

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIONES CIVILES

AÑO DE 1948

PROYECTO DE CAMINOS

RICARDO ARIZOLA TIRADO

PROYECTO QUE PRESENTA

RICARDO ARIZOLA TIRADO

PARA OPTAR EL GRADO DE

INGENIERO CIVIL

EN EL DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIONES CIVILES

DE LA ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

9

1

4

8

SEÑOR DIRECTOR:

SEÑORES PROFESORES:

En cumplimiento de lo dispuesto en el Reglamento de esta Escuela, tengo a bien someter a vuestra digna consideración, la presente tesis, titulada " CAMINOS ", con el fin de optar el grado de Ingeniero Civil.

Por la magnitud y por lo múltiple de sus aspectos, por nuestras limitaciones personales y por las que nos han impuesto las circunstancias, solicito de quienes han de calificar mi esfuerzo la máxima benevolencia, por ser éste, fruto de las enseñanzas de aquellos que fueron mis maestros en la Escuela. Pido, pues, no se juzgue mi trabajo de manera rigurosa e inflexible, como se haría con quien teniendo ya sus conocimientos plasmados, ejecuta un proyecto con la firmeza y serenidad propias del que cree haber hallado una solución definitiva para el problema que trata.

La ocasión es propicia para expresar mi aprecio y agradecimiento al señor Director y a los señores Profesores del Departamento de Construcciones Civiles de esta Escuela, por haber contribuído valiosamente a mi formación cultural y técnica.

Lima, 26 de abril de 1949.



PROYECTO DE CAMINOS PARA EL AÑO 1948

El Proyecto se dividirá en dos partes principales:

- 1°.- Reconocimiento; y
- 2°.- Trazo definitivo.

El Reconocimiento se hará sobre el Plano General a escala 1:50 000 y se efectuará en la siguiente forma:

El alumno estudiará todas las posibles rutas entre los puntos A y B, marcados en el plano.

De las rutas estudiadas, marcará en el plano las dos que encuentre más conveniente y entre ellas se escogerá la que se estime que debe adoptarse, explicando en la memoria las razones por las cuales se ha escogido. Dado que para pasar de A á B, hay que pasar una línea de cumbres, el alumno contemplará la posibilidad de construir un túnel, indicando las razones que en cada caso hubiera para justificar su construcción o para desecharla si no fuese conveniente.

El alumno estudiará un ramal para una Carretera secundaria y de un solo tráfico, que partiendo de la Carretera troncal, llegue al punto N° 1.

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

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

- 1°.- Que se trata de una Carretera troncal de primera clase para doble tráfico y para una densidad de 300 camiones diarios y 200 automóviles, considerándose como de topografía accidentada, según la clasificación de las Normas del Ministerio de Fomento.
- 2°.- Que deben seguirse las Normas para Estudios de Carreteras aprobadas recientemente por el Ministerio de Fomento.
- 3°.- Que deberán de fijarse todas las características de la Carretera según las características de los vehículos que se fijan más adelante.
- 4°.- Que si bien se desea que la Carretera que se proyecte sea de primer orden, debe tenerse en cuenta el factor económico al diseñarla, ya que debe existir un balance entre la bondad de las características y el costo de ejecución. Ese

balance está marcado por el criterio del Ingeniero y deberá ser expuesto en la Memoria, para cada uno de los aspectos del estudio: Reconocimiento, Trazo, Perfil longitudinal, Secciones, Puentes, etc., y para los aspectos de la construcción: Explanaciones, obras de arte y afirmado y pavimento.

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

Para el trazo se tomará en cuenta lo siguiente:

- 1°.- El alumno hará el Kilómetro 1 - 2.
- 2°.- En el Plano General al 50 000 se marcará con una línea roja gruesa el kilómetro estudiado.
- 3°.- Se considerará como cero al punto A.
- 4°.- El Plano en el Km. que le toca al alumno hacer el trazo, será ampliado a la escala 1:2 000 y en ese plano se harán los estudios de trazo.
- 5°.- Para el establecimiento de las obras de drenaje, se considera que las precipitaciones pluviométricas máximas son de 20mm. en un día.
- 6°.- Se supondrá que en el Km. en que se haga el trazo, se tendrán las siguientes clasificaciones de terrenos:

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

CARACTERISTICAS DE LOS VEHICULOS.-

Carga tipo H-15 S-12
Longitud total 15 m.
Ancho total 2.40 m.
Alto total 4.20 m.
Torque del motor: El correspondiente a los camiones tractores Ford o Chevrolet,

Velocidad directriz: La dada en las Normas para Carreteras de primera clase.

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

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

El alumno calculará un puente de Concreto Armado de 10.50 m.

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

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

El Proyecto comprenderá los siguientes documentos:

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

b) Juego de planos.- Serán como mínimo:

Un plano general a la escala 1:50 000.

Un plano del eje del camino del km. 1 - 2. Será a curvas de nivel de dos en dos a escala 1:2 000 y estudiará una faja de 50 m. a cada lado del eje.

Un perfil longitudinal del eje correspondiente al km. estudiado. Será dibujado a la escala 1:2 000 horizontal, siendo 10 veces mayor la escala vertical.

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

Diseños de los perfiles transversales adoptados, con toda clase de drenaje, pavimento, muros, etc.

Diseños de alcantarillas y muros.

Planos y detalles del puente.

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

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

PRIMERA PARTE

RECONOCIMIENTO

TRAZADO DE LAS RUTAS DE RECONOCIMIENTO.- Se ha procedido al trazo de las rutas de reconocimiento sobre el plano general al 1:50 000 siendo el espaciamiento de las curvas de nivel de 25 m.

Las pendientes promedio, computadas de 10 en 10 km. en cualquier tramo de la ruta, son menores que las indicadas en las Normas para Estudio de Carreteras, cuyos valores promedios máximos son:

<u>Altura</u>	<u>Pendiente</u>
2 000- 3 000 m.s.n.m.....	3.8 %
3 000 - 4 000 "	3.4 %
4 000 - a más "	3.0 %

Las rutas trazadas entre los puntos A y B, están indicadas en el plano con color rojo, siendo la ruta elegida trazada con una línea de trazo continuo y la otra con líneas de trazos. La línea de reconocimiento para el ramal está indicada con una línea de trazo continuo y de color verde.

En la sección Planos del presente Proyecto, se acompaña los perfiles longitudinales, correspondientes a las líneas de reconocimiento entre A y B.

LÍNEA DE RECONOCIMIENTO ENTRE A Y B.-

a.- Línea de trazos.- Parte del punto A situado en la cota 3 650, subiendo con una pendiente promedio de 1.9 %, siguiendo el desarrollo natural que impone la topografía del terreno por el cual va atravesando, hasta alcanzar el abra de cota 4 128, desde donde se empieza a descender hacia un valle angosto y de topografía muy accidentada, con una pendiente promedio de 2.24 % hasta llegar al km. 53.350 de cota 3 450; desde este punto nuevamente se sube con

con una pendiente promedio de 3.12 % hasta el km. 70.100 de cota 3 975. En este lugar empieza el descenso para llegar al punto B situado en la margen derecha de un río que corre entre grandes macizos rocosos muy empinados; este descenso se hace con una pendiente de 3 % hasta el km. 119.800 de cota 2475 donde se produce el cruce del río y de ahí se asciende con una pendiente de 1.56 % hasta llegar al punto B de cota 2 525. La longitud de esta línea de reconocimiento es de 123 km.

b.- Línea de trazos continuo.- Esta ruta tiene de común con la anterior el tramo comprendido entre el punto A y el situado en el km. 27 de cota 4 100, porque cualquiera que sea la ruta para ir a B, será necesario pasar por el abra situado en la cota 4 128 lo que hace imprescindible la ejecución de un desarrollo, que es prácticamente el mismo cualquiera que sea la ruta elegida, dependiendo únicamente de la pendiente que se adopte. Desde este punto (km 27) se inicia el divorcio de la línea de trazos de la línea de trazo continuo, entrando esta última a un terreno de topografía suave y subiendo hasta la cota 4 275 con una pendiente promedio de 0.82 %, para luego desde este punto (km. 50.800) empezar a descender con una pendiente promedio de 2.6 % hasta el punto de cruce del río en el km. 118.800 de cota 2475 y de aquí se llega hasta el punto B con una pendiente promedio de 1.56 %. La longitud de esta línea de reconocimiento es de 122 km.

COMPARACION DE AMBAS RUTAS.- Según puede apreciarse en el plano general y en los perfiles longitudinales de ambas rutas, éstas tienen dos tramos en común: el uno, entre el punto A y el km. 27; y el otro, entre el km. 69 para la ruta de trazo continuo y km. 70 para la ruta de línea de trazos y el punto terminal B, siendo

pues, diferente el tramo entre el km. 27 y el km. 69 para la de trazo continuo y km. 70 para la de trazos; y será sobre este tramo en el que se haga la comparación que servirá para la elección de la línea de reconocimiento definitiva.

La línea de trazo continuo mantiene una pendiente uniforme durante todo el recorrido de este tramo, lo que no sucede con la línea de trazos la que inicia un descenso para nuevamente tener que ascender, empleando pendientes que están muy por encima de los valores que se usan en la línea de trazo continuo; la topografía del terreno por la cual pasa esta última línea de reconocimiento es suave y amplia, a diferencia de la que atraviesa la línea de trazos que es un valle estrecho y accidentado lo que dará lugar a un mayor número de obras de arte y por consiguiente a un mayor gasto; aún más, la línea de trazo continuo tiene una menor longitud de un kilómetro que la otra, lo que se traduce también, en un menor gasto.

Por todas las razones enumeradas anteriormente, me he inclinado por adoptar como ruta definitiva la de trazo continuo.

En ambos casos, como se puede apreciar, las pendientes promedio son menores que las ~~adoptadas~~ en las Normas para el Estudio de Carreteras del Ministerio de Fomento.

SOLUCION EN TUNEL.- No he adoptado una solución en túnel, porque soy de opinión que éste, el túnel, debe presentarse como una solución natural en el desarrollo de un camino, para disminuir en una longitud apreciable la distancia entre los puntos que se trata de unir, condición que no se presenta en el desarrollo de mi ruta, como puede ser apreciado en el plano general al 1:50 000.

TRAZO DEL RAMAL.- En el tema propuesto se especifica que debe unir el punto N° 1 con la Carretera troncal, por medio de una Carretera de segunda clase y de un solo tráfico.

La línea de reconocimiento, adoptada como trazo definitivo, está indicada en el plano general al 1:50 000 por una línea de trazo continuo de color verde.

En la parte del punto A de cota 3 650 hasta llegar al punto N° 1 situado en la cota 4 500, con una longitud 33 km.; siendo la diferencia de nivel entre ambos puntos 850 m., la pendiente promedio de esta línea de reconocimiento es de 2.6 %.

Por ser este ramal de un solo tráfico, se deberán proveer plazoletas destinadas al cruce de los vehículos, cada 500 m., teniendo las siguientes dimensiones que serán mínimas:

Longitud.....15.00 m.
Ancho..... 3.00 m.

SEGUNDA PARTE

TRAZO DEFINITIVO DE UN KM. SOBRE LA RUTA A - B

KILOMETRO 1 a 2

TRAZADO EN PLANTA.- Conforme se especifica del plano general al 1:50 000, se ha hecho la ampliación de la faja correspondiente al kilómetro en estudio, a la escala de 1:2 000, sobre esta faja se ha procedido al trazo definitivo del km. 1 - 2, habiendo procedido de la siguiente manera: en primer lugar he ubicado la línea de gradiente con 3 ‰ y enseguida he reemplazado la poligonal resultante por grandes alineamientos.

Estos alineamientos o tangentes, deben ser enlazados por medio de una curva y para proyectar ésta, es necesario hacer un estudio de sus principales características, de manera que élla, la curva, ofrezca las mejores condiciones de seguridad para los usuarios.

ESTABILIDAD: RADIO MINIMO Y PERALTE.- Las Normas para el Estudio de Carreteras aprobadas recientemente por el Ministerio de Fomento, dan diversos valores para el radio mínimo, dependiendo éstos de la categoría de la Carretera y de la topografía que atravieza. Estos radios se calculan por medio de la fórmula:

$$R = \frac{V^2}{125 (p + f)}$$

V : velocidad en km/h.
p : peralte máximo
f : coeficiente de fricción

obteniéndose el valor de f de la fórmula: $f = \frac{1}{1.4 (V)^{1/3}}$

Para el caso actual: Carretera de la. Clase y topografía acci-

dentada, las Normas prescriben una velocidad directriz de $V = 45 \text{ km/h.}$ Luego con este valor hallamos: $f = 0.2$; y reemplazando en la fórmula del radio mínimo, obtenemos los siguientes para los diferentes peraltes:

Peralte:	0	0.02	0.04	0.06	0.08
R. Min°:	92.5	72.5	66.5	61	57

Por otra parte en el libro "CAMINOS" de Escario, encontramos que el radio mínimo se halla en función del peralte, la velocidad y del coeficiente de rozamiento transversal, ya que en las curvas aparece el peligro de deslizamiento transversal, originado por la fuerza centrífuga y que es contrarrestado precisamente por la fuerza que origina dicho coeficiente de rozamiento transversal y la inclinación de la calzada o peralte. Esta fórmula es:

$$V^2 = \frac{127.14 R (tg a \mp mt)}{1 - mt \cdot tg a}$$

V : velee. en km/h
 mt : coef. roz. transv. = 0.6
 $tg a$: peralte

Reemplazando valores en la fórmula anterior obtenemos:

PERALTE:	0	0.02	0.04	0.06	0.08
R. MIN°:	27	26.1	24.5	23.5	22.3

Como en las curvas se presenta también el peligro de VUELCO lo que se consigue evitar peraltando la calzada, es conveniente determinar el radio mínimo por esta razón y así encontramos en el libro de Escario la siguiente fórmula que dá dicho radio teniendo en cuenta el ancho del vehículo y la altura de su centro de gravedad:

$$R = \left(\frac{V}{11.27} \right)^2 \left(\frac{h - b/2 \cdot tg a}{b/2 \mp h tg a} \right)$$

b : ancho vehículo en m.
 h : altura c. de g. en m.

Para: V : 45 km/h
 b : 2.40 m. (Camión H15-S12)
 h : 1.50 m.

Obtenemos los siguientes radios mínimos:

PERALTE :	0	0.02	0.04	0.06	0.08
R. MIN° :	12.5	12.1	11.9	11.5	11.1

Por los valores hallados anteriormente, se deduce que el peralte influye poco en la obtención del radio, mínimo y siendo mayores éstos para el deslizamiento que para vuelco, aún hasta para carros con centro de gravedad un poco alto.

CALCULO DE LAS CURVAS HORIZONTALES.-

Curva N° 1 (derecha).-

Punto de intersección de las tangentes: PI = 1 / 460
 Angulo de intersección:..... I = 4° 38'

Por ser pequeña la deflexión en ambas tangentes, se puede intercalar una curva de gran radio, adoptando: R = 1 000 m.

Los elementos para el cálculo de la curva, los obtengo de las tablas de O. Sarrazín:

I = 4° 38'	PI..... 1 / 460
R = 1.000 m.	T..... 40.46
T = 40.46 m.	PC..... 1 / 419.54
E = 0.82 m.	1/2L..... 40.435
L = 80.87 m.	E..... 1 / 459.975
1/2L = 40.435 m.	1/2L..... 40.435
	PT..... 1 / 500.410

Para el replanteo de la curva, he adoptado el método de las deflexiones y su cálculo es el siguiente:

PC..... 1 / 419.54	0° 00' 00"
0.40	41"
0.06	6"
<u>1 / 420.00</u>	<u>0° 00' 47"</u>
20.00	34' 23"
<u>1 / 440.00</u>	<u>0° 35' 10"</u>
10.00	17' 11"
9.00	15' 28"
0.90	1' 33"
0.08	8"
<u>E..... 1 / 419.98</u>	<u>1° 09' 30"</u>
0.02	2"
<u>1 / 460.00</u>	<u>1° 09' 32"</u>
20.00	34' 23"
<u>1 / 480.00</u>	<u>1° 43' 55"</u>
20.00	34' 23"
<u>1 / 500.00</u>	<u>2° 18' 18"</u>
0.40	41"
0.01	1"
<u>PT..... 1 / 500.41</u>	<u>2° 19' 00"</u>

Comprobación: (2° 19').2 = 4° 38' (deflexión total).

Curva N° 2 (derecha).- Esta curva al igual que la anterior, ha sido calculada con la tabla de O. Sarrazin y su replanteo por el método de las deflexiones.

Punto de intersección de las tangentes: PI = 1 + 854
 Angulo de intersección..... I = 14° 04'
 Radio adoptado..... R = 600 m.

I = 14° 04'	PI.....	1 + 854
R = 600 m.	T.....	74.028
T = 74.028m.	PC.....	1 + 779.972
E = 4.548 m.	1/2 L.....	73.653
L = 147.306 m.	E.....	1 + 853.625
1/2 L = 73.653 m.	1/2 L.....	73.653
	PT.....	1 + 927.278

Replanteo:

PC.....	1 + 779.97	0° 00' 00"
	0.03	5"
	<u>1 + 780.00</u>	<u>0° 00' 05"</u>
	20.00	57' 18"
	<u>1 + 800.00</u>	<u>0° 57' 23"</u>
	20.00	57' 18"
	<u>1 + 820.00</u>	<u>1° 54' 41"</u>
	20.00	57' 18"
	<u>1 + 840.00</u>	<u>2° 51' 59"</u>
	10.00	28' 39"
	3.00	8' 36"
	0.60	1' 43"
	0.03	5"
E.....	1 + 853.63	3° 31' 02"
	6.00	17' 11"
	0.30	52"
	0.07	11"
	<u>1 + 860.00</u>	<u>3° 49' 15"</u>
	20.00	57' 18"
	<u>1 + 880.00</u>	<u>4° 46' 33"</u>
	20.00	57' 18"
	<u>1 + 900.00</u>	<u>5° 43' 51"</u>
	20.00	57' 18"
	<u>1 + 920.00</u>	<u>6° 41' 09"</u>
	7.00	20' 03"
	0.20	34"
	0.08	14"
PT.....	1 + 927.28	7° 02' 00"

Comprobación: (7° 02').2 = 14° 04' (deflexión total).

PERALTE.- Según las Normas para el Estudio de Carreteras, el peralte de las curvas será de 2 % para radios mayores de 580 m. y él será adoptado en razón de que los radios satisfacen la

condición anterior.

Este valor tan bajo del peralte adoptado por las Normas del Ministerio de Fomento, está ampliamente justificado ya que, como lo he demostrado en el estudio de la seguridad en curvas, el peralte influye poco en el radio mínimo, y para la velocidad y el radio de las dos curvas estudiadas, el peralte de 2 % ofrece todas las seguridades al usuario.

La pendiente correspondiente al peralte, debe permanecer constante en toda la longitud de la curva principal; el tránsito del alineamiento recto al correspondiente en curva, se hará gradualmente; el peralte adoptado se irá dando por medio de una transición de niveles y el giro del peralte se hará sobre el eje del camino, sin considerar el sobreancho que seguirá el peralte del resto de la calzada.

CURVAS DE TRANSICION.- Las Normas para el Estudio de Carreteras prescriben el uso de este tipo de curvas para radios iguales o menores de 580 m.; como los radios de las curvas estudiadas son mayores del que indica las Normas, no será necesario el uso de este tipo de curva.

VISIBILIDAD EN LOS CAMINOS.-GENERALIDADES.- Los actuales carros automotores plantean el problema de la visibilidad, ya que ellos recorren las carreteras a grandes velocidades, naciendo entonces la necesidad de proveer en ciertos lugares de la carretera, un suficiente campo visual para que los vehículos que marchan en sentido opuesto y puedan encontrarse de frente, tengan tiempo no sólo de verse, sino de efectuar las maniobras necesarias para evitar el choque.

Cuando la carretera es de dos tráfico, caso, actual, y en el

supuesto que ambos vehículos conserven su propia pista, no existe el peligro de un choque de frente, sino que la posibilidad de que un obstáculo o un carro parado, permita ser alcanzado por el que viene detrás a velocidad. En este caso, el campo visual es menos exigente, siendo función del tiempo en que el chofer perciba el obstáculo y frene, para detener su carro a cierta distancia del otro.

Analicemos pues, la visibilidad en tangente y en curva.

VISIBILIDAD EN TANGENTE.- Para este estudio me remito a la obra "CAMINOS" del Ing° Escario, presentándose los dos casos siguientes:

1°.- Visibilidad de paso.- La distancia de visibilidad estará dada por:

$$d_v = \frac{V}{1.8} + a \sqrt{a \left(\frac{V^2}{3.6^2 g \cdot m_t} - \frac{a}{4} \right)}$$

En la que: V : velocidad en km/h : 45 km/h
a : semiancho del camino : 3 m.
m_t: coef. rozam. transv. : 0.6
g : aceleración de la gravedad : 9.81 m/seg²

Reemplazando los valores en la fórmula anterior, tenemos:

$$\underline{d_v = 60 \text{ m.}}$$

2°.-Imposibilidad de cruce: parada.- La distancia de frenado la obtenemos por:

$$d_f = \frac{V}{1.8} + \frac{V^2 m_f}{3.6^2 g (m_f^2 - i^2)} + 5$$

Para: V : 45 km/h
m_f: 0.65
i : 3 %
g : 9.81 m/seg²

Se obtiene: $\underline{d_f = 57 \text{ m.}}$

VISIBILIDAD EN CURVA.- Según el Ing° Escario, el radio mínimo de las curvas debe ser hallado también por razón de visibilidad en recta o sea la correspondiente a la de paso y puede ser cal-

culada por la fórmula:

$$R = \frac{1}{a + 2b} \left[(a + b)^2 - \frac{a^2}{4} + \frac{d_v^2}{4} \right]$$

Para: V : 45 km/h
m_t: 0.6
a : semiancho del camino: 3 m.
b : ancho de la berma + cuneta: 1 m.
d_v: distancia de visibilidad: 60 m.

