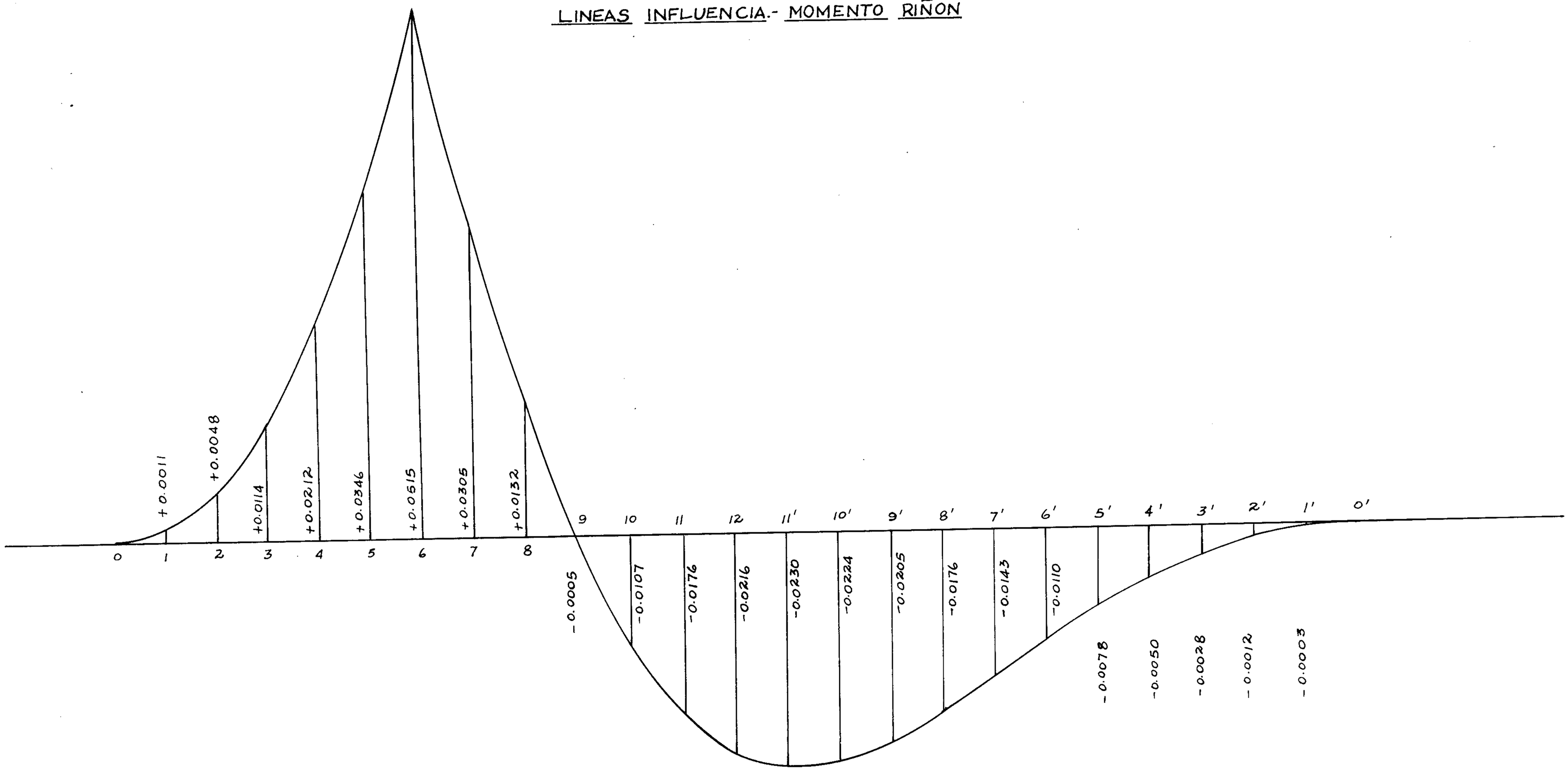
Determinación de los números característicos del arco.-

Dimensiones elegidas.	Sección Clave	Sección Arranque
	0.65 x 1.00	1.20 x 1.00

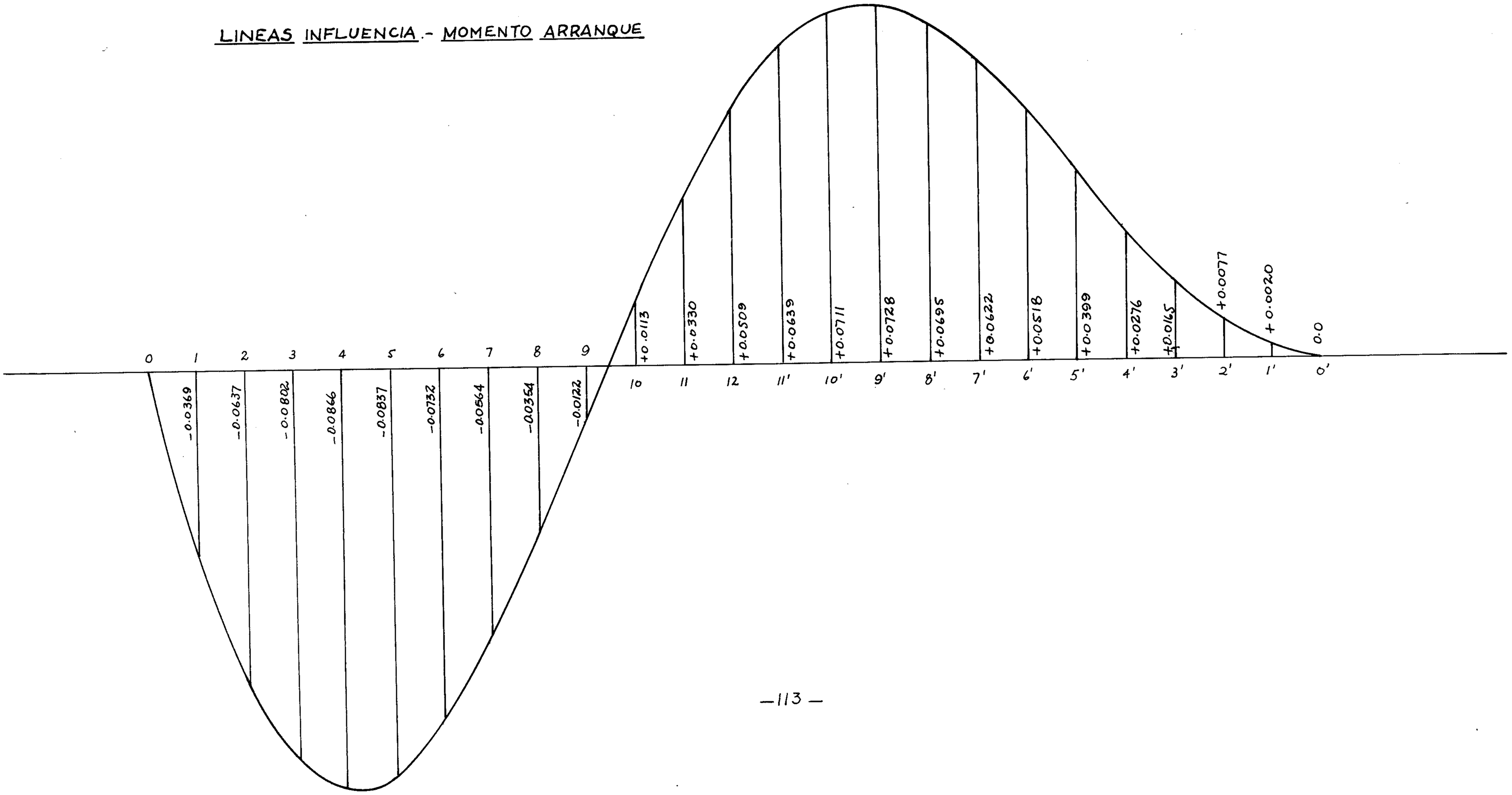
LINEAS INFLUENCIA.-MOMENTO CLAVE



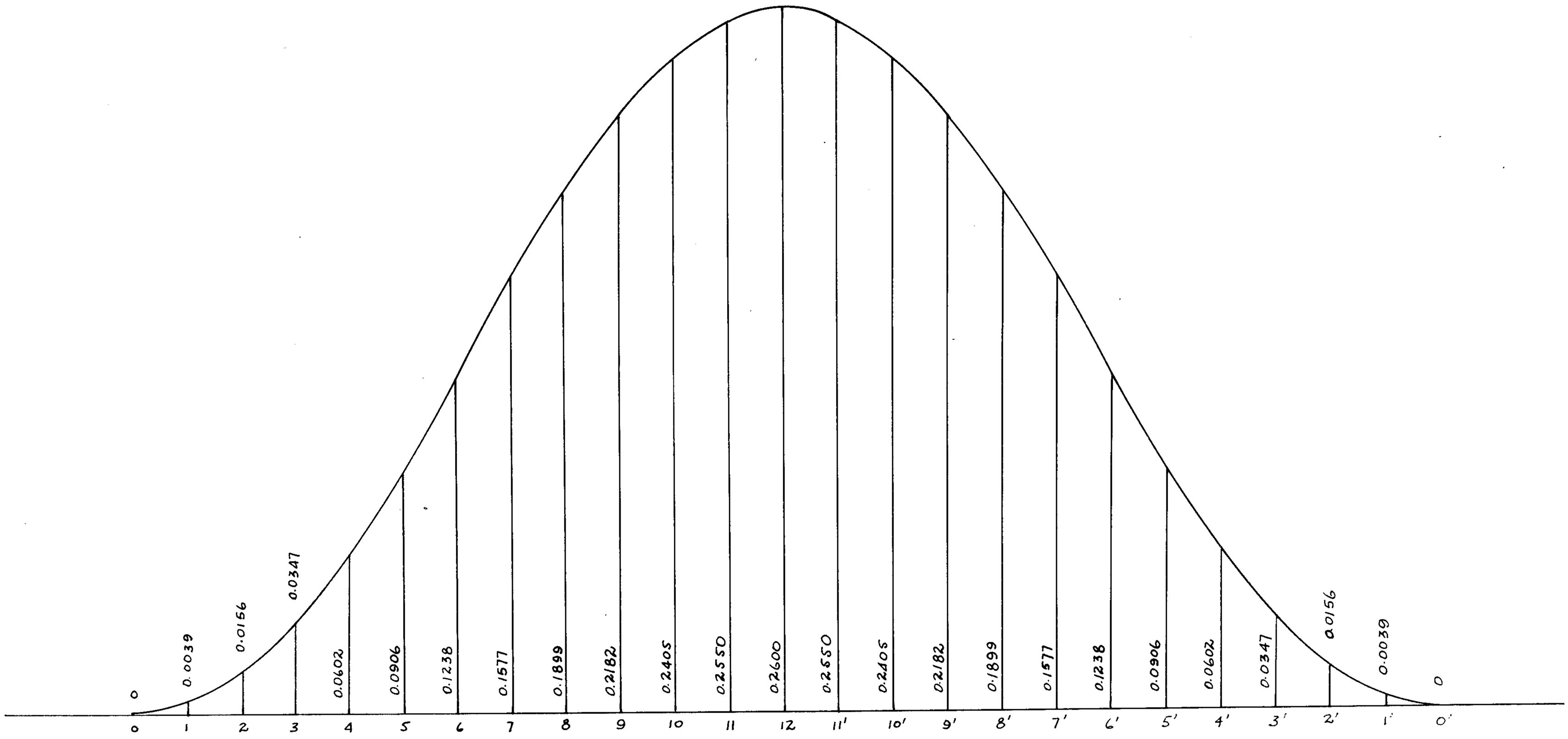
LINEAS INFLUENCIA.- MOMENTO RIÑON



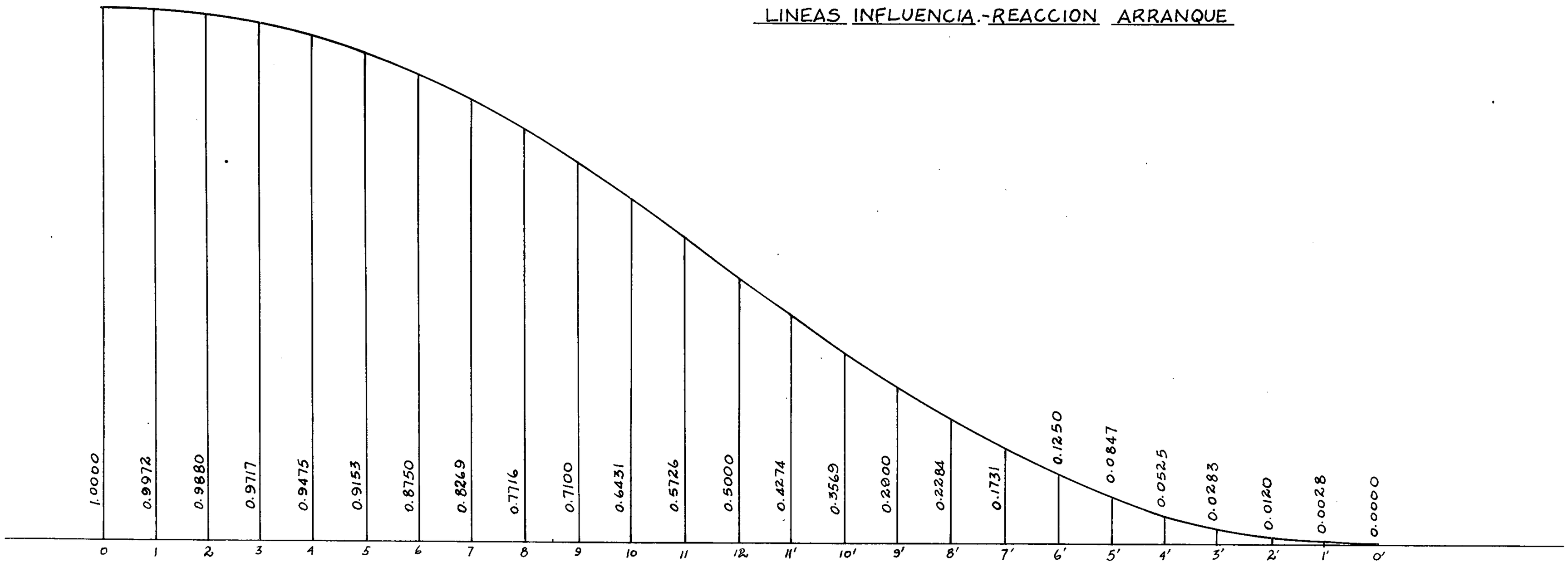
LINEAS INFLUENCIA.- MOMENTO ARRANQUE



LINEAS INFLUENCIA EMPUJE



LINEAS INFLUENCIA.-REACCION ARRANQUE



Forma de la directriz.- Valor de m = Wa/Wc.

	Arranque.	Clave.
	Peso propio unitario	Peso propio unitario
Pavimento	1,560 kg	1,560 kg
Losa	2,100 kg	2,100 kg
	3,660 kg.	3,660 kg.
Vigas.- Carga equivalente=3,500x10/30	1,167 kg	1,167 kg
Columnas.- Carga equivalente=600x13/30	260	000
	5,087	4,827
Redondeando	5,090	4,830

Peso propio.-

1.20x1x2,400/0.816 = 3,500 0.65x1x2,400 = 1,560

Wa = 8,590 kg Wc = 6,390 kg.

m = Wa/Wc = 8,590/6,390 = 1.345 Cos = 0.816.

Forma directriz = m = **1.345**

Incremento de la sección.- n = Ic/Ia cos a

Inercia arranque. Inercia clave.

$Ia = bh^3/12 = 100x120^3/12$ $Ic = bh^3/12 = 100x65^3/12$

$Ia = 14'400,000\ cm^4$ $Ic = 2'290,000\ cm^4$

$$n = \frac{2'290,000}{14'400,000x0.816} = 0.195 = 0.20$$

$$Cos\ a = \frac{1}{1 + 17.78\ f^2/L^2} = \frac{1}{1 + 17.78\ (5/30)^2} = 0.816$$

Con m = 1.347 n = 0.20 e y/f = 0.24 tenemos determinada la forma y podemos calcular los espesores en los diferentes puntos.

Para poder emplear las Tablas del profesor Strasner tenemos que calcular las siguientes cantidades :

Fm = Sección media = $F_c\ v$

Fn = $F_c'\ v'$.

Y_s = orfenada del centro elástico en la clave = coeficiente x f.

Denominador E N = (coeficiente) $L\ f^2/Ic$

u = L/E Fm N u' = L/E Fn N.

Determinación de Fm.- Fm = Fc v Fc =sección clave = 0.65 m

El valor del coeficiente v lo sacamos de la Tabla correspondiente del libro Strasner. Tabla pag 59.- Con Rebaj = 0.166 y n = 0.20.

v = 1.29 Fc = 0.65 x 1.00 = 0.65 m^2 Fm = 0.65x1.29 = 0.84 m^2

Determinación de Fn.- Fn = Fc v' El valor del coeficiente v' lo sacamos de la correspondiente Tabla de Strasner. *Tabla pág. 64*

v' = 1.17 Fn = 0.65 x 1.17 = 0.76 m^2

Denominador E N .- E N = (Coeficiente) L f^2/Ic.

