

# Escuela Nacional de Ingenieros

Departamento de Ingeniería Civil

Proyecto de Grado  
Presentado por el ex-alumno

ERNESTO D'ESCRIVAN G.

Para optar el Título de  
INGENIERO CIVIL

Promoción

1952

LIMA-PERU

1953

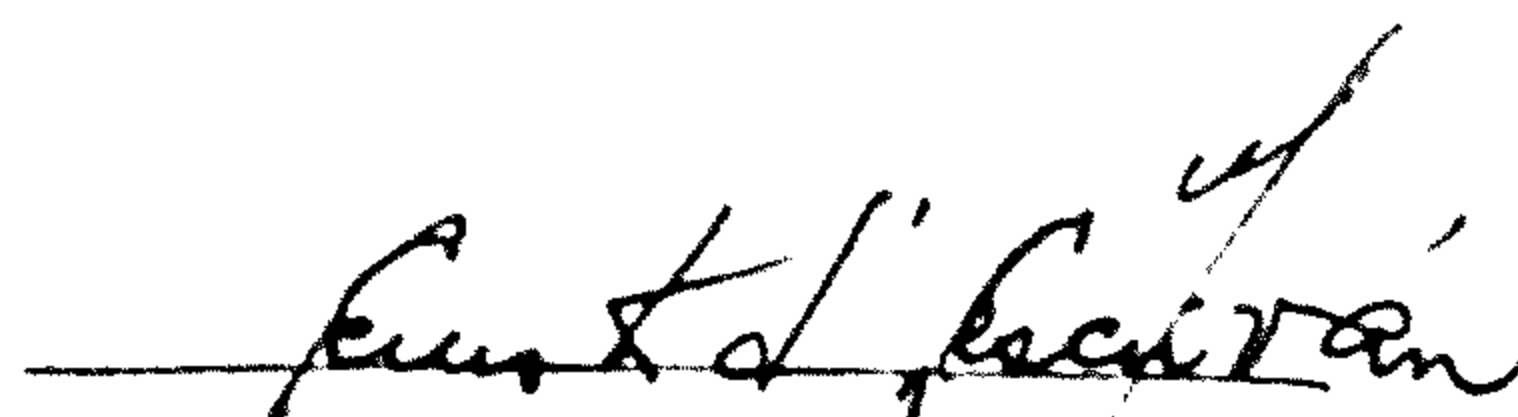
**Sr. Director**

**de la Escuela Nacional de Ingenieros del Perú.**

**S. D.:**

Habiendo terminado mis estudios en forma satisfactoria, en la Escuela bajo su digna dirección, presento a vuestra consideración, el presente proyecto de Caminos que como, a ex-alumno de la sección de Construcciones Civiles, egresado en la promoción del año 1952, me fuera asignado para optar el título de Ingeniero Civil.

**Dios Guarde a Ud.**



**ERNESTO D'ESCRIVAN G.**

**Lima, Junio de 1953**

## I N D I C E

	<u>Págs.</u>
CUESTIONARIO DEL PROYECTO	3
PRIMERA PARTE: CAMINO	21
<u>CAPITULO I RECONOCIMIENTO DE RUTA</u>	22
Definición de camino	22
Criterio económico	22
Reconocimiento del Terreno	23
Estudio del Trazado	24
Topografía de la Zona	24
Pendientes	25
Trazp IABCDEJ (En verde)	27
Trazo IACKMEJ (En rojo)	29
Variante AGKME	29
DISCUSION	30
<u>CAPITULO II TRAZO DEFINITIVO</u>	32
Características técnicas de la via por estudiar	32
Descripción del Trazo	33
Estudio detallado del primer Kmt.del Trazo	35
Cálculo de las curvas horizontales del primer kilómetro	43
Curvas de Transición	44
Peralte	51
Volcamiento	51
Deslizamiento	53
Peraltado de curva simple	56
Peraltado de curva compuesta con Tangente Intermedia entre 45 y 90	56
Pendientes.- Curvas verticales	59
Curvas verticales	61
Visibilidad	61
Visibilidad en Planta	62
Visibilidad mínima de frenado	62
Visibilidad mínima de paso	63
Visibilidad en perfil	68
Vehículos	69
Capacidad de Ascenso	69
Esfuerzo tractor en marcha directa	71
Resistencia a la tracción	71
Resistencia a la rodadura	72
Resistencia del Aire	72

Resistencia de las pendientes	73
Esfuerzo neto disponible	73
Coefficiente de rendimiento	73
Pendiente máxima al nivel del mar	73
Efecto de la altura	74
Distribución de la Carga	74
Importancia de una buena distribución de la carga	77
<b><u>CAPITULO III CONSTRUCCION Y DRENAJE</u></b>	<b>78</b>
Area de las secciones transversales	78
Cubicación de cortes y rellenos	79
Método del area media	79
Perfil de cortes y rellenos	87
Diagramas de masas	87
Propiedades del diagrama de Masas	88
Inspección del diagrama de masas	89
Elección de las líneas de balance	89
Selección del equipo mecánico y rendimientos	92
Tractor Caterpillar D-7 con Empujador angular modelo 7-A	93
Cálculo del rendimiento del tractor D-7 con empujador	94
Pala mecánica	98
Número de volquetes necesarios	100
Planeamiento de la construcción	102
Tiempos de trabajo	103
Explosivos	104
Carga de los taladros	108
Trabajo con explosivos en cortes de carreteras	109
Equipo necesario para la disgregación de rocas	112
Manera de obtener el máximo rendimiento de estas máquinas	113
Construcción de rellenos	114
Método de Proctor	116
Forma de ejecutar los rellenos	123
Construcción de rellenos en roca	126
Sub-rasante y Sub-bases	127
Maquinaria especializada para los rellenos.- Rodillos	128
Rendimiento de los rodillos	132
Drenaje de caminos	134
Drenaje superficial	135
Drenaje Subterráneo o sub-drenaje	137
Drenaje de terraplenes	139

	<u>Págs.</u>
Drenaje de terraplenes	139
Drenaje de filtraciones	140
Drenaje y sub-drenaje de la sub-base afirmado y pavimentado	141
Altura de la rasante sobre la mesa de agua	142
Drenaje del kilómetro en estudio	143
Control de la erosión	143
Control de erosión en cunetas	145
Control de la erosión en los taludes - Revestimiento	146
Alcantarillas	149
Diseño de la sección requerida	151
Carga sobre las alcantarillas	152
Cálculo de las constantes de diseño	153
Cálculo de la loza	154
Areas de acero	155
Cálculo de la viga sardinel	156
Diseño del apoyo fino	158
Estribos y muros	159
 <u>CAPITULO IV PAVIMENTO Y OBRAS ACCESORIAS</u>	 161
Clasificación de suelos	161
Base o afirmado	163
Pavimento	167
Imprimación de la base	170
Extendido y apisonado	171
Sellado	172
Bermas	173
Señalización	185
Función de la señal de tránsito	185
Normas de diseño	186
Forma de las señales	186
Colores	187
Ubicación	187
Señales restrictivas	188
Señales preventivas	193
Señales de dirección	194
Indicador de ruta	194
Señales auxiliares	195
Señal de destino con indicación de distancia	195
Señal de desvío	196
Líneas y marcas en los pavimentos y obstáculo	199
Clasificación	199
Señalización del kilómetro en estudio	201

	Págs.
<u>CAPITULO V ESTUDIO ECONOMICO</u>	203
SEGUNDA PARTE: PUENTE	238
<u>CAPITULO VI DISEÑO Y CONSTRUCCION DE UN PUENTE</u>	239
Introducción	239
Método de cálculo	240
Dimensiones preliminares del pórtico	240
Ejes y coeficientes	241
Factores de distribución	244
Líneas de influencia	245
Valores de los momentos definitivos	248
Corrección por curvatura del eje del miembro horizontal BC	268
Diselo del miembro horizontal BC	272
Diseño de los miembros verticales	274
Chequeos por fuerza cortante y adherencia	280
Estudio y diseño de las Zapatas	283
Pilotaje	292
Cálculo de acero en la zapata	296
Chequeo por esfuerzo cortante y adherencia	298
Cálculo del sardinel y baranda	299
Dimensionamiento	302
Ancho de las tablas	303
Chequeo de los postes	304
Diseño de las Arandelas	305
Encofrado de la pierna izquierda	306
Chequeo de los postes verticales	313
Unión entre las viguetas	314
Altura de los dados	315
Análisis de precios unitarios	319
Presupuesto	325
Especificaciones para la construcción del puente	326
Superficie de Rodadura	338
Acabado del concreto del Puente	338
BIBLIOGRAFIA	340
a) Camino	340
b) Puente	

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS  
Departamento de Ingeniería Civil

---

PROYECTO DE CAMINOS PARA EL AÑO 1952

(Ampliación para los Nos. 41 al 60)

Este Proyecto consta de seis grandes capítulos:

- a) Reconocimiento de ruta (En el plano al 50.000)
- b) Trazo definitivo (En el plano al 2.000).
- c) Construcción y drenaje del camino
- d) Diseño y construcción del pavimento y otras obras accesorias.
- e) Diseño y construcción de un puente y
- f) Estudio económico, análisis de precios y Presupuestos.

a) a) Reconocimiento de ruta.- En el Plano a la Escala 1:50.000, los alumnos buscarán la mejor ruta para unir los puntos que se indiquen en la siguiente forma:

Los alumnos del No.41 al No.50 harán el Estudio de la ruta IJ en el plano No.11

" alumnos del No.51 al No.60 harán el Estudio de la ruta KL en el Plano No.12.