Reemplazando estos valores se obtiene:

$$\underline{R = 48 \text{ m.}}$$

AUMENTO DE LA SECCION EN CURVA; SOBREENCHO.- Debido al desplazamiento de las ruedas delanteras de los automotores al entrar en curva, requieren un mayor ancho de la calzada que en tangente; de ahí que en curva, a la calzada se le dé un sobreencho con el fin de evitar posibles choques laterales y poder mantener de esta manera la capacidad de tráfico de la carretera.

En las Normas para el Estudio de Carreteras del Ministerio de Fomento, encontramos la siguiente fórmula para el sobreencho:

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

En la que: S : sobreencho en m.
n : número de vías en tráfico
R : radio de la curva en m.
V : velocidad en km/h
l : distancia entre ejes del vehículo.

En nuestro caso tenemos:

Curva N° 1.-

R : 1 000 m.
V : 45 km/h
l : 6 m.
n : 2

Reemplazando: S = 0.16 m.

Curva N° 2.-

R : 600 m.
V : 45 km/h
l : 6 m.
n : 2

Reemplazando: S = 0.24 m.

Estos sobreanchos medirán sobre la tangentes en la longitud fijada para alcanzar el peralte y se dará por medias partes en los lados exterior e interior de las curvas.

TRAZADO EN PERFIL

Se ha procedido a trazar el perfil longitudinal del kilómetro estudiado, habiendo sido obtenido del plano al 1:2 000 en el cual se hizo el trazo definitivo del km. 1-2.

En este perfil longitudinal se ha ubicado la rasante, la que está compuesta de dos tramos: el uno de 340 m. de longitud y pendiente 2.88 % ; y el otro de 660 m. de longitud y pendiente de 2.91 %.

PENDIENTE LIMITE QUE PUEDE VENCER EL AUTOMOTOR.- Para hallar esta pendiente límite, utilizaré las características de un camión tractor Ford V-8 de 100 HP, tal como lo indica las especificaciones. Estas características son:

T	: Torque	:	182 lb/pie
E	: Eficiencia	:	0.9
PBV	: Peso bruto vehículo	:	30 000 lb
R	: Radio llanta	:	18"
r	: Relación de engranajes:		Difecta: 6.67-1
			Tercera: 11.27-1
			Segunda: 26.61-1
			Primera: 42.69-1

La pendiente práctica que puede vencer el motor, está dada por la fórmula:

$$i = \frac{12 T E r}{R PBV} - R_0$$

R_0 es la resistencia que ofrece el camino, estimada en 1.2 %

Reemplazando los valores anteriores y adoptando una relación de engranajes para segunda ($r = 26.61-1$) que corresponde para la velocidad directriz de 45 km/h, se obtiene:

$$i = 0.087$$

O sea que el motor en segunda puede vencer una pendiente de 8.7 % .

PENDIENTES ADOPTADAS.- Estas pendientes se ajustan a las Normas para el Estudio de Carreteras, pendientes que varían de acuerdo

con la altura y la topografía del lugar que atravieza la Carretera, siendo estas pendientes:

Pendientes máximas (Carrt. la.C.-Top. accid.)

Altura s.n.m.(m.) :	2 000-3 000	3 000-4 000	4 000- a más
Pendiente (%)	5.2	4.8	4.4

Al hacer uso de estas pendientes se ha tenido en cuenta las recomendaciones de las Normas, tales como: "...la longitud de los tramos de pendiente máxima no excedan de 800 m. y que antes y después del tramo, habrán tramos con pendientes por lo menos 2 % menor que la máxima, con longitudes mínimas de 400 m..

Así mismo, las pendientes medias máximas, han sido computadas de 10 en 10 km., ya sea en ascenso o descenso, sin sobrepasar los valores dados en las Normas, siendo éstos:

Pend.medias máximas (Carrt. la.C-Top. accid.)

Altura s. n.m.(m) :	2 000-3 000	3 000-4 000	4 000- a más)
Pendiente (%) :	3.8	3.4	3.0

CURVAS VERTICALES. El enlace de las rasantes se efectúa por medio de curvas verticales con el objeto de mejorar la visibilidad, ofreciendo así, una mayor seguridad al frágico.

La construcción de estas curvas verticales siempre tienen lugar, cuando la diferencia algebraica de los valores absolutos de las pendientes de las dos rasantes, que se trata de unir por medio de una curva vertical, es superior a un cierto valor, que es función de la velocidad específica del camino. Las Normas para el Estudio de Carreteras, limitan este valor, a 1 % para Pavimentos de tipo superior, como es el caso actual.

Tenemos pues, en las rasantes del kilómetro en estudio una diferencia algebraica absoluta entre las pendientes, de: $2.91 \% - 2.88 \% = 0.03 \%$, razón por la cual no tenemos necesidad de emplear curva vertical.

SECCIONES TRANSVERSALES

ANCHO DE LA CALZADA.- En las Normas para el Estudio de Carreteras encontramos las siguientes dimensiones para el ancho de la calzada dimensiones que corresponden a una carretera de Primera Clase y de topografía accidentada:

Superficie de rodadura: 6.00 m.
Banda : 0.50 m.

BOMBEO.- La calzada tendrá un bombeo de 2 ‰, con el fin de evitar que las aguas se acumulen, facilitando de esta manera el drenaje.

SOBRERANCHO.- Este punto ha sido tratado en la parte correspondiente al estudio de curvas.

ESTABILIZACION DE LA SUBRASANTE: DRENAJE.- Con toda verdad se ha dicho: "Un buen camino requiere un techo impermeable y un sótano seco".

El Ing° F. C. Lang, Ingeniero de Materiales y Pruebas del Departamento de Caminos de Minnesota E.U.A. dice que: " Si pudiera conseguirse una subrasante suficientemente firme, cualquier capa de rodamiento, por delgada que fuera, que nó se desintegrara y que resistiera al desgaste, sería suficiente" y ésto es lógico, ya que todas las superficies de caminos dependen para su sostén, del terreno situado debajo de ellas; y si aquél apoyo es débil o carece de uniformidad, puede ser incapaz para desempeñar sus funciones. Más aún, si las superficies de tipo mejorado se construyen sobre terrenos que en ciertas estaciones se encuentran sujetos a cambios extremos de volumen, no sólo les faltará el apoyo, sino que pueden desarrollarse esfuerzos destructores contrarios que traerán como consecuencia series levantamientos, ampolladuras, agrietamientos excesivos del pavimento, etc. Ningún tipo o diseño de superficie es capaz de resistir con éxito a dichos esfuerzos;

por tanto, se pone de manifiesto que el proyecto del camino debe comenzar con la subrasante y que las medidas eficaces de prevención adoptadas en las etapas iniciales de la construcción se reflejarán en la economía posterior en los gastos de conservación.

El remedio fundamental para la estabilización de la subrasante es el DRENADO, manejo o remoción del agua, ya sea superficial o subterránea, en tal forma que mejore y proteja la subrasante.

Como en el caso actual el camino corre a media ladera, el manto de agua se hallará aproximadamente paralelo a la superficie original del terreno y como éste tiene inclinación, se le llama "manto de escurrimiento en ladera". Por lo general estos mantos en ladera funcionan bajo carga y son los que se drenan con mayor facilidad, porque casi siempre se dispone de salidas para los drenes, a la profundidad necesaria.

El problema consiste en que las aguas superficiales sean llevadas por el bombeo de la calzada hacia la CUNETA, debiendo tener ésta, para la precipitación pluvial dada de 20 mm. al año, una sección triangular y cuyas dimensiones sean de 0.30 m. de profundidad y de 0.50 m. de ancho, siendo medida ésta desde el borde de la berma a la vertical del vértice bajo; el talud exterior de la cuneta será el correspondiente al del corte. La cuneta no deberá tener gradientes que sobrepasen a las de erosión, debiendo ubicarse caídas para contrarrestar la mayor pendiente del camino, siendo los lugares de ubicación de dichas caídas, reforzadas con losas de concreto.

En cuanto a la acción erosiva de las aguas superficiales en los taludes, se proveerán cunetas de coronación las que deberán desaguar en la cuneta principal, por medio de canales que

sigan la máxima pendiente del talud. Al igual que la cuneta de coronación, la principal desaguará sus aguas para evitar la excesiva acumulación de las mismas, por medio de tubos de desagüe, que pasen por debajo de la plataforma del camino.

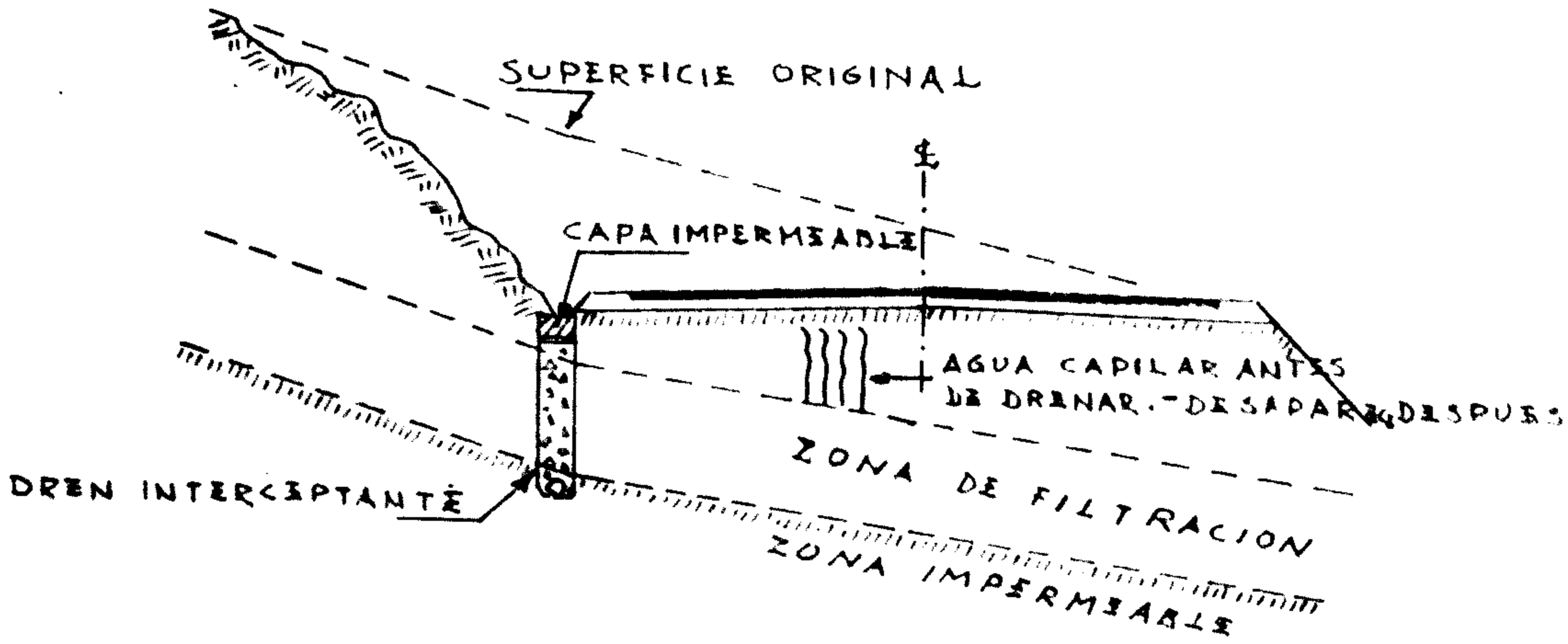
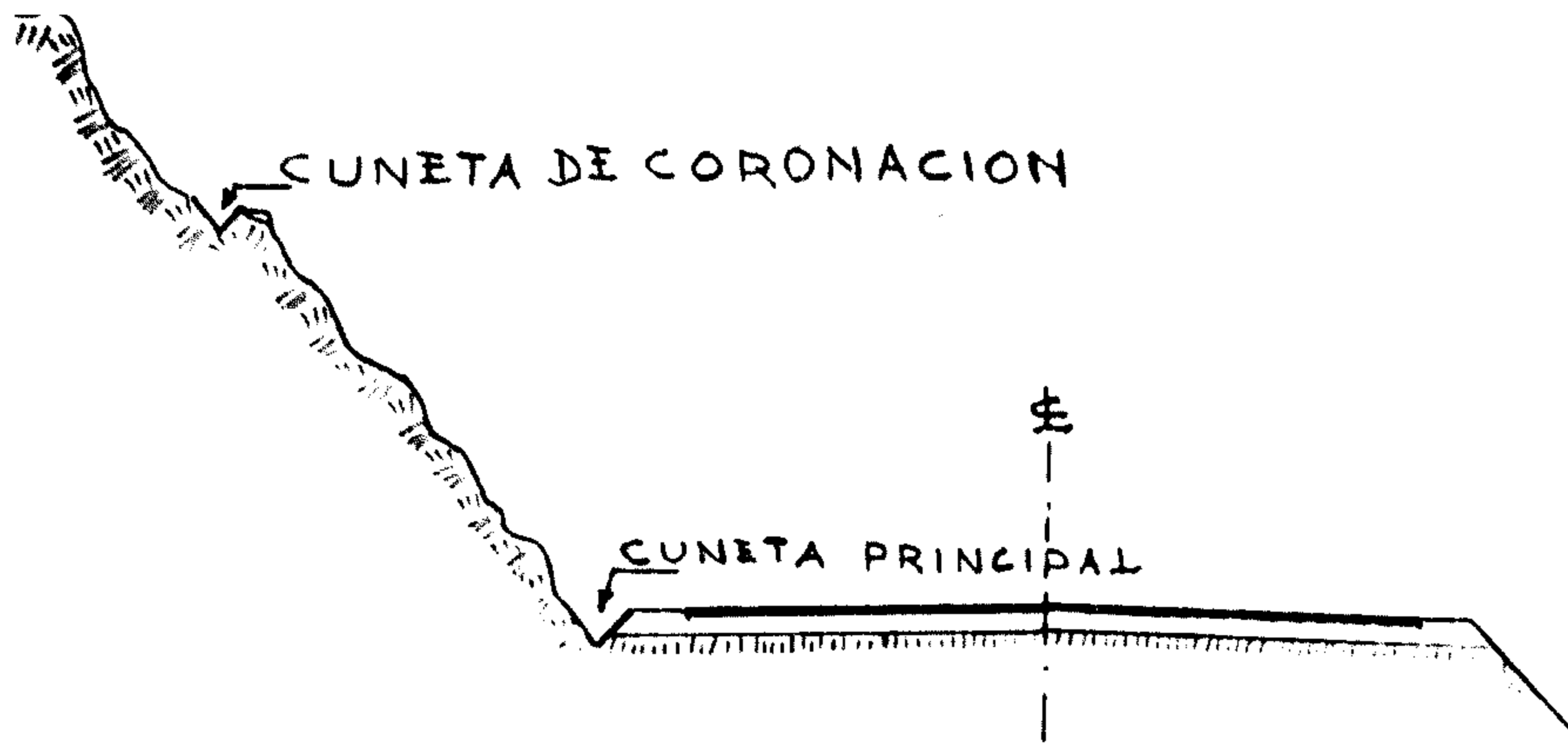
Para efectuar el drenaje de las aguas subterráneas, se hará por medio de drenes interceptantes; consistiendo el problema en interceptar el agua antes de que entre en la zona del camino, y su solución requiere localización y profundidad adecuadas para los drenes, con el fin de asegurarse de que ha sido interceptada toda el agua que puede ocasionar perjuicios. La localización de éstos mantos en ladera se hace por medio de sondeos y pueden variar de uno á ocho los puntos húmedos por kilómetro. Este sería uno de los métodos de mejoramiento de los suelos del tipo A-5.

Las características principales de un dren interceptante son:

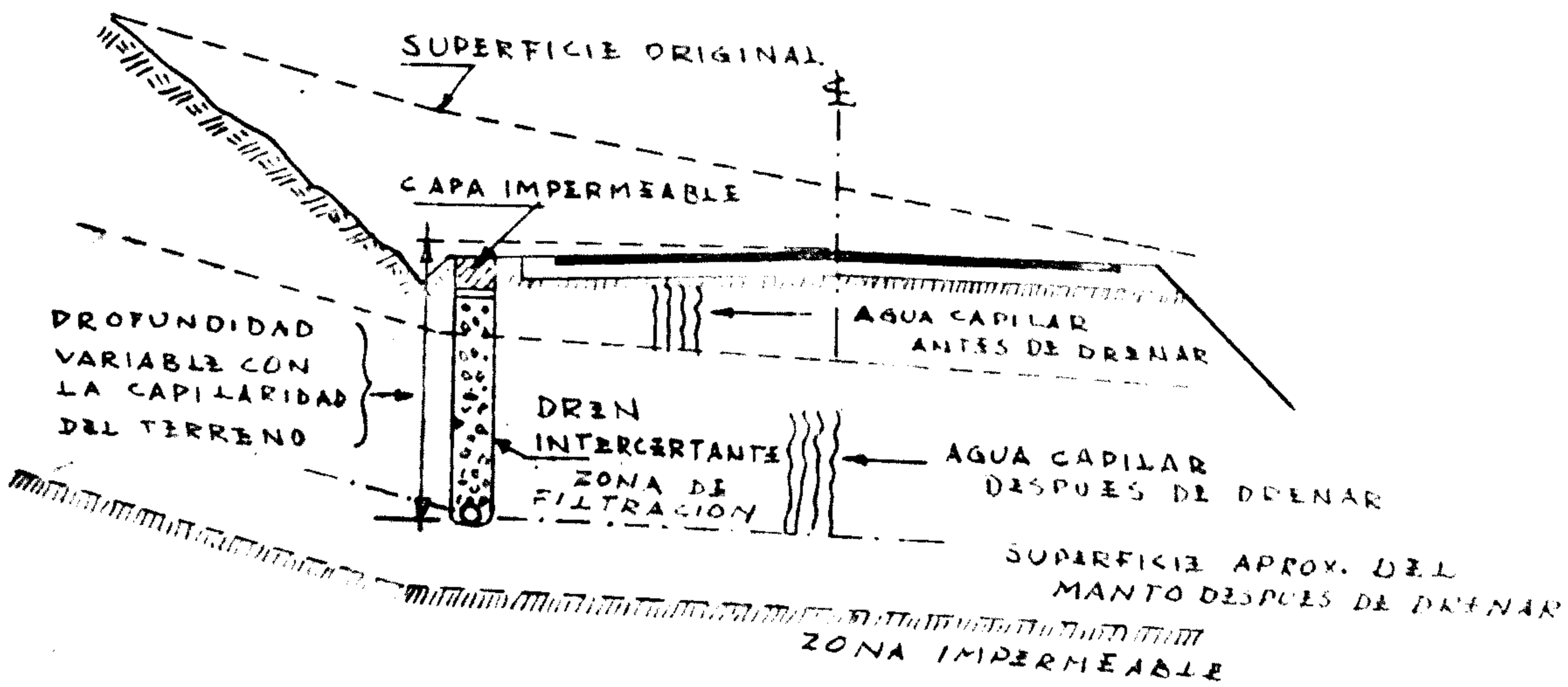
- 1°.- Que la zanja tenga la profundidad necesaria para que todo el tubo se encuentre bajo la capa de escurrimiento, en la zona impermeable.
- 2°.- Se emplea un relleno permeable de graduación fina.
- 3°.- La parte superior del dren debe estar impermeabilizada.

El principio hidráulico que se emplea es, el de que el agua sigue la línea de menor resistencia; el agua cae verticalmente en el relleno permeable hacia el fondo de la zanja y entra al tubo porque esa es la línea de menor resistencia y para asegurar una interceptación y recolección completas, el tubo debe colocarse dentro de la capa impermeable. La figura explica como debe colocarse el subdren y su relleno.

DRENAJE

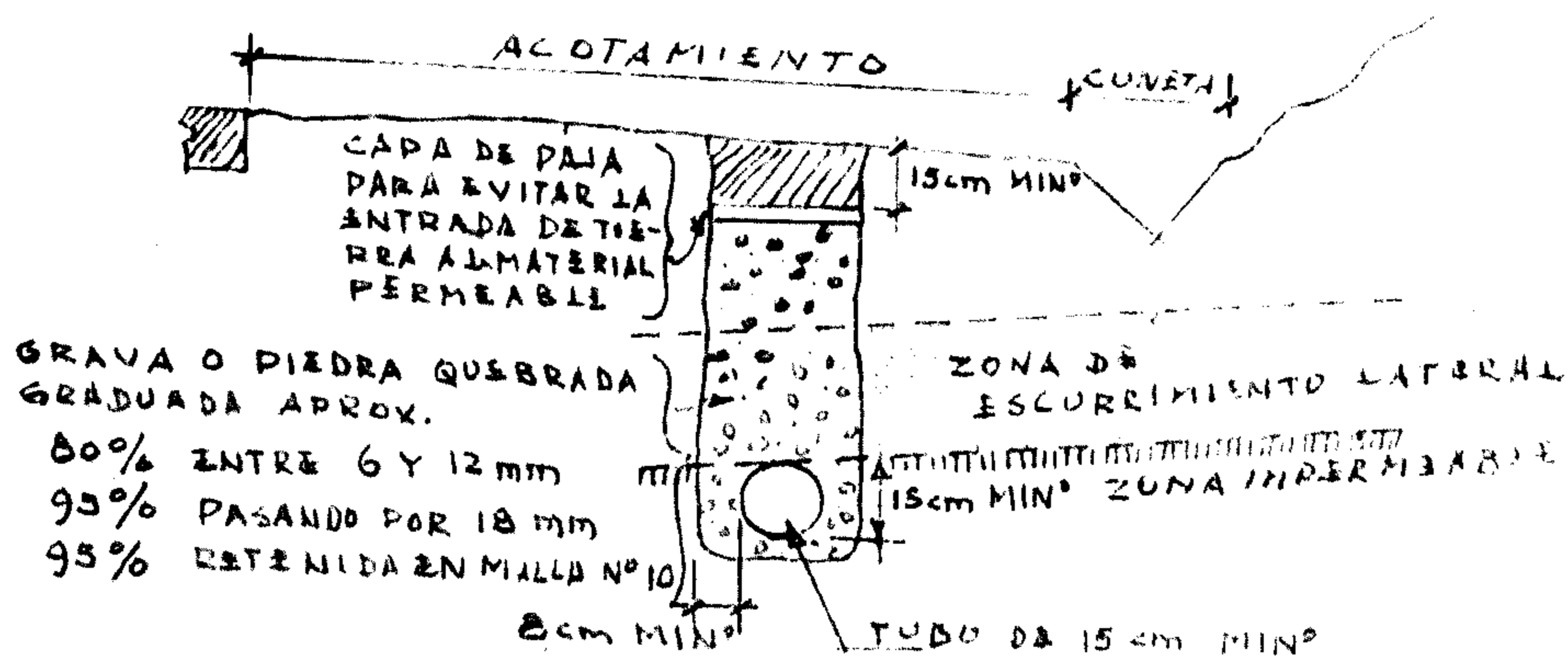


ZONA DE FILTRACION DE POCO ESPESOR



ZONA DE FILTRACION GRUESA

-ERRADO CON MATERIAL IMPERMEABLE PARA ELIMINAR EL AGUA SUPERFICIAL



DREN INTERCEPTANTE

TALUDES, - El talud varía con la clase de terreno y también para el caso de: relleno o corte.