El valor del coeficiente lo sacamos del libro de Strasner página *84*

Coeficiente = 0.037 L = 30 m f = 5 m Ic = 2'290,000 cm^4

E N = 0.0361 x 30 x 5^2 / 0.0229 = 1,190 m^{-1}

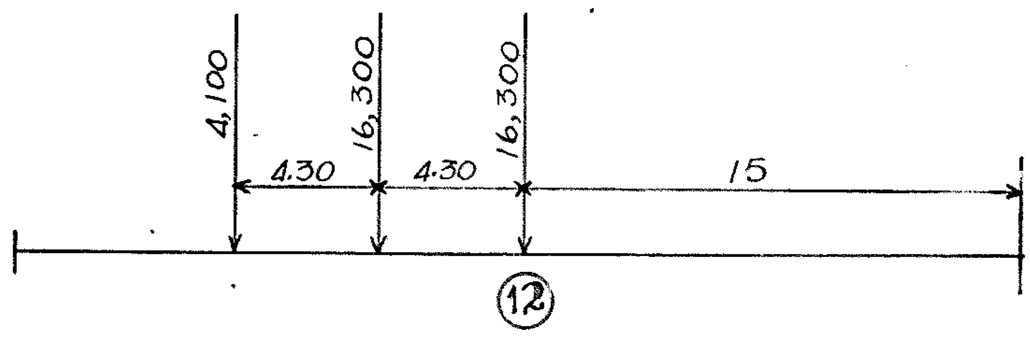
Determinación de u.- u = L/E N Fm = 30/1,190 x 0.84 = 0.033.

Determinación de u',- u' = L/E N Fn = 30/1,190 x 0.76 = 0.030.

Cálculo de los esfuerzos en las secciones consideradas.-

Sección Clave.

Posición de las cargas para producir el momento maximo positivo y empuje.-



Momento.

16,300x0.041x30 = + 26,400

-4,100x0.0085x30= - 1,115

-16,300x0.0027x30=- 1,435

Mm = + 18,850

Empuje

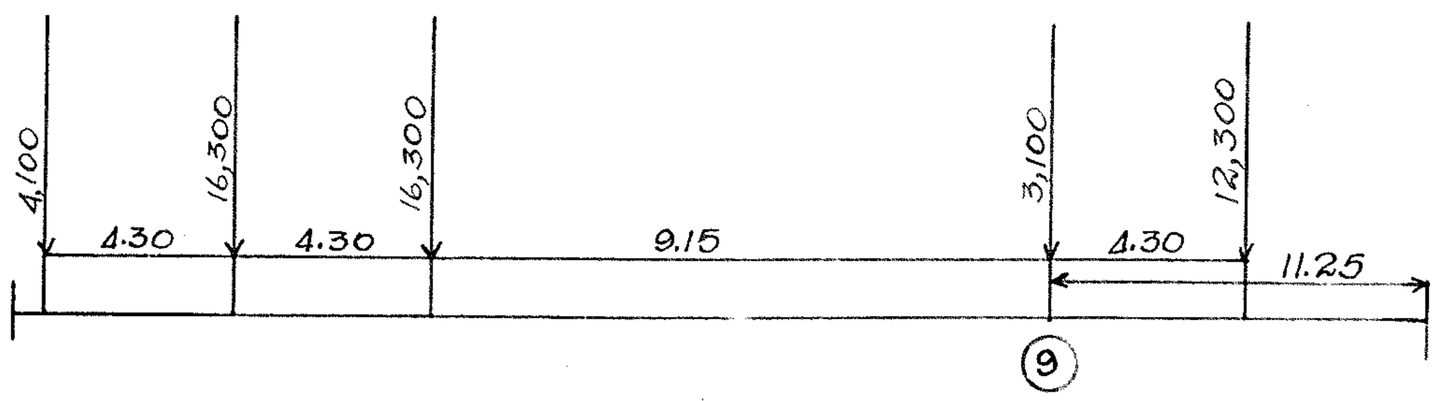
$\frac{16,300(0.26+0.204)30}{5 \times 1.033}$ = 47,000 kg

$\frac{4,100x0.0906x30}{5 \times 1.033}$ = 2,300

E = 49,300 kg

Posición de las cargas para producir momento máximo negativo y empuje.

Momento.



12,300x0.00925x30 =-3,400

16,300(0.0075+0.00675)30=-7,000

4,100x0.0003x30 =- 36

+ 3,100x0.0003x30 = + 26

M m = - 10,410

Empuje.

$\frac{3,100x0.2182x30}{5x1.033}$ = 3,930

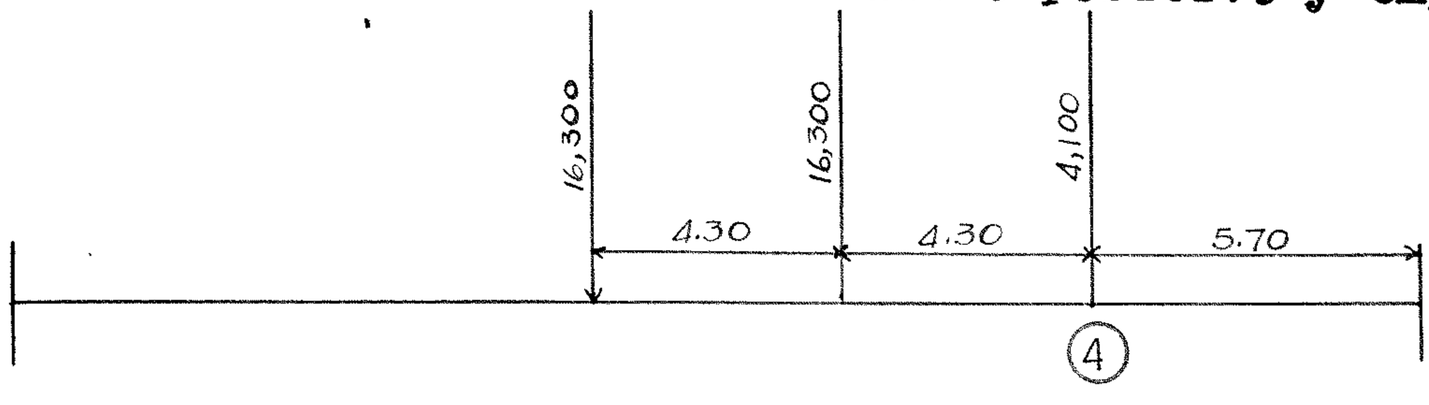
$\frac{16,300x(0.064+0.18)30}{5x1.033}$ = 23,200

$\frac{4,100x0.0035x30}{5x1.033}$ = 80

E = 27,210

Sección Arranque.

Posición de las cargas para momento máximo positivo y empuje.



Momento.

16,300(0.0695/0.060)30 = 67,500

4,100x0.034x32 = 4,450

Mm/ = 71,950

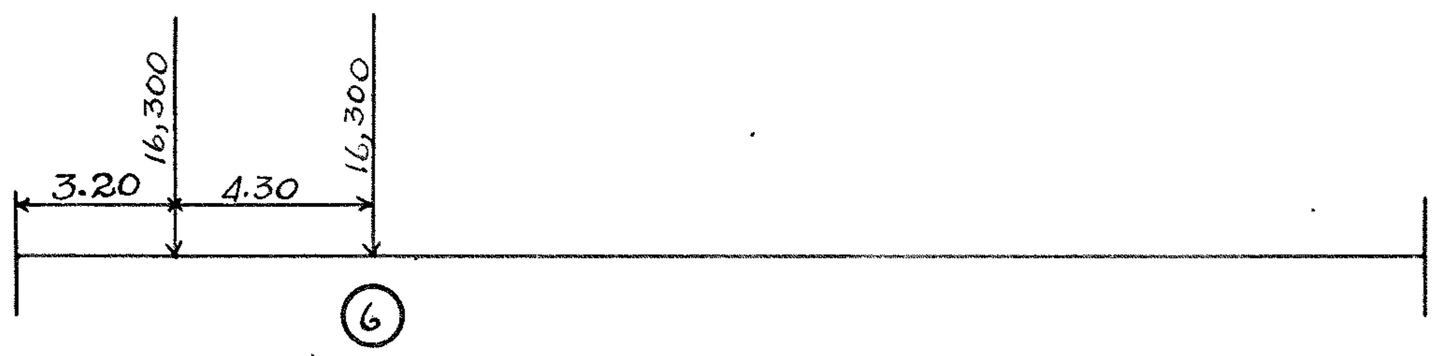
Empuje.

$\frac{16,300(0.1899/0.257)30}{5x1.033}$ = 45,200

$\frac{4,100x0.0616x30}{5x1.033}$ = 1,740

E = 46,940

Posición de las cargas para momento máximo negativo y empuje.-



Momento.

16,300(0.0732/0.074)30 = 77,000

Mm- = 77,000

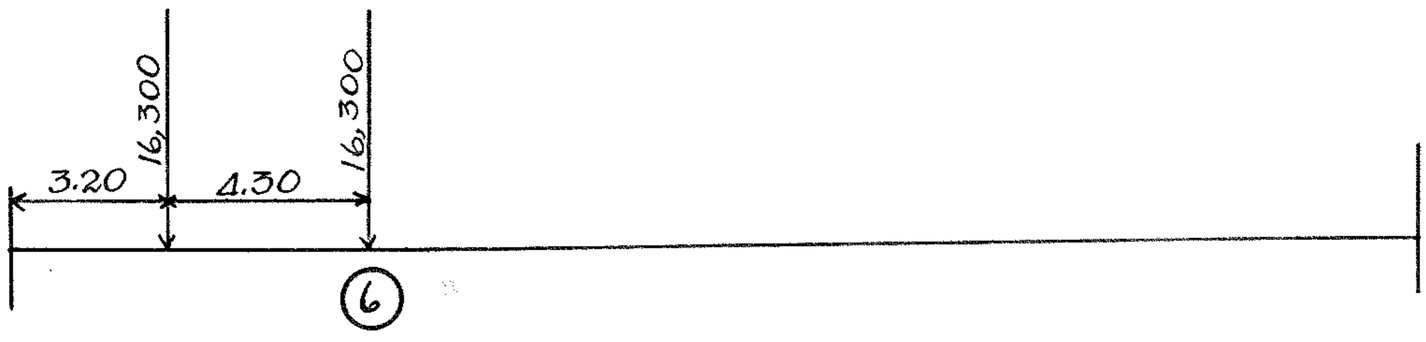
Empuje.-

$\frac{16,300(0.1238/0.024)30}{5 x 1.033}$ = 15,000

E = 15,000

Sección Riñones.

Posición de las cargas para momento máximo positivo y empuje.



Momento.

16,300(0.0515/0.00875)30 = 32,600

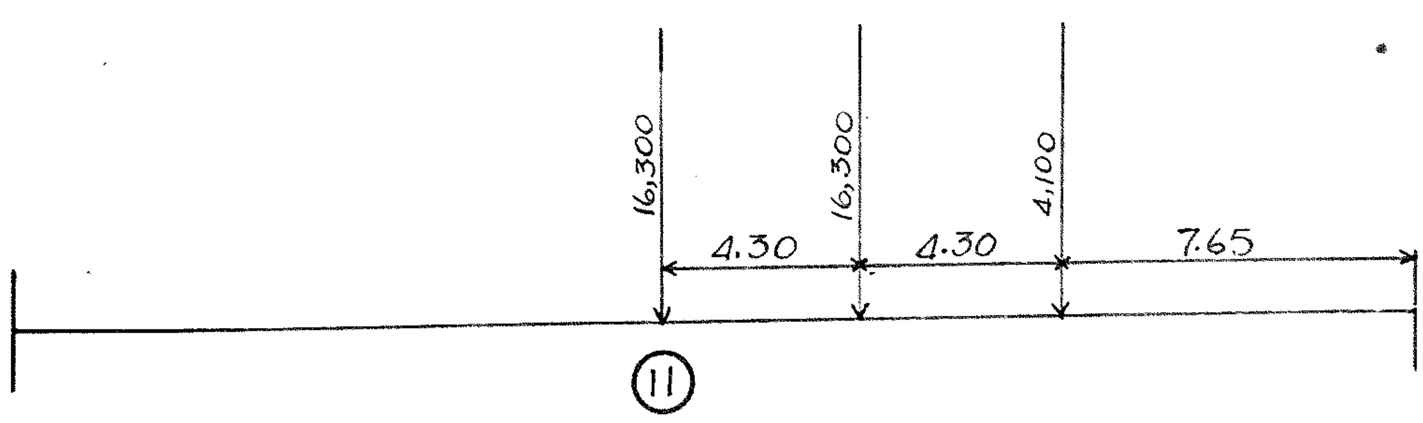
Mm/ = 32,600

Empuje.

$\frac{16,300(0.1238/0.024)30}{5 x 1.033}$ = 15,000

E = 15,000

Posición de las cargas para momento máximo negativo y empuje.



Momento.

16,300(0.0176/0.02075)30 = 20,000

4,100x(0.00825)30 = 1,100

Mm- = 21,100

Empuje.

$$\frac{16,300(0.2550/0.2240)30}{5 \times 1.033} = 48,350$$

$$\frac{4,100 \times 0.100 \times 30}{5 \times 1.033} = 2,550$$

E = 50,900

Temperatura.

Según los datos estadísticos publicados por el Servicio Meteorológico Nacional, el promedio de las variaciones de temperatura en Lima, en los últimos 21 años, es de 9° C.

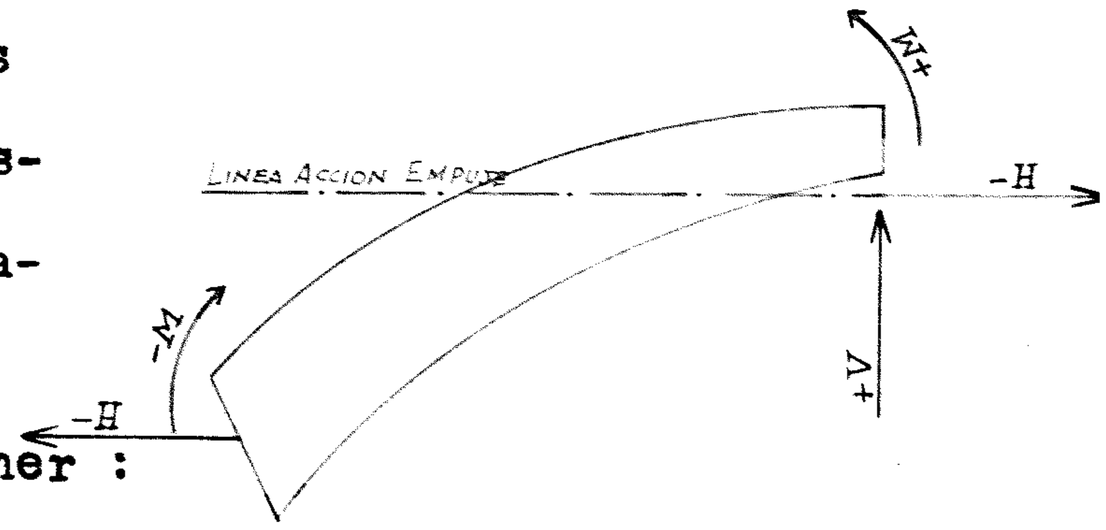
Según el profesor Strasner, el acortamiento de la directriz del arco originado por el fraguado, puede considerarse como una caída de temperatura equivalente a 25° C, que viene a ser la relación que hay entre los coeficientes de contracción y dilatación del concreto, es decir 0.00025 : 0.00001 = 25.

Para los efectos del cálculo considero una variación de temperatura de 30° C, caída, por obtenerse así momentos máximos y empujes mínimos que determinan mayores esfuerzos en las secciones consideradas.

La caída de temperatura determina momento positivo y empuje negativo en la clave; en los arranques y riñones momento y empuje negativos.

El aumento de temperatura produce efectos contrarios.

Los signos de los momentos y empujes considerados en el cuadro general están de acuerdo con los signos indicados en la figura adjunta.



Aplicamos la fórmula dada por Strasner :

$Ht = \alpha\, t^{\circ}\, E\, Ic / C\, f^2$ siendo :

Ht = Empuje por temperatura

α = Coeficiente de dilatación del concreto.

t° = Variación de temperatura.

E = Módulo de elasticidad del concreto = 140,000 kg/cm^2

Ic = Momento de inercia de la clave.

C = Coeficiente dado en la Tabla de Strasner correspondiente al empuje.

f = flecha.

Reemplazando tendremos:

$$Ht = \frac{0.00001 \times 30 \times 140{,}000 \times 2'290{,}000}{0.0361 \times 500 \times 500} = 10{,}700 \text{ kg.}$$

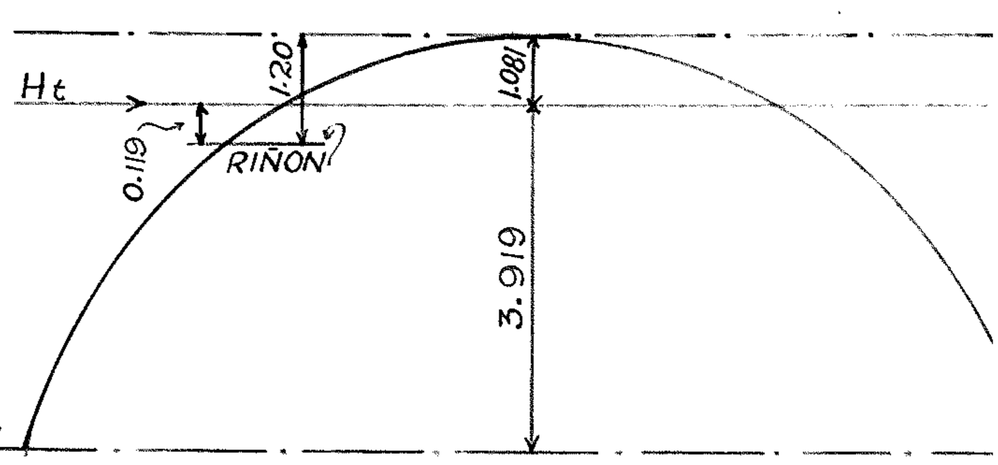
Ordenada con respecto al centro elástico.- La linea de acción del empuje pasa por este punto.