De las rutas estudiadas, marcarán en el Plano, las dos que encuentren más convenientes, y entre ellas se escoge

rá la que se estima la mejor, fundamentando ampliamente en la Memoria esta adopción.

b) Trazo definitivo. - Se hará el trazo definitivo en los Planos a escala 1:2.000 en la siguiente forma:

Los alumnos del No.41 al No.50 trabajarán sobre el Plano No.9, uniendo con trazo definitivo los puntos allí marcados, como sigue:

El alumno No.41	hará el trazo de	41 a 42
" " No.42	" " " "	42 a 41
" " No.43	" " " "	43 a 44
" " No.44	" " " "	44 a 43

y así sucesivamente.

Los alumnos del No.51 al 60 trabajarán en el Plano No.10 uniendo con trazo definitivo los puntos que allí se marcan en la forma siguiente:

El alumno No.51	hará el trazo de	51 a 52
" " No.52	" " " "	52 a 51
" " No.53	" " " "	53 a 54
" " No.54	" " " "	54 a 53

Harán el trazado definitivo completo, con perfil longitudinal, secciones transversales, metrado y Presupuesto, sólo del primer kilómetro a partir del punto de inclinación del trazo. Los otros kilómetros deberán ser también trazados en plano y se obtendrá perfil longitudinal de este trazo,



pero como no se van a sacar todas las secciones, se ubicará sólo una rasante preliminar no siendo tampoco necesario poner las cotas del terreno ni de la rasante en el perfil. Sólo se requiere que se ponga el trazo en la última línea inferior del perfil.

Para hacer es estudio definitivo del kilómetro que le corresponda a cada alumno, se deberá de tener en cuenta lo siguiente:

1o.- Que se trata de una Carretera de primera clase y con una densidad de tránsito de 500 camiones y 300 automóviles diarios.

2o.- Que deberán seguirse las "Normas para Estudios de Carreteras", aprobadas por la Dirección de Caminos del Ministerio de Fomento y que según la topografía que se encuentre se adoptarán las características para topografía Plana, ondulada o accidentada.

3o.- Para el establecimiento de las obras de drenaje se supondrá que en la zona las máximas precipitaciones pluviométricas en un día llegan a los 30 mm.

4o.- Las dimensiones y cargas máximas de los vehículos que circulan por la carretera, serán las siguientes:

Carga Tipo H-15	S-12
Longitud total	15 m.
Ancho total	<u>8.40</u>
Altura total	4.20

Los alumnos deberán de informarse en el Comercio los camiones que más se aproximan a estas condiciones, y según los datos que obtengan, calcularán su capacidad de ascenso y la distribución de la carga.

50.- La clasificación que se adopte para el terreno será la siguiente:

Para los alumnos No.41 al No.50 Plano No.9

Para los primeros 300 m. materiales sueltos.

Para los 300 m. siguientes rocas blandas

Para los 400 m. finales 50% rocas blandas y 50% rocas duras.

Para los alumnos del No.51 al 60 Plano No.10

Para los 400 m. primeros materiales sueltos

Para los 400 m. siguientes 50% materiales sueltos y 50% rocas blandas.

Para los 200 m. restantes rocas blandas.

60.- Al hacer el estudio deberá tenerse en cuenta que si bien se trata de construir una Carretera de primer orden, no debe descuidarse el factor económico, ya que debe de haber cierto balance entre la bondad de las características y el costo de la obra. Este balance llevará en muchos casos a estudios comparativos de costos en algunas soluciones parciales y en la Memoria se deberá de fundamentar cada una de las soluciones adoptadas, tanto para la construcción del camino mismo, como del pavimento, el puente y otras obras.

c) Construcción y drenaje. - Para el planeamiento de la construcción se deberá de hacer un estudio de la compensación longitudinal mediante el Diagrama de las Masas, en el kilómetro de que se trata, calculándose las distancias medias de transporte y la distribución de los volúmenes, Se fundamentará la elección de la línea de balance adoptada.

Una vez calculada la curva de las masas se elegirá el equipo que se estime necesario comprar para la construcción de la Carretera, suponiéndose que se dispone de fondos para adquirir todas las máquinas que sean necesarias. Se recomendarán, marcas, modelos y tipos de equipo, justificando en cada caso d la recomendación, y adjuntándose como parte del Proyecto, los catálogos de los Fabricantes de las máquinas recomendables.

Elegidas las máquinas, se proyectará su coordinación en el trabajo y se darán los lineamientos generales para el planeamiento de la construcción. Se calcularán los rendimientos tomándose 0.60 como "factor de eficiencia".

Considerando los jornales medios que se pagan en los trabajos en la zona de Lima, se calcularán los costos de operación de cada una de las máquinas, así como el costo del movimiento del metro cúbico para cada una de las clases de materiales que se dan en el acápite 5o.

En las zonas donde se encuentre roca, se seleccionará la maquinaria especializada y se planeará la carga y

ejecución de los tiros, calculándose la cantidad de explosivos que se empleará en el trabajo.

Se describirá la construcción de un relleno y de la subrasante siguiéndose los sistemas modernos indicados por la Mecánica de Suelos y el equipo especializado que se requiere.

Para el sistema de drenaje, se considerará tanto el drenaje superficial como el subdrenaje, proyectándose, además del drenaje del camino mismo, el drenaje de las zonas adyacentes, que por la topografía del terreno pueden considerarse necesarias. (Siendo la zona lluviosa se deberá de considerar algún sistema de control de erosión. Se darán planos y detalles y de una alcantarilla metálica o de conl. de lm. de luz).

d) Pavimento y obras accesorias.- Dado que la Carretera es de primera clase y debiendo soportar un tránsito pesado, se diseñará un pavimento de tipo superior, ya sea asfáltico o de concreto, discutiéndose el espesor del diseño y fundamentando la adopción de tal o cual tipo de pavimento.

Se darán detalles de todas las etapas de la construcción del afirmado y de la superficie de rodadura y se indicará el equipo especializado que se requiere para su ejecución. Se planeará su coordinación y se darán las marcas y modelos recomendados.

Para el diseño, se considerará el tipo de suelo

dado en la clasificación del kilómetro, asimilándolo a la clasificación de suelos del Bureau Of Public Roads de los EE.UU. Se supondrá la existencia de canteras cercanas y se darán las graduaciones recomendadas en cada caso.

Se harán diseños de secciones transversales tipos, a Escala 1:50, para los casos de cortes, de media ladera y de relleno completo, dándose el detalle del afirmado y del pavimento.

Se proyectará la señalización, parapetos y demás obras accesorias del camino.

e) Diseño y construcción de un Puente.- En el Perfil adjunto a Escala 1:50 se proyectará un Puente de concreto armado en pórtico o se adoptará una solución en concreto pretensionado, a elección del alumno.

La luz del puente será de 10 m. para el alumno No. 41 e irá incrementándose de metro en metro hasta llegar a 29 m. para el No.60.

La carga tipo que se usará será la H-15 S-12, debiendo seguirse las especificaciones de la AASHO la altura de la rasante la fijará el alumno. La velocidad de la corriente en estiaje es de 1.00 m.p.s.

Se presentará una Memoria fundamentada que incluirá todos los cálculos estructurales, los detalles constructivos y un Presupuesto detallado del puente. Además, presenta

rán como mínimo los siguientes:

- a) Plano de ubicación
- b) Perfil general del cauce con el diseño del puen  
te y muros.
- c) Planos de detalle de la estructura, montaje y  
encofrado.
- d) Diagramas de esfuerzos y de momentos.

f) Estudio económico, análisis de precios, presu-  
puesto y especificaciones.- Según lo expuesto en el acápite  
"Construcción y drenaje" se deberá de hacer un análisis del  
costo unitario para las distintas máquinas que se usarán en  
la construcción del camino. Esto mismo deberá hacerse con  
las máquinas usadas en la construcción del pavimento.

Se harán análisis de precios de las distintas eta-  
pas de la construcción del camino y del pavimento.

Conociéndose los precios unitarios y teniéndose a  
la mano los metrados respectivos, se formularán los presupes  
tos para cada clase de obra, y se formulará también el pre-  
supuesto general del trabajo.

El alumno formulará un Pliego de especificaciones  
para la construcción del camino, suponiendo que se va a entre  
gar el kilómetro, a una empresa contratista. En dichas espe  
cificaciones centralizará ordenadamente y en detalle todas  
las operaciones que deberá de ejecutar la citada empresa al

efectuar la construcción del camino y del pavimento.

### MEMORIA Y JUEGO DE PLANOS

La Memoria deberá de comenzarse con una copia de las presentes especificaciones, indicándose el número de orden que corresponda al alumno. Se hará una relación detallada de las curvas horizontales trazadas en el kilómetro, de las de transición, de las verticales y los cálculos de visibilidad que correspondan.

Contendrá la relación detallada de cada una de las obras a ejecutarse, y la discusión y fundamentación de las soluciones adoptadas según lo expuesto en el párrafo 6o. del acápite "Trazo definitivo".

Para mejor ilustración de los alumnos se les aclarará que el plano del reconocimiento no corresponde a la misma zona del Plano del trazo y que el perfil dado para el puente no corresponde a ningún punto de ubicación de cruce del río en los Planos al 2:000.

Se presentarán como mínimo los siguientes planos:

1.- Plano general del reconocimiento de ruta a Escala 1:50.000.

2.- Perfiles longitudinales comparativos de los reconocimientos efectuados a Escala horizontal 1:50,000 y vertical 1:5.000.

3.- Plano del trazo definitivo a Escala 1:2.000.

4.- Perfil longitudinal del eje proyectado entre los dos extremos del trazo. Sólo se calculará el kilómetro que le corresponda, según el acápite b). Las escalas serán 1:2.000 horizontal y 1:200 vertical.

5.- Pliego de secciones transversales del kilómetro respectivo a Escala 1:200.

6.- Diseño de secciones transversales a Escala 1:50 según lo indicado en el acápite d) Pavimento.

7.- Diseños de las obras y estructuras de drenaje (alcantarillas, drenes, etc. tanto superficial como subterráneo).

8.- Los planos pedidos en el acápite e) Puente.