En las Normas para Estudio de Carreteras encontramos las siguientes inclinaciones para los taludes, de acuerdo con la estabilidad de los terrenos:

<u>Corte:-</u>	<u>Terreno</u>	<u>Vert.</u>	<u>Horiz.</u>
	1.- Roca y conglomerado cementado....	10	: 1
	2.- Conglomerados.....	8	: 1
	3.- Tierra compacta.....	2	: 1
	4.- Tierra suelta.....	1	: 1
	5.- Arena.....	1	: 1 1/2
<u>RELLENO:-</u>	1.- Enrocados.....	1	: 1
	2.- Demás materiales.....	1	: 1 1/2

Como en el tema propuesto, me indican la siguiente clasificación del terreno para el kilómetro en estudio:

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

determinaré en primer lugar a que tipo de terreno corresponde la anterior clasificación y así tenemos que en el libro de Caminos del Ing° Romero S. encontramos:

Material de III.- Terrenos de tránsito.- En esta categoría se agrupan los materiales que además de necesitar desagregación y poderse efectuar por el pico y el barretón de caminero, están mezclados con otros materiales que presentan inconvenientes para el carguío o desintegración, como el aluvión antiguo, etc.

Material de IV.- Rocas blandas.- En estas clases se agrupan todas las rocas que presentan facilidad para el trabajo y que pueden derumbarse con barretón, cuñas y explosivos de poco poder.

Material de V.- Rocas duras.- Comprende todas aquellas rocas que sólo pueden trabajarse con explosivos de alto poder, por ser muy compactas y no presentar fracturas o olivajes frecuentes.

De acuerdo con las anteriores definiciones de los diferentes materiales y según los taludes tipos dados en las Normas para Estu-

dios de Carreteras, los taludes de los diferentes tramos del kilómetro en estudio serán:

<u>Tramo</u>	<u>Material</u>	<u>Corte</u>	<u>Relleno</u>
1 / 000 - 1 / 250	IV	10 : 1	1 : 1
1 / 250 - 1 / 500	III	3 : 1	1 : 1 1/2
1 / 500 - 1 / 750	V	10 : 1	1 : 1
1 / 750 - 2 / 000	III / 30% IV	3 : 1	1 : 1 1/2

PAVIMENTO: DISEÑO Y CONSTRUCCION.- Tal como lo indica el tema propuesto, se hará un diseño de pavimento del llamado tipo flexible, suponiendo un suelo del tipo A-5. Analicemos en primer lugar este tipo de suelo:

Este suelo comprende el limo sin material grueso, con fricción interna variable, poca cohesión, alta acción capilar y elasticidad perjudicial; contiene menos del 55 % de arena, posee un elevado límite líquido (generalmente mayor de 35), una variación de plasticidad más bien estrecha y un elevado límite de contracción. Este suelo tiende a absorber el agua y está expuesto a la expansión causada por las heladas y a los deslaves o erosión. Es susceptible de producir el agrietamiento de los pavimentos rígidos y el fracaso de los pavimentos flexibles a causa de su poca adherencia y por las expansiones de las heladas.

Entre los métodos utilizados para mejorar este tipo de suelo, para poderlo utilizar como subrasante, se encuentra el del drenaje longitudinal y transversal (ya explicado en la parte de drenaje) junto con la estabilización, mezclas posibles y la protección (en los taludes) contra deslaves. Entre las mezclas posibles podría usarse, entre otras, una capa de arena con grava, tendidos en cordones sobre la superficie alisada y haciendo su mezcla con niveladoras de arrastre, colocando sobre esta base un firme del tipo B, el que después de compactado soportará la capa de ro-

dadura. Este último tipo de mezcla es el que se empleará, usándose al efecto arena en una proporción de 60 lt/m^2 y grava de $1 \frac{1}{2}''$ a $2''$.

Procedamos pues, a diseñar el espesor para este tipo de pavimento flexible, para lo cual emplearé el ábaco del Ing^o.

P. V. Reagel.- Este ábaco da los espesores en función del tráfico a soportar la Carretera y del índice de grupo del terreno así como de su resistencia.

Para las condiciones de tráfico dadas en las especificaciones del Proyecto es de 300 camiones y 200 automóviles, el tráfico será considerado como extra-pesado y el terreno con un índice de grupo de 11 y una resistencia de $16.4 \text{ lb/}(\text{")})^2$, el espesor del pavimento será: pavimento + base = $10''$.

Diseñado el espesor del pavimento, procedemos a aplicar el tratamiento asfáltico, no sin antes que la base que se ha construido en el terreno natural sea perfectamente nivelada eliminando al mismo tiempo el material suelto y todo elemento extraño ya que éste puede impedir que el asfalto se adhiera firmemente al pavimento.- Para este objeto, se puede pasar una cuchilla niveladora para igualar bien el terreno, regando al mismo tiempo el afirmado para consolidar bien el material, por medio de un rodillado, con un rodillo tipo Tandem de 5 a 8 toneladas.

Una vez que el afirmado se halle completamente nivelado en la forma indicada anteriormente y se halle seco y con un perfil transversal debidamente bombeado, se procederá a colocar una capa de imprimación con asfalto líquido caliente del tipo MC-0 a más o menos 50°C en la proporción de $1 \frac{1}{2} \text{ lt/m}^2$, pudiéndose aumentar hasta 2 lt/m^2 , si se nota que durante la imprimación el material del afirmado absorbe rápidamente el asfalto. Se deja la superficie sin movimientos de vehículos durante 48 horas

para que se pueda efectuar una completa absorción del asfalto líquido en el afirmado construido.

Transcurridas las 28 horas se volverá a regar con 1 lt/m² de asfalto líquido caliente a 50°C más o menos del tipo RC-2.- Sobre este segundo riego deberá esparcirse inmediatamente una capa de piedra angulosa, dura, limpia y seca de 3/4" a 1/2" en la proporción de 20 a 30 lt/m², se pasa un rodillo de 5 a 8 toneladas; después de cada pasada de rodillo se barre con escobas con fin de favorecer la mezcla de los materiales sueltos con el asfalto líquido. El rodillado se efectuará inmediatamente después de esparcido el agregado.- A los dos días más o menos se cubre esta capa con otro riego de asfalto líquido caliente a 50°C más o menos, del tipo RC-2 en la proporción de 1 1/2 lt/m². Se coloca inmediatamente una capa de 10 a 15 lt/m² de piedra de 1/2" a 1/4" angulosa, dura, limpia y seca, que deberá rodillarse y barrerse como se ha explicado anteriormente.

A los dos días, más o menos, se cubre esta capa con otro riego de asfalto líquido caliente a 50°C más o menos del tipo RC-1 en la proporción de 1 lt/m² que servirá de sello.- Se aplica inmediatamente una capa de piedra de 1/4" a 1/8" en una cantidad aproximada de 10 lt/m² de las mismas características que las anteriores, efectuándose como antes el rodillado y barrido.

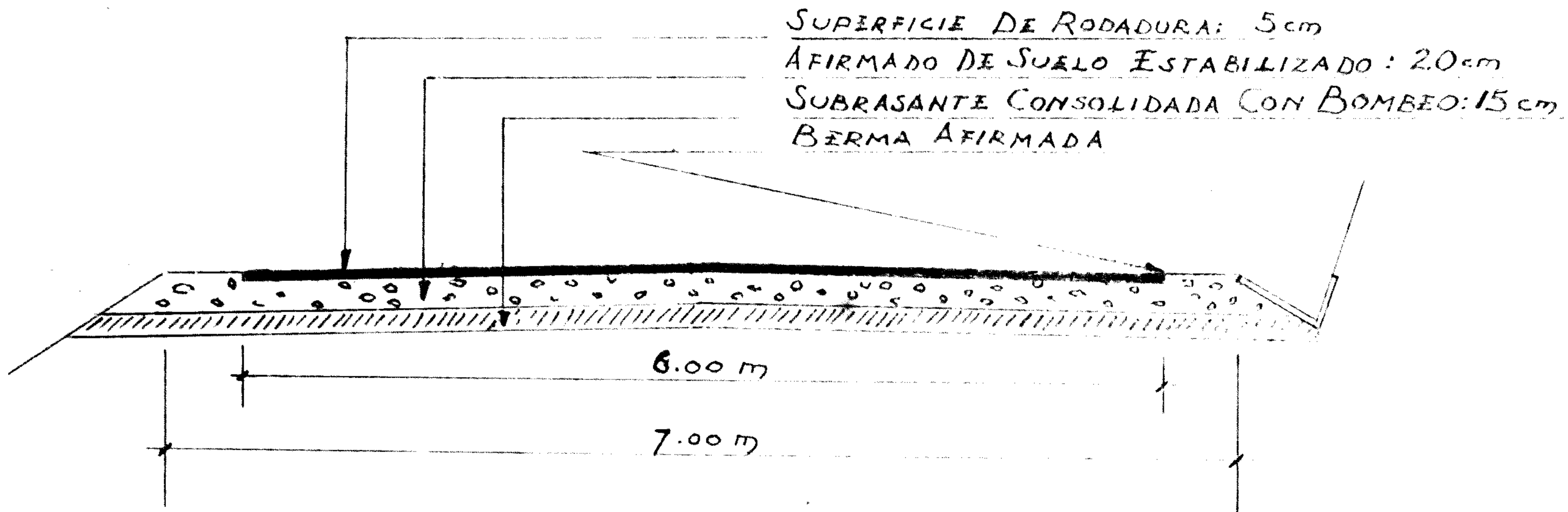
Las especificaciones para la combinación de la mezcla son las siguientes:

Pasa la malla de:	1".....	100 %
	3/4".....	80 a 90 %
	1/2".....	60 a 70 %
Pasa la malla N°:	40.....	20 a 40 %
	100.....	15 a 20 %
	200.....	5 a 10 %

Estos no deberán tener un contenido de humedad mayor de 1.5 %.- En algunos casos podemos obtener estos materiales com-

binando los materiales de los bancos o canteras, sin necesidad de sarandeo.

PERFIL TÍPICO DE
CARRETERA ASFALTADA



MOVIMIENTO DE TIERRAS.- CUADRO DE CUBICACIONES.- Para poder efectuar el estudio económico del kilómetro en estudio, es necesario hacer la cubicación del movimiento de tierras, para lo cual se ha confeccionado un cuadro de cubicaciones que se muestra en la página siguiente, y el que ha sido tomado del modelo de las copias del Curso de Caminos del Ing°. Paraud.

Siguiendo las especificaciones del proyecto, las secciones transversales han sido tomadas de 20 m. en 20 m. y la obtención de las áreas se ha hecho, por el método del Planímetro, y los volúmenes entre dos secciones consecutivas por el método de las Áreas Medias.

CARRETERA: A - B

SECTOR:.....

Metraje para Presupuesto.

Del Km. 1 + 000

Al Km. 1 + 500

Estaca	ÁREAS			VOLUMENES (m ³)						
	(m ²)			TOTAL		CLASIFICADOS				
	R.	C.	D.	R	C	R.A.	R.B.	C III	C IV	C V
Km. 1	9.75	0.26	20	0	0	0	0			
2	8.10	0.47	"	178.5	7.3	7.3	171.0		7.3	
4	6.65	0.65	"	145.5	11.2	11.2	136.3		11.2	
6	5.60	1.01	"	122.5	16.6	16.6	105.9		16.6	
8	4.25	1.71	"	98.5	27.2	27.2	71.3		27.2	
10	3.66	1.86	"	81.1	35.7	35.7	45.4		35.7	
12	3.47	2.18	"	73.3	40.4	40.4	32.9		40.4	
14	1.76	3.96	"	52.3	61.4	52.3			61.4	
16	1.40	4.29	"	31.6	82.5	31.6			82.5	
18	0.60	4.41	"	20.0	87.0	20.0			87.0	
20	0.34	5.52	"	9.4	99.3	9.4			99.3	
22	0.23	5.78	"	5.7	113.0	5.7			113.0	
24	0.38	5.38	"	6.1	111.6	6.1			111.6	
26	0.54	4.97	"	9.2	103.5	9.2		103.5		
28	0.38	4.66	"	9.2	96.3	9.2		96.3		
30	0.21	4.65	"	5.9	93.1	5.9		93.1		
32	0.86	3.53	"	10.7	81.8	10.7		81.8		
34	1.40	2.31	"	22.6	58.4	22.6		58.4		
36	2.52	1.53	"	39.2	38.4	38.4	0.8	38.4		
38	3.35	1.04	"	58.7	25.7	25.7	33.0	25.7		
40	4.05	0.81	"	74.0	18.5	18.5	55.5	18.5		
42	3.83	0.86	"	78.8	16.7	16.7	62.1	16.7		
44	3.75	0.94	"	75.8	18.0	18.0	57.8	18.0		
46	2.94	0.96	"	66.9	19.0	19.0	47.9	19.0		
48	3.38	0.87	"	63.2	18.3	18.3	44.9	18.3		
50	2.70	0.96	"	60.8	18.3	18.3	42.5	18.3		
T O T A L E S				1401.5	1299.2	494.0	907.5	606.0	693.2	

RESUMEN: - Del Km. 1 + 000 al Km. 1 + 500

Relleno propio:..... 494.0 m³

Relleno de préstamo:..... 907.5 m³

Corte en III:..... 606.0 m³

Corte en IV:..... 693.2 m³

CARRETERA: A - B

SECTOR:.....

Metraje para Presupuesto.

Del Km. 1 + 500

Al Km. 2 + 000

A R E A S (m ²)				V O L U M E N E S (m ³)						
				T O T A L		C L A S I F I C A D O S				
Est.	R.	C.	D.	R.	C.	R.A	R.B	C III	C IV	C V
52	2.40	0.93	20	51.0	18.9	18.9	32.1			32.1
54	2.15	1.03	"	45.5	19.6	19.6	25.9			19.6
56	2.04	1.02	"	41.9	20.5	20.5	21.4			20.5
58	2.30	0.91	"	43.4	19.3	19.3	24.1			19.3
60	2.42	0.87	"	47.2	17.8	17.8	29.4			17.8
62	1.54	1.33	"	39.6	22.0	22.0	17.6			22.0
64	1.05	1.80	"	25.9	31.3	25.9				31.3
66	0.70	2.38	"	17.5	41.8	17.5				41.8
68	0.40	2.91	"	11.0	5.3	5.3	5.7			5.3
70	1.87	3.75	"	22.7	6.6	6.6	16.1			6.6
72	0.03	4.54	"	19.0	82.9	19.0				82.9
74	0.20	3.89	"	2.3	84.3	2.3				84.3
76	0.16	4.56	"	3.6	84.5	3.6		59.1	25.4	
78	0.42	5.71	"	5.8	102.7	5.8		71.9	30.8	
80	0.53	5.88	"	9.5	115.9	9.5		81.1	34.8	
82	0.61	5.79	"	11.4	116.7	11.4		81.7	35.0	
84	0.55	5.81	"	11.6	116.0	11.6		81.2	34.8	
86	0.26	5.86	"	8.1	116.7	8.1		81.7	35.0	
88	1.50	5.24	"	17.6	111.0	17.6		77.7	33.3	
90	1.96	5.26	"	34.6	105.1	34.6		73.6	31.5	
92	2.40	5.11	"	43.6	103.8	43.6		72.6	31.2	
94	4.35	4.29	"	67.5	104.0	67.5		72.8	31.2	
96	4.60	3.99	"	89.5	82.8	82.8	6.7	58.0	24.8	
98	5.20	4.79	"	98.0	87.8	87.8	10.2	61.5	26.3	
Km. 2	4.95	3.80	"	101.5	80.9	80.9	20.6	56.6	24.3	
T O T A L E S				869.3	1698.2	659.5	209.8	929.5	398.4	370.3

RESUMEN:- Del Km. 1 + 500 al Km. 2 + 000

Relleno propio:..... 659.5 m³
 Relleno de préstamo:..... 209.8 m³
 Corte en III:..... 929.5 m³
 Corte en IV:..... 398.4 m³
 Corte en V:..... 370.3 m³

VOLUMENES TOTALES EN EL Km. 1 - 2.-

Relleno propio:.....	1 153.5	m ³
Relleno de préstamo:.....	1 117.3	m ³
Corte en III:.....	1 535.5	m ³
Corte en IV:.....	1 091.6	m ³
Corte en V:.....	370.3	m ³

ESTUDIO ECONOMICO.- ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS.-

Costo de 1 m³ de relleno propio.-

Terraplén 10 m ³ /homb./día.....	S/. 0.60	m ³
Capataz, apuntador, seguros (25%).....	0.15	
Depreciación de herramientas.....	0.00	
	S/. <u>0.81</u>	m ³

Son: 0.81 soles/m³.

Costo de 1 m³ de relleno de préstamo.-

Transporte a carretilla a 30 m.: $X = 2pD/1000 + p/5$ D = 30 - 4 = 26 m.; ∴ $X = 2x5x26/1000 + 5/15$	S/. 0.60	m ³
Terraplén: 10 m ³ /homb./día.....	0.60	
Capataz, apuntador, seguros (25%).....	0.30	
Depreciación de herramientas.....	0.12	
	S/. <u>1.62</u>	m ³

Son: 1.62 soles/m³.

Costo de 1 m³ de corte de material de III.-

Desagregación: 3 m ³ /homb./día.....	S/. 1.68	m ³
Transporte a lampa a 4 m.: $T = 1/5 dp/8$	0.50	
Capataz, apuntador, seguros (25%).....	0.55	
Depreciación de herramientas (10%).....	0.22	
	S/. <u>2.95</u>	m ³

Son: 2.95 soles/m³.

Costo de 1 m³ de corte de material de IV.-

Desagregación: 1.6 m ³ /homb./día.....	S/. 3.10	m ³
Transporte a lampa a 4 m.....	0.50	
Capataz, apuntador, seguros (25%).....	0.90	
Explosivos (20%).....	0.62	
Depreciación de herramientas (10%).....	0.42	
	S/. <u>5.54</u>	m ³

Son: 5.54 soles/m³.

Costo de 1 m³ de corte de material de V.-

Desagregación: 1.3 m ³ /homb./día.....	S/. 3.85	m ³
Transporte a lampa a 4 m.....	0.50	
Capataz, apuntador, seguros (25%).....	1.08	
Explosivos (20%).....	0.80	
Depreciación de herramientas.....	0.50	
	S/. <u>6.73</u>	m ³

Son: 6.73 soles/m³.

AFIRMADO Y PAVIMENTACION.-

Costo de 1 m² de firme de conglomerado.-

Compactación de la subrasante.....	S/.	0.05	m ²
60 lt. de arena para mejorar el suelo.....		0.18	
Capa de conglomerado de 0.20 m. de espesor con piedra partida de diferente gradaciones a S/.2m ²		0.40	
Rodillado con pata de cabra y cilindro.....		0.10	
Depreciación de herramientas (10%).....		0.07	
Capataz, planilleros, seguros (20%).....		0.14	
	S/.	<u>0.94</u>	m ²

Son: 0.94 soles/m².

Refine de la plataforma por m².-

1 Sobrestante.....	S/.	10.00	día
1 Máquina pa motoniveladora.....		6.00	
2 Máquinas de rodillos.....		10.00	
3 Camiones.....		80.00	
3 Máquinas; combustible y lubricante.....		30.00	
12 Obreros.....		84.00	
Capataz, planilleros, seguros (20%).....		44.00	
Depreciación de herramientas (10%).....		22.00	
	S/.	<u>286.00</u>	día

Avance promedio diario: 260 ml.)
 Ancho: 7.00 m.)
 Superficie: 1 820 m².)

.: 286 : 1 820 = 0.16

Son: 0.16 soles/m².

Imprimación de la plataforma.-

1 Sobrestante.....	S/.	10.00	día
9 Obreros.....		63.00	
15 galones de kerosene.....		10.50	
4 500 galones de asfalto líquido.....		643.50	
25 m ³ de arena a S/. 3.00 el m ³		75.00	
Capataz, planillero, seguros (20%).....		160.40	
Depreciación de herramientas (10%).....		80.20	
	S/.	<u>1042.60</u>	día

Avance promedio diario: 3 000 m².
 .: 1 042.60 ; 3 000 = 0.35

Son: 0.35 soles/m².