De la Tabla para el empuje, libro de Strasner página 84, hallamos que para n = 0.20 Ys = 0.2163.

Ordenada en la clave = 0.2163 x 5 = 1.081.

Ordenada en el riñón = 0.24 x 5 - 1.081 = 0.119

Ordenada en el arranque = 5 - 1.081 = 3.919.



Momento de temperatura en la clave.-

M = ℄ 10,700 x 1.081 = ℄ 11,150 kgm.

Momento de temperatura en el riñón.-

M = ℄ 10,700 x 0.119 = ℄ 1,270 kgm.

Momento de temperatura en el arranque.-

M = ℄ 10,700 x 3.919 = ℄ 42,000 kgm.

Acortamiento de la directriz.- Al descimbrarse un arco, se acorta elasticamente su directriz en una cierta medida debido a las fuerzas normales, que ipso facto, entran en actividad originando el empuje adicional del arco.

Su linea de acción coincide con la del empuje del arco.

Su magnitud se expresa así Hg = - Hu'

El empuje adicional del arco es siempre negativo. Es también en cierto modo una fuerza de tracción y se resta de la reacción horizontal del apoyo debida al peso propio..

Empuje debido al peso propio.- Del libro de Strasner sacamos que :

$H = 0.1320\ Wc\ L^2 / f = 0.1320 \times 6{,}390 \times 30^2/5 = 154{,}000$ kg.

Hg = H u' = - 154,000 x 0.03 = - 4,600 kg.

Momento originados por el empuje adicional-

En la clave = - 4,600 x 1.081 = - 5,000 kgm.

En el riñón = - 4,600 x 0.119 = - 550 kgm.

En el arranque = -4,600 x 3.919 = -18,000 kgm.

Cálculo del impacto.- $I = \frac{50}{3.28\ L + 125} = \frac{50}{3.28 \times 30 + 125} = 0.225$

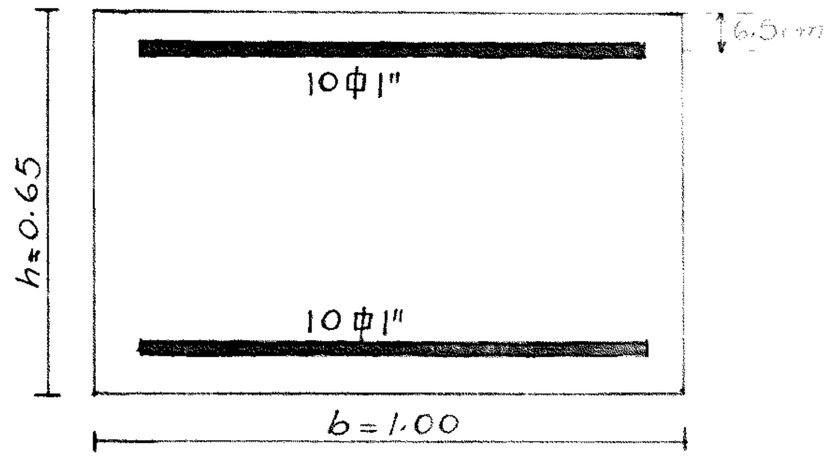
CLAVE	MOMENTO MAXIMO +	EMPUJE	MOMENTO MAXIMO −	EMPUJE
SOBRECARGA = S	+ 18,850	49,300	− 10,410	27,210
IMPACTO = I	+ 4,250	11,200	− 3,300	9,500
S+I	+ 23,100	60,500	− 13,710	36,710
PESO PROPIO = PP		154,000		154,000
S+I+P.P.	+ 23,100	214,500	− 13,710	190,710
$\Delta HG = -\Delta HG \times U'$	+ 5,000	− 4,600	+ 5,000	− 4,600
HT.- CAÍDA ó AUMENTO	∓ 11,150	± 10,700	± 11,150	± 10,700
$\Delta HG + HT.$	+ 16,150	− 15,300	− 6,150	+ 6,100
TOTAL	+ 39,250	199,200	− 19,860	196,810

RIÑON	MOMENTO MAXIMO +	EMPUJE	MOMENTO MAXIMO −	EMPUJE
SOBRECARGA	+ 32,600	15,000	− 21,725	52,250
IMPACTO	+ 7,300	3,400	− 4,925	11,750
S+I	+ 39,900	18,400	− 26,650	64,000
PESO PROPIO		154,000		154,000
S+I+P.P.	+ 39,900	172,400	− 26,650	218,000
$\Delta HG = -HG \times U'$	− 550	− 4,600	− 550	− 4,600
HT = CAIDA ó AUMENTO	± 1,270	± 10,700	± 1,270	± 10,700
$\Delta HG + HT.$	− 1,820	− 15,300	− 1,820	− 15,300
TOTAL	+ 38,080	+ 157,100	− 24,830	192,700

ARRANQUE	MOMENTO MAXIMO +	EMPUJE	MOMENTO MAXIMO −	EMPUJE
SOBRECARGA	+ 71,950	46,940	− 77,000	15,000
IMPACTO	+ 16,050	10,560	− 17,300	3,400
S+I	+ 88,000	57,500	− 94,300	18,400
PESO PROPIO		154,000		154,000
S+I+P.P.	+ 88,000	211,500	− 94,300	172,400
$\Delta HG = -\Delta HG \times U'$	− 18,000	− 4,600	− 18,000	− 4,600
HT.- CAÍDA ó AUMENTO	± 42,000	± 10,700	∓ 42,000	∓ 10,700
$\Delta HG + HT$	+ 24,000	+ 6,100	− 60,000	− 15,300
TOTAL	+ 112,000	+217,600	−154,300	157,100

Cálculo de los esfuerzos en las secciones consideradas.

Sección Clave.



Dimensiones 0.65 x 1.00.

Porcentaje acero = 1 % en cada cara.

As = 0.01x65x100 = 65 cm^2

As = 10 $1_{"}$ = 65 cm^2

d'/h = 6.5/65 = 0.10 M = 3'925,000 kgcm H = 199,200 kg.

Exentricidad = M/H = 3'925,000/199,200 = 19.7 cm

e/h = 19.7/65 = 0.305 h/e = 65/19.7 = 3.30

Con e/h = 0.305, según la Tabla de Sutherland 12-a, vemos que hay tensión en la sección t tenemos que entrar en las Tablas correspondientes al Caso 11.

p = 0.01 pn = 0.01 x 15 = 0.15

Con pn = 0.15 h/e = 3.30 d'/h = 0.10 entramos en la Tabla A-14, Sutherland, Caso 11 y hallamos C = 6.55 y k = 0.80

fc = C M/bh^2 = 6.55 x 3'925,000/100x65^2 = 61 kg/cm^2 < 1.5 x 63 kg/cm^2

Esfuerzos de compresión y tensión en el refuerzo.- Con d'/h = 0.10 y k = 0.80, entramos en la Tabla A-19 de Sutherland y hallamos los valores :

A =0.1 fs = n fc A = 15x61x0.10 = 92 kg/cm^2 < 1.5x1,400

B =0.875 f's= n fc B = 15x61x0.875= 800 kg/cm^2< 1.5x1,120

Sección Riñones.- L/4 = 7.50

Para calcular el empuje normal a la sección considerada, tenemos que hallar el esfuerzo cortante debido al peso propio y a la sobrecarga. Consideramos la porción del arco comprendida entre la clave y el riñón dividida en tres secciones cuyas longitides en el eje las calculamos pr la fórmula :

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

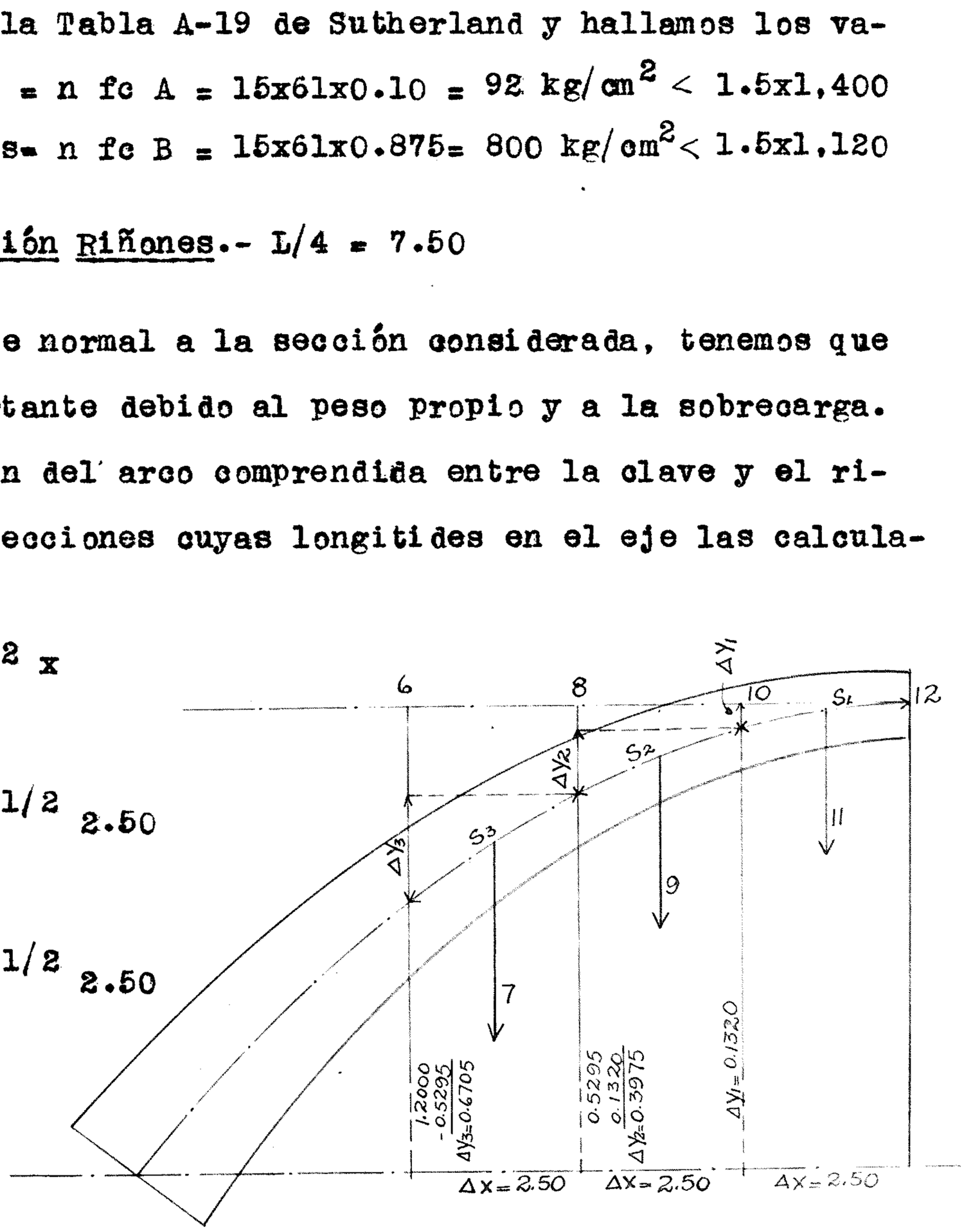
x = 1.25x2 = 2.50 m.

$$L_{10} = S_1 = \left[1 + \left(\frac{0.132}{2.50}\right)^2\right]^{1/2} 2.50$$

L_{10} = 2.503 m.

$$L_8 = S_2 = \left[1 + \left(\frac{0.3975}{2.50}\right)^2\right]^{1/2} 2.50$$

1 L_8 = 2.531 m.



$$L_6 = S_3 = \left[1 + \left(\frac{0.6705}{2.50}\right)^2\right]^{1/2} 2.50 = 2.588 \text{ m.}$$

Peso propio del arco .-

Faja 12-10 = 0.665 x 1.00 x 2.503 x 2,400 = 4,050 kg

Faja 10-8 = 0.703 x 1.00 x 2.531 x 2,400 = 4,350 kg

Faja 8-6 = 0.703 x 1.00 x 2.588 x 2,400 = 4,700 kg.

13,100 kg.

Peso propio del tablero.-

Losa + Pavimento = 3,660 x 7.50 = 27,450 kg.

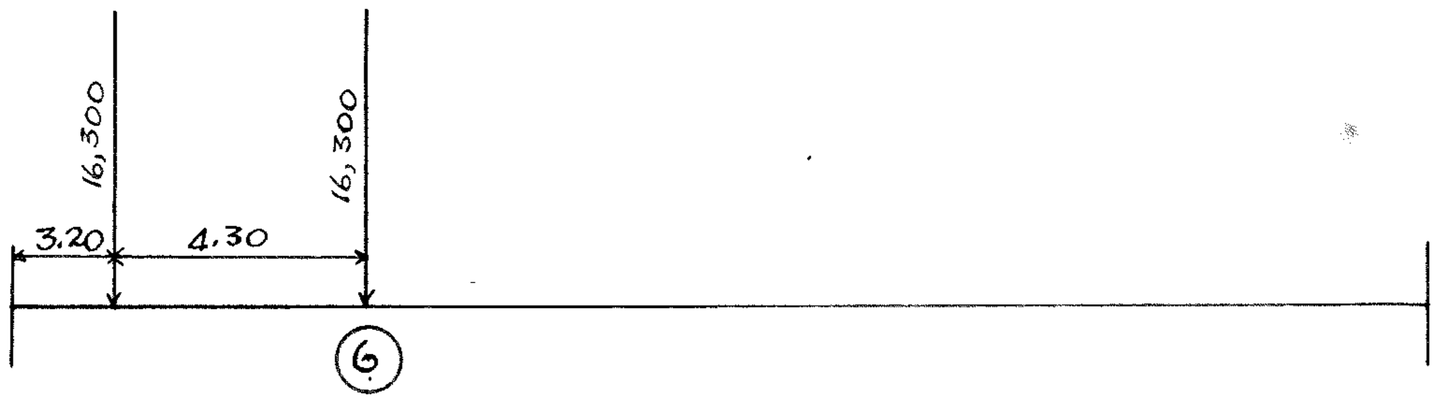
Viguetas = 2.50 x 3,500 = 8,750 kg.

Columnas = 0.50 x 600 = 300 kg

36,500 kg.

Esfuerzo cortante en el riñón.= 13,100 + 36,500 = 49,600 kg

Esfuerzo cortante debido a la sobrecarga.- Posición de las cargas.



Rsc = 16,300(0.875+0.975) = 30,300 kg

R-riñón = 30,300-16,300 = 14,000 kg.

Rri = 14,000 x 0.30 = 4,200 kg.

R riñón = 18,200 kg.

Empuje Riñón.= Sc + ISc + Pp + Hg + Ht = 157,100 kg

V total = VSc + VISc + VPp = 18,200 + 49,600 = 67,800 kg.

Cos φ = 0.951 Sen φ = 0.308

Tr = 157,100x0.951+67,800x0.308

Tr = 170,900 kg M = 3'808,000 kgcm.

d'/h = 7.5/0.783 = 0.10

e = M/Tr = 3'808,000/170,900 = 22.8

e/h = 22.8/78.3 = 0.29

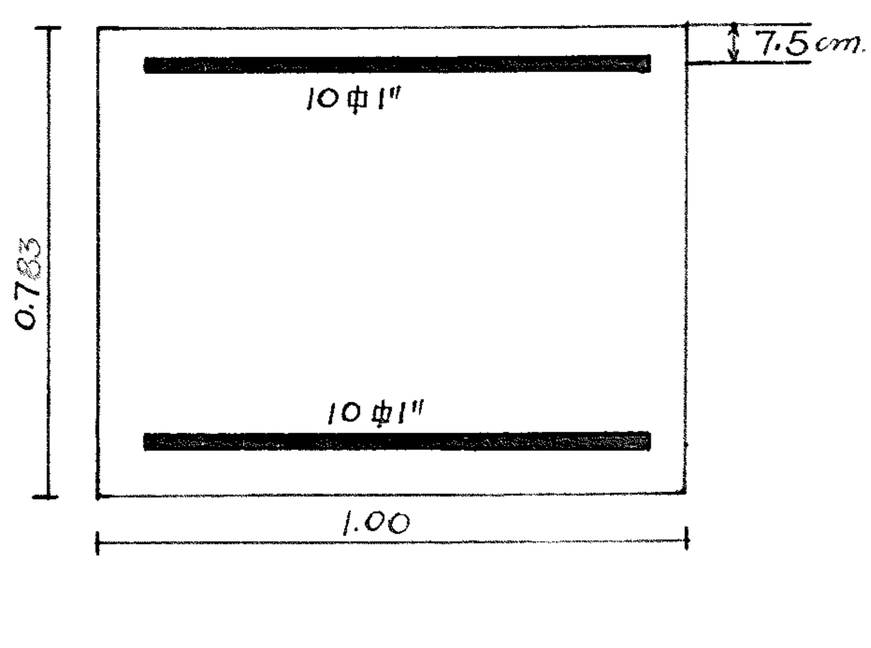
De la Tabla A-12 de Sutherland hallamos que para e/h = 0.29 hay tensión en la sección, luego se trata del 11 Caso.