---



ESTUDIO A EFECTUAR

Habiéndome correspondido el No.48 como número de orden al presente Proyecto de Grado, las especificaciones, para este caso en particular, son:

1o.) Reconocimiento de Ruta

Se hará la unión de los puntos I-J en el plano No.11

2o.) Trazo Definitivo

Se trabajará en el plano No.9, uniendo con trazo definitivo los puntos 48 - 47.

La clasificación del terreno para el primer kilómetro será la siguiente:

Los 300 m. iniciales: materiales sueltos

Los 300 m. siguientes: rocas blandas

Los 400 m. finales: 50% de rocas blandas y 50%  
de rocas duras.

3o.) Diseño y Construcción de un Puente

EL puente se proyectará de concreto armado en pórtico, siendo su luz de cálculo de 17 m.

---

**P R I M E R A      P A R T E**

**CAMINO**

## CAPITULO I

### RECONOCIMIENTO DE RUTA

Iniciemos el estudio con una breve definición de camino, para ir luego contemplando las diferentes condiciones que debemos tener en cuenta para obtener el mejor trazado de dicho camino.

#### DEFINICION DE CAMINO

Camino es una faja de terreno convenientemente preparada, de acuerdo con características técnicas, y dotada de obras tales, que por ella puedan transitar los vehículos a velocidades determinadas en las mejores condiciones de seguridad y economía.

#### CRITERIO ECONOMICO

Un camino se proyecta bajo un punto de vista estrictamente económico; teniendo en cuenta el concepto del costo mínimo atanto para su construcción como para su explotación. El Ingeniero proyectista de la obra procurará en todo momento alcanzar este costo mínimo, pero conservando el equilibrio entre los diversos factores que los forman; por eso, al estudiar el proyecto de un camino no deben considerarse solamente sus gastos de establecimientos, es imprescindible, para elegir una solución acertada, considerar los gastos de explo

tación y conservación del camino. Todo camino se proyecta y construye para dar un servicio: el transporte, y éste debe realizarse en la forma más económica posible, y en ello influyen, decisivamente, las condiciones del trazado. Los gastos de explotación aumentan al usarse mayores pendientes y menores radios de curvatura, pues la velocidad comercial será más reducida y más alto el consumo de combustible. Los gastos de conservación dependen de la longitud del camino; además, esta consideración obliga a buscar terrenos que sean estables en toda época, huyendo de aquéllos que debido a lluvias puedan cambiar sus características.

#### RECONOCIMIENTO DEL TERRENO

EL objeto del reconocimiento es seleccionar entre las rutas posibles, la más favorable para elevar por ella la carretera. En la ruta elegida se determinan los puntos de paso de las cadenas de montañas, de los cursos de aguas, poblaciones y otros que precisan. Por último, reunir los datos necesarios para fijar las características y el costo aproximado. Como resultado de los reconocimientos queda fijada la dirección general del trazo y limitada la zona del estudio a la faja de terreno que se extiende entre los referidos puntos de paso.

De este terreno debe tenerse un conocimiento práctico, para obtener así una buena solución en el trazo del ca

mino; sin embargo en el proyecto que nos ocupa sólo disponemos de un plano de la región en escala 1:50.000, es obvio que sólo nos formaremos una idea aproximada de las diferentes soluciones.

### ESTUDIO DEL TRAZADO

Trazar una vía es un problema delicado y difícil en el cual pesará el buen criterio del Ingeniero proyectista y obtener así una acertada solución en el trazo escogido. Es función también el exacto conocimiento del terreno, único modo de apreciar en su verdadera magnitud los distintos factores que influyen en la elección.

### TOPOGRAFIA DE LA ZONA

Observando el plano en escala 1:50.000 obtendremos lo siguiente:

Entre los puntos I y J hay una divisoria que dista aproximadamente unos 20 km. medidos en línea recta.

Entre el punto I y esta divisoria corre un río por un talweg de primer orden de laderas muy inclinadas, lo que nos hace suponer que sea un río muy caudaloso. El Río circunda al punto I a una distancia aproximada de 15 km. y dicho punto se encuentra ubicado en un abra que forma parte de otra divisoria.

Entre el punto J y la divisoria nombrada en primer

término existen una serie de elevaciones y depresiones grandes, lo mismo que un sinuúmero de talwegs de orden inferior por los cuales corren cursos de aguas.

Teniendo en cuenta lo expuesto anteriormente, el problema de la unión del punto I con el punto J se reduce a bajar desde I hasta el Río, para luego subir a la divisoria de primer orden y cruzarla por un abra o punto de paso. Esta divisoria se encuentra aproximadamente a la misma cota del punto J, lo cual hace imposible unirlos con pendiente uniforme o pendientes del mismo signo ya que serían inferiores a la mínima recomendada (0.5%); por tanto para llegar desde el punto de paso en la divisoria hasta el punto J habrá que bajar para luego alcanzar el punto J en ascenso.

### PENDIENTES

Las pendientes a usar están indicadas en el capítulo 2.12 de las "Normas para el Estudio de Carreteras" aprobadas por la Dirección de Caminos del Ministerio de Fomento, que a continuación transcribimos:

#### 2.12 PENDIENTES

2.12.01.- Los valores que se admiten para las pendientes máximas de acuerdo con la altitud son las siguientes:

<u>ALTITUD</u>	<u>1ª y 2ª CLASE</u>	<u>3ª y 4ª CLASE</u>
0 - 1000	6.0%	7.0%
1000 - 2000	5.6%	6.5%
2000 - 3000	5.2%	6.0%
3000 - 4000	4.8%	5.5%
4000 a más	4.4%	5.0%

2.12.02.- La longitud de los tramos de pendiente máxima no excedera de 800m.

2.12.03.- Antes y después del tramo de pendiente máxima, habrá tramos cuando menos 2% menores de la máxima con longitudes mínimas de 400m.-

2.12.04.- Las pendientes medias máximas computadas en secciones de 10 en 10 Km. o menos de ascenso o descenso continuo serán las siguientes:

<u>ALTITUD</u>	<u>1a.y 2a.CLASE</u>	<u>3a.y 4a.CLASE</u>
0-1000m.	4.6 %	5.0 %
1000-2000	4.2 %	4.6 %
2000-3000	3.8 %	4.2 %
3000-4000	3.4 %	3.8 %
4000- a más	3.0 %	3.4 %

2.12.05.- En casos especiales podrá colocarse pendientes excepcionales hasta  $1\frac{1}{2}$  % mayores que la máxima, sin alterar la pendiente media de la sección. El tramo con pendiente excepcional no excederá de 300 m.

2.12.06.- En las curvas de volteo de los desarrollos, la pendiente máxima admisible será de 2% menor que las fijadas en 2.12.01, no siendo aplicable para este caso la tolerancia 2.12.05.

2.12.07.- Cuando sea necesario vencer un fuerte desnivel, aunque no se requiera desarrollo artificial, se evitará por regla general las contrapendientes.

2.12.08.- La longitud mínima para los cambios de pendiente será de 200 m.; en las curvas de volteo podrá reducirse a 100 m. si se emplean los radios mínimos 2.06.01.

2.12.09.- En la selva, la pendiente máxima no debe excederse de 4% para disminuir la erosión, salvo en tramos de suelos rocosos u otros estables.

2.12.10.- En zonas muy lluviosas o de difícil dre-

naje se evitarán los tramos a nivel, recomendándose un mínimo de 0.5 %.

Usaremos en el reconocimiento las pendientes medias máximas, ya que al pasar al estudio definitivo las distancias disminuyen, lo cual trae como consecuencia un aumento en las pendientes y las cuales teniendo en cuenta esta prevención no pasarán de las máximas permisibles.

#### TRAZO IABCDEJ (En verde)

Como ya hemos dicho anteriormente, el primer paso a seguir es el de bajar desde el punto I hasta el río (punto B) para lo cual llegamos con una pendiente uniforme hasta el abra A, esta pendiente es de 2.7 %, durante un recorrido de 16 Km. y en el cual atravesamos un curso menor de agua. Estando en dicha abra a una cota de 4050 m.s.n.m. bajamos con una pendiente de 2.7% hasta el río en el punto B (aunque se hubiera podido usar una pendiente mayor se prefirió usar la indicada anteriormente pues el terreno es bastante accidentado y al pasar al trazo definitivo la pendiente aumentará considerablemente); el recorrido con esta pendiente es de 17 km. y atraviesa dos cursos de agua. El segundo paso es, desde este punto B llegar a la divisoria de aguas y cruzarla por un abra o punto de paso, y la que juzgamos más apropiada fué el abra C, punto que unimos con B mediante una pendiente ascendente uniforme de 1.8% en un tramo de 29 km. y en el cual



además de cruzar el río se cruzan 14 cursos menores de aguas.

El tercerp paso propuesto es el de unir C con J, puntos que se encuentran aproximadamente al mismo nivel; los uniremos mediante dos trancos, uno descendente y otro ascendente, para lo cual nos trasladamos al punto J para enlazar dicho punto con el punto E con una pendiente de 2.9% en un recorrido de 13.5 km. y atraviesa 2 cursos menores de agua. El punto E se situó en la falda de una ladera de poca inclinación cerca de una quebrada, y no se colocó en el abra pues desde este punto se conseguía una mejor unión entre el punto C en la divisoria y el punto J de llegada.

La unión de E con C se hará mediante los tramos CD y DE, y dicha unión se consiguió con las pendientes siguientes:

$$CD = -1.5 \%$$

$$DE = +1.6 \%$$

El tramo CD tiene una longitud de 28 km. y atraviesa 3 cursos menores de agua; y el tramo DE tiene 9.5 km. de longitud y cruza 2 cursos menores de aguas.

Resumiendo: mediante este trazo unimos los puntos I y J mediante un recorrido de 113.0 km., en el cual se cambia de pendientes 6 veces y se atraviesan 24 cursos menores de aguas.