Preparación de la mezcla.-

1 Sobrestante.....	S/.	10.00	día
--------------------	-----	-------	-----

	vienen.....	S/.	10.00	día
4	Carretilleros de piedra.....		28.00	
2	Carretilleros de arena.....		14.00	
2	Aceiteros.....		14.00	
2	Descargadores.....		14.00	
2	Maquinistas.....		20.00	
2	Calentadores.....		14.00	
2	Polveros.....		14.00	
300	tandas al día de piedra, cada una de 297.5 Kg., o sea: 82 900 Kg. (= 53 m ³) a S/ 5.30 c/u...		280.90	
300	tandas al día de arena, cada una de 107.25 Kg., o sea: 32 200 Kg. (= 25 m ³) a S/ 3.00 c/u...		75.00	
300	tandas al día de polvo, cada una de 18.20 Kg., o sea: 4 550 Kg., a 170.00 soles la Tn....		772.00	
	Aceite: 300 tandas al día, cada una de 12.99 Kg., o sea: 3 900 Kg., a S/. 128.00 la Tn.....		499.00	
	10 galones de gasolina, a S/. 1.00 el galón....		10.00	
	10 galones de kerosene, a S/. 0.70 el galón....		7.00	
	Capataz, planillero, seguros (20%).....		354.40	
	Depreciación de herramientas (10%).....		177.80	
		S/.	<u>2603.50</u>	día

Avance promedio diario: 65 m³
 ∴ 2 603.50 ÷ 65 = 35.45 soles/m³
 0.05 m. de espesor de pavimento dá S/. 1.78 por m²

Son: 1.78 soles/m².

Extendido de la mezola para 65 m³.

1	Sobrestante.....	S/.	10.00	día
8	Obreros.....		56.00	
2	Niveladores con regla.....		8.00	
1	Carretillero.....		7.00	
1	Barredor.....		7.00	
1	Arenero.....		7.00	
	Capataz, planillero, seguros (20%).....		19.00	
	Depreciación de herramientas (10%).....		9.50	
		S/.	<u>123.50</u>	día

123.50 : 65 = 1.90 soles/m³
 0.05 m. de espesor de pavimento dá: S/. 0.10 por m²

Son: 0.10 soles/m².

Rodillado de la mezcla para 65 m³.-

1 Maquinista.....	S/.	10.00
1 Ayudante.....		8.00
10 galones de gasolina, aceite.....		10.00
Capataz, planillero, seguros (20%).....		5.60
Depreciación de herramientas (10%).....		2.80
	S/.	<u>36.40</u>

36.40 : 65 = 0.56 soles/m³
0.05 de espesor de pavimento día: S/. 0.03 por m²

Son: 0.03 soles/m².

Sello seco.-

Se considera a S/. 0.03 por m²

Son: 0.03 soles/m².

Primer sello.-

Como en imprimación: S/. 0.35 por m²

Son: 0.35 soles/m².

Rodillado.-

Son: 0.03 soles/m².

Segundo, sello.-

1 Sobrestante.....	S/.	10.00	día
9 Obreros.....		63.00	
10 galones de kerosene a S/. 0.70 el galón.....		7.00	
3 000 galones de asfalto líquido a S/. 143 la Tn		429.00	
30 m ³ de arena, a S/. 3.00 el m ³		90.00	
Capataz, planillero, seguros (20%).....		119.80	
Depreciación de herramientas (10%).....		59.90	
	S/.	<u>778.70</u>	día

Avance promedio al día: 3 000 m²
778.70:3 000 = 0.26

Son: 0.26 soles/m².

Rodillado.-

Son: 0.03 soles/m²

Barrido.- Se estima en S/ 0.01 por m².

son: 0.01 soles/m².

COSTO DE 1 m.l. DE PAVIMENTO.-

Ancho de la calzada: 6.00 m.

Ancho de la calzada + bermas: 7.00 m.

Refine:

7.00 m de ancho a S/ 0.16 por m²..... S/ 1.12 ml.

Imprimación:

7.00 m de ancho a S/ 0.35 por m²..... 2.45

Preparación de la mezcla:

6.00 m de ancho a S/ 1.78 por m²..... 10.68

Extendido de la mezcla:

6.00 m de ancho a S/ 0.10 por m²..... 0.60

Transporte de la mezcla:

6.00 m de ancho a S/ 0.03 por m²..... 0.18

Rodillado de la mezcla:

6.00 m de ancho a S/ 0.03 por m²..... 0.18

Sello seco:

6.00 m de ancho a S/ 0.03 por m²..... 0.18

Primer sello (1.5 lt/m²):

7.00 m de ancho a S/ 0.35 por m²..... 2.45

Segundo sello (1 lt/m²):

7.00 m de ancho a S/ 0.26 por m²..... 1.62

Rodillado:

7.00 m de ancho a S/ 0.03 por m²..... 0.21

Barrido:

6.00 m de ancho a S/ 0.01 por m²..... 0.06

S/ 19.94 ml.

Son: 19.94 soles/ml.

COSTO DE 1 ml. DE CUNETA.-

Materiales:

Piedras canteadas.....	S/.	12.00	m ³
Cemento: 0.58 barriles/m ³ de albañilería a S/. 16.00 el barril.....		9.28	
Transporte.....		15.00	

Mano de obra:

Carga, transporte y descarga de 0.184 m ³ de arena, a S/. 3.00 el m ³		0.55	
Carga, transporte y descarga de 0.368 m ³ de piedra, a S/. 3.00 el m ³		1.10	
Desmenuzamiento de 0.368 m ³ de piedra a S/. 5.00 el m ³ .por.día.....		2.58	
Batido en mezcladora:maquinista 0.35 m ² /h (0.4 m ³), o sea: 0.14 h. a S/. 1.25 la hora.....		0.18	
Peón: 1.5 h/m ³ (0.40 m ³), o sea: 0.6 h. a S/.0.88.		0.53	

Colocación de la albañilería:

Albañiles: 3 h/m ³ a S/. 1.00 la hora.....		3.00	
Peón: 1.5 h/m ³ a S/. 0.88 la hora.....		1.32	
Asistentes, seguros (20%).....		9.00	

Herramientas:

Depreciación (10%).....		4.50	
	S/.	<u>59.04</u>	m ³

Sección: 0.15 m².
Luego: 0.15 x 59.04 = 8.30

Son: 8.30 soles/ml.

PRESUPUESTO DEL Km. 1-2

<u>PARTIDAS</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>PRECIO</u> <u>UNITARIO</u>	<u>COSTO</u> <u>PARCIAL</u>	<u>COSTO POR</u> <u>PARTIDA</u>
<u>Mov°. de tierras:</u>				
Corte en III	1 535.5 m ³	S/. 2.95	S/. 4 540.00	
Corte en IV	1 091.6	5.54	6 080.00	
Corte en V	370.3	6.73	2 500.00	
Rell°. propio	1 153.5	0.81	932.00	
Rell°. de prést°.	1 117.3	1.62	<u>1 810.00</u>	S/. 15 862.00
<u>Afirmado:</u>				
	7 000 m ²	0.94	<u>6 580.00</u>	6 580.00
<u>Pavimento:</u>				
	1 000 ml	19.94	<u>19 940.00</u>	19 940.00
<u>Cuneta:</u>				
	1 000 ml	8.30	<u>8 300.00</u>	8 300.00
<u>Señalización:</u>				
				<u>300.00</u>
			<u>T O T A L:</u>	S/. <u>50 982.00</u>

Son: S/. 50 982.00 por Km.

P U E N T E

Para el cálculo del puente se han seguido las normas dadas por la American Association of State Highways Officials (AASHO) tal como lo indica las Especificaciones del Proyecto, que dice que el Puente será de Concreto Armado y de doble vía, con una luz libre de 10.50 m.

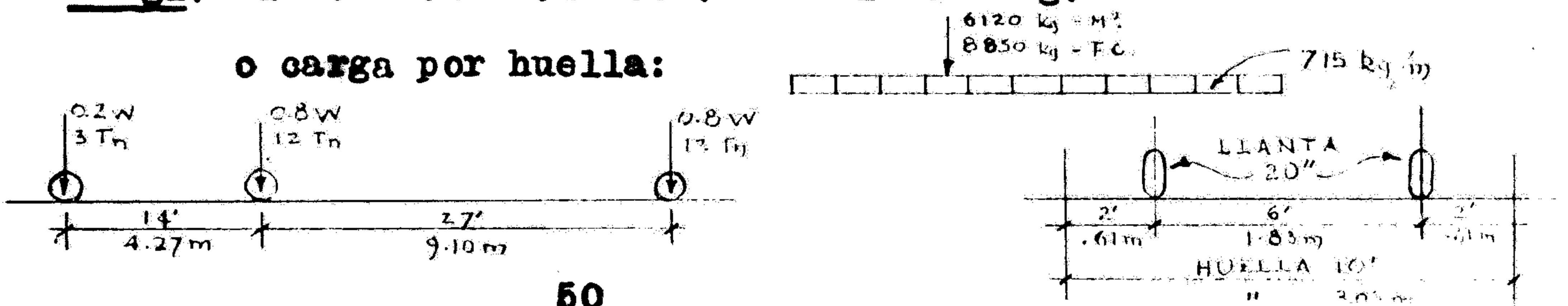
Las características adoptadas para el cálculo del Puente son las siguientes:

Ancho: 6.60 m. (entre sardineles).

Luz libre: 10.50 m.

Carga: Camión H.15-S.12-44 : $W = 13\ 600\text{ kg.}$

o carga por huella:



50

Impacto: $I = \frac{50}{3.28 L + 125}$; $I_{\text{máx}} = 30\%$

Material: Concreto: $f'_c = 140\text{ kg/cm}^2$ $n = 15$

Acero: Grado estructural.- Barras deformadas.

Esfuerzos:

$f_s = 1\ 260\text{ kg/cm}^2$			
$= 1\ 120$	"		para refuerzo de tensión diagonal.
$f_c = 63$	"		
$v = 2.8$	"	longitud. no anclados	Sin refuerzo
$= 4.2$	"	"	anclados) en el alma.
$= 8.4$	"	"	no anclados) Con refuerzo
$= 16.8$	"	"	anclados) en el alma.
$u = 7$	"	"	no anclados
$= 10.5$	"	"	anclados

SECCION TRANSVERSAL.- El espaciamento entre ejes se hará de manera que las cargas en las vigas sean las mismas o aproximadamente iguales; tenemos así:

Disposición derecha: Reacción viga central:

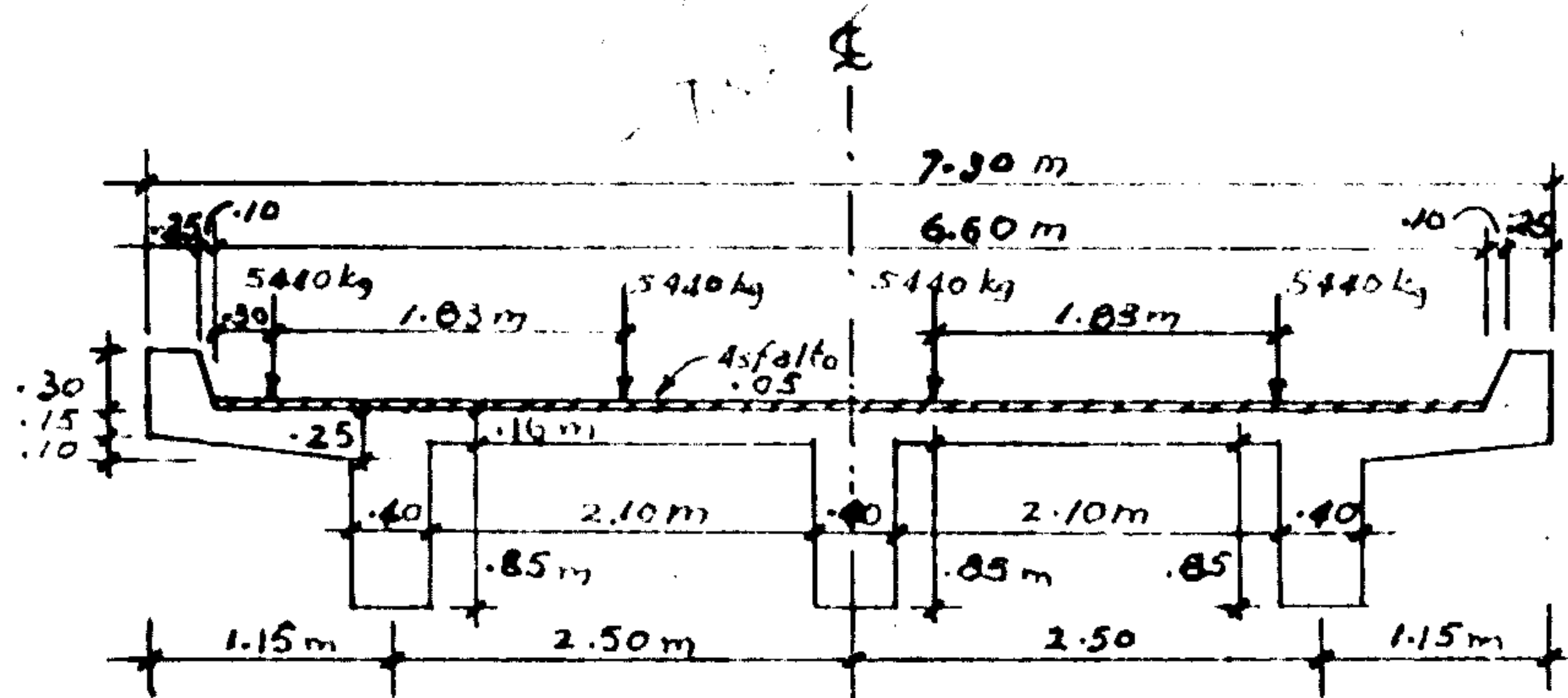
$$R_1 = 5\ 440 \times \frac{2.50}{1.50} = 9\ 100\text{ kg.}$$

Disposición izquierda: Reacción viga extrema:

$$R_2 = 5\,440 \times 2 \times \frac{1.94}{2.50} = 9\,100 \text{ kg.}$$

Luego: Longitud del voladizo : 1.15 m.
Luz entre ejes de viga: 2.50 m.

Adoptamos como ancho de la viga: $b' = 0.40 \text{ m.}$; luego la sección transversal es:



CALCULO DEL VOLADIZO.-

	<u>Peso</u>	<u>x</u>	<u>Brazo</u>	<u>= Mom°.</u>
Peso propio baranda	= 150	x	1.00	= 150 kg-m.
Sardinel: .35 x .30 x 1 x 2	400 = 190	x	1.00	= 190 "
Losa: .20 x 1 x 1 x 2	400 = 480	x	0.57	= 275 "
Asfalto: .05 x .80 x 1 x 2	000 = 80	x	0.40	= 32 "
				<u>M = 647 kg-m.</u>

Ancho Efectivo: $E = .8 \times 1.14 = .8 \times .50 + 1.14 = 1.54 \text{ m.}$

Carga viva: $P/E \cdot x = \frac{5\,440}{1.54} \times 0.50 = 1\,760 \text{ kg-m}$

Impacto: 0.30 = 528

Carga muerta = 647

$M_T = 2\,935 \text{ kg-m}$

ALTURA DE LA LOSA.-

$$d = \sqrt{\frac{M}{K \cdot b}}$$

M: 2 935 kg-m
K: 11.6 kg/cm²
b: 1.00 m

de donde: d = 16 cm.

AREA DE ACERO.-

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} =$$

M: 293 500 kg-cm²
f_s: 1 260 kg/cm²
j: 7/8
d: 16 cm

de donde: A_s = 16.6 cm²

A_s = φ/5/8" (a) 10cm

LOSA CENTRAL.- Por llevar el tablero tres viguetas centrales, se forman 8 losas apoyadas en sus cuatro lados y cuyas dimensiones son: $a = 2.50$ m.; $b = 2.75$ m., ya que supongo que los apoyos tendrán 0.50 m. de ancho lo que me dá una luz de cálculo de: $L = 11$ m de donde el espaciamento centro a centro de las viguetas (5) será de: $s = 2.75$ m.

Por ser la relación de luces de las losas: $b/a = 1.10$ menor que 1.5, las losas se calcularán como losas armadas en dos sentidos luego tenemos:

Faja corta: Ancho Efectivo: $E = 0.4 S + 1.14 = 2.14$ m. ($S = 2.50$)

Faja larga: Ancho Efectivo: $E = 0.175 S + 0.96 = 1.44$ m. ($S = 2.75$)

Peso de la losa por m^2 .: 500 kg.

Porcentaje que lleva la faja corta: $p = 0.60$) Carga
" " " " " " : $p' = 0.40$) repartida. (Parker)

La faja corta lleva: $0.60 \times 500 = 300$ kg/ m^2
" " larga " : $0.40 \times 500 = 200$ kg/ m^2

Momento carga repartida.-

Faja corta: $M = 0.2 PL^2$; $M = 234$ kg-m (P: 300; L: 2.50)

Faja larga: $M = 0.2 PL^2$; $M = 304$ kg-m (P: 200; L: 2.75)

Porcentaje que lleva la faja corta: $p = \frac{b^3}{a^3 + b^3}$ a: 2.50 m.
b: 2.75 m.

Porcentaje que lleva la faja larga: $p = 0.58$
 $p' = 0.42$

La faja corta lleva: $0.58 \times 5440 = 3150$ kg
" " larga " : $0.42 \times 5440 = 2290$ kg.

Momento carga concentrada.-

Faja corta: $M = 0.2 P/E. S = 740$ kg-m (P: 3150; E: 2.14)

Faja larga: $M = 0.2 P/E. S = 880$ kg-m (P: 2290; E: 1.44)

MOMENTOS TOTALES.-

Carga viva:	= 740 kg-m) FAJA CORTA
Impacto: 740 x 0.3	= 222 kg-m	
Carga muerta	= <u>234</u>	
	M = 1 196 kg-m	

Carga viva:	= 880 kg-m) FAJA LARGA
Impacto: 880 x 0.3	= 264	
Carga muerta:	= <u>304</u>	
	M = 1 448 kg-m	

Momento de diseño: M = 1 448 kg-m

ALTURA DE LA LOSA.-

$$d = \sqrt{\frac{M}{K \cdot b}}$$

de donde: d = 12 cm.
h = 16 cm.

M: 1 448 kg-m
K: 11.6 Kg/cm²
b: 1.00 m

AREA DE ACERO.- El área de acero así como el espaciamiento, lo tomo el mismo para ambas direcciones, ya que la diferencia de momentos es muy pequeña, lo que da prácticamente la misma área de acero.

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = 9.6 \text{ cm}^2$$

A_s = φ 5/8" (ca) 20 cm.

M: 144 800 kg-cm
f_s: 1 260 kg/cm²
j: 7/8
d: 12 cm

ESFUERZO CORTANTE.-

$$v = \frac{V}{b \cdot j \cdot d} = 4.12 \text{ kg/cm}^2$$

luego los φ irán anclados.

V: 4 470 kg
b: 100 cm
j: 7/8
d: 12 cm

VIGAS PRINCIPALES

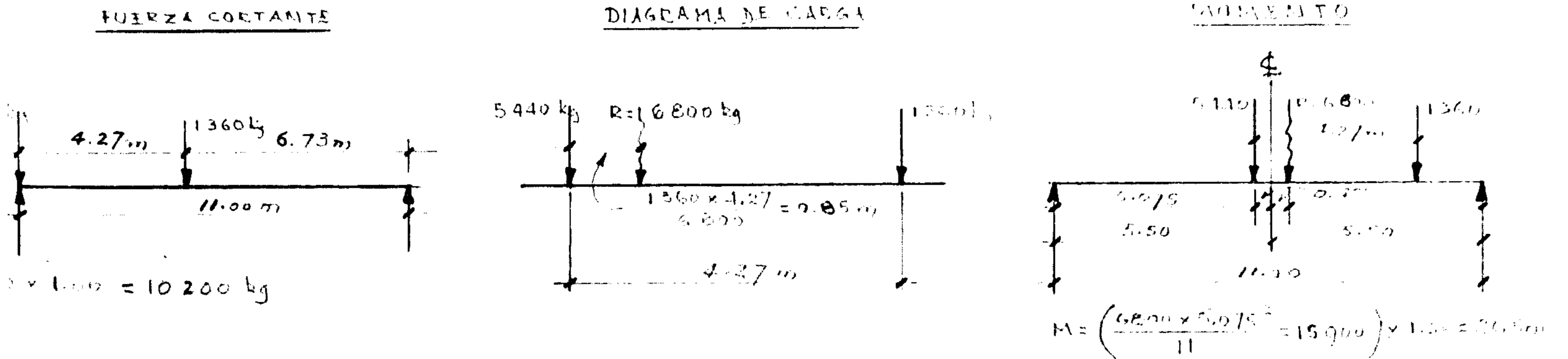
VIGA INTERIOR.- Suponemos apoyos de: 0.50 m.; luego la luz de cálculo será: L = 10.50 + 0.50 = 11.00 m.; L = 11.00 m.