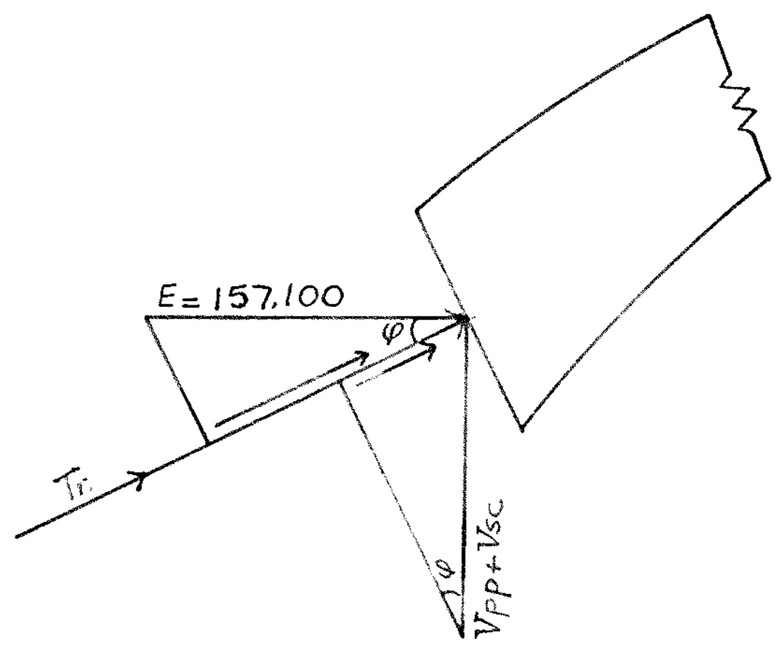
Consideramos siempre p = 1 % en cada cara.

As = 65 cm^2 p = 65/783x100 = 0.0083

pn = 0.0083x15 = 0.125 h/e =78.3/22.8

h/e = 3.44 , pn = 0.125 Con estos datos entramos en la Tabla A-17a de Sutherland





y sacamos C = 7.20, k = 0.83.-

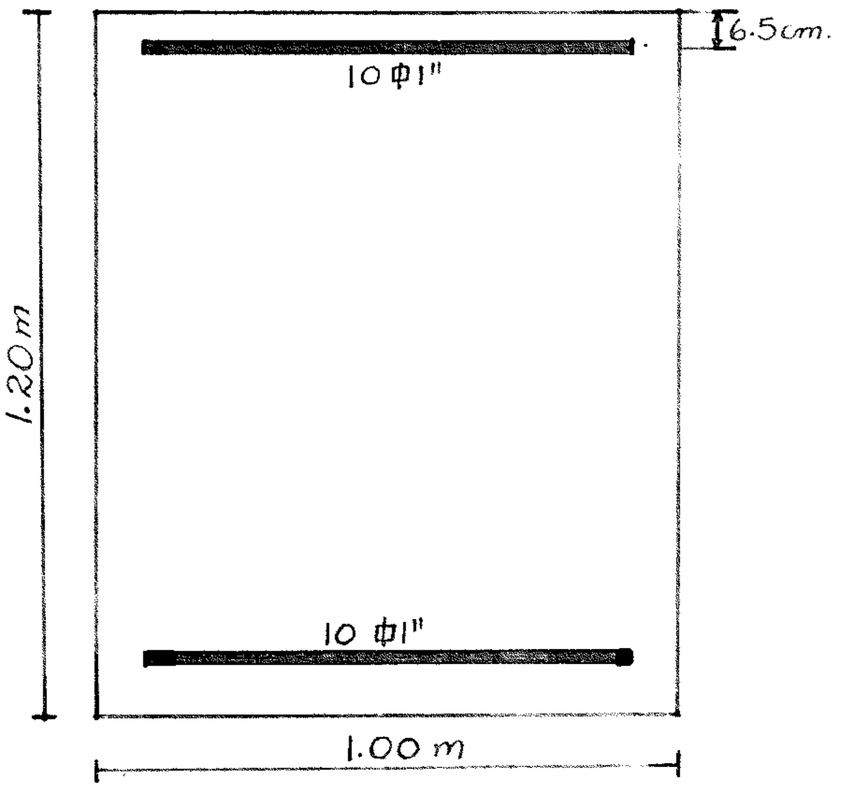
fc = CM/bh^2 = 7.2 x 3'808,000/100 x 78.3^2 = 45.5 kg/cm^2 < 1.5x63 kg/cm^2

De la tabla A-19 con d'/h = 0.10 y k = 0.83, hallamos.

A = 0.05 fs = n fc A = 15x45.5x0.05 = 34 kg/cm^2 < 1.5x63 kg/cm^2

B = 0.88 f's= n fc B = 15x45.5x0.88 = 610 kg/cm^2 < 1.5x1,120 "

Sección Arranque.



Cos φ = 0.816 Sen φ = 0.577

Empuje peso propio = 157,100 kg.

Ta = 157,100x0.816 = 128,000 kg.

Vpp = 106,500 kg.

VSc = 16,300(0.875/0.985) = 30,300 kg.

VISc = 30,300x0.225 = 6,300 kg

VSc/VISc = 36,600 kg

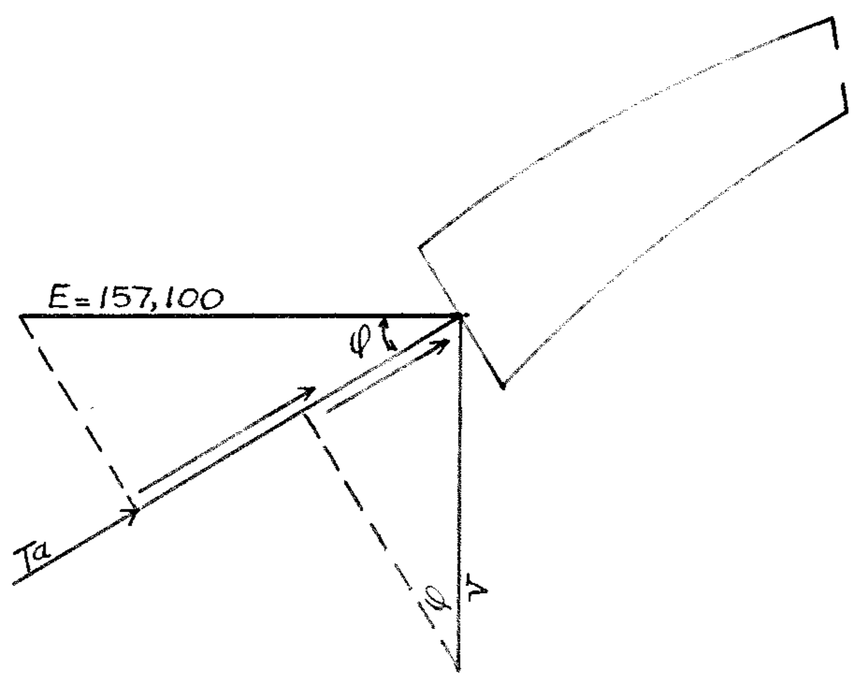
V total = 106,500/36,600 = 143,100 kg.

Ta = 157,100x0.816/143,100x0.577

Ta = 209,500 M = 15'430,000 kgcm.

p = 1 % de la sección clave = 65 cm^2

d'/h = 6/120 = 0.05, e = $\frac{M}{T} = \frac{15'430,000}{209,500}$ = 74



e/h = 74/120 = 0.617 De Tabla A-12

Sutherland sacamos que hay tensión en

la sección, 11 Caso.

h/e = 120/74 = 1.64, p= 65/120x100=0.0054, pn = 15x0.0054 = 0.081

Con pn = 0.081 y h/e = 1.64 entramos en la Tabla de Sutherland A-17a

y sacamos C = 6.80 y k = 0.50.

fc = CM/bh^2 = 6.8 x 15'430,000/100x120^2 = 73 kg/cm^2 < 1.5x63 = 95 kg/cm

Con d'/h = 0.05 y k= 0.50 entramos en la Tabla A-19 y sacamos :

A = 0.90 fs = n fc A = 15x73x0.90 = 1,150 kg/cm^2 < 1.5x1,400 kg/cm^2

B = 0.90 f's =n fc B = 15x73x0.90 = 1,150 kg/cm^2 < 1.5x1,120 kg/cm^2

Arriostramiento de los arcos entre sí.-Los tres arcos irán arriostrados entre sí por medio de 6 viguetas de 30 x 30, armadas con 4 ϕs de 5/8 y estribos de 1/4 cada 25 cm. Irán en número de 6 exactamente en el eje de las columnas que soportan el tablero.

En la zona central no habrá necesidad de estas viguetas, pues el arriostramiento que le dan las vigas centrales es suficiente.

Cálculo de los estribos del puente y del arco.

Diseño del estribo que soporta el extremo del puente.- Se diseñará de concreto armado e irá articulado a la base del estribo para que no le trasmita ningún momento.En la parte superior irá apoyado contra el tablero de la superestructura.

Para los efectos del peso propio consideraré que el estribo soporta la mitad del tablero del tramo extremo que tiene una luz de 3.50 m.

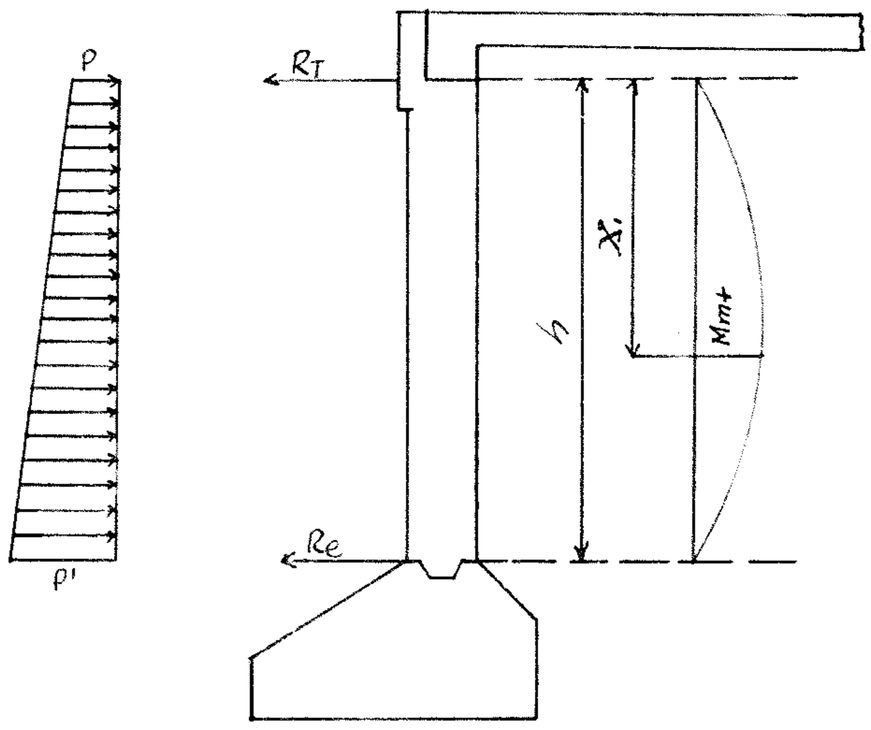
Peso de la losa ..... 550 kg/m^2

Peso de la calzada.....420 "

970 kg/m^2

Peso por metro lineal de estribo.....	970 x 1.75	=	1,700 kg/ml.
Diafragma.....	0.50 x 0.30 x 2,400	=	360
Peso propio baranda	0.20x0.20x1.75x2,400.....	=	168
Peso propio vereda	0.93x0.30x1.75x2,400.....	=	1,170
Peso propio estribo	4.70x0.45x1x2,400	=	5,100
	0.25x0.65x1x2,400	=	390
	0.25x0.55x1x2,400	=	330
			7,880

Sobrecarga.- A.A.S.H.O-3-2-18.- " Cuando la losa de concreto armado descansa sobre el estribo, no se considerará sobrecarga sobre el relleno ". En este caso h' = 0



Fórmulas a aplicarse.- $Rt = 1/6(p' + 2p)h$ $Re = 1/6(2p' + p)h$

Punto donde el momento es máximo.

$$X = \frac{P}{P'-P}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{1}{3}\left(\frac{p'}{p}+2\right)\left(\frac{p'}{p}-1\right)}\right] h$$

Pag Nº 416

Momento máximo positivo:

$$M_{m+} = \frac{1}{18} \frac{\frac{x}{h}\left(3 - \frac{p}{p'-p} + 2\frac{x}{h}\right)}{\frac{2p}{p'-p} + \frac{x}{h}} (p' + 2p)\, h^2$$

En estas formulas :

p = Presión por m^2 en la parte superior del estribo en kg/m^2

p'= Presión por m^2 en la parte inferior del estribo en kg/m^2

h = Altura libre del estribo en m.

Cálculo de las presiones unitarias.- w = 1,600 kg/m^3 C = 0.30

H = 4.95 m H' = 0.55

$p = w\, h'C = 1{,}600 \times 0.55 \times 0.30 = 264\ kg/m^2$

p'= w h C = 1,600 x 5.50 x 0.30 = 2,640 "

Rt = 1/6(2,640 + 2x264) 4.95 = 2,620 kg

Re = 1/6(2x2,640 + 264) 4.95 = 4,560 kg.

Punto donde el momento positivo es máximo.

$$X = \frac{264}{2{,}640-264} - 1 + \frac{1}{3}\frac{2{,}640}{264} + 2\ \frac{2{,}640}{264} - 1 \quad 4.95 = 2.80$$

Momento máximo positivo.- $\frac{x}{h} = \frac{2.80}{4.95} = 0.565$ $\frac{p}{p'-p} = \frac{264}{2{,}640-264} = 0.11$

$$M\ m + = \frac{1}{18}\ \frac{0.565\quad 3x011 + 2x0.565}{2x011 + 0.565} \times 2{,}640 + 2x264 \quad 4.95^2$$

M m + = 4,525 kgm = 452500 kgcm.

1° Caso.- Considero sobrecarga.

El caso mas desfavorable será cuando las ruedas de los camiones estén sobre el propio estribo.Esta sobrecarga la considero repartida en todo lo ancho del estribo que es de 9.16 m.

Peso de las 4 ruedas 5,430 x 4 = 21,720

Sobrecarga por metro de estribo = 21,720/9.16 = 2,370

Carga vertical total = 7,880 + 2,370 = 10,250 kg.

El procedimiento seguido para calcular el estribo ha sido tomado del libro: " Reinforced Concret Bridges " por Taylor-Thompson-Smulski,que consideran el estribo como simplemente apoyado.

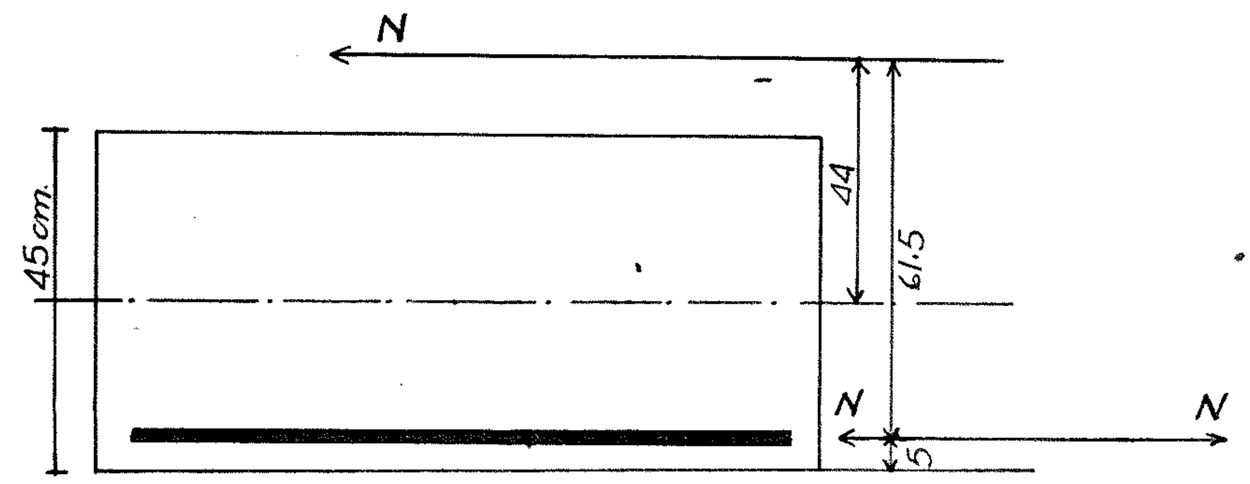
Cálculo del acero.- Procedimiento Manual Merriman.

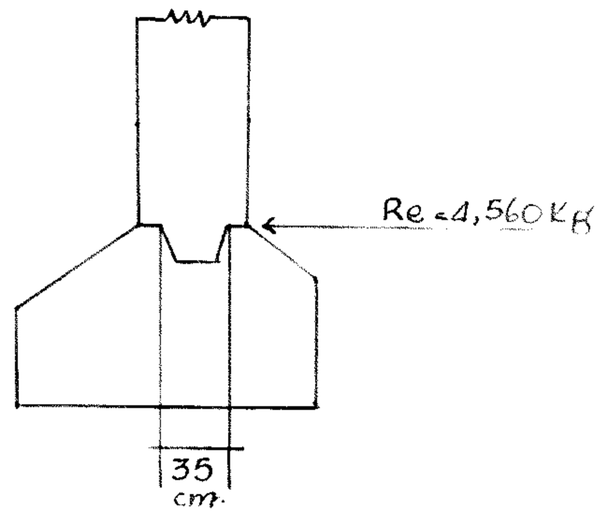
M = 452,500 kgcm P = 10,250 kg.