TRAZO IAGKMEJ (en rojo)

Para efectuar este trazo le hemos intercalado la variante AGKME entre los tramos IA y EJ que se mantienen comunes a ambos trazos.

VARIANTE AGKME

Salimos de A hacia la izquierda bajando con una pendiente de 3% hasta el punto Q en un recorrido de 18.5 km. y atraviesa 4 cursos de agua aprovechando con esta pendiente la topografía del terreno en más de la mitad del tramo.

Desde este punto B alcanzamos ahora la divisoria de aguas y esta vez para cruzarla elegimos el abra K, punto que uniremos con el anterior por medio de una pendiente uniforme ascendente de 2.7%; en un tramo de 31.5 km. atraviesa, además del río, 15 cursos menores de agua.

Como último paso sólo nos quedaría unir este punto K en la divisoria con el punto E, y dicha unión la efectuaremos por intermedio del abra M que nos divide el tramo KE en los tramos KM y ME.

Las abras K y M las uniremos con una pendiente uniforme descendente de 0.9% y en su recorrido de 10.5 km. atraviesa a dos cursos de aguas. El abra M y el punto E quedan unidos con una pendiente uniforme descendente de 3% en una longitud de 14.5 km. y atraviesa un curso menos de agua.

En resumen: Con este trazado hemos unido los puntos I y J mediante un recorrido de 104.5 km., cambiando 6 veces de pendiente y atravesando 25 cursos menores de agua.

### DISCUSION

Para hacer la elección de cuál de las rutas estudiadas es la mejor, estudiaremos conjuntamente ambos trazos en planta y perfil y consideraremos los factores predominantes, pero todo basado en un plano con curvas de nivel en escala 1:50000, lo cual sólo nos ofrece una idea aproximada del terreno y además no se tiene ningún dato acerca del conocimiento geológico del terreno, factor muy importante para la elección de un trazado, pues el solo hecho de no ser propicio el terreno para la construcción del camino puede tumbar la solución propuesta aunque ésta en otros aspectos represente una serie de ventajas; haremos sólo un estudio teórico del problema.

a) Longitud y pendientes.- Consideraremos conjuntamente estos dos factores, debido a que uno es consecuencia del otro, ya que a medida que las pendientes aumentan las longitudes disminuyen; así tenemos que el trazado rojo es 8.5 km. más corto que el verde, factor bastante predominante pues una reducción en longitud disminuye los costos de construcción, explotación y conservación.

De la inspección de los perfiles longitudinales

vemos que ambos trazados tienen igual número de pendientes; y en lo que respecta a la pendiente media computada, la del trazo rojo es 2.63 % mientras que la del trazo verde es 2.1%.

b) Puentes. - Sobre esto no se puede decir gran cosa, ya que desconocemos con exactitud los datos de luces, tipo del terreno sobre el cual van a afirmarse las bases, máximas avenidas del río, etc., por tanto supondremos que este factor tiene el mismo peso en ambas soluciones.

c) Alcantarillas. - Anteriormente se había dicho que el trazo rojo interceptaba 25 cursos menores de agua y el trazo verde los cruzaba en 24 oportunidades. Se debe aclarar, que el costo de las alcantarillas no depende de su número sino de sus longitudes, y por ello no podemos dar una idea exacta de la magnitud de este factor.

d) Otros. - De la observación en planta de los dos trazos vemos que el rojo, en casi toda su longitud, va por terreno suave, lo cual facilita tanto el reconocimiento de la ruta en el terreno como la ejecución del trazado definitivo.

De lo anteriormente expuesto sacamos como conclusión que el trazo amarillo es el que presenta mayores ventajas y por ello nos inclinamos por su elección.

---

CAPITULO II

TRAZO DEFINITIVO

CARACTERISTICAS TECNICAS DE LA VIA POR ESTUDIAR

Se iniciará el estudio, con las características técnicas de la vía, las cuales han sido fijadas en base de las Normas Peruanas para estudios y construcción de caminos, de acuerdo con la topografía de la zona, y tomando en cuenta que se trata de una Carretera de primera clase; las características técnicas serán:

Carretera de la. clase con dos vías de tránsito

Topografía	Accidentada
Velocidad directriz	45 km/h.
Superficie de rodadura	6.00 m.
Bermas	0.50 m.
Cunetas:	
Ancho	0.50 m.
Profundidad	0.30 m.
Radio mínimo de curvas	56.00 m.
Peralte máximo	8.00 ‰.
Pendiente máxima	5.60 ‰
Pendiente media	4.80 ‰

Las dimensiones y cargas máximas de los vehículos que circularán por la carretera serán:

Carga tipo	H15-S12
Longitud total	15.00 m.
Ancho total	2.40 m.
Altura total	4.20 m.

### DESCRIPCION DEL TRAZO

EL trazo que a continuación vamos a describir trata de la unión de los puntos No.48 de cota 1991, con el No. 47 de cota 1971. Estos puntos se encuentran situados en dos faldas opuestas, de las cuales la ladera en la que se halla el punto No.48 tiene mayor inclinación que la otra, aunque en general, en ambas la topografía del terreno es suave y muy uniforme. Las laderas se encuentran hacia la parte inferior del plano formando un talweg por donde corre un río de pendiente bastante pronunciada.

Después de muchos estudios se llegó a la conclusión de que era preferible unir los puntos citados con un trazo continuo, para lo cual se pensó en bajar del punto No.48 hasta llegar a un sitio en el río que sea más o menos equidistante de ambos puntos; y luego desde el punto No.47 llevaríamos el trazo para llegar al río en el mismo sitio anteriormente mencionado. Como el punto No. 48 se encuentra bastante alejado del río, fué necesario bajar con una pendiente elevada para poder alcanzar el río en el sitio de paso mencionado, pues en esta zona del río equidistante de los dos pun-

tos se encuentran buenos puntos de paso. La continuación del trazo hasta el punto No. 47 no presenta dificultad, ya que su unión se logra con una pendiente de valor muy cercano a la pendiente media máxima.

Desde el punto No.48 salimos con una línea de gradiente 5 % de pendiente hasta llegar al río (se usó una pendiente mayor que la media máxima porque como la topografía de la ladera es bastante uniforme, la pendiente del trazo de finitivo en ese tramo se aumentaría muy poco, quedando la pen diente resultante con un valor menor que la máxima permitida). Luego, desde el punto No. 47 y con una línea de gradiente de 4.1% encontramos el trazo anterior en el sitio de paso del río.

Sobre la línea de gradiente descrita anteriormente se trazarán las tangentes y curvas, observando siempre las disposiciones respectivas, las cuales detallaremos más adelante al tratar separadamente cada una de ellas.

Resumen: Con el trazo descrito anteriormente se logró unir los dos puntos citados a través de una carretera de 3,280 m.; durante su recorrido atraviesa un río a una altu ra de 8 m. y dos cursos menores de aguas; se emplearon 17 cur vas horizontales, dando un promedio de 5.2 curvas por km., todos ellos llenaron los requisitos de radio mínimo, pues cuando menos tienen 56 m. de radio. Se utilizaron 8 cambios de pendiente, no llegando ninguna al máximo valor permitido;

se usaron 4 curvas verticales, pues sólo es necesario usarlas cuando la diferencia algebraica de pendientes sea igual o mayor de 1% y en esos casos se debe usar curvas cuya longitud mínima recomendada es 80 m.

Conclusión.- Aunque el río se pasó a la altura anteriormente citada y en el primer tramo se usaron pendientes elevadas, se consiguió un trazo continuo y corto atravesando una zona con topografía muy regular.

#### ESTUDIO DETALLADO DEL PRIMER KILOMETRO DEL TRAZO

a) Superficie de Rodadura y Bermas. Bombeo.- Debido al elevado costo de la superficie de rodadura, el estudio de su ancho se hace con criterio económico, estudiándose la dimensión necesaria para soportar uno, dos o más tráficos, según la densidad prevista. En el caso nuestro de una carretera para doble tráfico el ancho de la superficie de rodadura viene dado por el ancho de dos vehículos, más la separación entre estos dos vehículos, más los anchos de las zonas que quedan entre el vehículo y el borde de las bermas. A excepción del ancho del vehículo, todos los demás anchos dependen de la velocidad de la marcha y deben ser tales, que ofrezcan una perfecta seguridad a los conductores de los vehículos que circulan por la vía con las velocidades previstas.

A ambos lados de la zona de circulación de los vehículos se tienen fajas de ancho variable, que se llaman ber



mas, hombros, hombrillos o espaldones. Su objeto es proteger los bordes del pavimento de su destrucción, conteniéndolo lateralmente. Sirven también para el tránsito de peatones en caso necesario, y pueden servir de base para futuros ensanches cuando no se puede hacer la inversión inmediata de efectuar el ensanche total. Protegen las explanaciones, y en casos de emergencia el tráfico puede pasar por ellas sin ningún peligro; siguen la inclinación transversal de la carretera y se le construye con firmes de resistencia inferiores a los del firme mismo del camino. Se recomienda que el afirmado sea de características similares a las del camino, ya que en un momento de peligro, al salirse las ruedas de un carro sobre la berma, el distinto coeficiente de rozamiento puede producir una desviación peligrosa. En casos de emergencia pueden también servir para que los carros se detengan a un lado del eje mismo del tránsito y no ocupen una vía de circulación completa.

La Sección del firme en los tramos rectos sin separación de tránsito tienen un punto alto en su eje y pendiente hacia ambos lados; la razón de la inclinación hacia ambos lados es la necesidad de eliminar el agua de lluvia haciendo que corra rápidamente a la cuneta. La eficaz eliminación del agua de lluvia es fundamental para la conservación del firme; pero, por otra parte, no es conveniente para el tránsito una pendiente transversal que resulta no sólo in-

cómoda sino peligrosa; cuando un vehículo trate de adelantar a otro en un camino con inclinación transversal excesiva la acción de la fuerza centrífuga desarrollada en la maniobra va dirigida en el mismo sentido que la acción de la pendiente y por tanto resulta peligrosa. Esta razón nos aconseja que en firmes lisos no es conveniente el empleo de pendientes transversales fuertes.