Proporción de carga de rueda llevada por una viga (AASHO):

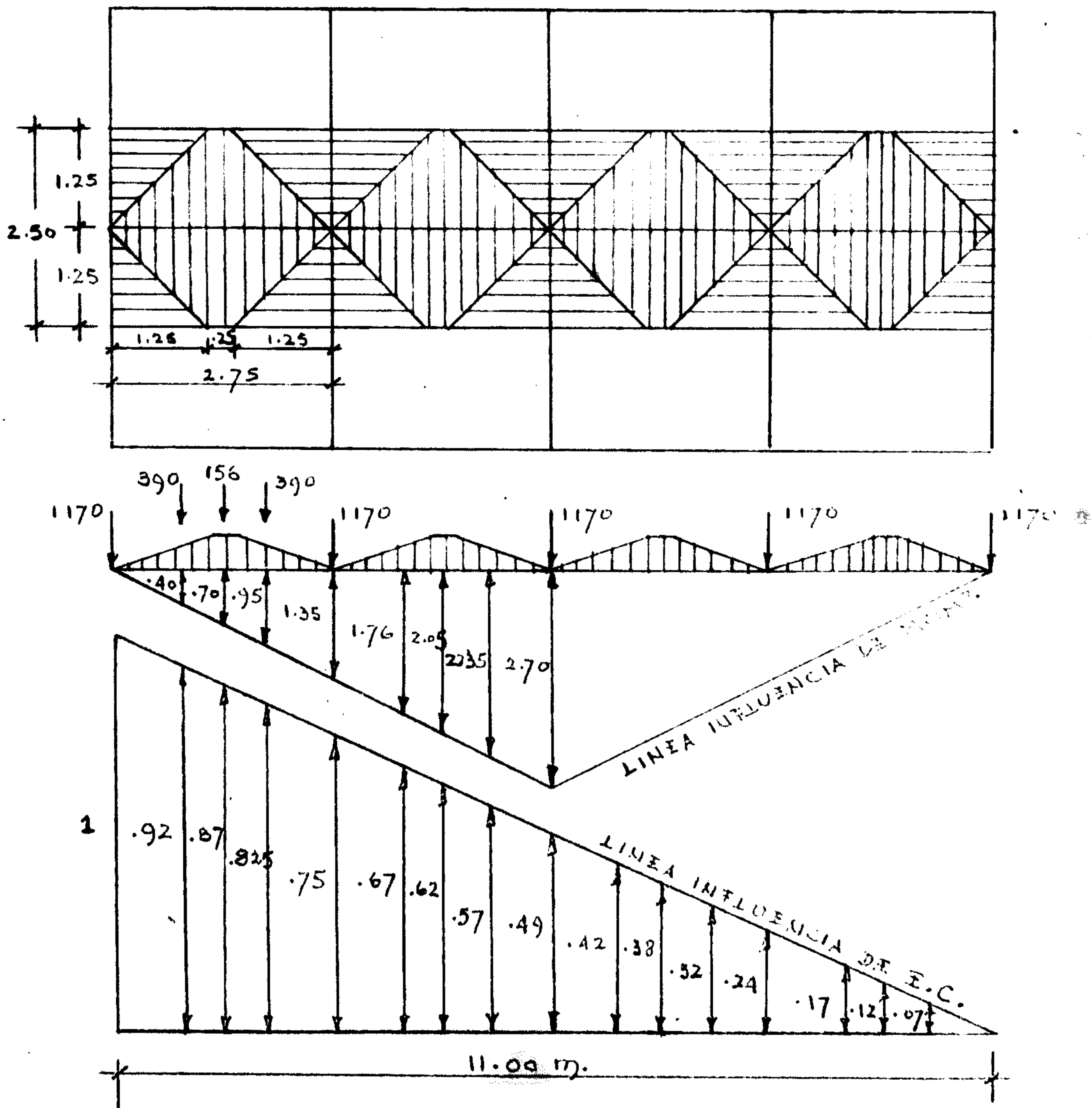
S/1.50 = 2.50/1.50 = 1.66

Proporción de carga: 1.66

MOMENTO Y FUERZA CORTANTE: CARGA VIVA.-



MOMENTO Y FUERZA CORTANTE: CARGA MUERTA.- La carga que lleva la viga central, la hallamos trazando líneas a 45°, formándose así cuatro trapecios de carga debido a la losa y tres cargas concentradas debido al peso propio de la vigueta más la parte de peso de la losa que absorbe dicha vigueta. Tenemos así el siguiente diagrama:



Peso de 16 cm. de losa + 5 cm. de asfalto: 500 kg/m^2 .

Carga de cada triángulo: $\frac{1.25 \times 1.25}{2} \times 500 = 390 \text{ kg.}$

Carga de cada rectángulo: $0.25 \times 1.25 \times 500 = 156 \text{ kg.}$

Carga de la vigueta: $\frac{2.50 \times 1.25}{2} \times 500 = 780 \text{ kg.}$

P.P. de la vigueta: $.20 \times .85 \times 1 \times 2 \times 400 = 390 \text{ kg.}$

Carga total que transmite la vigueta: $= 1170 \text{ kg.}$

Enseguida trazo las líneas de influencia de momentos y esfuerzos cortantes.- Calculo las ordenadas correspondientes en los centros de gravedad de las áreas de carga y sumando las ordenadas de las áreas iguales, tengo:

1°.- MOMENTOS:-

$$\begin{aligned} M &= (.40 + .95 + 1.76 + 2.35) \times 2 \times 390 = 4\ 250 \text{ kg-m} \\ &= (.70 + 2.05) \times 2 \times 156 = 860 \\ &= (1.35 \times 2 + 2.70) \times 1\ 170 = 6\ 340 \\ &= \underline{11\ 450 \text{ kg-m}} \end{aligned}$$

Como la viga lleva carga a los dos lados: $M = 11\ 450 \times 2$
 $M = \underline{22\ 900 \text{ kg-m}}$

2°.- ESFUERZOS CORTANTES:-

$$\begin{aligned} V &= (.92 + .825 + .67 + .57 + .42 + .32 + .17 + .076) \times 390 = 1\ 550 \\ &= (.87 + .62 + .38 + .12) \times 156 = 310 \\ &= (1.00 + .75 + .49 + .24) \times 1\ 170 = 2\ 900 \\ &= \underline{4\ 760 \text{ kg}} \end{aligned}$$

Como la viga lleva carga a los dos lados: $V = 4\ 760 \times 2$
 $V = \underline{9\ 520 \text{ kg.}}$

RESUMEN:-

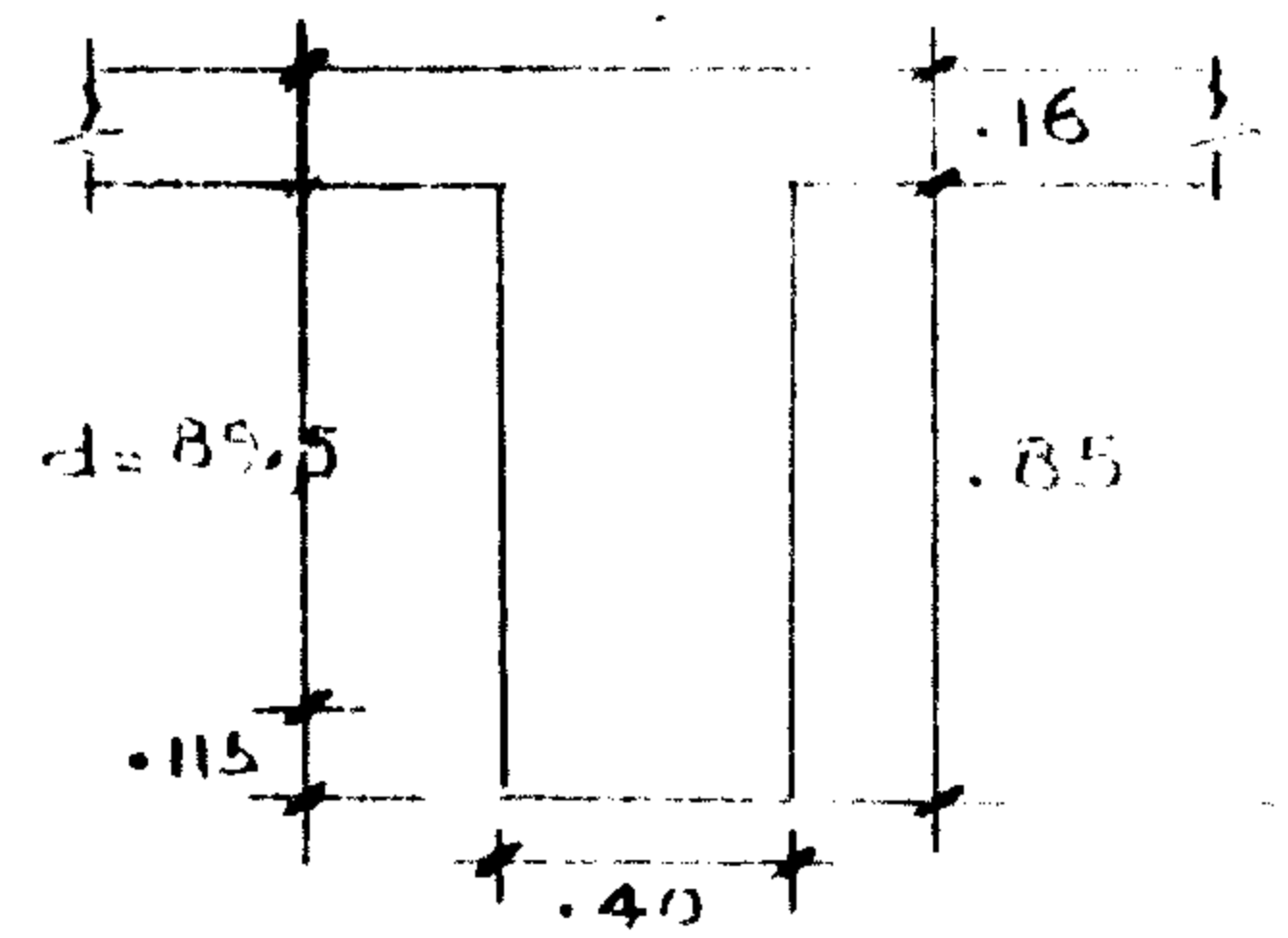
	<u>E.C.</u>	<u>MOM°</u>
Carga viva	10 200 kg.	26 500 kg-m
Impacto: I = 0.30	3 060	7 950
Carga muerta	<u>9 520</u>	<u>22 900</u>
TOTAL	22 780 kg.	57 350 kg-m

ALTURA ECONOMICA DE LA VIGA.-

$$h = \sqrt[3]{7.78 \times \frac{M r}{f_s b' t}} - \frac{t}{2}$$

$M = 5\ 735\ 000\ \text{kg-cm}$)
 $r = 10$)
 $f_s = 1\ 260\ \text{kg/cm}^2$)
 $b' = 40\ \text{cm}$)
 $t = 16\ \text{cm}$)

de donde: $h = 85\ \text{cm}$



Supongo tres capas de fierros redondos de 1" que considerando el espaciamento vertical y el recubrimiento dá: 11.5 cm.; de donde: $d = (h - t) - 11.5 = 89.5\ \text{cm}$.- Luego: $d = 89.5\ \text{cm}$.

Peso del nervio: $.40 \times .85 \times 1 \times 2\ 400 = 810\ \text{kg/m}$.

Mom°. p.p.(nervio): $1/8 WL^2 = 12\ 100\ \text{kg-m}$ ($W = 810\ \text{kg/m}$)
 (L = 11 m.)

E.C. " ("): $1/2 WL = 4\ 450\ \text{kg}$

$$\begin{array}{r}
 57\ 350\ \text{kg-m} \\
 12\ 100 \\
 \hline
 M_T = 69\ 450\ \text{kg-m}
 \end{array}$$

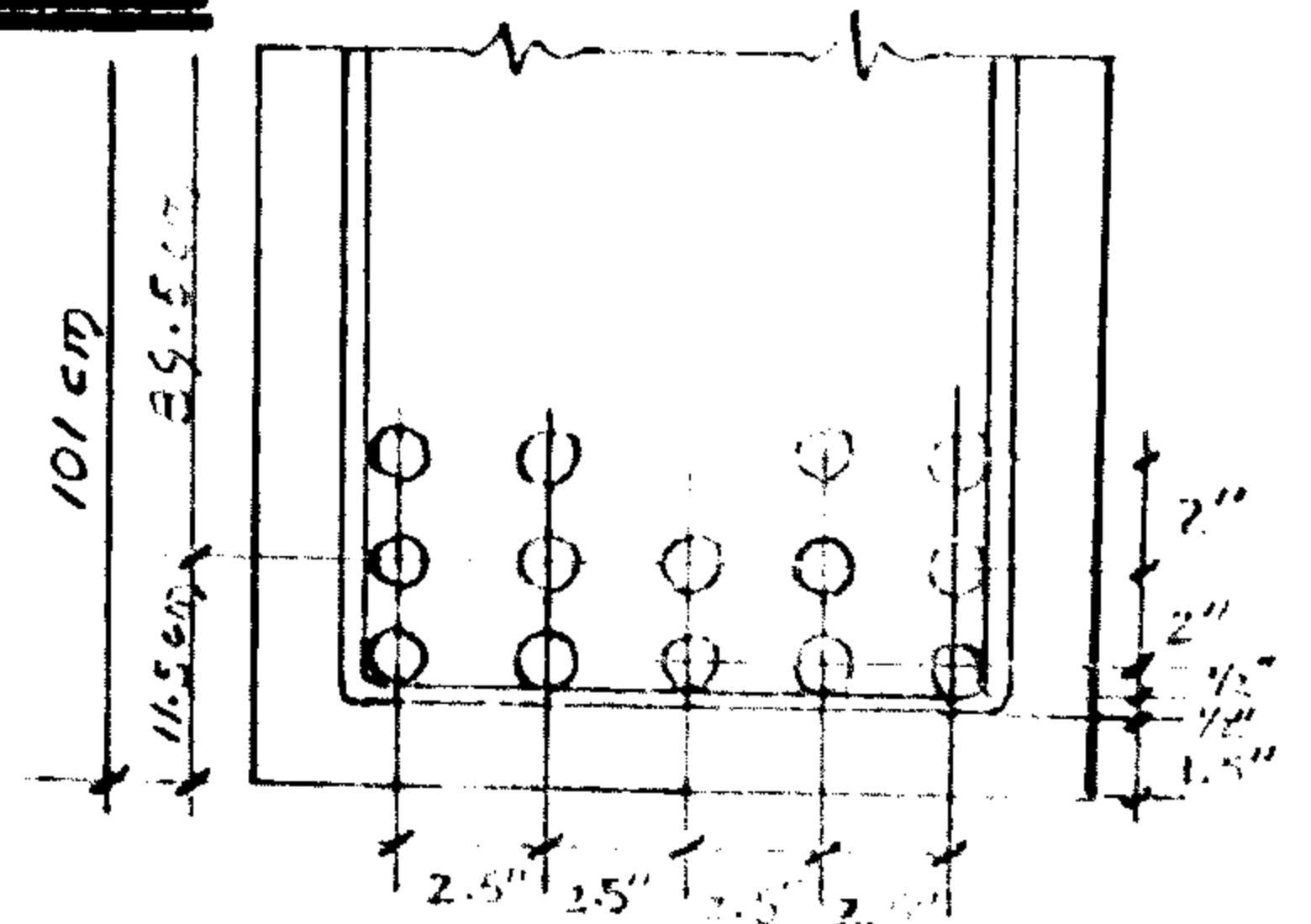
$$\begin{array}{r}
 22\ 780\ \text{kg} \\
 4\ 450 \\
 \hline
 V_T = 27\ 230\ \text{kg}
 \end{array}$$

AREA DE ACERO.-

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = 68.5\ \text{cm}^2$$

$M = 6\ 945\ 000\ \text{kg-cm}$)
 $f_s = 1\ 260\ \text{kg/cm}^2$)
 $j = 0.9$)
 $d = 89.5\ \text{cm}$)

$A_s = 14\ \phi\ 1" = 71.6\ \text{cm}^2$



COMPROBACION DE f_c :-

$b = \left(\begin{array}{l} L/4 = 2.75 \\ S = 2.50 \\ 6b' = 2.40 \\ b' / 12 t = 2.32 \end{array} \right)$

$p_n = \frac{71.5 \times 15}{232 \times 89.5} = 0.052$)
 $t/d = 16/89.5 = 0.18$)

$\therefore C_c = 0.116$

$$f_c = \frac{M}{C_c b d^2} = 32.4\ \text{kg/cm}^2 < 63\ \text{kg/cm}^2 \therefore \text{OK}$$

COMPROBACION DE: k, j, A_s .-

$k = 0.29$)
 $j = 0.9$) $\therefore A_s = \text{OK}$.

Las anteriores comprobaciones se han hecho, utilizando los ábacos del libro "Concreto Armado" de Sutherland and Reese.

ADHERENCIA.- Doblaré la capa superior de fierros y dejaré derechas las dos capas inferiores de fierros; o sea: 10 ϕ derechos y 4 ϕ doblados.- El esfuerzo de adherencia será para estos 10 ϕ en el apoyo (Perímetro de 1 ϕ 1" = 8 cm.):

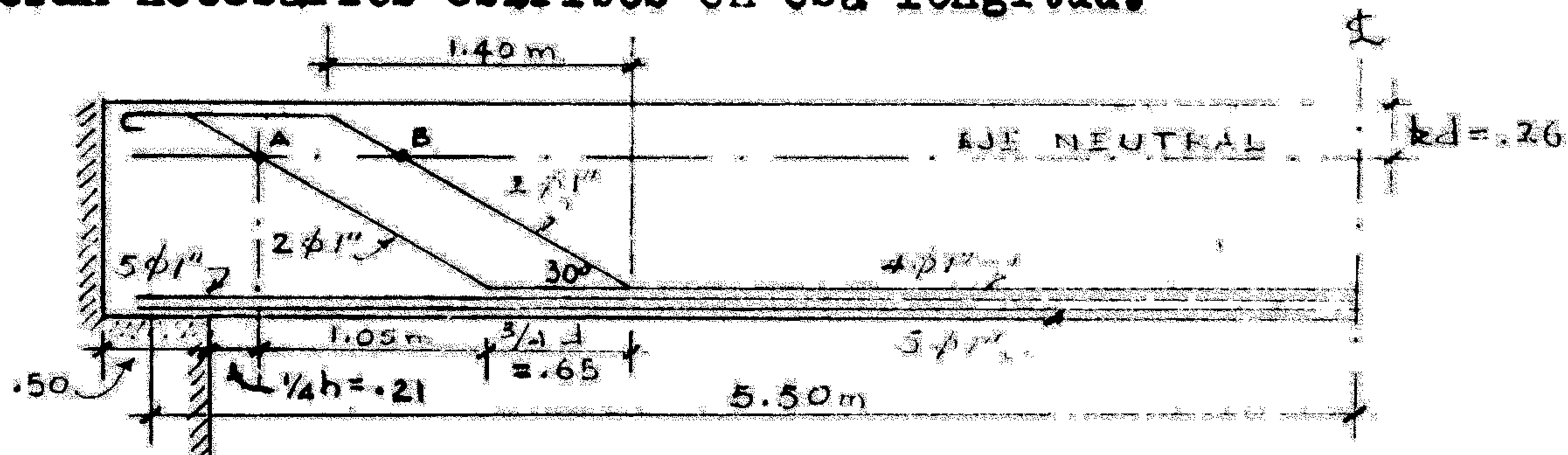
$$u = \frac{27 \cdot 230}{0.9 \times 89.5 \times (10 \times 8)} = 4.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$u = 4.21 \text{ kg/cm}^2 < .7 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{OK (sin anclaje)}$$

DOBLADO DEL ACERO.- Para este doblado, se tendrá en cuenta la especificación de la AASHO que dice: " Que las primeras diagonales crucen el eje neutral a una distancia de 1/4 de la altura de la viga, desde la cara del apoyo".

Luego: $1/4 \times .85 = .21 \text{ m.}$ - El doblado se hará a 30° .- Con estos dos valores queda determinada la distancia desde el apoyo en la cual se hace el primer doblado y que es igual a: 1.25 m., razón por la cual no hay necesidad de trazar el diagrama de momentos para hallar los puntos de doblado.

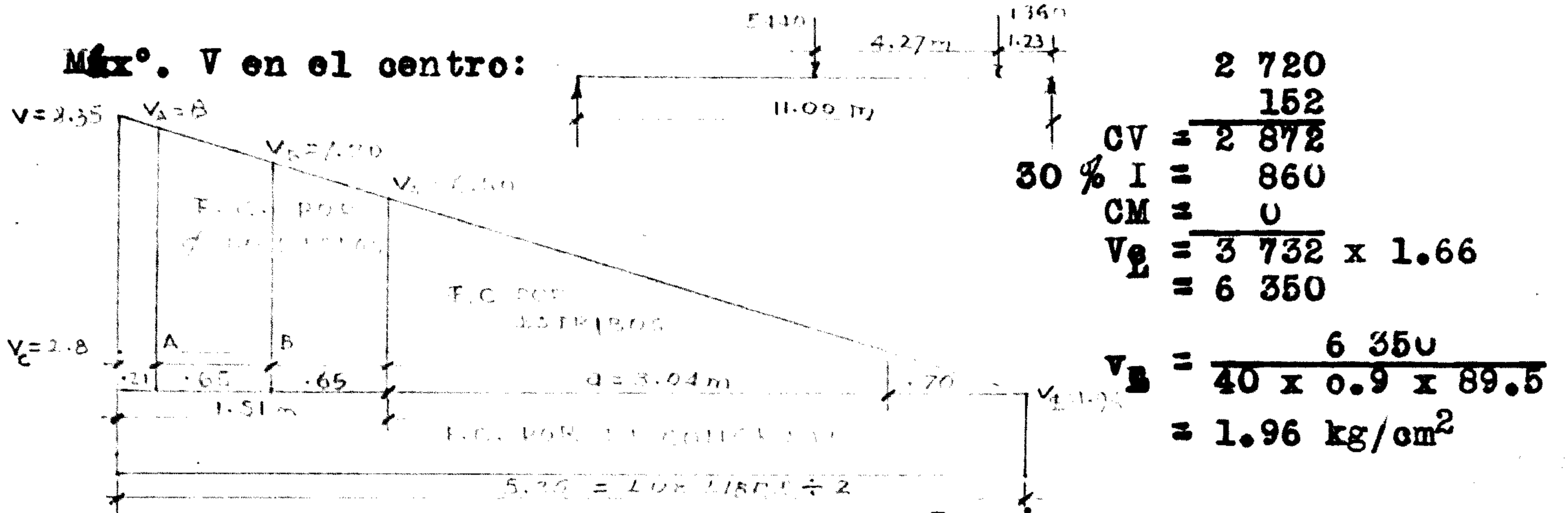
La distancia entre doblados se ha hecho igual al máximo permitido ($3/4 d = .65 \text{ m.}$) y desde que los fierros doblados pueden llevar los esfuerzos diagonales en aquella distancia, no serán necesarios estribos en esa longitud.