El momento 452,500 y el empuje 10,250, son equivalentes a una carga que actuara a una distancia del eje igual a

e = 452,500/10,250 = 44 cm.

Esto equivale a un momento de 10,250 (44+17.5) = 630,000 kgcm.





y a una fuerza de 10,250 kg que actuara directamente sobre el acero

$R = M/bd^2 = 630,000/100 \times 40^2 = 3.94 \text{ kg/cm}^2 = 56.5 \text{ lbs/"}^2$

De figura N° 19 Manual Merriman con R = 56.5 y fs = 20,000

obtenemos p = 0.003 fc = 475 lbs/"^{2} < 900 lbs/"^{2} O. K.

$As = 0.003 \times 40 \times 100 = 12 \text{ cm}^2 = 1.86 \text{ "}^2$

Deducción del acero considerado en exceso al aplicarle la carga N

$A's = 10,250/1,400 = 7.35 \text{ cm}^2 = 1.16 \text{ "}^2$

Area neta de acero requerida.- $1.86 - 1.16 = 0.70 \text{ "}^2$

Escogemos 4 ϕ 1/2 espaciadas centro a centro 25 cm.

2° Caso.- No considero sobrecarga.

Momento = 452,500 Peso propio = 7,880 kg.

e = 452,500/7,880 = 57.5 cm Brazo = 57.5 + 17.5 = 75 cm

Momento con respecto al acero = 7,880 x 75 = 590,000 kgcm.

$R = M/bd^2 = 590,000/100 \times 40^2 = 3.7 \text{ kg/cm}^2 = 53 \text{ lbs/"}^2$

Considerando que el fierro trabaje a pleno esfuerzo, fs = 20,000 lbs/"^{2}

Con R = 53 lbs/"^{2} y fs = 20,000 lbs/"^{2} obtenemos

p = 0.003 fc = 450 lbs/"^{2} < 900 lbs/"^{2}

$As = 0.003 \times 100 \times 40 = 12 \text{ cm}^2 = 1.86 \text{ "}^2$

Area que debe descontarse = N/fs = 7,880/1,400 = $5.65 \text{ cm}^2 = 0.86 \text{ "}^2$

Area neta de acero requerida = $1.86 - 0.86 = 1 \text{ "}^2$

Escogemos 5 ϕ 1/2 espaciadas centro a centro 20 cm.

Comprobación del esfuerzo cortante y adherencia en la base y en la corniza del estribo.-De la fig.19 sacamos k = 0.25 y j = 0.92

Corte en la base = 4,560 kg b = 100 d = 35 cm

Area resistente al corte = $100 \times 35 = 3,500 \text{ cm}^2$

Corte unitario = 4,560/ 3,500 = 1.30 kg/cm^2 2.80 kg/cm^2 que resiste el concreto. No necesita estribos.

5 O 1/2 Perímetro = 7.8 " = 19.8 cm.

$u = V/ \text{ojd} = 4,560/19.8 \times 0.92 \times 0.35 = 7 \text{ kg/cm}^2$ O. K.

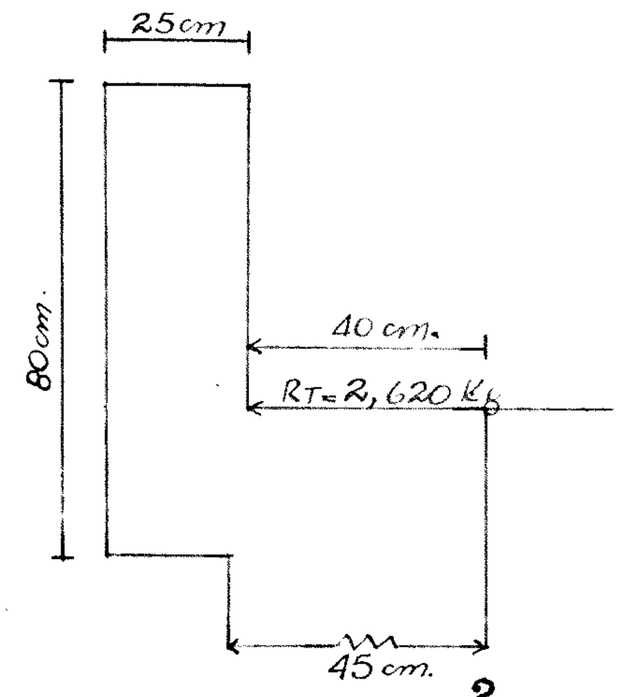
Anclaje de los fierros del estribo.-

La fuerza que tiende a separar el estribo del puente del estribo del

arco es Re = 4,560 kg y debe ser resistida por adherencia.

Re = u o L = 4,560 = 7 x19.8 x L , L = 33 cm.

Los 5 ϕ de 1/2 se anclarán en ambos estribos 50 cm



Resistencia de la corniza al corte.-

Area resistente al corte = 25 x 100

= 2,500 cm^2

Fuerza por resistir Rt = 2,620 kg

Resistencia = 2,500 x 2.8 = 7,000

Luego 7,000 kg 2,620 kg O.K.

Acero de distribución.- Consideramos el porcentaje de 0.002 por m^2 en ambas caras.

0.002 bh = 0.002 x 45 x 100 = 9.00 cm^2 = 1.38 $"^2$

Colocamos 1/3 As en la cara interior = 0.46 $"^2$ ó sea 1 ϕ 40 cm c. a c.

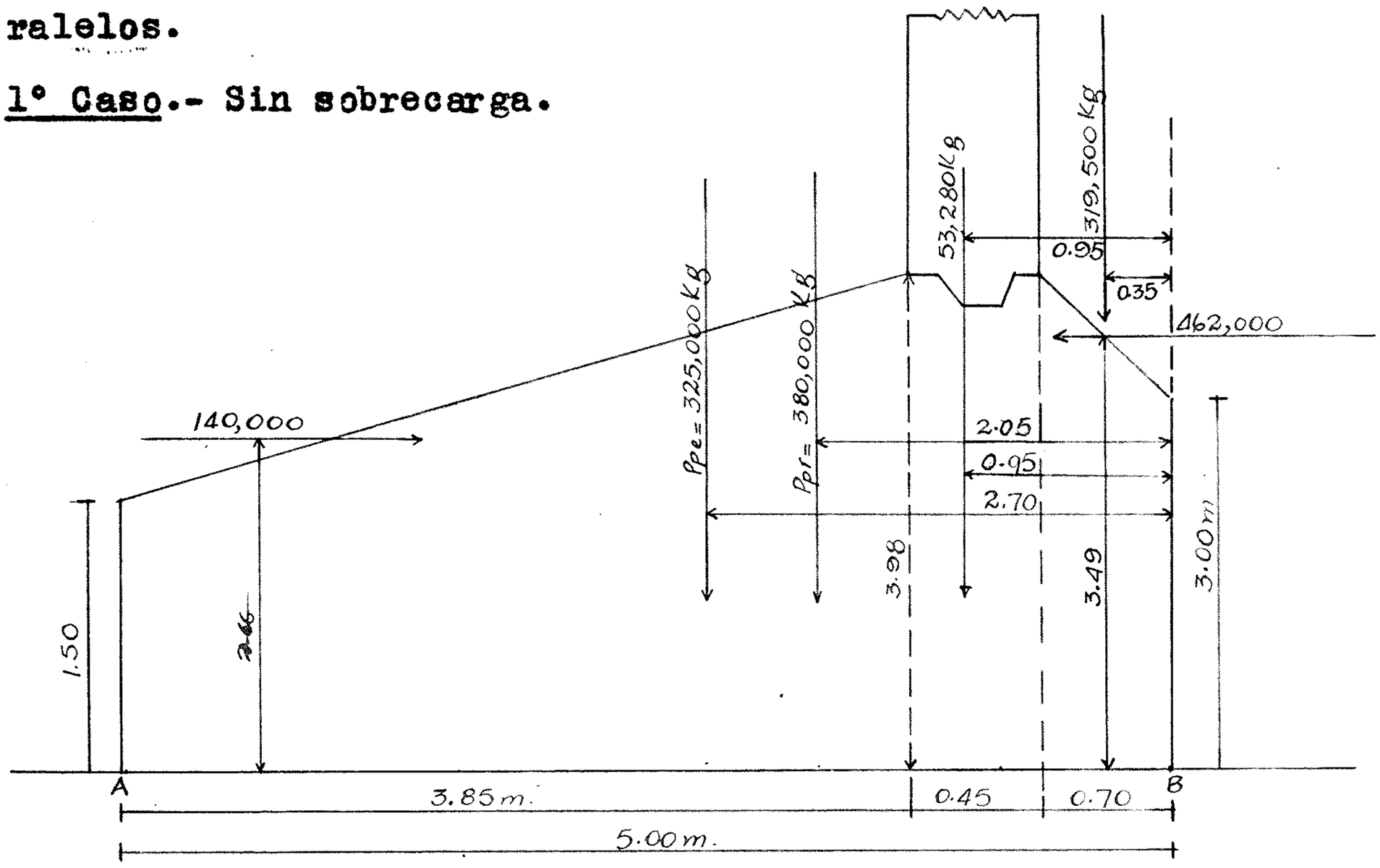
En la cara exterior 2/3 As = 0.92 $"^2$ ó sea 1 ϕ 1/2 20 cm. c. a c.

Cálculo del estribo del arco.

Características.- Será de concreto ciclopeo, proporción 1:2:4 con 30 % de piedra grande de río.

Servirá de anclaje al estribo del tablero, al arco y a los muros paralelos.

1° Caso.- Sin sobrecarga.



Peso propio del estribo del arco.-

$\frac{1.50 + 3.98}{2}$ x 3.85 x 2,400 x 9.16 = 232,000 kg

3.98 x 0.45 x 2,400 x 9.16 = 39,400 "

$\frac{3.98 + 3}{2}$ x 0.70 x 2,400 x 9.16 = 53,600

325,000 kg.

Cálculo de la posición del c. de g. del estribo con respecto a la arista B.-

$325{,}000X = 232{,}000 \ \frac{2x1.50 + 3.98}{1.50 + 3.98} \times \frac{3.85}{3} + 0.45 + 0.70$

$- + 39{,}400 \ \frac{0.45}{2} + 0.70 + 53{,}600 \ \frac{3 + 3.98x2}{3 + 3.98} \times \frac{0.70}{3}$

De donde X = 877000/325,000 = 2.70 m.

Peso del relleno sobre el estribo.-

$\frac{5.50 + 7.98}{2}$ x 3.85 x 1,600 x 9.16 = 380,000 kg.

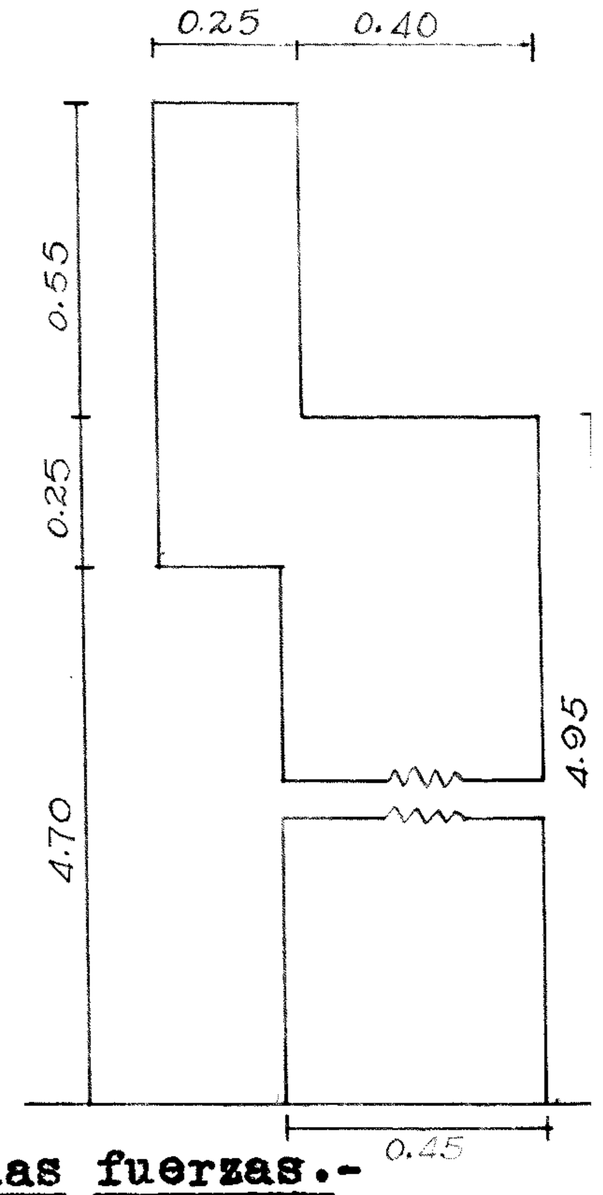
Punto de aplicación.- $d = \frac{2x7.98 + 5.50}{7.98 + 5.50} \times \frac{3.85}{3} = 2.05$ m.

Empuje de la tierra sobre el estribo.- $E = 1/2 \ p \ h^2 \ C$

$E = 1/2 \times 1{,}600 \times 7.98^2 \times 0.30 = 140{,}000$ kg.

Punto de aplicación.- d= 7.98/3 = 2.66 m.

Reacción debida al peso propio.- Considero la calculada para diseñar el arco central y como son tres arcos, serán:



Rv = 106,500 x 3 = 319,500 kg

Rh = 154,000 x 3 = 462,000 kg.

Peso propio del estribo del tablero.-

Corniza	= 0.55 x 0.25 x 2,400 x 9.16 =	3,200
Apoyo	= 0.65 x 0.25 x 2,400 x 9.16 =	3,580
Pared	= 4.70 x 0.45 x 2,400 x 9.16 =	46,500
		53,280 kg

Punto de aplicación.de su c. de g. con respecto a B.-

53,280 X = 3,200x1.225 + 3,580x1.025 + 46,500x0.925

X = 50,590/53,280 = 0.95 m.

Posición de la resultante con respecto a B de todas las fuerzas.-

Suma Fv = 325,000+380,000+319,500+53,280 = 1'077,780 kg.

Suma M_B = - 462,000x3.49-319,500x0.35-53,280x0.95-380,000x2.05

- 325,000x2.70+140,000x2.66 = -3'897,000+372,000 = 3'525,000

X = Suma M_B /Suma Fv = 3'525,000/1'077,780 = 3.28 m.

Exentricidad = 3.28 - 2.50 = 0.78 m.

1/3 de 5.00 m = 1.66 m 1.66/2 0.78

La resultante cae en el tercio central y habrá puramente compresión.

Presiones en la base.- p = P/A (1+6e/b)

$$p = \frac{1'077,780}{916x500} \left(1 + \frac{6x78}{500}\right) = 2.35(1+0.94)$$

p máximo = 2.35 x 1.94 = 4.55 kg/cm^2

p mínimo = 2.35 x 0.06 = 0.15 kg/cm^2

Seguridad al volteo.- Sv = Me/Mv

Suma Me = 140,000x 2.66+325,000x2.30+380,000x2.95+53,280x4.05

319,000xa.65 = 3'880,000

Suma Mv = - 462,000 x 3.49 = 1'630,000.

Sv = + 3'880,000/-1'630,000 = 2.50 0.K.

Seguridad al deslizamiento.- Sd = Suma Fv x c/Suma Fh

Sd = 1'077,780/322,000 = 3.35 2 0.K. Fv = 1'077,780

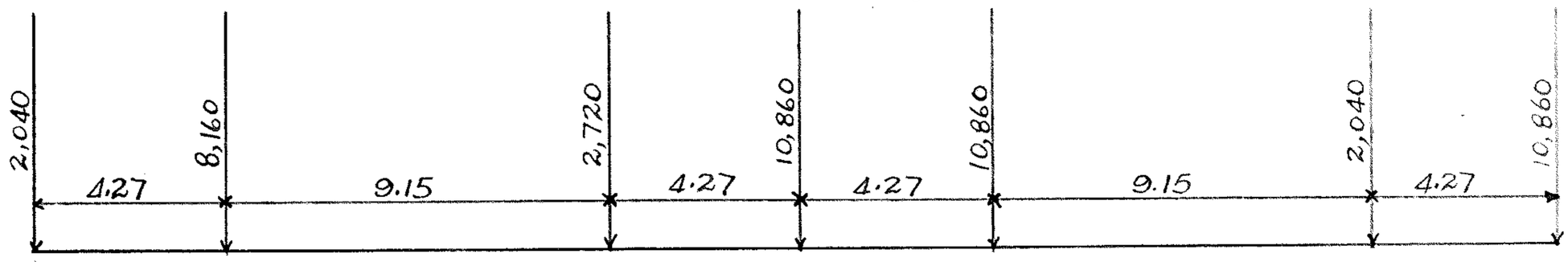
Fh = 322,000

2° Caso .- Considerando sobrecarga.