A continuación transcribimos las disposiciones tomadas al respecto de las Normas Peruanas.

### 2.03.- SUPERFICIE DE RODADURA Y BERMAS

2.03.01.- En las diversas clases de carreteras los anchos de la superficie de rodadura y bermas serán los siguientes:

CLASE	SUPERFICIE DE RODADURA			BERMAS		
	Plano	Ondulado	Accident.	Plano	Ondulado	Accid.
1a.	6.60	6.60	6.00	1.00	1.00	0.50
2a.	6.00	6.00	5.50	0.75	0.75	0.50
3a.	3.00	3.00	3.00	0.50	0.50	0.50
4a.	3.00	3.00	3.00			

2.03.02.- Los anchos de las carreteras de 1a. y 2a. clase son para dos vías y los de 3a. y 4a. para una vía.

2.03.06.- Todas las calzadas llevarán bombeo de 2%.

b) Cunetas y Taludes.- Las cunetas son canales longitudinales que sirven para recoger y eliminar rápidamente el agua que cae sobre el firme y que va a ellas debido a su pendiente transversal. Su función es trascendental para la conservación, ya que el enemigo de cualquier clase de firme es el agua y al proyectar un camino hay que cuidar muy esmeradamente su resolución y eliminación.

La cuneta debe de cumplir la misión de recolección y eliminación del agua que caiga al firme sin constituir un peligro para la circulación. Se adoptan para ellas formas muy variadas y dimensiones variables dependiendo de la naturaleza del firme, de las características del camino y de los datos pluviométricos que se tengan de la zona.

Al pie de los terraplenes se emplean cunetas de defensa, que impiden la destrucción de su base; de igual manera, cuando los puntos altos de los cortes son erosionables se ubican cunetas en sus partes superiores.

Las cunetas deben tener desagües en puntos adecuados del trazo, utilizando cuantas coyunturas se encuentran para ello; estos desagües deben estar lo más cerca posible, para evitar caudales grandes, que precisarían mayores secciones, y, en el caso de no ser cunetas revestidas, podrían ser causa de que se transmitiese la humedad a la base del firme. En todas las secciones de corte son imprescindibles.

El perfil longitudinal del camino producirá seccio

nes transversales en corte o en relleno, y tanto en un caso como en el otro se terminarán con taludes cuya inclinación depende de la naturaleza del terreno y que se trate de cortes o relleno.

En el caso de los taludes de corte, éste deberá tener una inclinación tal que se sostenga con suficiente estabilidad, sin desprendimiento de materiales que sirvan de obstáculo al tránsito, poniendo en peligro la seguridad de la Carretera. Se recomienda siempre construir la carretera con los taludes apropiados según sea la clase de material que se trate, ya que, de otra manera, al cortar un terreno que se encuentra compactado por los fenómenos geológicos naturales de largos períodos de tiempo, el desequilibrio no se compensa con un talud apropiado que produzca estabilidad; los materiales que forman los taludes de los cortes comenzarán a derrumbarse hasta llegar a ese talud.

En los rellenos, el talud deberá ser el necesario para que la tierra se sostenga y no se deslice, por tanto dependerá de la naturaleza del terreno.

Las Normas Peruanas especifican lo siguiente respecto a cunetas y taludes.

#### 2.04 CUNETAS Y TALUDES

2.04.01.- Las cunetas serán de sección triangular, fijándose sus dimensiones de acuerdo a las condiciones climáticas, siendo las mínimas las siguientes:

<u>Zona</u>	<u>Profundidad</u>	<u>Ancho</u>
Seca	0.20	0.50
Sierra	0.30	0.50
Costa lluviosa y		
Selva	0.50	1.00

2.04.02.- El ancho es medido desde el borde de la berma a la vertical del vértice bajo. El talud exterior será el correspondiente al de corte.

2.04.07.- Los taludes para los cortes tendrán inclinaciones de acuerdo a la estabilidad de los terrenos, siendo de un modo general las siguientes:

<u>Terreno</u>	<u>Vertical</u>	<u>Horizontal</u>
1) Roca y conglomerado		1
Cementado	10	1
2) Conglomerado	3	1
3) Tierra compacta	2	1
4) Tierra suelta	1	1
5) Arena	1	1- <sup>1</sup> / <sub>2</sub>

2.04.08.- Cuando las necesidades de visibilidad lo impongan se ampliarán los cortes, pudiendo dejarse banquetas hasta de 1.30 m. de alto.

2.04.09.- En los rellenos los taludes serán, de modo general, de 1-1 para enrocado y de 1 = 1 <sup>1</sup>/<sub>2</sub> para los demás materiales.

De acuerdo a la topografía del terreno y siguién-

donos por las normas evitadas anteriormente, emplearemos cunetas de 50 cm. de ancho y 30 cm. de profundidad, correspondiente a la zona de la sierra.

Atendiendo a las especificaciones del proyecto para el primer kilómetro de carretera, la clasificación de los terrenos y los taludes correspondientes serán:

300 m. iniciales	materiales sueltos
Talud de corte	1 = 1
Talud de relleno	1 1/2 = 1
300 m. siguientes	roca blanda
Talud de corte	10 = 1
Talud de relleno	1 = 1
400 m. finales	50% rocas blandas y 50% rocas duras.
Talud de corte	10 = 1
Talud de relleno	1 = 1

c) Curvas horizontales y Radios Mínimos .- En el kilómetro que nos ocupa existen 4 curvas horizontales, todas las cuales poseen radios que cumplen las disposiciones correspondientes a radios mínimos contenida en las Normas Peruanas y que dice:

2.06.- RADIO MINIMO DE LAS CURVAS

2.06.01.- Los radios mínimos serán los siguientes:

CARRETERAS	T O P O G R A F I A		
	Llana	Ondulada	Accidentada
1a. Clase	340 m.	110 m.	56 m.
2a. "	200 m.	56 m.	23 m.
3a. "	65 m.	30 m.	15 m.
4a. "	23 m.	15 m.	10 m.

Valores que han sido obtenidos con la siguiente fórmula:

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

En la cual:

V = velocidad en km/h.

p = peralte máximo en centésimos y cuyo valor se ha fijado en 0.08 para carreteras de 1a. y 2a. clases.

f = Coeficiente de fricción dado por la fórmula empírica:

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

En nuestro caso:

V = 45 km/h.

p = 0.08

f = resulta 0.216

Entrando a la fórmula del Radio mínimo tendremos:

$$R = \frac{45^2}{128 (0.08 + 0.216)} = 56.00 \text{ m.}$$

Como veremos a continuación, todas las curvas poseen radios mayores o iguales al mínimo especificado de 56 m.

### CALCULO DE LAS CURVAS HORIZONTALES DEL PRIMER KILOMETRO

Calcularemos todos los elementos de la curva, como son: su longitud, semitangente, external y progresiva de los puntos de entrada y salida en función del ángulo de deflexión y el radio de la curva.

Las fórmulas que usaremos serán:

$$\text{Semitangente} = T = R \operatorname{tg} \frac{1}{2} A$$

$$\text{External} = Ex = R (\operatorname{Sec} \frac{1}{2} A - 1)$$

$$\text{Longitud} = L = \frac{\pi R A}{180}$$

#### CURVA No.1

$$A = 39^{\circ}11'$$

$$R = 260.00 \text{ m.}$$

$$L = 178.00 \text{ m.}$$

$$T = 92.50 \text{ m.}$$

$$Ex = 16.00 \text{ m.}$$

$$PC = \text{progresiva } 0+089.0$$

$$PT = \text{progresiva } 0+267.0$$

#### CURVA No. 2

$$A = 41^{\circ}30'$$

$$R = 120.00 \text{ m.}$$

$$L = 87.00 \text{ m.}$$

$$T = 45.50 \text{ m.}$$

$$Ex = 7.80 \text{ m.}$$

$$PC = \text{progresiva } 0+373.0$$

$$PT = \text{progresiva } 0+460.0$$



CURVA No. 3

$A = 55^{\circ}32'$

$R = 100.00 \text{ m.}$

$L = 96.60 \text{ m.}$

$T = 52.65 \text{ m.}$

$Ex = 13.00 \text{ m.}$

$PC = \text{progresiva } 0+645.4$

$PT = \text{progresiva } 0+742.0$

CURVA No. 4

$A = 46^{\circ}43'$

$R = 90.00 \text{ m.}$

$L = 74.00 \text{ m.}$

$T = 39.90 \text{ m.}$

$Ex = 8.00 \text{ m.}$

$PC = \text{progresiva } 0+826.0$

$PT = \text{progresiva } 0+900.0$

CURVAS DE TRANSICION

EL cambio entre un tramo recto y una curva se nos manifiesta por una fuerza centrífuga que tiende a desviar el vehículo de la trayectoria que debe recorrer, lo que nos representa un peligro y una incomodidad para los pasajeros del vehículo. En realidad, lo que ocurre es que el conductor instintivamente evita la incomodidad y el peligro recorriendo otro trazo distinto del que corresponde a la línea de circulación en el que pasa del radio infinito en la Alineación recta al radio de la curva circular. Este problema puede resolverse pasando de la alineación que de un radio de curvatura infinito en el punto de tangencia con la ruta disminuya gradualmente hasta llegar a tener el valor del radio de la curva circular.

La fuerza centrífuga empuja a los vehículos y pasajeros hacia el lado exterior de la curva. El efecto sobre

el vehículo se contrarresta peraltando la curva, y el efecto sobre los pasajeros mediante las curvas de transición ya mencionadas. La longitud de éstas deberá ser tal que la aceleración de la componente centrífuga de la velocidad no exceda de cierta cantidad que pase inadvertida al organismo humano o que se sienta ligeramente y no cause malestar.