REFUERZO DE TENSION DIAGONAL.- Para el diseño de los estribos es suficientemente exacto usar la luz libre, tomando la fuerza cortante en la cara del apoyo como en el centro, con una variación lineal del esfuerzo cortante.- Cualquier posible curva de fuerza cortante debida a cualquier carga caerá dentro de la cur-

va así trazada y proporcionando el refuerzo de acuerdo con ella, su uso será adecuado.

Máx: V en el apoyo: $v = \frac{V}{b' j d} = \frac{27\ 230}{40 \times 0.9 \times 89.5} = 8.35 \text{ kg/cm}^2$



Longitud que requiere estribos: $a = \frac{L}{2} \left(\frac{v'}{v} \right)$ $v' = v - v_c$
 $a = 5.25 \left(\frac{3.7}{6.5} \right)$ $= 6.5 - 2.8$
 $a = 3.04 \text{ m.}$ $= 3.7$

Esfuerzos en las barras dobladas:

$A_v = \frac{V's \text{ sena}}{j \phi_v d}$ (AASHO)

Como: $V' = v' b' d j$, se tiene reemplazando: $f_v = \frac{v' b' s \text{ sen } a}{A_v}$

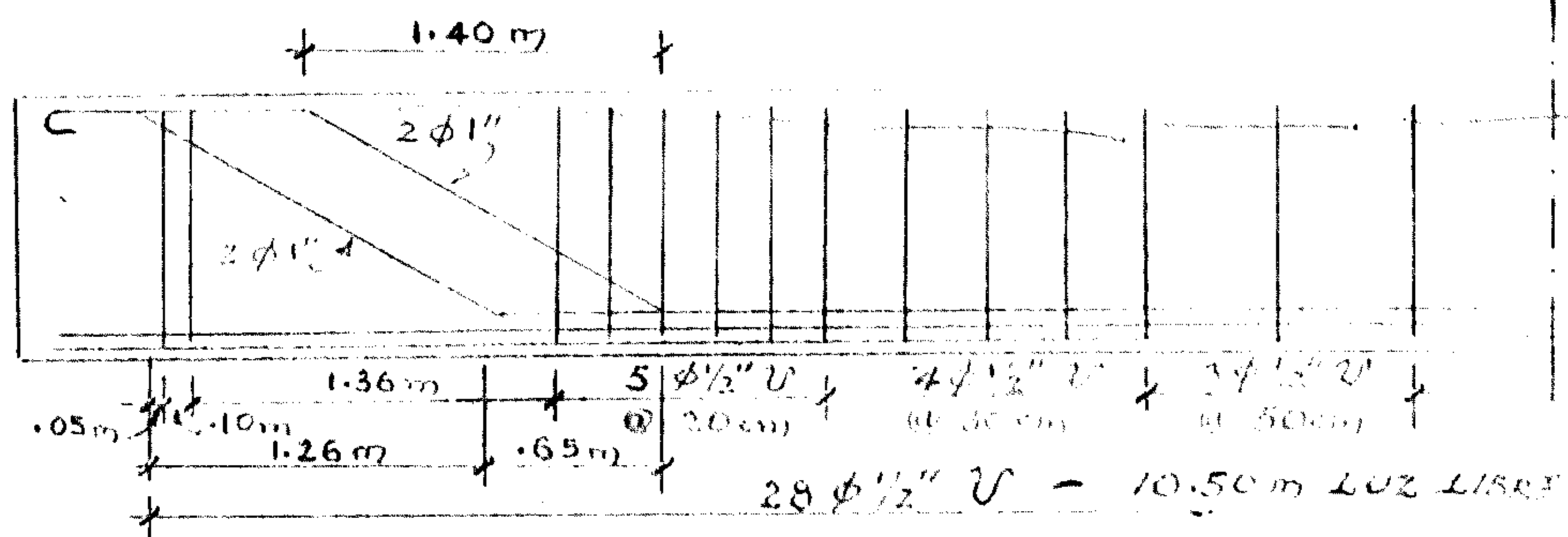
En A (diagrama): $f_v = \frac{5.2 \times 40 \times 65 \times 0.5}{2 \times 5.10} = 662 \text{ kg/cm}^2 < 1\ 120 \text{ kg/cm}^2; \text{OK}$

En B: ∴ OK

Estrigos verticales. - Estos estrigos serán $\phi 1/2''$ U y su espacia-

miento será: $s = \frac{A_v f_v}{b' v'} = \frac{2 \times 1.29 \times 1120}{3.7 \times 40} = 20 \text{ cm.}$

Para la distribución de los estrigos en la longitud requerida se ha tenido en cuenta, la disminución del esfuerzo cortante a medida que nos acercamos al centro de la viga, de manera que el espaciamiento de los estrigos aumente a medida que el esfuerzo disminuye, tal como se indica en la figura.



Aunque no son necesarios estribos en los 0.21 m. en el extremo de la viga, por estricta interpretación de la regla, estribos redondos serán usados a 0.05 m. y 0.15 m. desde la cara del apoyo, por construcción; estos estribos serán ϕ 1/2" U

VIGA EXTERIOR.- Condición esencial en el diseño de cualquier estructura es uniformizar las secciones de los elementos que forman la estructura, con el fin de obtener una economía en el costo y facilitar el trabajo durante la etapa de la construcción.- Guiado por este principio, el dimensionamiento de la sección transversal del puente, la he hecho de manera de obtener las mismas secciones transversales tanto de la viga interior como de la viga exterior, para lo cual es necesario que el momento y la fuerza cortante, sean sinó iguales por lo menos aproximadamente iguales.- Veamos pues cuales son estos momentos y la fuerza cortante:

Momento carga muerta:

Peso por metro de voladizo = 900kg

$$M = 1/8 WL^2 = 13\ 500\ \text{kg-m}$$

$$V = 1/2 WL = 4\ 900\ \text{kg}$$

$$\text{Nervio viga} = 810\ \text{kg}; \quad M = 1/8 WL^2 = 12\ 000\ \text{kg-m}$$

$$V = 1/2 WL = 4\ 400\ \text{kg}$$

Mom^o de la carga muerta del tablero: $M = 11\ 450\ \text{kg-m}$

V " " " " " " : $V = 4\ 760\ \text{kg}$

Momento total carga muerta: $M = 36\ 900\ \text{kg-m}$

F. C. " " " " : $V = 14\ 000\ \text{kg}$

Momento carga viva.- Como las reacciones en ambas vigas (interior y exterior) son las mismas, el momento de la concentración de cargas debido a la carga viva en la viga interior será también igual al momento de la concentración de carga

de la viga interior; o sea:

$$M = 26\ 500 \text{ Kg-m}$$

$$V = 10\ 200 \text{ Kg-m}$$

RESUMEN:

	<u>F. C.</u>	<u>MOM°</u>
Carga viva	10 200	26 500
Impacto: I = 30%	3 000	7 900
Carga muerta	<u>14 000</u>	<u>36 900</u>
TOTAL:	27 200 Kg.	71 300 Kg-m.

Como se puede apreciar por los anteriores resultados, el momento para la viga exterior es próximamente igual al momento de la viga interior (69 450), requiriendo el momento de 71 300 Kg-m, una área de acero de: 70.5 cm^2 , área que está dentro de la adoptada para la viga interior que es de: $14 \phi 1" = 71.6 \text{ cm}^2$.; sucediendo lo mismo con la fuerza cortante.

Demostrada la suposición anterior de la semejanza de momentos y fuerza cortante, no es necesario seguir calculando la viga exterior, adoptándose para su diseño el mismo que para la viga interior.

VIGUETA.- El objeto de éstas es absorber el momento de torsión que se origina en las vigas extremas por efecto del voladizo; la absorción del momento de torsión es hecha por el refuerzo de la vigueta.

$$\text{Momento debido al peso propio: } 1\ 220 \text{ Kg-m.}$$

$$\text{Mom}^\circ \text{ carga viva: } (5\ 440 \times 2.55)/4 = 3\ 480 \text{ Kg-m.}$$

$$\text{Mom}^\circ \text{ de impacto: } 0.3 \times 3\ 480 = 1\ 045 \text{ Kg-m.}$$

$$\text{Mom}^\circ \text{ total: } 1\ 220 + 3\ 480 + 1\ 045 = 5\ 745 \text{ Kg-m.}$$

$$\text{Mom}^\circ \text{ de torsión: } M_t = 0.7M_s = 0.7 \times 5\ 745 \times 2.75 = 11\ 040 \text{ Kg-m.}$$

$$\text{El área de acero está dada por : } A_s = 0.7M_s / f_s d$$

$$A_s = 11040 / (1\ 260 \times 89.5)$$

$$A_s = 9.8 \text{ cm}^2.; \text{ De donde: } \underline{A_s = 2 \phi 1"}$$

APOYOS.- Para evitar los altos esfuerzos de temperatura y las consiguientes rajaduras en los puentes y estribos, se debe proveer a dichas estructuras de elementos que faciliten la libre expansión y contracción para los cambios de temperatura.- La manera de hacer esta provisión varía con la luz del puente y no hay una manera definida en la práctica.

Para el caso actual, he seguido las recomendaciones de las "Specifications for Design of Highway Structures", dadas por el Departamento de Caminos del Estado de Ohio en Julio de 1940, haciendo el extremo derecho libre, por medio de dos planchas de bronce fosforado cuyas dimensiones son: 40 cm. x 50 cm. x 1/2" cada una, separadas por medio de láminas de grafito, lo que da una presión de compresión de: $27\ 230 : (40 \times 50) = 13.1 \text{ Kg/cm}^2$, menor que la permitida de: 30 Kg/cm².

El apoyo izquierdo simplemente se construirá monolíticamente con el estribo, haciendo un vaciado de una pulgada de concreto, para mantener a nivel la viga, tal como se muestra en el Plano N° 6.

BARANDA.- Para la protección de los vehículos y con el fin de evitar los choques contra los elementos estructurales, se ha provisto al puente de una baranda de concreto armado, debiendo tener ésta juntas de expansión, para evitar las rajaduras debidas a los cambios de temperatura. El diseño de la baranda ha sido tomado del libro "Highway Bridges" de Kirham y su detalle se puede apreciar en el Plano N° 6.

DRENAJE.- Con el fin de evitar la acumulación de las aguas en el puente, se ha provisto al mismo de drenes, siendo éstos de fierro fundido, con un diámetro de 4" y una longitud de 20 cm.

debiendo colocarse 4 a cada lado de la calzada y al pie del sardinel, conforme se muestra en el Plano N° 6.- Para facilitar el que el agua sea llevada hasta los drenes, se ha dado a la calzada un bombeo de 2 %, no siendo necesario proveer drenaje longitudinal, ya que la luz del puente es de tan solo 10.50 m. y aquél sólo se usa para luces mayores de 18 m. tal como lo recomienda la AASHO.

ENCOFRADO.- Para el encofrado del puente se ha tomado el dimensionamiento de la madera el que recomienda el Manual de Kidder-Parker, siendo éste: Encofrado de la losa, voladizo, viguetas y barandas tablas de 1" x 12"; encofrados de las vigas: tablas de 1 1/2" x 12".

Para el soporte del encofrado se emplearán cuarterones de 4" x 4" y puntales de 3" x 8".- Se hará un arriostramiento transversal y longitudinal con tablas de 1" x 6".- Los tacos para el apoyo de los puntales serán de 2" x 8" x 1' y las cuñas de 2" x 8" x 1'; los detalles de la disposición del encofrado pueden apreciarse en el Plano N° 7.

E S T R I B O

DATOS. -

Ancho del Puente:.....	7.30 m.
Sobrecarga.....	Camión H15-S12
Sobrecarga en la rasante.....	800 kg/m ²
Angulo de reposo de las tierras....	40°
Peso del relleno.....	1 600 kg/m ³
Peso del concreto ciclópeo.....	2 300 kg/m ³
Resistencia del terreno.....	30 kg/cm ²
Coefficiente de rozamiento.....	0.7
Ancho del estribo.....	10.00 m.
Altura del estribo.....	9.00 m.

Por lo general los accidentes que más sufren nuestros puentes se deben a la socavación de los estribos y pilares, cuando el terreno sobre el cual se va a hacer la cimentación es socavable y es por esto que las cimentaciones deben estudiarse con sumo cuidado, sobre todo en lo referente a su profundidad; ésta debe ser tal, que el río no llegue en sus máximas avenidas a socavarla y traer abajo el estribo o pilar.

Para conocer la altura socavable de un río (algo difícil de conocer por experimentación) se puede seguir la regla de Terzaghi que dice: "Para ríos de fondo socavable la altura máxima que puede ser socavada, varí entre tres y cuatro veces la diferencia de nivel entre las aguas de avenidas y las de estiaje".

La regla anterior es que la que ha servido de base para determinar la altura de socavación de la margen izquierda del perfil longitudinal del cauce del río, no siendo necesaria aplicarla en la margen derecha, ya que el material es roca y sobre el cual sólo se construirá un asiento que sirva de apoyo al puente.

En el caso actual, en que la diferencia de niveles entre aguas máximas y mínimas es de 1.10 m., la altura de socavación

será: $3 \times 1.10 = 3.30$ m. y dándole 0.20 m. como margen de seguridad, la altura será: 3.50 m. debajo del fondo, profundidad a la cual encontramos roca, tal como lo especifica el tema propuesto; luego pues la altura del estribo será (teniendo en cuenta que desde la ramante al fondo hay 5.50 m.) de:
 $5.50 - 3.50 = 9.00$ m.

PERFIL DE ENSAYO. - Adopto uno de las siguientes características:

	<u>LONG.</u>	<u>ALT.</u>
Asiento del puente	0.50	
Parapeto	2.00	1.01
Corniza	0.10	0.20
Cuerpo del estribo	6.00	6.00
Zapata	4.20	3.00
Talud exterior: 1/10.		

CALCULO DEL ESTRIBO. - Para este cálculo estudiaremos los casos más desfavorables, tanto en la sección a-a como en la b-b, siendo éstos:

- 1°.- Estribo sin puente y relleno sobrecargado; y
- 2°.- Estribo con puente y relleno sobrecargado, considerando el frenado.

CALCULO DEL EMPUJE. - Reduciendo la sobrecarga a altura de relleno, tenemos: $h' = \frac{s/c}{w} = 0.50$ m. $(s/c = 800 \text{ kg/m}^2)$
 $(w = 1600 \text{ kg/m}^3)$

Empuje tomando por base de altura la sección a-a.-

$$E = 1/2 Wh (h + h') C \quad (\text{Como: } \theta = 40^\circ \quad C = 0.22)$$

$$(h = 6.00 \text{ m.} \quad h' = 0.50 \text{ m})$$

Reemplazando: $E = 7400$ kg

Este empuje actúa a una distancia: $d = \frac{h + 3h'}{h + 2h'} = \frac{h}{3} = 2.14$ m. desde la sección a-a.

Empuje tomando por base de altura la sección b-b.-

$$E = 1/2 Wh (h + h') C \quad (h = 9.00 \text{ m.})$$

\therefore $E = 15800$ kg.

Este empuje actúa a una distancia: $d = 3.15$ m. desde la sección b-b.

REACCION POR METRO LINEAL DE ESTRIBO.-

$$R = \frac{82\ 000}{10} \quad (\text{Reacción total del puente: } 82\ 000 \text{ kg.})$$

$$\quad \quad \quad (\text{Ancho del estribo: } 10 \text{ m.})$$

$R = 8\ 200 \text{ kg/m.}$

ACCION DEL FRENADO.- Camión H15-S12: $W = 24\ 480 \text{ kg.}$

$$F' = 1/20 W; \quad \therefore F' = 1\ 220 \text{ kg.}$$

y por metro, de estribo: $F = 1/10 F'; \quad \underline{F = 122 \text{ kg/m.}}$

Esta fuerza debe actuar a 1.20 m. de la calzada.

SECCION a-a.-

1°.- Estribo sin puente y relleno sobrecargado.-

SECCION PESO x BRAZO = MOMENTO

1	2 875	x	0.32	=	950
2	5 750	x	0.75	=	4 300
3	27 600	x	2.00	=	55 200

$$F_V = 36\ 225 \quad M = 60\ 450$$

$$d = F_V/M = 1.67 \text{ m.}$$

$$ST = (7\ 400 \times 2.14) / 36\ 225 = 0.44 \text{ m.}$$

$$CT = -SC - ST = 1.23 \text{ m.}$$

$$1/3 \text{ central} = 3.00/3 = 1.00 \text{ m.}$$

Como: $CT = 1.23$ 1.00 la resultante cae dentro del tercio central. La excentricidad será:

$$e = 1/2 CD - CT = 0.27 \text{ m.}$$

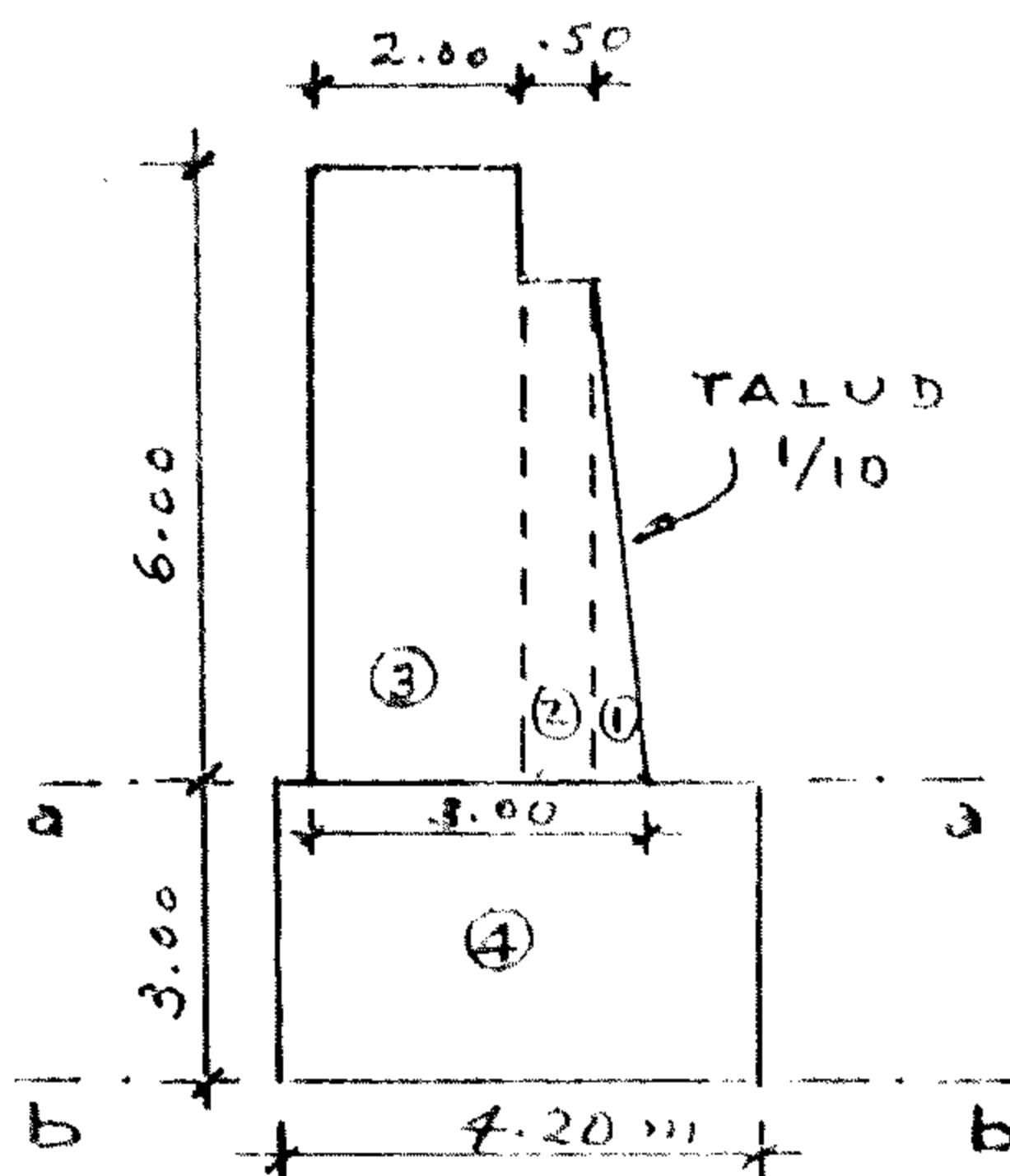
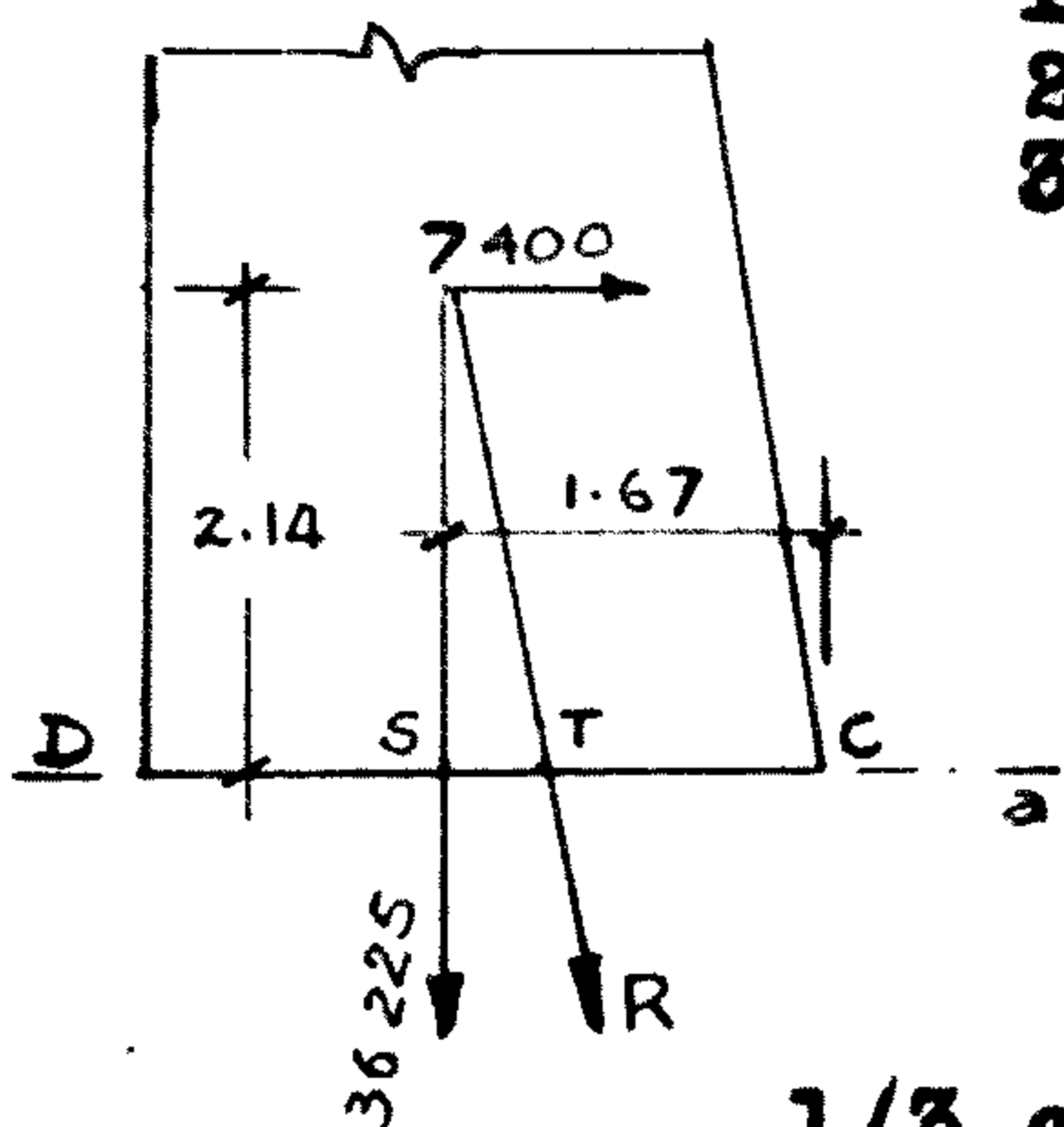
$$\underline{e = 0.27 \text{ m.}}$$