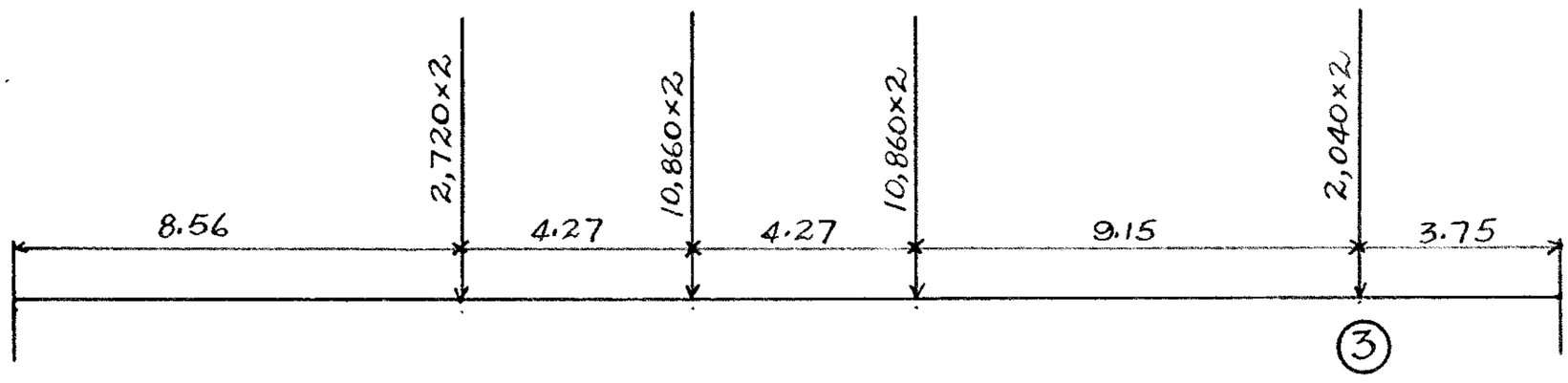
Tren de camiones.- Será un H15 S12 precedido y seguido de un H11.25

Impacto.- Según la A.A.S.H.O. 3-2-12.- Grupo B, no se considerará en los estribos acción de impacto.

Como entran dos camiones usaremos ejes dobles.



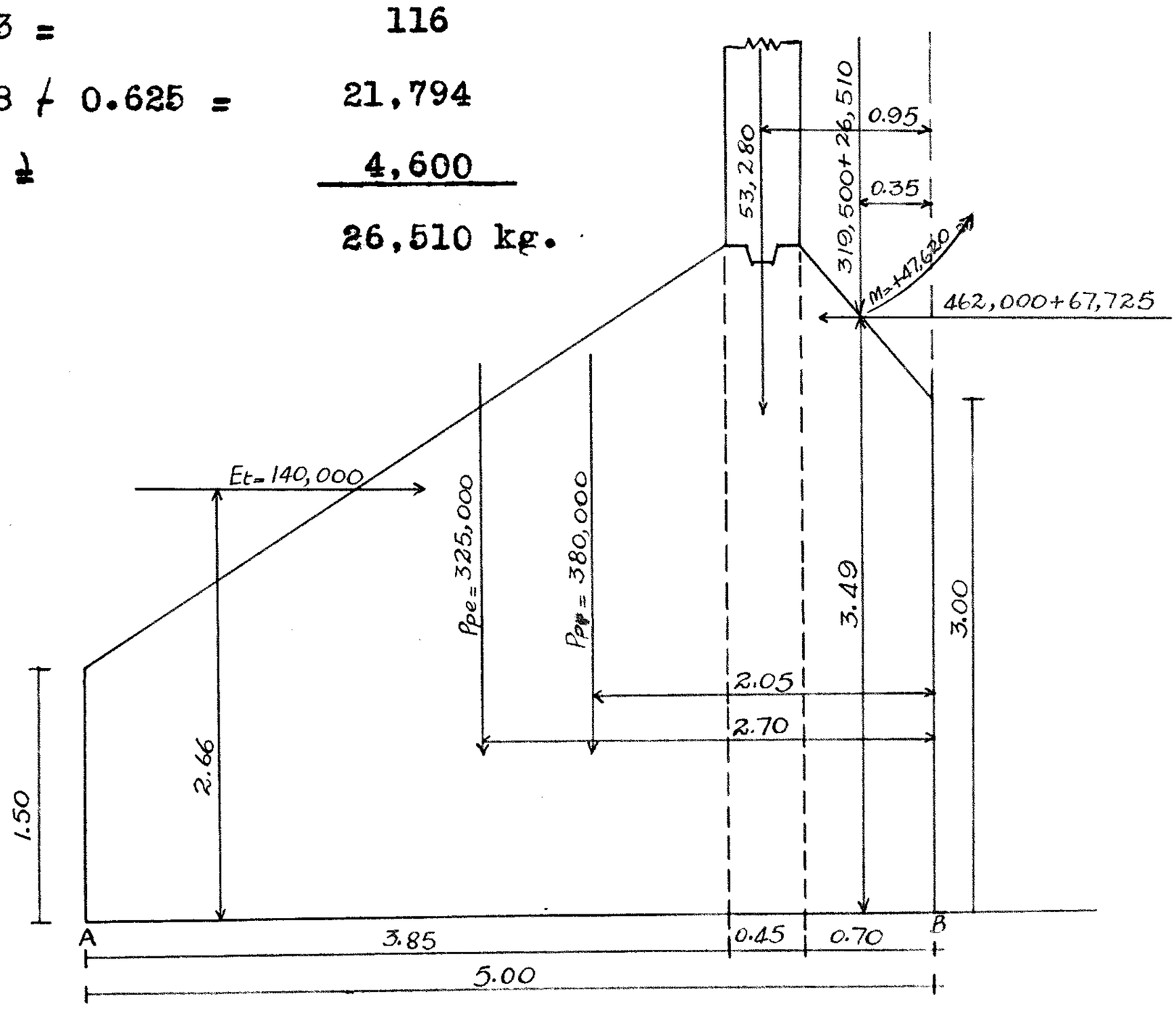
Posición de las cargas para producir empuje máximo.-



Empuje.			Momento.		
$\frac{2,040x2x0.0347x30}{5x1.033}$	=	825	2,040x2x0.0165x30	=	2,020
$\frac{10,860x2x0.246x2x30}{5x1.033}$	=	62,000	10,860x2x0.069x30	=	45,000
$\frac{2,720x2x0.155x30}{5x1.033}$	=	4,900	10,860x2x0.016x30	=	10,400
		67,725			57,420
			- 2,720x2x0.06x30	=	- 9,800
					+ 47,620

Cálculo de la reacción.-

2,040x2x0.0283 =		116
10,860x2 0.38 + 0.625 =		21,794
2,720x2x0.845 =		4,600
		26,510 kg.



Valor de la resultante.-

Rpp + Rsc = 1'077,780 + 26,510 = 1'104,290

Valor empuje total en le arranque.= 462,000 + 67,725 = 529,725 kg.

Posición de la resultante con respecto a A.-

Suma M + = 140,000x2.66+325,000x2.30+380,000x2.95+53,280x4.05

+ 346,010x4.65 = 4'014,000

Suma M- = -529,725x3.49-47,620 = - 1'897,620

Momento = + 4'014,000-1'897,620 = + 2'116,380

X = 2'116,380/1'104,290 = 1.92 m.

Exentricidad = 2.50 - 1.92 = 0.58

1.66/2 0.58 Luego la resultante cae dentro deltercio central y habrá solamente compresión.

Cálculo de las presiones.- $p = P/A\ (1 \pm 6e/b)$

$$p = \frac{1'104,290}{500x916}\ (1 \pm \frac{6x58}{500}) = 2.40\ (1 \pm 0.70)$$

p máximo = 2.40 x 1.70 = 4.10 kg/cm^2

p mínimo = 2.40 x 0.30 = 0.95 "

Seguridad al volteo.- Sv = Me/Mv

Me = + 4'104,000 Mv = - 1'897,620

Sv = 4'104,000/1'897,620 = 2.10 > 1.50 O.K.

Seguridad al deslizamiento.- Sd = Fv.c/Fh

Fv = 1'104,290 Fh = 462,000+67,725+ = + 529,725-140,000 = 389,725

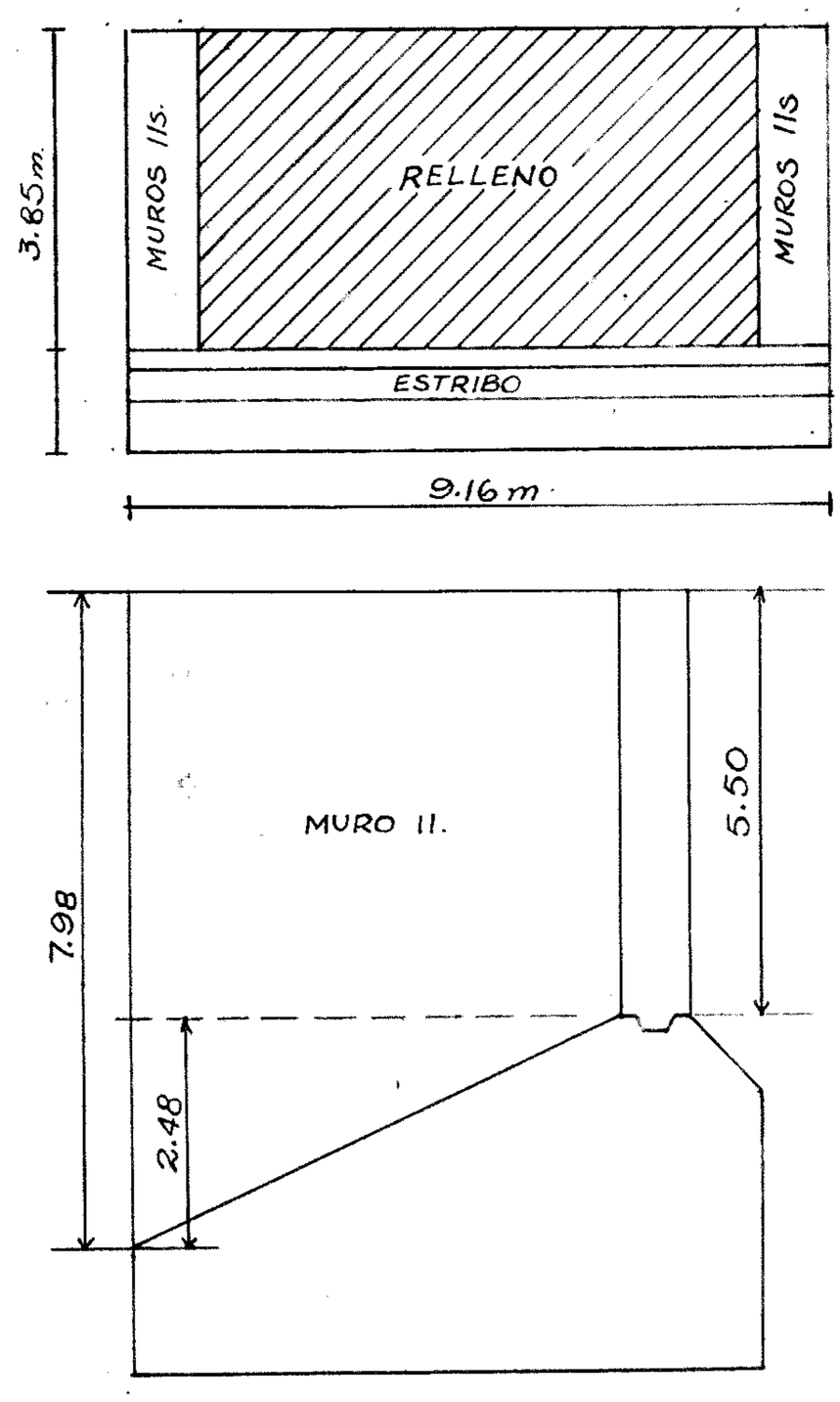
Sd = 1'104,290 x 0.70/389,725 = 2 > 1.5 O. K.

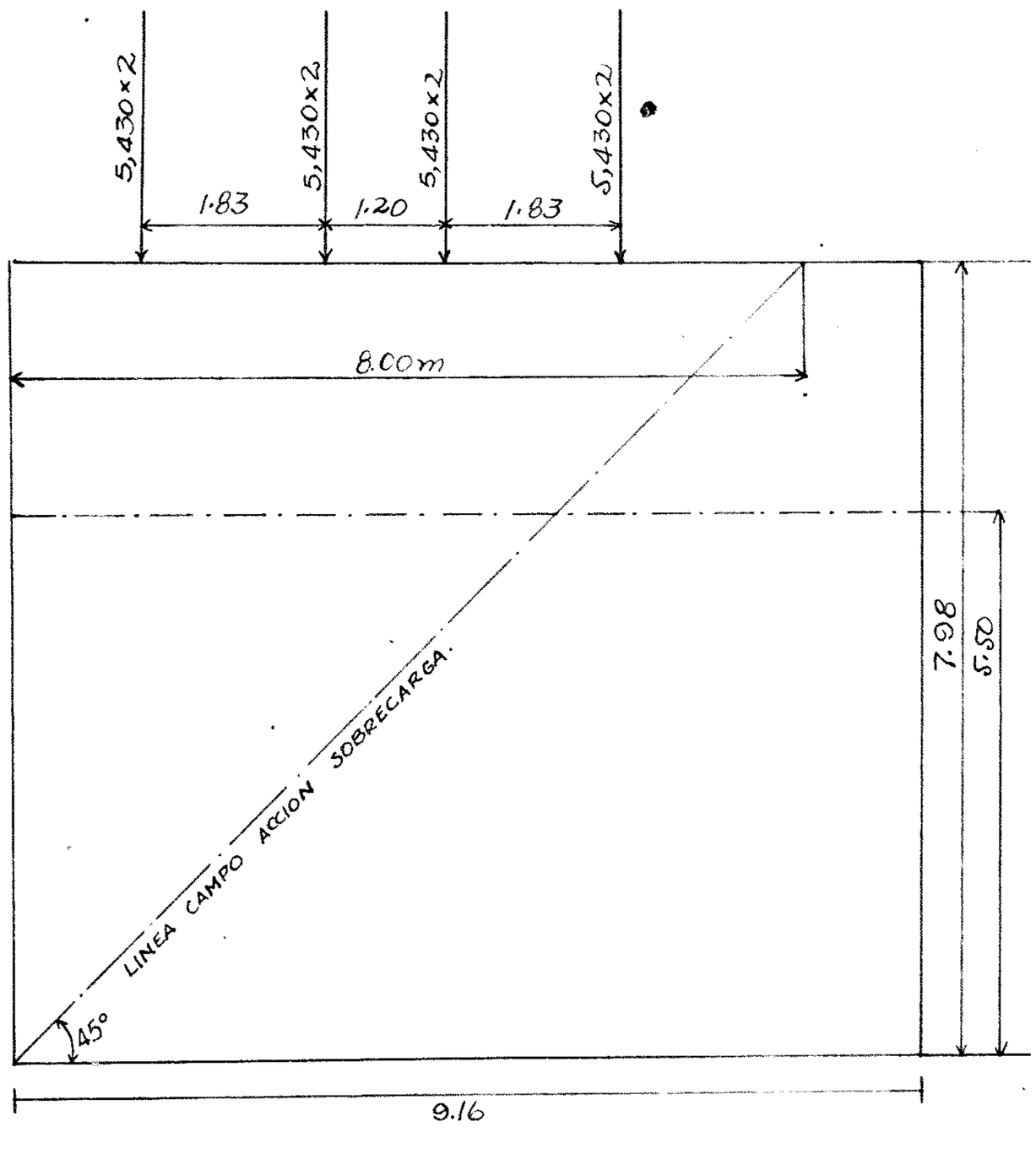
Diseño del muro paralelo.

Muros paralelos.- Estos muros servirán para contener lateralmente, es decir, en el sentido del tráfico el relleno sobre el estribo del tablero del puente.

Se diseñarán de concreto armado, e irán empotrados en el estribo del arco, aumentándose así su estabilidad al volteo y evitándose también la excavación y el subsiguiente relleno en el caso de que se hubieran hecho muros en ala con zapatas exterior e interior.

La zona influenciada por la sobrecarga se calculará para la parte posterior del muro, es decir, para la parte mas alta lo cual permitirá considerar dos camiones en esa zona.





En el sentido del tráfico los muros tienen una longitud de 3.85 m., muy próxima a 4.27 m, separación entre ejs de los camiones, por esto considero 4 ruedas por camión y tomo los ejes mas pesados del H15 S12 -44

Sobrecarga por m^2 = 5,430 x 8/8 x 4.27 = 1,300 kg/m^2

Altura de relleno equivalente.- h ' = 1,300/1,600 = 0.80 m.

Empuje en la base.- E = 1/2 w h(h + 2h')C

E = 1/2 x 1,600 x 7.98 x(7.98 + 2 x 0.80)0.30 = 18,400 kg.

Punto de aplicación.- $d = \frac{h}{3}\ \frac{h + 3h}{h + 2h} = \frac{7.98}{3}\ \left(\frac{7.98 + 3x0.80}{7.98 + 2x0.80}\right) = 2.85$

Momento enesta sección.- Ed = 18,400 x 2.85 = 52,500 kgm.

Espesor.- d = M/Rb = 5'250,000/11x1000 = 69 cm

t = 69 + 9 = 78 cm Considero t = 80 cm d = 80 - 9 = 71 cm.

Cálculo de As.- As = 5'250,000/1,400x0.875x71 = 60 cm^2 = 9.3 $"^2$

Escojo 12 ϕ 1" Perímetro = 37.7 " 1. = 96 cml.

Corte.- v = V/bjd = 18,400/100x0.875x71 = 2.95 kg/cm^2 < 2.8 O.K.

Adherencia .- u = V/ ojd = 18,400/96x0.875x71 = 3.1 kg/cm^2 7 O.K.