El problema tiene una solución matemática exacta empleando como curvas de transición, curvas en las cuales el radio vector de curvaturas es inversamente proporcional al desarrollo de la curva (espiral); al radio vector correspondiente (lemniscata) o a la abscisa (parábola cúbica).

La adoptada en nuestros caminos es la curva espiral, cuya forma no es muy diferente de la lemniscata pero sí de la parábola cúbica que sólo se usa en ferrocarriles. La elección de la espiral obedece a su mayor facilidad en el cálculo de sus elementos y de su replanteo en el terreno.

La curva de transición será más necesaria cuanto menor sea el radio de la curva circular, puesto que es mayor el valor de la fuerza centrífuga que aparece en el caso de que el conductor recorra exactamente la línea de circulación; si el conductor se desvía adaptando su vehículo a la curva de transición, representa si la curva horizontal es pequeña una inseguridad en el tránsito, en cambio si la curva circular es de gran radio la desviación será pequeña y no tendrá importancia para la seguridad, pues, como más adelan-

te veremos, las secciones transversales de los caminos siempre permiten variaciones de unos pocos centímetros del eje de cada vía de circulación.

Como ya se dijo anteriormente, la comodidad de la circulación exige que el incremento de la fuerza centrífuga no pase de un valor determinado, para que no sea sensible al conductor del vehículo; ello obliga a pasar del radio infinito en la alineación recta al radio de la curva circular en un valor mínimo. Primitivamente, la longitud de la curva de transición se calculaba por fórmulas empíricas; actualmente se hace por procedimientos racionales.

Siendo "V" la velocidad del vehículo y "R" el radio de la curva circular, la fuerza centrífuga a la cual llegamos para una masa unidad será:

$$F = \frac{v^2}{R}$$

Si "l" es la longitud de la curva de transición, el tiempo que el vehículo tardará en recorrerla será:

$$t = \frac{l}{V}$$

Al valor definitivo de  $F$  se ha de llegar en un tiempo  $t$ , luego el incremento por unidad de tiempo será:

$$\frac{F}{t} = \frac{\frac{v^2}{R}}{\frac{l}{V}} = \frac{v^3}{lR}$$

De donde podemos observar que el incremento de la fuerza centrífuga por unidad de tiempo es proporcional al cubo de la velocidad e inversamente proporcional al radio de la curva; por tanto, para una velocidad directriz "V" y un radio determinado "R" habrá una longitud "L" de curva de transición que evite que el valor de la aceleración centrífuga por unidad de tiempo  $\frac{F}{t} = C$  pase del valor aceptable; entonces la longitud se obtendrá de la fórmula:

$$C = \frac{V^3}{LR} \qquad L = \frac{V^3}{CR}$$

Con esta fórmula se calcula la longitud de las curvas de transición tratadas y es la especificada en las Normas Peruanas.

Los valores del coeficiente C tomados de las Normas citadas son:

$$C = 28 \text{ para } V \text{ igual o mayor de } 100 \text{ km/h.}$$

$$C = 46 \text{ para } V \text{ entre } 60 \text{ y } 100 \text{ km/h}$$

$$C = 70 \text{ para } V \text{ igual o menos de } 60 \text{ km/h}$$

Estos valores corresponden a un aumento constante de la aceleración de 0.60; 1.00 y 1.50 m/seg<sup>2</sup> respectivamente.

Para aplicar a nuestro estudio lo expuesto, tomaremos la curva más desfavorable y le aplicaremos el criterio mencionado, ese caso corresponde a la curva No. que tiene el menor radio o sea 56 m.

$$L = \frac{V^3}{CR}$$

Para nuestro caso:

$$V = 45 \text{ km/h.}$$

$$C = 70$$

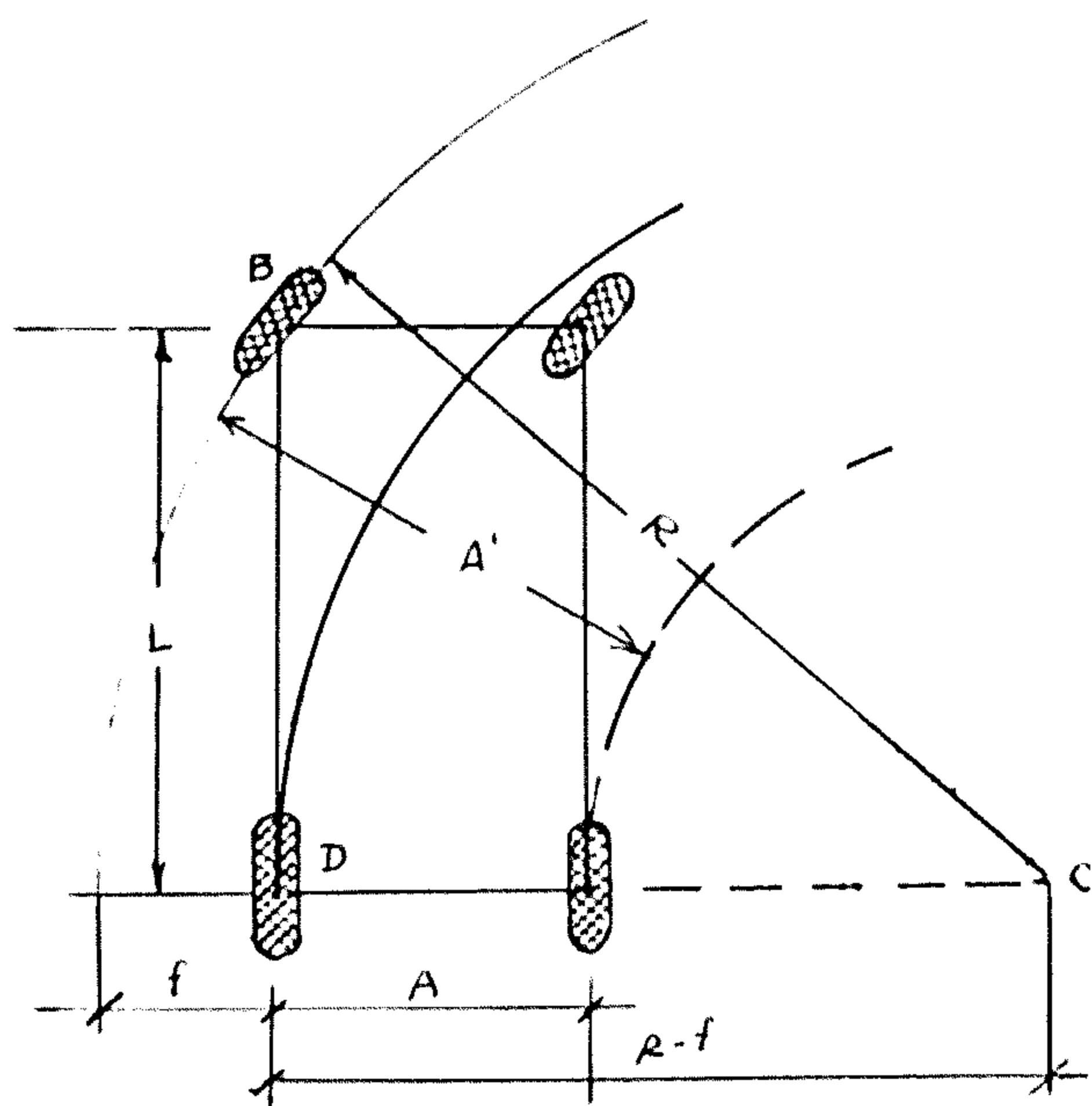
$$R = 56 \text{ m.}$$

Resulta:

$$L = \frac{45^3}{70 \times 56} = 23 \text{ m.}$$

Esta longitud así obtenida es menor de 40 m. que siguiendo la conclusión que deduce J. BARNETT en su obra "TRANSICION CURVES FOR HIGHWAYS" y que dice que en curvas de transición que den valores menores de 40 m. no es necesario emplearlas en la práctica, dejando las curvas circulares sin transición.

### SOBREANCHO



Como se puede observar en la figura, un vehículo de ancho A (ancho entre ejes), cuando va por una curva ocupa un ancho A' mayor que el ancho A que ocupa en las tangentes; por lo tanto, en las curvas los pavimentos deben ser más anchos, con el objeto de pro

veer el exceso  $f = A' - A$  que toman los vehículos.

Si en una curva el pavimento es de dos fajas, el ancho normal de dicho pavimento deberá ser aumentado en  $2f$ .

Otra de las razones por la cual los pavimentos deben ser aumentados es el factor psicológico, por parte de los conductores de los vehículos. El ancho adicional da mayor seguridad.

En el triángulo CDB de la figura se tiene que:

$$(R-F)^2 = R^2 - L^2 \qquad F = R - \sqrt{R^2 - L^2}$$

Esta fórmula da el sobreancho de una faja de la carretera; si ésta es de doble vía, dos fajas; el sobreancho mínimo en una curva de radio  $R$  será:

$$F = 2(R - \sqrt{R^2 - L^2})$$

Para tomar en cuenta el factor psicológico de los conductores ha sido presentada la fórmula siguiente, en la que el primer término representa el sobreancho mínimo; se le conoce como fórmula de VOSHALL y la ha adoptado la A.A.S.H.O. También es recomendada por las normas peruanas que a continuación transcribimos:

## 2.07 SOBREANCHO

2.07.01.- El sobreancho será determinado por la fórmula:

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

En la que:

$f$  = Sobreancho en metros

$n$  = número de vías de tráfico

$R$  = radio de la curva en metros

$L$  = distancia entre ejes del vehículo fijada  
en 6.00 m.

$V$  = velocidad directriz del vehículo en km/h

2.07.04.- En las carreteras de primera clase el so  
breancho se dará por medias partes en los lados exterior e  
interior de las curvas.

2.07.06.- En las curvas sin transición el sobrean  
cho morirá sobre las tangentes en la longitud fijada para  
alcanzar el peralte.