2°.- Estribo con puente y relleno sobrecargado.-frenado.-

PESO x BRAZO = MOMENTO

	36 225	x	1.67	=	60 450
	8 200	x	0.75	=	6 150
$F_V =$	44 425			$M =$	66 600

$$d = F_V/M = 1.50 \text{ m.}$$



<u>PESO X BRAZO = MOMENTO</u>			
7 400	x	2.14	= 15 900
<u>122</u>	x	<u>7.20</u>	= <u>880</u>
$F_h = 7 522$			$M_h = 16 780$

$$d = M/F_h = 2.23 \text{ m.}$$

$$ST = M_h/F_v = 0.38 \text{ m.}$$

$$CT = CS - ST = 1.50 - 0.38 = 1.12 \text{ m.}$$

Como: 1/3 central es 1.00 m. y CT = 1.12 m., la resultante cae dentro del tercio central.

La excentricidad será: $e = 1/2 CD - CT = 0.38 \text{ m.}$

$$\underline{e = 0.38 \text{ m.}}$$

SECCION B-B.-

1°.- Estribo sin puente y relleno sobrefargado.- Considerar como sección (5) el peso de relleno que gravita sobre el voladizo anterior de la zapata de longitud 0.20 m., ancho 1.00 m. y altura 6.00 m., lo que dá un peso de: 1 920 kg/m.

<u>SECCION</u>	<u>PESO</u>	<u>x</u>	<u>BRAZO</u>	<u>=</u>	<u>MOMENTO</u>
1	2 875	x	1.33	=	3 825
2	5 750	x	1.75	=	10 045
3	25 600	x	3.00	=	82 800
4	29 000	x	2.10	=	61 000
5	<u>1 920</u>	x	<u>4.10</u>	=	<u>7 900</u>
	$F_v = 67 145$				$M = 165 570$

$$d = M/F_v = 2.46 \text{ m.}$$

$$ST = (15 800 \times 3.15) / 67 145 = 0.72 \text{ m.}$$

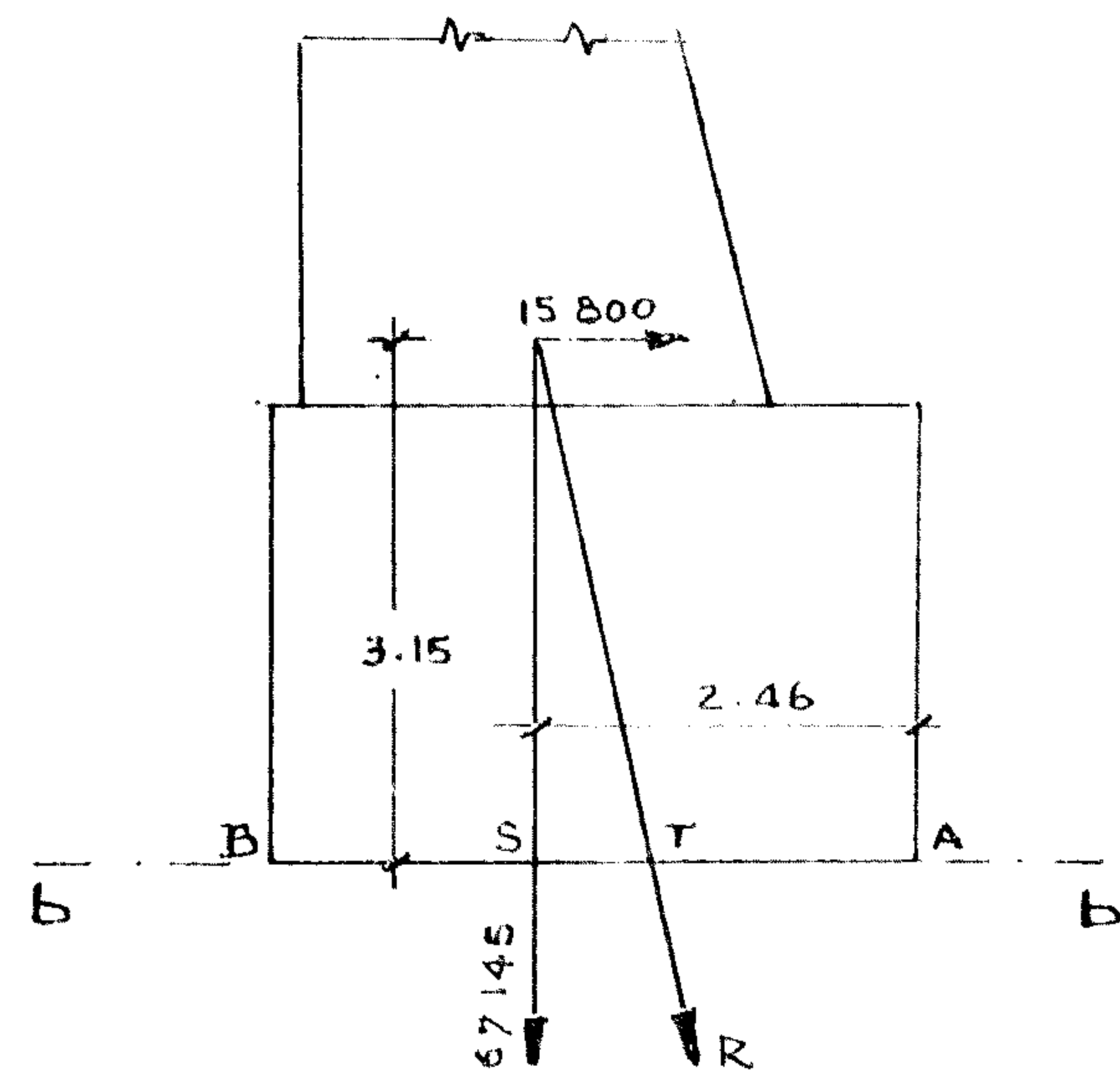
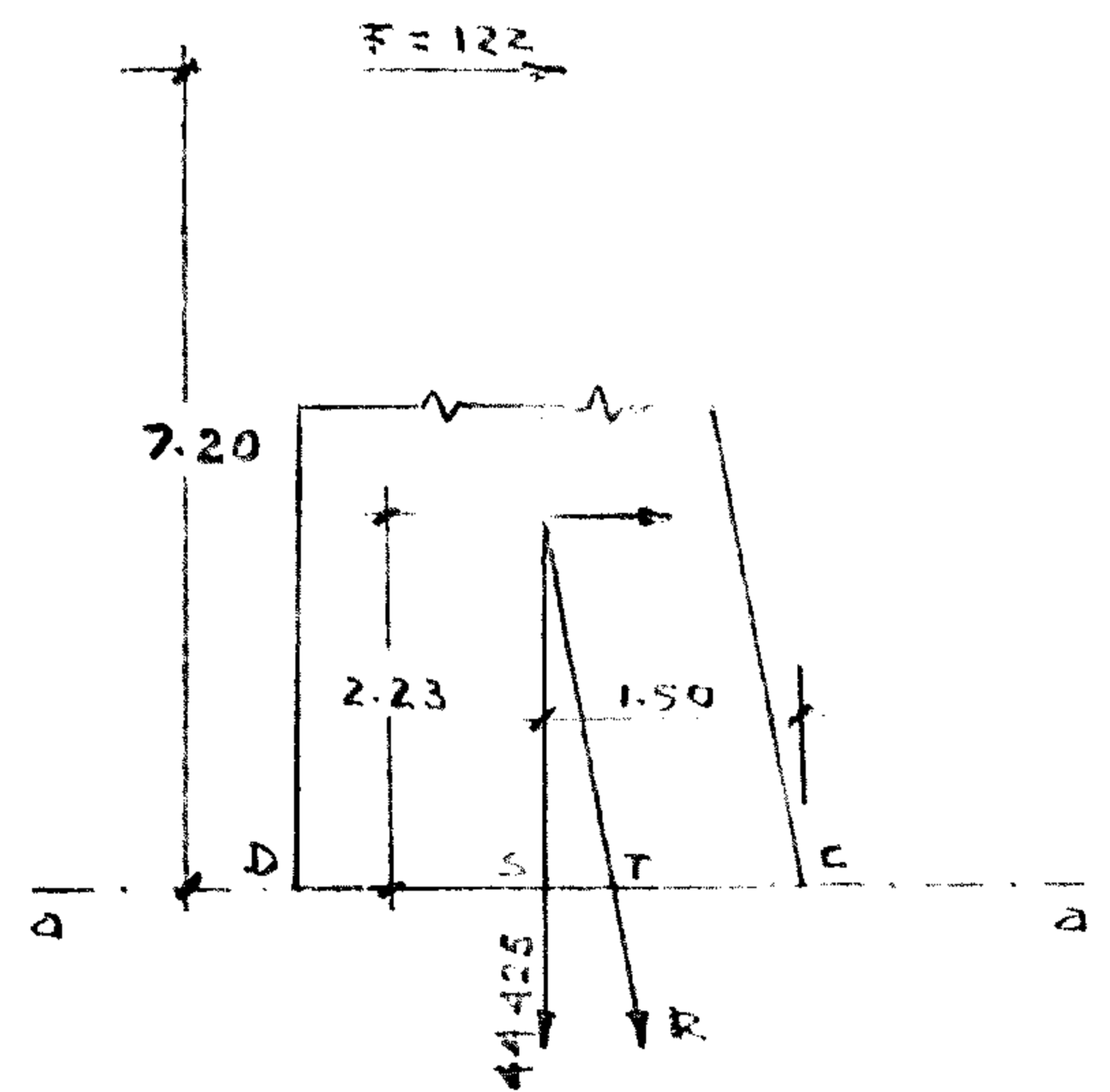
$$AT = AS - ST = 1.74 \text{ m.}$$

$$1/3 \text{ central} = 0.20/3 = 1.40 \text{ m.}$$

Como: AT = 1.74 m. 1.40 m., la resultante cae dentro del tercio central.

La excentricidad será: $e = 1/2 AB - AT = 0.36 \text{ m.}$

$$\underline{e = 0.36 \text{ m.}}$$



CALCULO DE LAS PRESIONES.-

$$p = \frac{P}{a \cdot b} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{b} \right) \quad \begin{array}{l} P: 67\ 145 \text{ kg.} \\ e: 0.36 \text{ m.} \end{array} \quad \begin{array}{l} a: 1.00 \text{ m.} \\ b: 4.20 \text{ m.} \end{array}$$

Reemplazando: $P_{\text{máx}} = 2.28 \text{ kg/cm}^2$

$P_{\text{mín}} = 1.38 \text{ kg/cm}^2$

CALCULO DEL COEFICIENTE DE VUELCO.-

$$C_v = \frac{M^\circ \text{ de estabilidad}}{M^\circ \text{ de vuelco}} \geq 2$$

$M^\circ \text{ de estab.: } 165\ 570$
 $M^\circ \text{ de vuelco: } 49\ 750$

$\therefore C_v = 3.2 > 2 \therefore \text{OK.}$

CALCULO DEL COEFICIENTE DE ESTABILIDAD.-

$$C_d = \frac{F_v \cdot f}{F_h} > 1.5 \quad \begin{array}{l} F_v: 67\ 145 \\ F_h: 15\ 800 \\ f: 0.7 \end{array}$$

$C_d = 2.9 > 1.5 \therefore \text{OK}$

2°.- Estribo con puente y relleno sobrecargado.-

PESOS x BRAZO = MOMENTO

67 145	x	2.46	=	165 570
8 200	x	1.75	=	14 300
<u>75 345</u>				<u>M = 179 870</u>

$d = M/F_v = 2.37 \text{ m.}$

15 800	x	3.15	=	49 750
<u>122</u>	x	10.20	=	<u>1 240</u>
<u>F_h = 15 922</u>				<u>M = 50 990</u>

$d = M/F_h = 3.18 \text{ m.}$

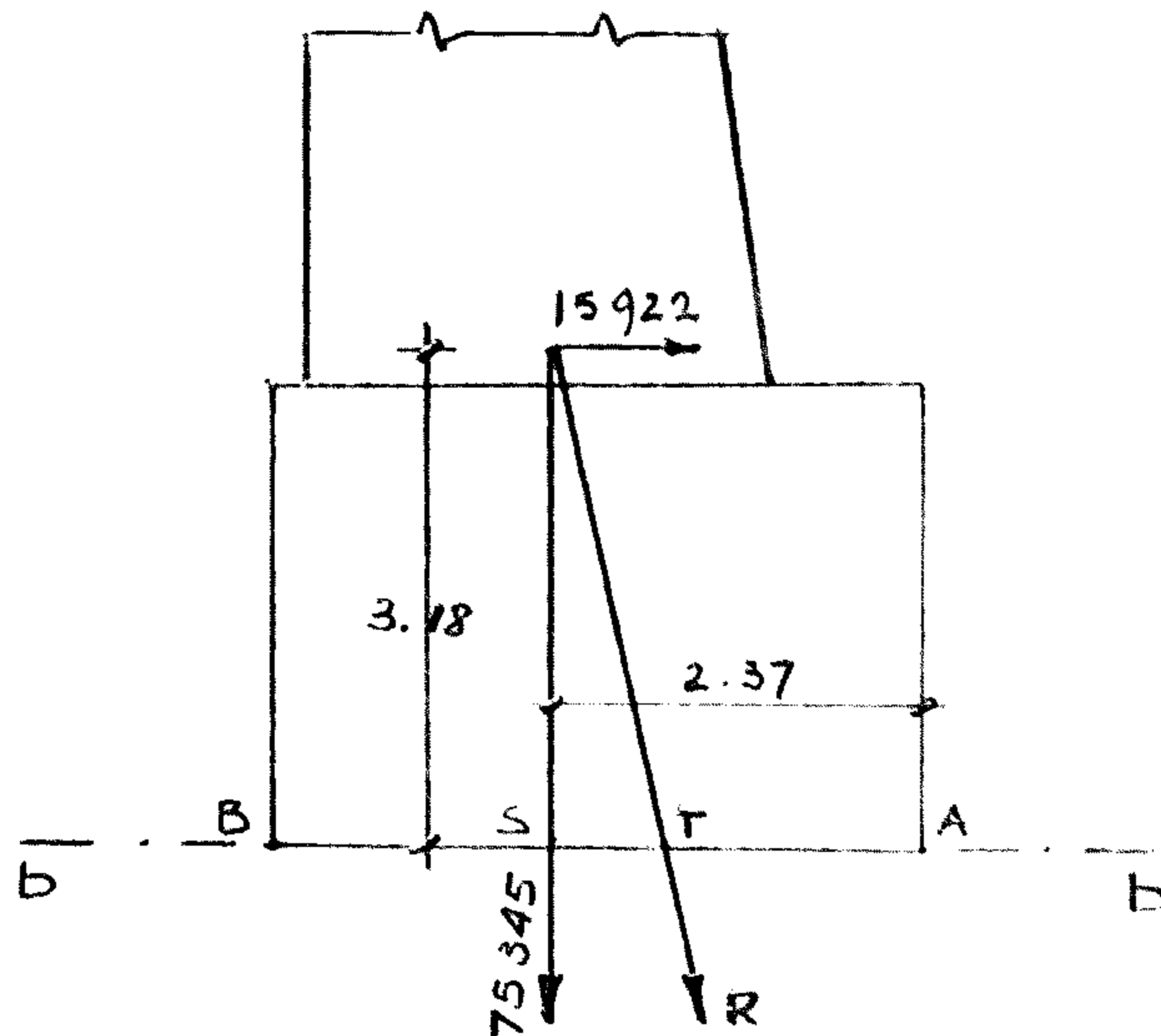
$ST = 50\ 990/75\ 345 = 0.67$

$AT = AS - ST = 2.37 - 0.67 = 1.70 \text{ m.}$

$AT > 1.40 \text{ m.}$, luego la resultante pasa por el 1/3 central.

La excentricidad será: $e = 1/2 AB - AT = 2.10 - 1.70$

$e = 0.40 \text{ m.}$



CALCULO DE LAS PRESIONES.-

$$p = \frac{P}{a \cdot b} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{b} \right) \quad \begin{array}{l} P: 75\ 345 \\ e: 0.40 \text{ m.} \end{array} \quad \begin{array}{l} a: 1.00 \text{ m.} \\ b: 4.20 \text{ m.} \end{array}$$

$$P_{\text{máx}} = 2.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{\text{mín}} = 0.77 \text{ kg/cm}^2$$

Como se puede apreciar las presiones en ambos bordes de la zapata son de compresión y casi del mismo valor, lo que evita que se produzcan asentamientos peligrosos, que es el caso, cuando la diferencia de presiones es grande.

CALCULO DEL COEFICIENTE DE VUELCO.-

$$C_v = 179\ 870 / 50\ 990 = 3.2 > 2 \therefore \text{OK.}$$

CALCULO DEL COEFICIENTE ESTABILIDAD.-

$$C_d = (75\ 245 \times 0.7) / 15\ 922 = 3.3 > 1.5 \therefore \text{OK.}$$

MUROS EN ALA.- Siendo la altura de relleno 5m. 00 y si suponemos que el talud de las tierras es de 1:1 1/2, la longitud del muro en ala a 45° será: $3 \times 1.5 + 0.50 = 5.00 \text{ m.}$

PERFIL DE ENSAYO.- Adpto uno de las siguientes características; en la sección extrema del ala:

Altura total (muro + zapata) = 6.00 m.
 Cuerpo del muro..... = 1.50 m. de base; 3 m. de alto.
 Zapata..... = 2.10 m. " " ; 3 m. de alto.

CALCULO DEL EMPUJE.-

$$E = 1/2 \text{ wh}^2 C$$

w: 1 600 kg/m³ ∴ E = 1 580 kg.

h: 3 m.

C: 0.22

$$d = 1/3 h = 1.00 \text{ m.}$$

Considerando el muro sólo sin zapata.