Cálculo de espesores, acero y comprobación de esfuerzos en secciones cada m. a partir del nivel - 5.50.-

h	E	d	M	dc	t	As.	#ϕ	ϕ	v	u	o
5.50	9,350	2.04	19,000	41	60	30.4	6	1	2.10	4.35	48
4.50	6,600	1.70	11,200	31	55	21.2	6	7/8	1.75	5.50	42
3.50	4,300	1.34	5,800	23	45	12.0	3	7/8	1.35	5.70	21
2.50	2,460	1.00	2,460	15	40	6.45	3	5/8	0.90	5.50	18
1.50	1,120	0.63	710	8	32	2.52	2	5/8	0.55	7.00	10
0.00				20							

Anclaje.- Se calcula por la fórmula L = fs D/4u

Anclaje para el acero de 1".- L = 1,400x2,54/4x7 = 1.20 m.

Anclaje para el acero de 7/8 .-L = 1,400x2.22/4x7 = 1.10 m.

Anclaje para acer de 5/8 .- L = 1,400x1.60/4x7 = 0.80 m.

Acero de temperatura.- Se colocará un porcentaje de 0.002 del area de concreto. Como el muro tiene en la base 80 cm y en la coronación 20, tomaré el area media.

$0.002 \times \frac{(20 + 80)}{2} \times 100 = 10\ cm^2 = 1.56\ "^2$

En la cara delantera se colocará : 2/3 x 1.56 = 1.04 ó 1 ϕ 1/2" a 20 cm. centro a centro.

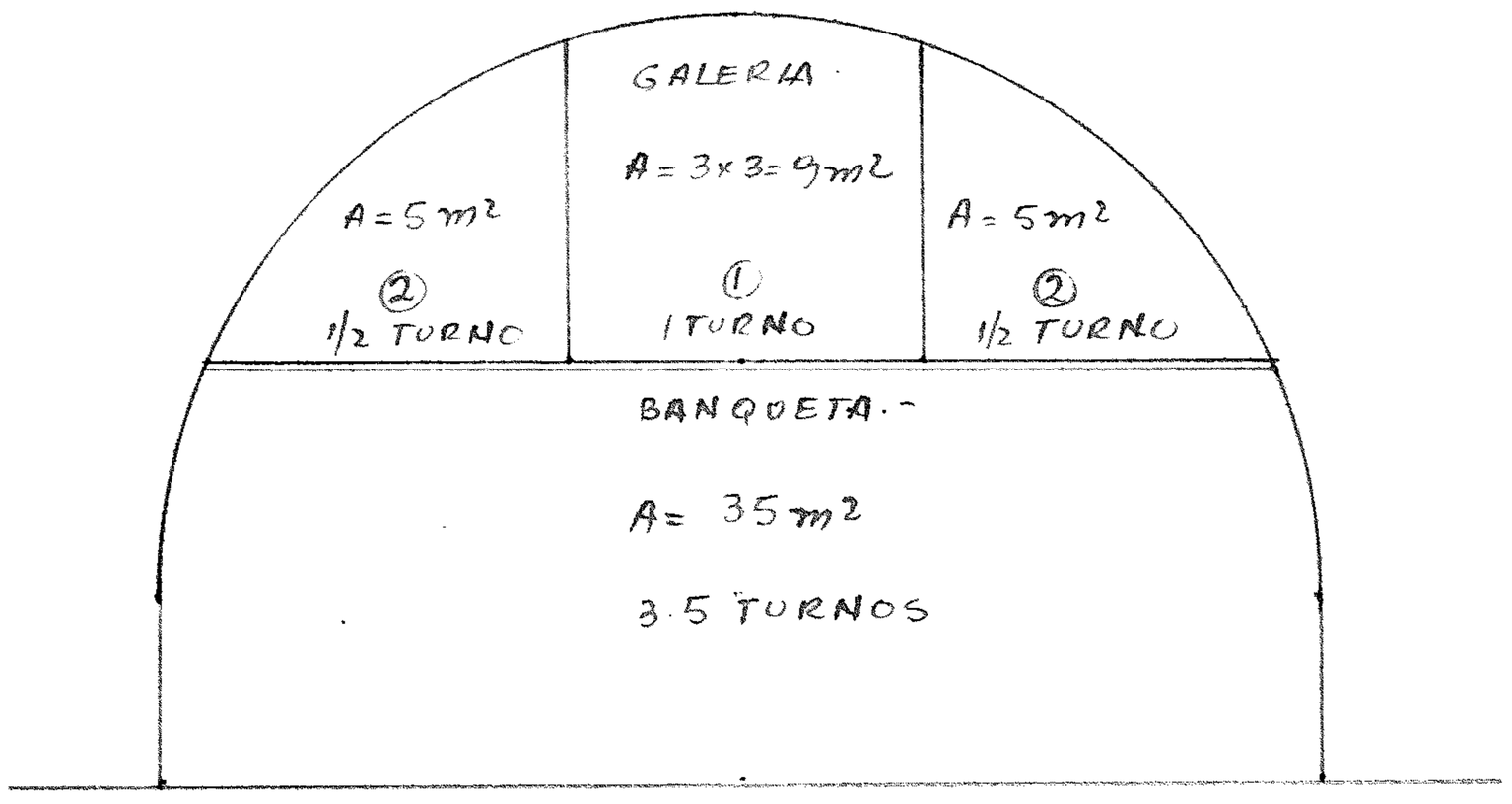
En la cara posterior se colocará : 1/3 x 1.56 = 0.52 ó 1 ϕ 1/2" á 40 cm. centro a centro

Presupuesto del tunel.

Método de ataque.-Se seguirá el método americano de galería superior y banqueta inferior.

La galería superior tendrá una sección de 3x3 =9 m2.

Determinación del avance por día de trabajo de 3 turnos de 8 horas cada uno ó sean 24 horas.-La galería superior y sus dos costados se perforarán con 4 leyners montados en dos columnas.La banqueta que es la parte que se halla debajo de la raya doble se perforará con los mismos taladros de las columnas que son desmontables.



Profundidad de los taladros.-Serán de 2.40 m,pues para que desprendan 2 m hay que hecerlos 20 % mas profundos.

Avance de la perforación.-Se considera un avance promedio de 3" por minuto.

De una manera general para la roca dura se requiere un taladro por cada 0.35 m2 de frente de ataque cuando hay un solo plano de mínima resistencia ,caso de la cuneta superior de avance.

De acuerdo con los datos anteriores encontramos que en la galería habrá que hacer los siguientes taladros Area ÷0.35= 26 taladros.

Longitud de los taladros en pulgadas.- 2.40 x 39.5"= 95 pulgadas.

Longitud total de perforación 26 x 95=2,500 pulgadas.

Tiempo en horas empleado en la perforación =2,500÷3x60'= 14 horas

Como se emplean 4 taladros,el tiempo verdadero será 4 veces menor ó sea 14 h÷4=3h y 30m.

Tiempo empleado:

Colocación de las columnas y montaje de los 4 Jackhamer		30 m
Perforación de los taladros	3 h ¼	30 m
Carga de los taladros,retiro del personal y equipo de		

perforación 35 m

Disparo, ventilación y almuerzo 35 m

Tiempo empleado hasta la reanudación del trabajo 4h + 30m

Evacuación del material proveniente de la explosión.- Se hará por medio de volquetes a contrata.

Volumen desperendido.-Considerando un 40 % de esponjamiento, tendremos

9 x 2 x 1.40 = 25 m3

Consideramos volquetes de 1.50 m3 de capacidad.

Supongo que 3 hombres por volquete lo llenan en 15 minutos.

Número de viajes para eliminar los 25 m3 25 ÷ 1.5 = 17 viajes

Tiempo empleado en cargar el volquete 17x15 = 255 minutos

Tiempo empleado en arrojar el desmonte a una distancia promedio de 150 metros = 10 minutos.

Tiempo empleado en cargar y descargar el desmonte 255m + 170m = 425m

Número de horas 425 ÷ 60 = 7 horas; como pueden trabajar 2 volquetes el tiempo empleado en la evacuación será de 7 ÷ 2 = 3.5 horas.

Tiempo total empleado en el primer turno :

Hasta después del almuerzo 4 h + 30 m

Evacuación del desmonte 3 h + 30 m

Primer turno 8 horas.

Segundo turno.-Costados de la galería.-Area = 5m2 + 5m2 = 10 m2

Consideramos que aquílos taladros los haremos cada o.50m2 de frente de ataque, puestoque los costados lo mismo que la banqueta tienen dos superficies de mínima resistencia.

Número de taladros 10 ÷ 0.50 = 20 taladros.

Número de pulgadas 20 x 95 = 1,900 pulgadas.

Tiempo requerido en horas 1,900÷3x60 = 10.5 h

Como son 4 taladros, el tiempo verdadero será 10.5 ÷ 4 = 2h +40m.

Tiempo empleado :

Colocación columnas para empezar a perforar		30 m
Perforación de 20 taladros	2h +	40 m
Carga de los taladros, retiro del equipo de perforación y personal		35 m
Disparo, ventilación y almuerzo		35 m
	4h +	20 m

Número de m3 resultantes = 10 x 1.40 x 2 = 28 m3.

Tiempo empleado en evacuar los 28 m3 = 28x3.5h/25 3 h + 50 m.

Tiempo total 8 h + 10 m.

Volumen que queda por mover para completar toda la sección:

54 - (5 + 9 + 5) = 35 m2 x 2 = 70 m3.

Estos 70 m3 los podemos considerar del mismo tipo que los 20 m3 de los costados de la galería, ó sea que se requerirán 35 x 2 x 1.40/ 28=3.5 turnos.

Luego para avanzar 2 m lineales de tunel se necesitarán 1+1+3.5 = 5.5 T de 8 horas ó sean 5.5 x 8 = 44 horas. Luego, redondeando, se puede considerar para los efectos de la depreciación del equipo empleado un día de tres turnos de 8 horas por metro lineal de tunel.

Como el tunel tiene 240 m de longitud y se trabajará por los dos extremos, la perforación requerirá 120 días de 3 turnos de 8 horas cada uno

Equipo alquilado para la perforación de medio tunel.-

2 compresoras K-500, de 500 pies cúbicos por minuto; motor a gasolina de 6 cilindros; de dos etapas y refrigerada por aire.

2 generadores de 5 kw cada uno con motor a gasolina.

1 bomba centrífuga de 5 Hp de 3" x 3".

1 aguzadora IR-40 con punzón y accesorios.

1 horno SF-27.

Equipo comprado para la perforación.

2 columnas de 3 1/2" x 10' para montar 4 Jackhamer J-50 con barra de 7' de longitud.

4 monturas para Jackhamer J-50

4 perforadores, leyners, J-50.

Manguera para aire de 3/4.

Manguera para agua de 1/2.

Material de retén. 2 leyners J-50, 1 columna y 2 monturas para Jackhamer.

Como el tunel se atacará por los dos frentes y el avance es, mas ó menos dev 1 m por día de 24 horas, 3 turnos de 8 horas, la construcción del tunel durará 120 días, por lo que estimaremos que el equipo de perforación será alquilado, con excepción de las columnas y leyners que por sufrir fuerte depreciación los consideraremos comprado.

Tasa de alquiler y costo de operación de una compresora K-500

Costo en N. York U.S. $ 9,395.00 á S/ 15.55	S/ 146,000.00
Conducción Callao 8 % V.V.	11,680.00
	157,680.00
Valor recuperable (d 20 %)	31,536.00
Depreciación.	126,144.00

Vida económica 3 años =30 meses =750 días =6,000 horas

Valor promedio en los 3 años :

n = 3 $1 - \left(\frac{n-1}{2} \right) d$ V.V. = 0.80 V.V. S/ 126,144.00

A).-Gastos fijos por hora:

a.- Interés del capital,comisiones,seguro,almacenaje:

0.10 x 126,144.00 x 3/6,000 S/ 6.30

b.- Depreciación 126,144/6,000 21.02

c.- Reparaciomes, 80 % costo 0.80x157,680.00/6,000 21.02

Por hora S/ 48.34

Alquiler 12 % al propietario 5.30

S/ 54.14

B).-Gastos variables :

a.- Combustible y lubricantes.-Estimación S/ 3.00 hora

b.- Jornales : maquinista S/ 25.00 día.

Leyes Sociales 42 % 10.50

S/ 35.50 4.45 hora

S/ 7.45 / hora

Costo de operación de la compresora alquilada :

	Por hora		Por día.
Gastos fijos	S/ 54.14	S/ 54.14x8	S/ 433.12
Gastos varia.	7.45	7.45x8	59.60
	S/ 61.59		S/ 492.72

Costo de operación de un generador de 5 kw con motor a gasolina.

Valor de venta S/ 21,175.00

A).-Gastso fijos.- Para una vida útil de 6,000 horas,una depreciación del 27 % anual,un costo de reparaciones del 25 % del valor de venta, la tasa de alquiler por hora, gastos fijos y 12 % de utilidad de alquiler,será de : 0.0834 x 21,175.00/100 S/ 7.07

B).-Gastos variables :

a.- Combustibles y lubricantes.-Estimación 1.50

b.- Jornales : Encargado generador S/ 20.00

Leyes sociales 42 % 8.40

S/ 28.40 S/ 3.55 /h

Por turno S/ 12.12 x 8 S/ 96.96 S/ 12.12/h

Costo de operación de una bomba centrífuga de 3" x 3".- 5 Hp.

Valor de venta S/ 5,454.00

A).-Gastos fijos.-Para una vida útil de 8,000 horas,una depreciación del 20 % anual, un costo de reparaciones del 25 % del valor de venta, la tasa de alquiler por hora, gastos fijos y 12 %, será de:

0.0291 x 5,454.00/100 S/ 1.90 / h

B).- Gastos variables :

a.- Combustibles y lubricantes . Estimación 1.00

S/ 2.90 / h

b.- Jornales: encargado bomba S/ 20.00

Leyes sociales 42 % 8.40

S/ 28.40 3.55

Por turno de 8 horas S/ 6.45 x 8 S/ 51.60 S/ 6.45 / h

Costo de operación de una aguzadora IR-40 con punzón y accesorios,una caja de bits y un horno SF-27.-

Costo aguzadora IR-40 en N. York U.S. $ 3,331.40 á S/ 15.55 51,700.

Costo horno SF-27 en N. York U.S. $ 540.00 á SL 15.55 8,300

S/ 60,000.

Conducción Callao 8 % V.V. 4,800.

S/ 64,800

A).- Gastos fijos .-Para una vida útil de 6,000 horas,una depreciación del 27 % anual,un costo de reparaciones del 25 % del valor de venta,la tasa de alquiler por hora,gastos fijos y 12 %,será de:

0.0334 x 64,800.00/100 S/ 21.70 / h

B).-Gastos variables :

a.- Aceite para el horno y lubricante para la aguzadora.-Estimación 5.00

b.- Jornales : Herrero S/ 20.00

Ayudante 10.00

S/ 30.00

Leyes Sociales 42 % 12.60

S/ 42.60 5.30

Por turno sera de 32.00 x 8 S/ 256.00 S/ 32.00 / h

Equipo de perforación comprado.-He considerado 6 leyners, taladros con conducto para agua.

Vida económica de cada uno 3,000 horas al cabo de las cuales los considero íntegramente pagados.

La vida de una columna la puedo considerar en 8,000 horas.

Las monturas para los Jackhamer les asigno una vida igual que las de los taladros.

Costo 1 leyner en N. York, tipo J-50	U.S. $	330.00
1 montura para Jackhamer		154.00
	$	484.00
Conducción Callao 8 %		38.70
	$	522.70
Interés del capital invertido 10 %		52.30
	U.S.	575.00

Costo en soles en el Callao : $ 575.00 x 15.55 S/ 8.900.00

Valor 6 leyners 6 x 8,900 S/ 53,400.00

Columna de 3 1/2 " x 10 '.-

Costo en N. York U.S. $ 167.80 á S/ 15.55	S/	2,610.00
Conducción Callao 8 %		208.80
		2,818.80
Interés capital 10 %		281.88
	SL	3,100.68

Costo de las 3 columnas 3 x 3,100.68. S/ 9,302.04 x 3/8 S/ 3,488.26

Costo de operación en 3,000 horas 9,302.04 x 3/8 S/ 3,488.26.

Iluminación.- Para el tunel y para el Campamento considero unos 70 focos de 100 watts a razón de S/ 50.00 punto.

Costo del m3 de roca.

Compresoras.- 2 compresoras funcionarán 6.67 horas para desprender 38 m3 de roca.

Costo de 6.67 horas = 2 x 6.67 x S/ 61.59/ 38 S/ 21.60

Generadores.- Supongo que funcionarán durante 12 horas al día

2 x 12 x 12.12 = S/ 290.00

Servicio para desprender 54 m3 .- S/ 290.00/ 54 m3 5.40

Bomba para suministrar agua a los leyners.- Supongo que funcione 24 horas al día para cubrir el caso de que tenga que

bombearse agua después de terminada la operación de perforación.

Servicio para desprender 54 m3.

24 x 6.45 / 54 m3 S/ 2.85

En caso de que haya que bombear agua, considero

para tubería de f. g. y accesorios 0.50

Aguzadora.-Por cada 2 pies de taladro hay que aguzar un " bit ", broca cambiable. Se considera que un herrero y su ayudante pueden arreglar 160 brocas en 8 horas,

Según esto tendremos S/ 5.00

Equipo ligero de perforación comprado.

Considero que se deprecian totalmente sólo 5 de los 6 leyners considerados.