Aplicando la fórmula anterior calculemos los sobre  
anchos correspondientes a las curvas del kilómetro en estu-  
dio.

Como la carretera es de dos vías  $n = 2$

La velocidad de diseño es  $V = 45$  km/h

El largo entre ejes está fijado:  $L = 6.00$  m.

El sobreancho para cada curva será:

CURVA No.1

$R = 260$  m.

$$f = 2(260 - \sqrt{260^2 - 6^2}) + \frac{4.5}{260} = 0.44\text{m.}$$

CURVA No.2

$R = 120$  m.

$$f = 2(120 - \sqrt{120^2 - 6^2}) + \frac{4.5}{120} = 0.70\text{m.}$$

CURVA No.3

R = 100 m.

$$f = 2(100 - \sqrt{100^2 - 6^2}) + \frac{4.5}{100} = 0.80 \text{ m.}$$

CURVA No.4

R = 90 m.

$$f = 2(90 - \sqrt{90^2 - 6^2}) + \frac{4.5}{90} = 0.90 \text{ m.}$$

PERALTE

Cuando un vehículo se mueve en una curva, la fuerza centrífuga que se origina actúa sobre él, componiéndose con su peso, para desviarlo hacia afuera de la curva; también actúa tratando de sacar la resultante de la base del vehículo y lo dejaría inestable.

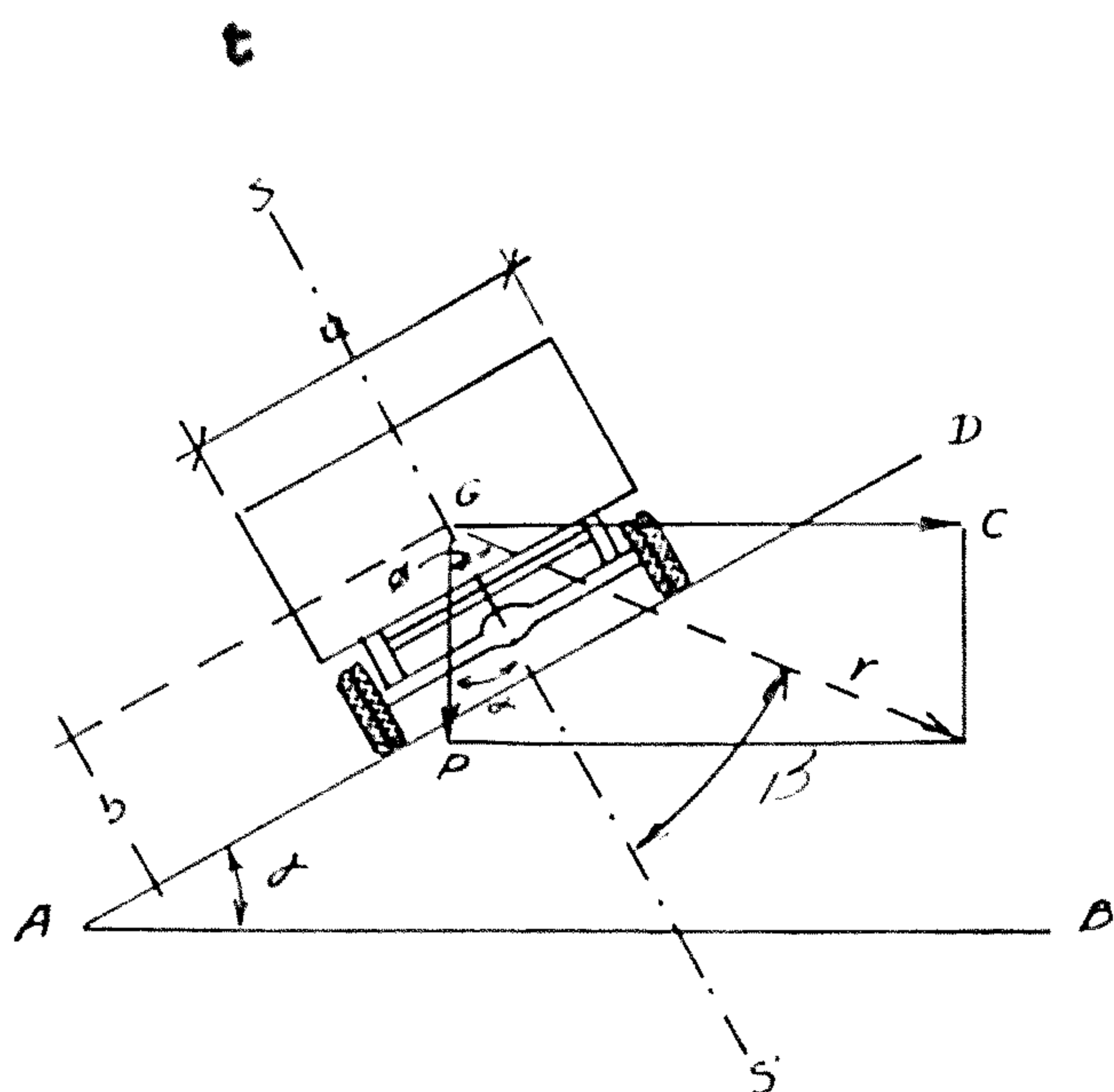
Para evitar esta fuerza, traducida en el desplazamiento de la resultante, se peralta en las curvas el pavimento de la carretera, es decir, se le inclina transversalmente. La magnitud e importancia del peraltado se apreciarán de lo que se expone a continuación:

VOLCAMIENTO

EL pavimento original AB ha sido inclinado el ángulo resultando AD como pavimento actual. Al valor tg expresado como tal o en porcentaje es a lo que se conoce como peralte o peraltado de la carretera.

El vehículo mostrado en la sección transversal que





El se muestra correspondiente a una curva de radio  $R$  está sujeto a la acción exclusiva de las fuerzas señaladas, que son:

el peso propio:  $P$

la fuerza centrífuga:  $C$

Esta última originada por la acción de la velocidad  $V$  que arrima al vehículo. Tanto

$P$  como  $C$  tienen su punto de

aplicación en el centro de gravedad  $G$  del vehículo.

La magnitud de  $C$  se sabe que es:

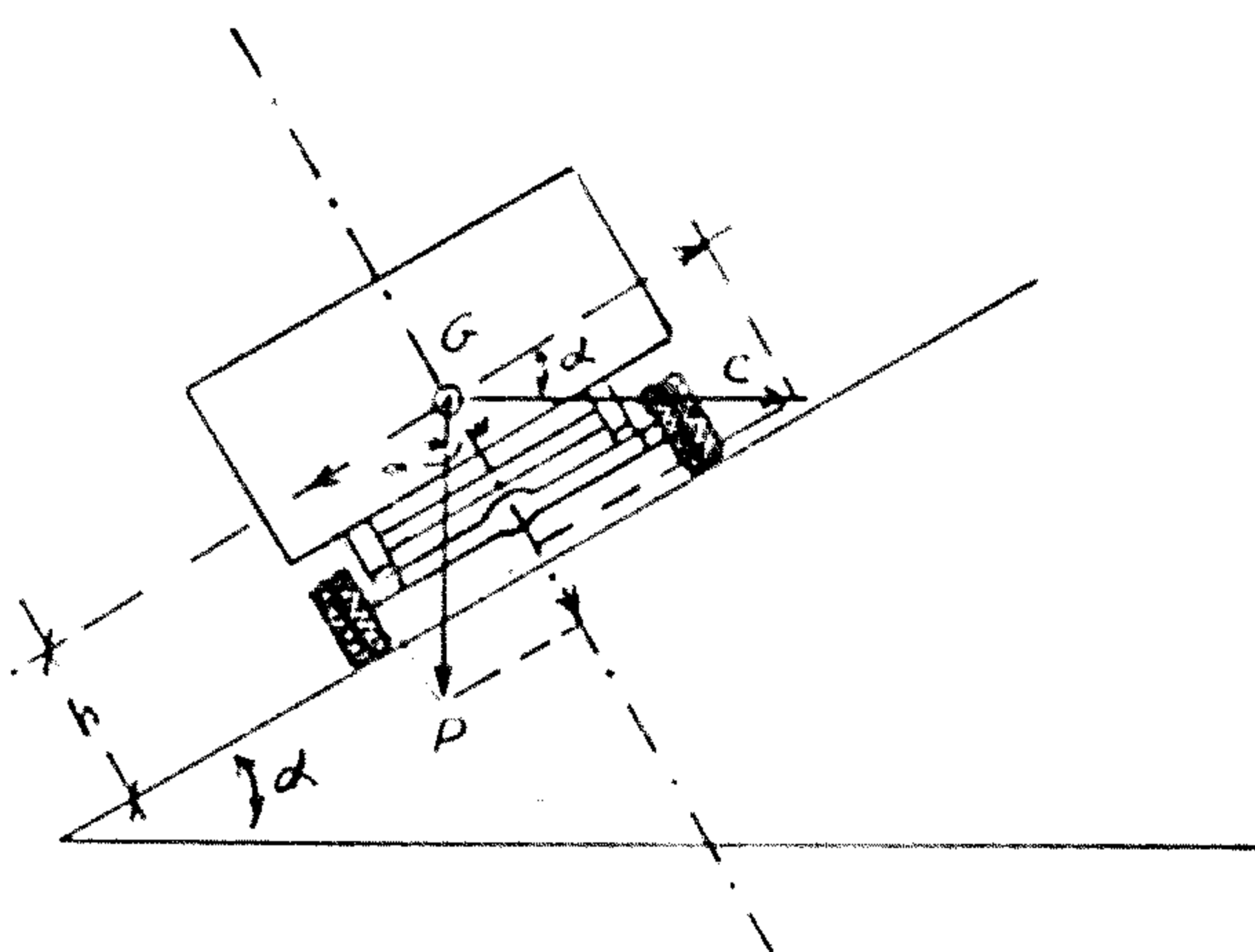
$$C = \frac{PV^2}{gR}$$

fórmula homogénea, explicada en los textos de mecánica, y en la cual "g" representa la aceleración de gravedad.