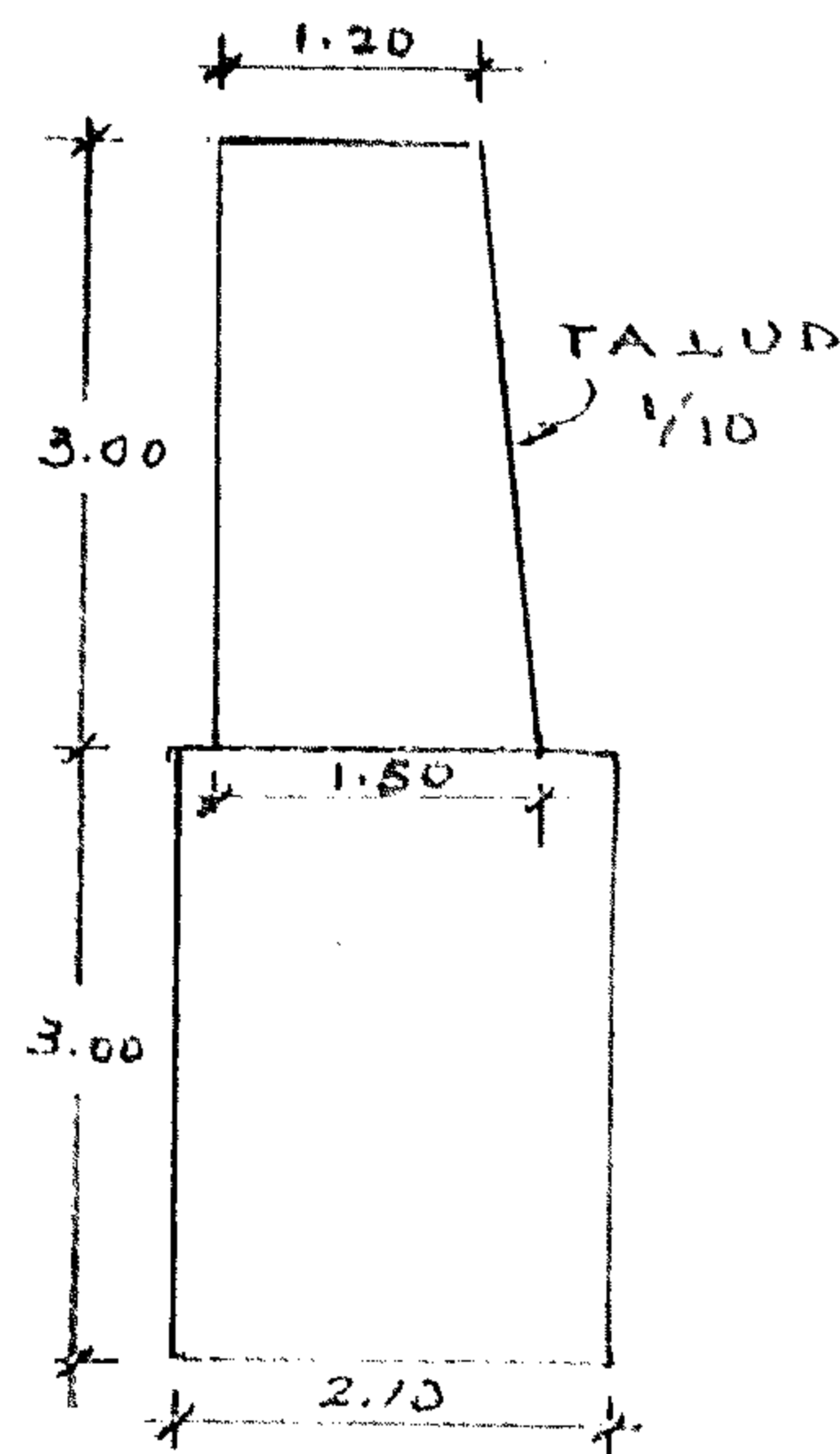
SECCION PESO x BRAZO = MOMENTO

1 8 280 x 0.90 = 7 452

2 1 035 x 0.20 = 208

$F_v = 9\ 315$ $M = 7\ 659$

$$d = M/F_v = 0.82 \text{ m.}$$



$$ST = (1\ 580 \times 1) / 9\ 315 = 0.17\ m.$$

$$CT = CS - ST = 0.82 - 0.17 = 0.65\ m.$$

$$L/3\ central = 1.50 / 3 = 0.50\ m.$$

Como: $CT > 0.50\ m.$, la resultante cae dentro del tercio central.

EMPUJE CONSIDERANDO LA ZAPATA.-

$$E = 1/2\ wh^2c$$

$$w = 1\ 600\ kg/m^3 \quad \therefore E = 6\ 200\ kg.$$

$$h = 6.00\ m.$$

$$c = 0.22$$

$$d = h/3 = 2\ m.$$

SECCION PESO x BRAZO = MOMENTO

$$1 \quad 8\ 280 \quad x \quad 1.30 = 10\ 765$$

$$2 \quad 1\ 035 \quad x \quad 0.60 = 621$$

$$3 \quad 14\ 500 \quad x \quad 1.05 = 15\ 400$$

$$4 \quad 1\ 380 \quad x \quad 2.00 = 2\ 760$$

$$F_v = 25\ 195$$

$$M = 30\ 546$$

$$d = M/F_v = 1.21\ m.$$

$$ST = (6\ 200 \times 2) / 25\ 195 = 0.49\ m.$$

$$AT = AS - ST = 1.21 - 0.49 = 0.72\ m.$$

$$L/3\ central = 2.10 / 3 = 0.70\ m.$$

Como: $AT > 0.70\ m.$, la resultante cae dentro del tercio central.

La excentricidad será: $e = 1/2\ AB - AT = 1.05 - 0.72 = 0.33\ m.$

$$e = 0.33\ m.$$

CALCULO DE LAS PRESIONES.-

$$P = 25\ 195\ kg.$$

$$e = 0.33\ m.$$

$$a = 100\ cm.$$

$$b = 210\ cm.$$

$$p = \frac{P}{ab} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

$$p_{m\acute{a}x} = 2.33\ kg/cm^2$$

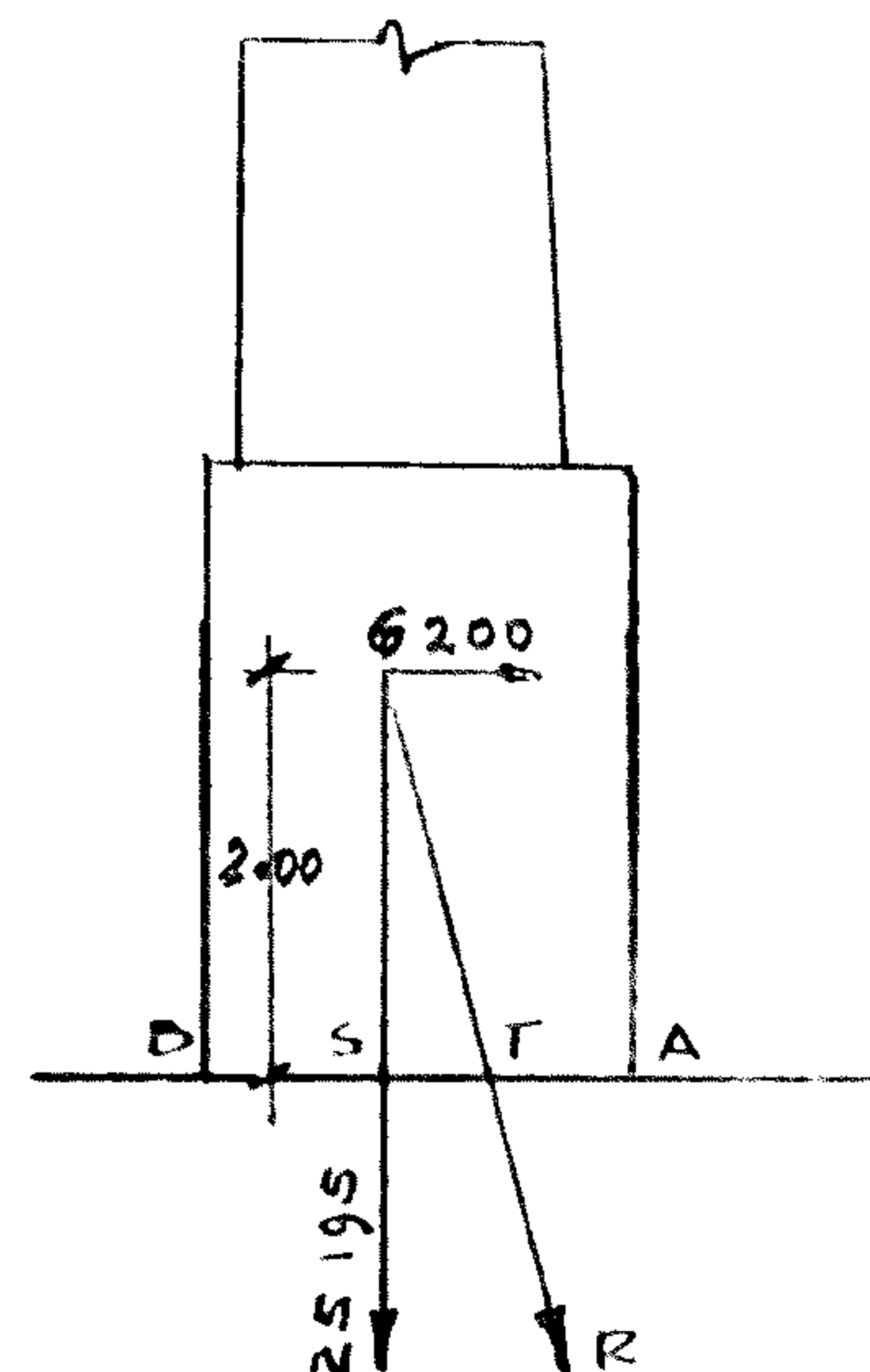
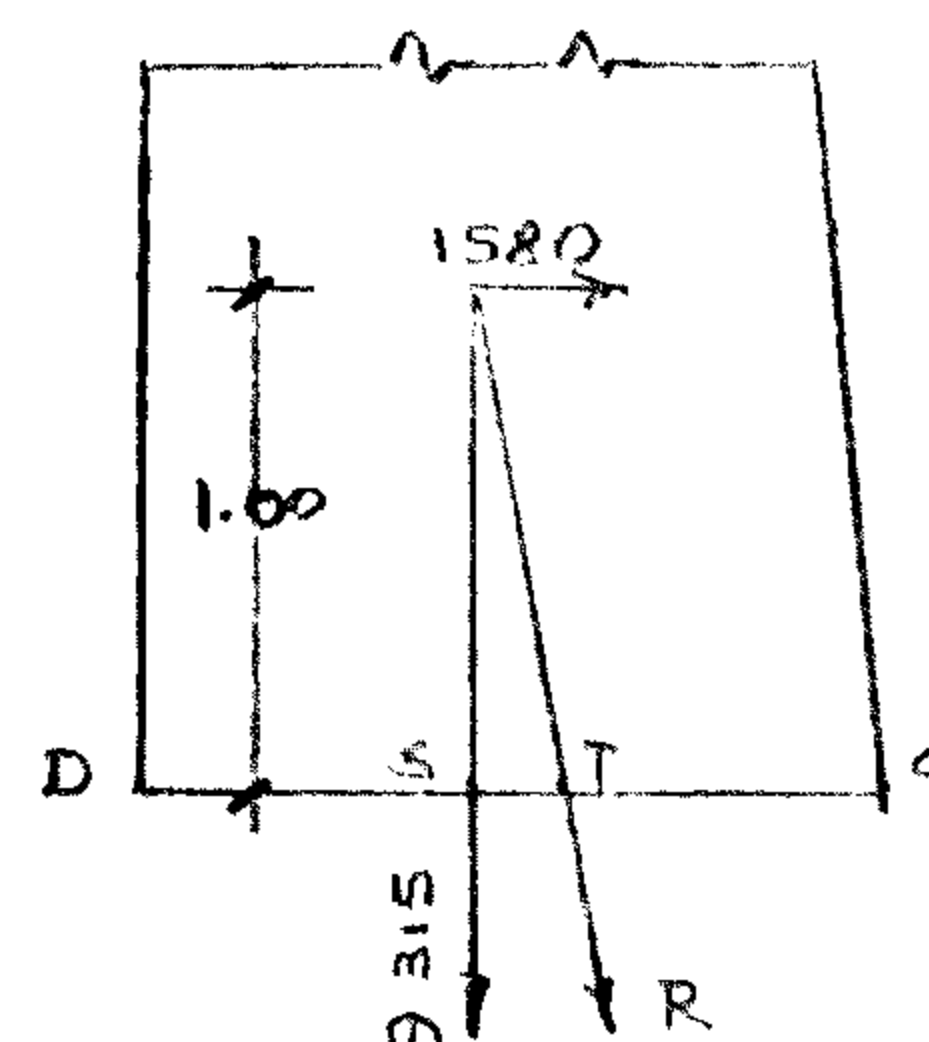
$$p_{m\acute{i}n} = 0.07\ kg/cm^2$$

CALCULO DEL COEFICIENTE DE VUELCO.-

$$C_v = 30\ 546 / 12\ 400 = 2.4 > 1.0 \therefore OK.$$

CALCULO DEL COEFICIENTE DE DESPLAZAMIENTO.-

$$C_d = (25\ 195 \times 0.7) / 6\ 200 = 2.8 > 1.5 \therefore OK.$$



M E T R A D O D E L P U E N T E

VOLUMEN DEL PUENTE: - Concreto: 1:2:4

Volumen losa: $0.16 \times 2.10 \times 11.5 \times 2 = 7.72 \text{ m}^3$
" voladizo: $L/2(0.15 + 0.25) \times 0.95 \times 11.5 \times 2 = 4.38 \text{ m}^3$
" viga: $0.40 \times 1.01 \times 11.5 \times 3 = 13.95 \text{ m}^3$
" vigueta: $0.20 \times 0.85 \times 2.10 \times 5 \times 2 = 3.57 \text{ m}^3$
" sardinel: $1/2(0.26 + 0.35) \times 0.30 \times 11.5 \times 2 = 2.17 \text{ m}^3$
" baranda: $(0.3 \times 0.2 \times 11.5 + 2.5 \times 0.25 \times 0.2 \times 2) \times 2 = 1.88 \text{ m}^3$

VOLUMEN TOTAL: 33.67 m^3 .

ESTRIBO IZQUIERDO: - Concreto: 1:3:6

Volumen: $1/2(3 + 2.40) \times 6 \times 10 - 0.5 \times 1.01 \times 7.35 + 4.2 \times 3 \times 10 = 284.28 \text{ m}^3$

Volumen del muro en ala: $(A_1 + A_2/2 \times L + 2.1 \times 3 \times 5.1) \times 2$

$$A_1 = 1/2(3 + 2.40) \times 6 = 16.20 \text{ m}^2$$
$$A_2 = 1/2(1.5 + 1.2) \times 3 = 4.05 \text{ m}^2$$

De donde: $V_{\text{ala}} = 165.4 \text{ m}^3$

VOLUMEN TOTAL: 449.6 m^3 .

Excavación: $449.6 + 1/3 \times 9 \times 4.5 \times 10 \times 2 + 1/3 \times 7.5 \times 3 \times 5 \times 2$

$V_e = 768 \text{ m}^3$

ESTRIBO DERECHO: - Concreto: 1:3:6

Volumen: $1.25 \times 1.51 \times 10 - 0.50 \times 1.01 \times 7.35 = 15.6 \text{ m}^3$

VOLUMEN TOTAL: 15.6 m^3

Corte en roca: $4.10 \times 2.30 \times 10 + 15.6 = 109.8 \text{ m}^3$

$V_c = 109.8 \text{ m}^3$

ESTUDIO ECONOMICO.- ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS.-

Mezcla: 1:2:4 - Componentes: (2.06 barriles de cemento
(0.440 m³ de arena) por m³
(0.880 m³ de piedra

Jornales.-

Albañil.....	S/.	8.00
Carpintero.....		12.00
Armador.....		8.00
Maquinista.....		10.00
Peón.....		7.00

Materiales.-

2.06 barriles de cemento a S/. 16.00 cada uno.....	S/.	33.00	m ³
75 kg/m ³ de Fe. a S/. 2.50 por Kg.....		187.50	
Madera del encofrado, 176 pies ² /m ³ para usarse 6 veces a S/. 1.00 el pie ²		28.50	
Alambre 1/2 Kg/m ³ a S/. 6.00 el Kg.....		3.00	
Clavos: 2 Kg/m ³ a S/. 6.00 el Kg.....		6.00	
Transportes.....		30.00	

mano de obra.-

Carga, transporte y descarga de 0.44 m ³ de arena a S/. 3.00 el m ³		1.32
Carga, transporte y descarga de 0.88 m ³ de piedra a S/. 3.00 el m ³		2.64
Desmenuzamiento de la piedra: peón 1 m ³ /día a S/. 7.00 por día.....		7.00

Batido con mezcladora.-

Maquinista: 0.35 m ³ /h a S/. 1.25 la hora.....		0.44
Peón: 1.5 m ³ /h a S/. 0.88 la hora.....		1.32

Cortado del Fierro.-

Armador: 0.7 h/100 Kg x 75 Kg, o sea: 0.52 h a S/. 1.00 la hora.....		0.52
Peón: 1.6 h/100 Kg. x 75 Kg., o sea: 1.20 h. a S/. 0.88 la hora.....		1.06

Doblado del Fierro.-

Armador: 1.6 h/100 Kg. x 75 Kg., o sea: 1.20 h. a S/. 1.00 la hora.....		1.20
Peón: 1.6 h/100 Kg. x 75 Kg., o sea: 1.20 h. a S/. 0.88 la hora.....		1.06

Van..... S/. 304.56 m³

Vienen..... S/. 304.56 m³

Armado y colocación del Fierro en el encofrado.-

Armador: 3 h/100 Kg. x 75 Kg., o sea:
2.25 h. a S/. 1.00 la hora..... 2.25
Peón: 3 h/100 Kg. x 75 Kg., o sea:
2.25 h. a S/. 0.88 la hora..... 1.98

Preparación del encofrado.-

Carpintero: 4 h/100 pies² x 176 pies²,
o sea: 7.10 h. a S/. 1.50 la hora..... 10.60
Peón: 0.8 h/pies²(100) x 176 pies²,
o sea: 1.05 h. a S/. 0.88 la hora..... 0.93

Desencofrado y limpieza.-

Peón: 9 h/100 pies² x 176 pies²,
o sea: 15.8 h.a S/. 0.88 la hora..... 13.85

Capataz planillero, seguros (20%)..... 66.82

Depreciación de herramientas (10%)..... 33.41

S/. 434.40 m³

Son: 434.40 soles/m³.

COSTO DE 1 m³ DE ESTRIBO O MURO EN ALA.-

Mezcla: 1:3:6 - Componentes: (1.44 barriles de cemento
(0.462 m³ de arena) por m³
(0.924 m³ de piedra

Materiales.-

1.44 barriles de cemento a S/. 16.00 cada uno.....	S/.	23.04	m ³ .
Madera del encofrado: 60 pies ² /m ³ , para usarse 6 veces, a S/. 1.00 el pies ²		10.00	
Clavos: 1 Kg/m ³ , a S/. 6.00 el Kg.....		6.00	
Transportes.....		30.00	

Mano de obra.-

Carga, transporte y descarga de 0.462 m ³ de arena, a S/. 3.00 el m ³		1.88	
Carga, transporte y descarga de 0.924 m ³ de piedra, a S/. 3.00 el m ³		2.77	
Desmenzamiento de la piedra: Peón 1 m ³ /día, a S/. 7.00 el m ³		7.00	

Batido del concreto en mezcladora.-

Maquinista: 0.35 m ³ /h, a S/. 1.25 la hora.....		0.44	
Peón: 1.5 m ³ /h, a S/. 0.88 la hora.....		1.32	

Colocación y pisonado del concreto.-

Albañil: 1 m ³ /h, a S/. 1.00 la hora.....		1.00	
Peón: 1.3 m ³ /h, a S/. 0.88 la hora.....		1.14	

Preparación del encofrado.-

Carpintero: 4 h/100 pies ² x 60 pies ² o sea: 2.4 h., a S/. 1.50 la hora.....		3.60	
Peón: 0.6 h/100 pies ² x 60 pies ² o sea: 0.36 h. a S/. 0.88 la hora.....		0.32	

Desencofrado y limpieza.-

Peón: 9 h/100 pies ² x 60 pies ² o sea: 5.4 h., a S/. 0.88 la hora.....		4.76	
---	--	------	--

Capataz, planillero, seguros (20%).....		18.54	
---	--	-------	--

Depreciación de herramientas (10%).....		9.27	
---	--	------	--

S/. 120.53 m³

Son: 120.53 soles/m³.

P R E S U P U E S T O D E L P U E N T E

<u>PARTIDAS</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>	<u>COSTO PARCIAL</u>	<u>COSTO POR PARTIDA</u>
<u>Puente:</u>				
Concreto Normal (1:2:4)	33.67 m ³	S/. 434.40	S/. <u>14 600</u>	S/. 14 600.00
<u>Estribo izquierdo:</u>				
Excavación	768	10.00	7 680	
Cuerpo: Concreto Ciclópeo: 1:3:6	449.6	120.53	<u>54 100</u>	61 780.00
<u>Estribo derecho:</u>				
Corte en roca	109.8	6.73	740	
Cuerpo: Concreto Ciclópeo: 1:3:6	15.6	120.53	<u>1 880</u>	2 620.00
<u>Apoyos:</u>				
Planchas	6-115 Kg	6.00	<u>690</u>	690.00
<u>ASFALTO:</u>	11.50 ml	19.94	<u>230</u>	<u>230.00</u>
			<u>T O T A L:</u>	S/. <u>79 920.00</u>

Son: S/. 79 920.00

J U E G O D E P L A N O S

Plano N° 1.....	RUTA GENERAL
" N° 2.....	PERFIL LONGITUDINAL DE LAS RUTAS
" N° 3.....	TRAZO DEFINITIVO DEL Km. 1-2
" N° 4.....	PERFIL LONGITUDINAL DEL Km. 1-2
" N° 5.....	SECCIONES TRANSVERSALES
" N° 6.....	PUENTE
" N° 7.....	ENCOFRADO DEL PUENTE
" N° 8.....	ESTRIBO

B I B L I O G R A F I A

- | | |
|---|-----------------|
| " CAMINOS " | J. Escario |
| " LECCIONES DE CAMINOS " | C. Romero S. |
| " COPIAS DE CAMINOS " | Ing° Paraud |
| " CARRETERAS " | Ing° Rigau |
| " MANUAL DE DRENAJE Y
ALCANTARILLAS " | Armco |
| " COPIAS DE PUENTES DE
CONCRETO ARMADO " | Ing° J. Quiroga |
| " HIGHWAY BRIDGES " | Kirham |
| " REINFORCED CONCRETE " | Sutherland |
-