Costo de 5 leyners 5 x S/ 8,900.00 S. 44,500.00

Estos leyners moverán 1/2 tunel ó sean 6,480 m3

Costo por m3 S/ 44,500.00 6,480 m3 6.85

Columnas.- S/ 3,488.26/ 6,480 0.55

Alimentación leyners.-Manguera de 3/4 " para aire
Manguera de 1/2 " para agua } 1.00

Iluminación.- S/ 3,500.00 / 6,480 m3 0.55

Explosivos, fulminante, etc. 5.00

Mano de obra.-

4 Perforadores	4 x S/	20.00
4 ayudantes "	4 x	10.00
	4 x	30.00
	S/	120.00
Leyes Sociales 42 %		50.40
	S/	170.00

Para mover 108 m3 se necesitan 5.5 turnos

M de O por m3 170.40 x 5.5 / 108 8.65

Evacuación del material de desmonte.-

Por contrata Costo m3 esponjado,40 % 8.10

S/ 57.95

Gastos generales 5 % 2.90

Imprevistos 5 % 2.90

10 % Dirección técnica y administración 5.80

Costo m3 vírgen de tunel S/ 69,55

Presupuesto de 3 kilómetros de Carretera.

Análisis de precios.- El análisis de precios tiene por objeto determinar los costos unitarios de los diversos tipos de trabajo que deben realizarse en la construcción del Camino.

Se hara por separado para cada tipo de trabajo.

Debido a que el Camino debe construirse, mas ó menos, la mitad en roca dura donde la maquinaria tendría muy poca posibilidades de actuar, he considerado que los trabajos de cortes y rellenos deben ser efectuados por cuadrillas de 20 hombres mandados por un Capataz, debiendo actuar la maquinaria en lo que respecta a estabilización de subrasantes, nivelación, asfaltado, preparacion de concreto, etc.

Como rendimientos he considerado lo siguiente:

Terreno de 11.- Tierra Compacta 7 m^3 día - hombre.

Terreno de 111.-Aluvión moderno 4 m^3 día - hombre.

Terreno de V .- Roca dura 1.5 m^3 día - hombre.

Considero como jornal para un peón S/ 7.00 diario.

Corte en 11.- Tierra compacta.

Desagregación m^3 = Jornal/Rendimiento = 7/7 =		S/ 1.00
Transporte a la lampa a 4 metros.		0.45
Capataz, planillas, seguros, etc.	20 %	0.29
Depreciación herramientas	10 %	0.14
Imprevistos	5 %	0.07
Corte m^3 = S/ 1.95		1.95

Corte en 111.- Aluvión moderno.

Desagragación m^3 = Joenal/Rendimiento =7/4 =		1.75
Transporte a la lampa a 4 metros		0.45
Capataz, planillas, seguros, etc.	20 %	0.45
Depreciación herramientas	10 %	0.23
Imprevistos.	5 %	0.12
Corte m^3= 3.00		S/. 3.00

Corte en V.- Roca dura.-

Desagragación m^3 = Jornal/Rendimiento = 7/1.50 =		4.65
Transporte a la lampa a 4 metros.		0.45
Capataz, planilleros, seguros, etc.	20 %	1.02
Depreciación herramientas	10 %	0.51

Explosivos 10 %		S/. 0.51
Imprevistos 5 %		0.26
Corte m^3 = 7.40		S/. 7.40

Relleno propio.- Rendimiento 8 m^3 día-hombre.

Terraplenado m^3 = Jornal/Rendimiento = 7/8 =		0.87
Capataz, planilleros, seguros, etc.	20 %	0.17
Depreciación herramientas	10 %	0.08
Imprevistos	5 %	0.04
Relleno propio m^3 = S/ 1.16		S/. 1.16

Relleno de préstamo.- Distancia de transporte del material 2 km.

Carguío y transporte de 1 metro cúbico.		1.10
Descarga ya acomodo del material a razón de 8 m^3 día-hombre = Jornal/Rendimiento = 7/8 =		0.87
Capataz, planilleros, seguros, etc.	20 %	0.40
Depreciación herramientas	10 %	0.20
Imprevistos	5 %	0.10
Relleno préstamo m^3 = S/. 2.67		S/. 2.67

Costo compactación subrasante.- Aluvión moderno.

Teniendo la plataforma un ancho de 8.60 metros, se tendrá una área de 8,600 m^2 por kilometro.

Costo del agua.-Bombeo al tanque regador	S/. 1.20 /m^3
Transporte a razón de 0.80 por kilómetro	0.80
Valor del m^3 de agua transportado a un kilómetro =	2.00

Siendo la cantidad de agua a emplearse de 20 litros por m^2, el valor del agua necesaria por m^2, será de 0.020 x 2.00 = S/. 0.04

Costo compactación m^2 de subrasante.-

Agua	S/ 0.04
Nivelación	0.20
Rodillado con pata de cabra.	0.10
	S/ 0.34

Costo del afirmado.- El área total de afirmado es de 8,600 m^2 por kilómetro con un espesor compactado de 20 cm.

Volumen materiales por kilómetro = 8,600 x 0.10 = 860 m^3

Grava 860 m^3 a 10.00 soles m^3 =	S/ 8,600
Arcilla, 20 %, 172 m^3 a S/ 5.00 el m^3 =	860
	S/ 9,460

Costo por m cuadrado = 9,460/8,600 S/ 1.10

Costo del m^2 de afirmado.-

Materiales		S/ 1.10
Mezclado y nivelación.		0.25
Riego 2 capas.		0.08
Rodillado con pata de cabra 2 capas		0.20
	S/	1.63

Costo del asfaltado.- Teniendo la superficie de rodadura un ancho de 6.60 metros, se tendrá una área de 6,600 m^2 por kilómetro, con un espesor asfaltado de 5 cm.

Se usará una mezcla asfáltica de asfalto líquido RC-2 en una capa; la imprimación se hará con asfalto MC-0 a razón de 1.5 litors por m^2; se harán 2 sellos con asfalto RC-1, el primero con piedra de 1/8 y el segundo con arena fina.

Materiales.- Elvolumen de materiales por km será de 6,600x0.05 = 330m^3

El volumen de materiales usados en la mezcla será :

Volumen piedra = 330 m^3

Volumen arena = 30 % = 99 m^3

La piedra pesa aproximadamente 1,700 kg/m^3 y la arena 1,600 kg/m^3

Peso piedra = 330 x 1,700 = 561,000 kg.

Peso arena = 99 x 1,600 = 158,400 kg.

Peso total = 719,400 kg

La cantidad de asfalto RC-2, será aproximadamente 37.5 toneladas

La cantidad de asfalto MC-0 para la imprimación es de 1.5 litros por metro cuadrado, o sea, mas ó menos, 6,600 x 1.5 = 9,900 kg.

Considerando merma 5% = 495 kg.

10,395 kg

Luego la cantidad de asfalto MC-0, es mas ó menos 10.5 Toneladas.

La cantidad de asfalto RC-1 para los sellos es 6,600x2 = 13,200 kg

Considerando merma del 5 % = 660 kg

13,860 kg

Entonces la cantidad de asfalto RC-1 es aproximadamente de 14 Toneladas.

Costo de los materiales.-

Piedra para la mezcla	330 m^3 a S/	10.00	= S/ 3,300.00
Arena para la mezcla	99 m^3 a	8.00	= 792.00
Arena para el sello, 2 lts./m^2=0.002x6,600=132m^3x8.00			= 1,056.00

Asfalto MC-0, 10.5 ton.,a S/ 220 Ton.		2,300.00
Asfalto RC-2, 37.5 Ton.,a S/ 230 Ton.		8,600.00
Asfalto RC-1, 14 Ton.,a S/ 230 Ton.		3,200.00
Depreciación cilindros 10 % costo del asfalto =		1,410.00
	S/	20,658 .00

Costo asfaltado por metro cuadrado = S/ 20,658/6,600 = S/ 3.10

Costo del m^2 de asfaltado.-

Materiales	S/	3.10
Riego, rodillado y barrido.		0.15
Colocación de reglas y depreciación		0.15
Riego de imprimación		0.06
Preparación mezcla y transporte		0.50
Extendido de la mezcla		0.10
Rodillado		0.05
Sello, riego 2 capas		0.12
Rodillado sello de 2 capas.		0.10
Costo m^2 asfaltado.- S/ 4.33	S/	4.33

Estabilización de la subrasante.- Tierra compacta

Se regará la tierra antes de removerla con una cantidad de 30 litros por metro cuadrado.

Regado 0.030 x 2.00 =	S/	0.06
Escarificación terreno		0.30

Material granular agregado = 8,600 m^2 x 0.20 = 1,720 m^3

Suponiendo un 30 % de arena = 516 m^3

Valor arena = 516 x 8.00 = S/ 4,128.00

Valor grava = 1,720x10.00= 17,200.00

S/ 21,328.00

Valor agregado por m_2 = S/ 21,328/8,600 = S/ 2.50

Valor estabilización subrasante por m^2.

Regado rierra antes remoción	S/	0.06
Escarificación		0.30
Agregado granular in situ		2.50
Mezclado materiales		0.20
Nivelación		0.20
Agua de compactación		0.04

Rodillado		S/ 0.10
Petroleo	**4 lts. por m2**	0.70
		S/ 4.10

Costo m^3 de concreto 1;2:4 con 30 % de piedra grande río.

Considero los siguientes precios :

Cemento = S/ 28.00 barril - Piedra 1 "= S/ 30.00 m^3 - Arena = S/ 14.m^3

Piedra grande de río = S/ 5.00 m^3 - Madera = S/ 2.00 pie^2.

Acero estructural = S/ 1.60 kilo - Clavos = S/ 3.00 kilo.

Alambre N° 8 y N° 16 = S/ 3.00 kilo.

Cantidad de nateriales por m^3 .- Deducidos de le fórmula de Fuller.

Cemento	2.05 barriles a S/ 28.00 b. =		S/ 57.50
Piedra	1 m^3 a S/ 30.00 m^3		30.00
Arena	0.450 m^3 a S/ 14.00 m^3		6.30
Agua = 28 lts./saco = 0.028x4x2.00 =			0.22

Mezcladora.- Alquiler por hora = S/ 15.00

Combustible y lubricante 2.50

S/ 17.50

Suponiendo un rendimiento de 4 m^3 por hora, tendremos/m^3 4.30

Valor materiales por m^3 concreto 1 : 2 : 4 = S/ 98.32

Encofrado.- Considero tablones de 2"x12", listones de 2"x4" y 3x3.

Le asigno al encofrado un uso de 8 veces.

Madera por m^3.=	10 $pies^2$ a S/ 2.00 pie^2 =	S/ 20.00		
Clavos	= 0.100 kg. a S/ 3.00 kg. =	0.30		
Alambre N° 8	= 5 kg a S/ 3.00 kg. =	15.00	S/ 35.30	
Mano de obra m^3	=	S/ 12.00		
Mano de obra encofrado	=	5.00		
		S/ 17.00		
Leyes sociales 48 %	=	8.15		25.15
	Valor m^3 de concreto	=	S/ 158.77	
Menos 30 % piedra grande	= 158.77x0.30	=	47.62	
			115.15	
Mas valor 30 % piedra grande de río = 0.30x5.00		=	1.50	
Valor m^3 concreto ciclopeo con 30 % piedra grande = S/				116.65

Costo m^2de losa de concreto armado 1 : 2 :4.

Acero estructural 5/8 = 110 x 3.80 x 2.25 = 950 kg.

Acero estructural 1/2 = 24 x 12.10x 1.00 = 290 kg. 1,240 kg.

Acero por m^2 de losa = 1,240/36 = 35 kg/m^2

Mano de obra.- Doblado y armado del acero S/ 0.35 kg.

Valor materiales .- Concreto ciclopeo = S/ 98.32x0.32 = S/ 31.50

Acero 35 kg a S/ 1.60 = 56.00

Alambre N° 16, considerando 0.250 kg/m^2 a S/ 3.00 - 0.75

Costo materiales m^2 de losa = S/ 88.25

Encofrado .- Madera 4.60 $pies^2$

Clavos 0.060 kg.

Costo encofrado.- Madera = 4.60 x 2.00 = S/ 9.20

Clavos = 0.060 x 3.00= 0.18

S/ 9.38

Mano de obra encofrado + 48 % leyes sociales = 5.00 + 2.40 = S/ 7.40

Mano de obra fierrero.= 35 kg a S/ 0.35 kg = S/ 12.20

Costo m^2 de losa.-

Concreto+acero+alambre =	S/ 88.25
Encofrado	9.38
Mano obra fierrero	12.20
Mano de obra encofrado	7.40
	S/ 117.23

Costo losa de concreto = S/ 117.23

Metrado alcantarilla tipo.-

Estribos.- $2\frac{(1.40+0.40)}{2}$ 12.80x12.10 60 m3

Losa.- 12.10 x 0.32 x 3.80 14 m3

Sardineles.-2 x 0.25 x 0.25 x 3.80 0.50 m3

Muros paralelos.-

Area media $1/2\frac{(0.20+1.40)}{2}3.25 + \frac{(0.20+0.40)}{2}0.50$ 1.125 m2

Muros oblicuos.-

Area media.-$1/2\frac{(0.20+1.40)}{2}3.25 + \frac{(0.20+1.40)}{2}0.50$ 1.50 m2

Muros paralelos	2 x 4 x 1.125	9 m3
Muros oblicuos	2 x4 x 1.50	12 m3

Alcantarilla 81.50 m3 de concreto ciclopeo.

14 m3 de concreto armado.

Presupuesto del km 1 al km 2 del tramo principal A - C.

En roca dura.-Categoría V			En aluvión moderno.-Categoría 111	
En tunel	240 m		A cielo abierto 360 m.	
A cielo abierto	400 m	640 m.		
Explanaciones.-				
Corte en V.-Tunel	12,960 m3 á S/ 69.75 m3			S/ 901,368.00
"	Abierto 35,422.300 a S/ 7.40 m3			262,125.00
"	111.-13,732.590 á S/ 3.00 m3.			41,197.77
Relleno propio	321.190 m3 á S/ 1.16 m3			372.58
Relleno préstamo	6,201.910 m3 á S/ 2.67 m3			16,559.10
			S/	1'221,622.45
Pavimento.-				
En roca dura consideramos sólo asfaltado				
Asfaltado	6.60x640 4,224 m2 á SL 4.33		S/	18,289.92
Aluvión moderno.- 360 m.				
Subrasante	8.60x360 3,096 m2 x S/ 0.34			1,052.54
Afirmado	8.60x360 3,096 m2 á S/ 1.63 m2			5,046.48
Asfaltado	6.60x360 2,376 m2 á S/ 4.33 m2			10,288.00
			S/	34,677.04
			S/	1'256,299.49
Dirección y administración :				
10 % sobre (1'256,299.49-901,368)				35,493.00
Costo del Km 1 al Km 2			S/	1'291,792.49

BIBLIOGRAFIA

Lecciones de Caminos i Pavimentos.- Ingeniero Carlos Romero Sotomayor.

Normas para el Estudio de Carreteras.- Boletín de la Dirección de Caminos y Ferrocarriles,(11 y 111 Trimestre 1947).

Curso de Ferrocarriles.- Ingeniero Juan Rigau.

Replanteo de curvas.- Sarrazin.

Construcción de Caminos y Pavimentos.- Thomas Radford Agg,C.E.

Estabilización de suelos para carreteras.- Ingeniero Mauro Llanos

La Mecánica de los suelos y su aplicación al diseño de pavimentos.-

Especificaciones para tratamientos asfálticos superficiales.-Ingeniero Mauro Llanos.

Standard Especifications for Highway Bridges.- A.A.S.H.O.

Building Regulations for Reinforced Concret.- A. C. I.

Curso de puentes de albañilería.- Ingeniero Juan Quiroga.

Curso de Concreto Armado.- Ingeniero Juan Quiroga.

Curso de Estructuras.- Ingeniero Juan Quiroga.

Reinforced Concrete Bridges.- Frederick W Taylor-Sanford E Thompson-and Edward Smulski.

Reinforced Concrete Design .- Sutherland and Reese.

The Design of Reinforced Concrete Estructures.- Dean Peabody,Jr.

El Arco Elástico.- Strassner.

American Civil Engineer's Handbook.- Merriman and Wiggin.

PracticalbTunnel Driven.- Richardson and Mayo

Handbook of Cost Dnta.-Gillete.

INDICE.

	Página.
Proyecto de Caminos para la Promoción 1945.	1-2
Estudio comparativo de los dos trazos propuestos	3
CARACTERISTICAS TECNICAS DEL CAMINO.-Tramo A-C.-Tramo pueblo B	4
Superficie de rodadura y bermas.-Cunetas y taludes.-Radio mini-	
mo.-Sobreanchos.-Peralte.-Curvas de transición.-Visibilidad.-	
Pendientes.	11
TRAZO.-GENERALIDADES.-Elementos de las curvas horizontales.-	11
Curvas verticales N° 1, 2, 3, 4 y 5.	18
OBRAS DE ARTE.-Muros de sostenimiento.-Alcantarilla tipo.	19-26
MOVIMIENTO DE TIERRAS.-Cubicaciones	27-55
DRENAJE.-Generalidades.-Tierra compacta.-Aluvión moderno y	
Roca dura.-Estribos,-Muros sostenimiento.-Puente.	56-62
PAVIMENTO.-Generalidades.-Subrasante.-Afirmado.-Superficie	63
rodadura.	74
PUENTE DE CONCERTO.-Generalidades.-Cálculo de la losa.-Rigide-	75
ces y factores de distribución en los pórticos.-Elección del	
tipo de carga.-Acción del viento.-Fuerza longitudinal: frena-	
do.-Momentos definitivos.-Diseño de vigas, columnas, baranda	
y viga longitudinal extrema.	108
Diseño del arco.-	109-124
Estribos del tablero del puente.-Estribos del arco.	125-132
Diseño de muros paralelos.	133-134
Presupuesto de tres kilómetros de carretra.	135-145
Bibliografía.	146
Indice	147