Consideremos en la figura el valor de  $\alpha$  fijo;  $P$ , el peso del vehículo, también será fijo; luego, si aumenta la velocidad  $V$  aumentará  $C$ , y la resultante se alejará más de  $P$  aumentándose el ángulo  $\phi$ . El vehículo se volcará cuando  $r$  se salga de la base  $a$ . En conclusión tenemos, que en una curva de radio fijo, si también fijamos existirá una velocidad máxima para los vehículos, que no podrá ser sobrepasada por ellos sin que se volteen.

DESLIZAMIENTO

Consideramos en esta parte, las velocidades límites por razón del deslizamiento al que se encuentra sometido el vehículo transversalmente, por ser entonces mayor la acción de la fuerza centrífuga que la fricción que mantiene el vehículo en sus sitio.



En la figura mostrada, las fuerzas P y C en sus componentes normales y paralelas al pavimento.

Las normales al pavimento son:

$$V = P \cos \alpha + C \operatorname{sen} \alpha = P \cos \alpha + \frac{PV^2}{gR} \operatorname{Sen} \alpha$$

Las paralelas al pavimento son:

$$T = C \cos \alpha - P \operatorname{sen} \alpha = \frac{PV^2}{gR} \cos \alpha - P \operatorname{sen} \alpha$$

Llamando "f" el coeficiente de fricción entre los neumáticos y el pavimento, se podrá decir que la fuerza T no moverá al vehículo de su sitio mientras  $T \geq Pf$ , luego la condición extrema de equilibrio es:  $T = Pf$ ; o sea:

$$\frac{PV^2}{gR} \cos \alpha - P \operatorname{sen} \alpha = f \left( P \cos \alpha + \frac{PV^2}{gR} \operatorname{sen} \alpha \right)$$

$$\frac{V^2}{gR} - \operatorname{tg} \alpha = f + \frac{fV^2}{gR} \operatorname{tg} \alpha$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \text{peralte} = \frac{\frac{v^2}{gR} - f}{\frac{fv^2}{gR} + 1}$$

En la práctica la fórmula usual para el cálculo del peralte es la siguiente:

$$P = \frac{v^2}{2.28R}$$

que proviene de la ya conocida fórmula del radio mínimo, despreciando el valor de la fricción, y despejando queda

$$P = \frac{v^2}{1.28R}; \text{ si se toma sólo } \frac{3}{4} \text{ de la velocidad directriz,}$$

dejando el resto a la fricción entre los neumáticos y el pavimento tendremos:

$$P = \frac{(0.75 v)^2}{1.28 R} = \frac{0.5625 v^2}{1.28 R} = \frac{v^2}{2.28R}$$

La fórmula anterior es la recomendada por las Normas Peruanas y nos da el peralte en tanto por ciento.

A continuación transcribimos las disposiciones respectivas que aparecen en las Normas:

#### 2.08 PERALTE

2.08.01.- El peralte fijado con valores máximos de 8 % para carretera de 1a. y 2a. clase variará desde dicho valor hasta 2% como mínimo.

2.08.02.- En las Carreteras de 1a. y 2a. clase, la inclinación será mantenida en 8% hasta el radio de 340 m. y se disminuirá proporcionalmente en  $\frac{1}{2}$  % para cada 20 m. has

ta radios de 580 m. Todas las curvas mayores de 580 m. de ra  
dio tendrán 2% de peralte.

2.08.04.- El giro del peralte se podrá hacer sobre el eje o el borde interior del pavimento, sin prestar atención al sobreancho, que seguiría la inclinación del resto de la calzada.

De acuerdo con lo anterior usamos 8 % de peralte en todas las curvas, pues todos poseen radios menores de 340 m. Efectuaremos el peralte guiando la plataforma alrededor del eje de la carretera.

Por no haber resultado curvas espirales, la transición del peraltado se hará siguiendo los sistemas que cons  
tituyen la práctica usual del Estado de California U.S.A.

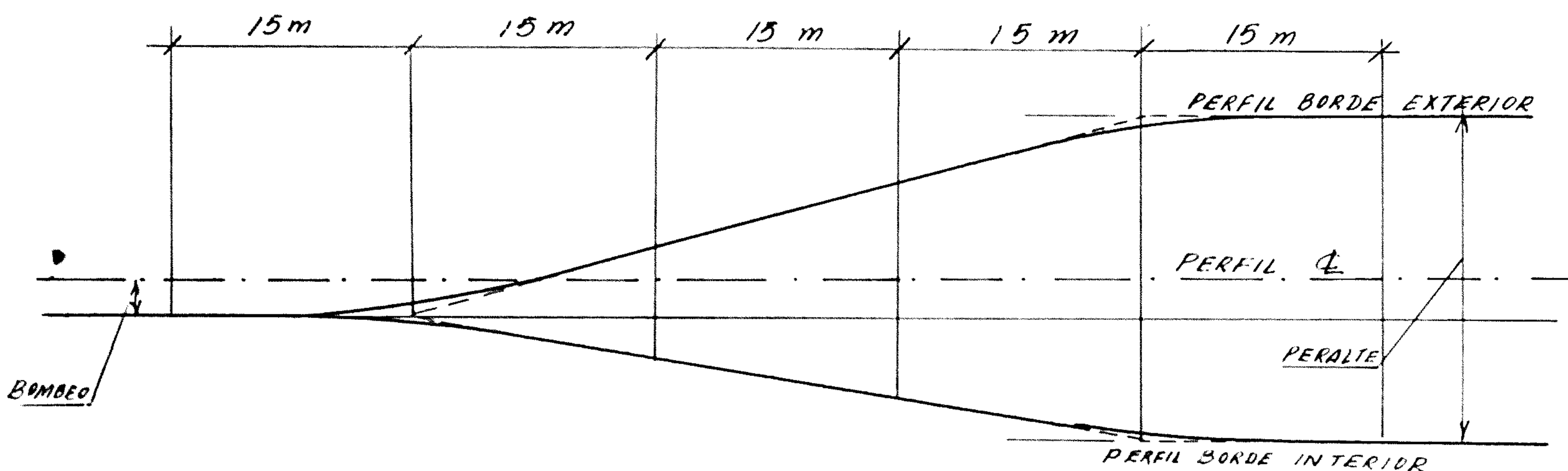
A continuación dibujaremos los sistemas a usar, que luego aplicaremos en nuestro caso; pero primero calculemos el peralte y bombeo en cms.

$$\text{Bombeo} = 0.02 \times 3.50 = 7.0 \text{ cm.}$$

$$\text{Peralte} = 0.08 \times 7.00 = 56 \text{ cm.}$$

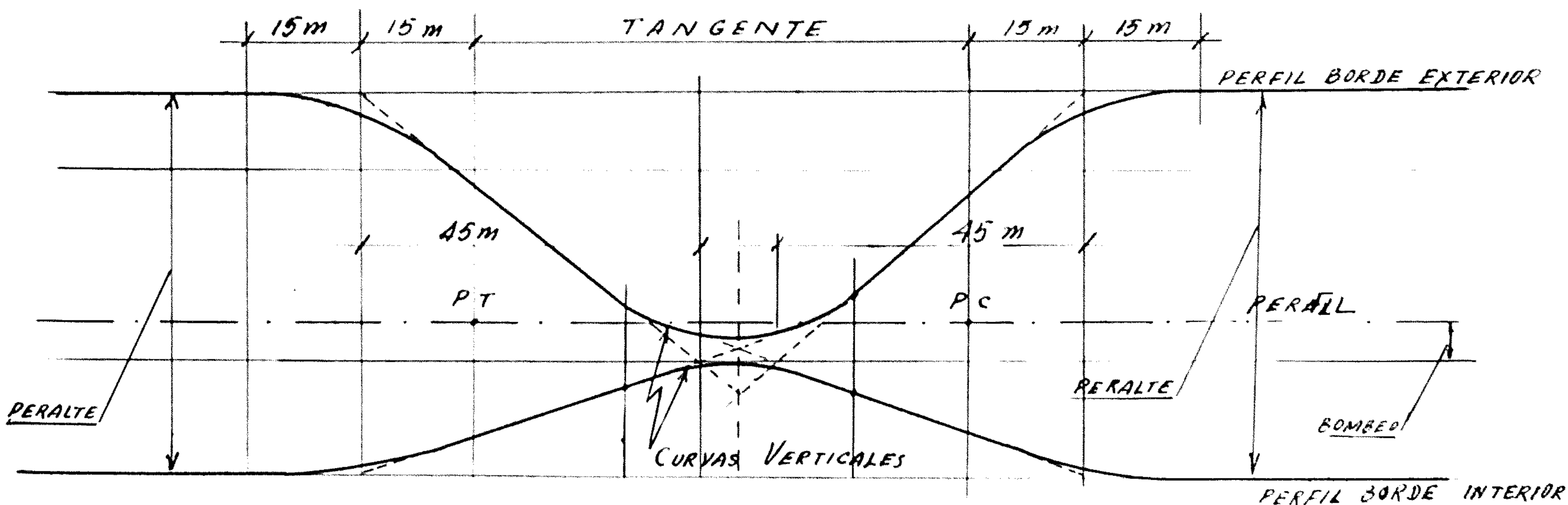
La mitad de esta altura, que es 28 cms., es lo que se elevará el borde exterior y se bajará el borde interior de la calzada; para la transición en el perfil de los bordes, se usarán curvas verticales simétricas de 30 m. de longitud

**PERALTADO DE CURVA SIMPLE**



**PERALTADO DE CURVA COMPUESTA CON TANGENTE INTERMEDIA ENTRE**

**45 y 90**



De acuerdo con la longitud de las tangentes intermedias veremos ahora los casos que corresponden a cada curva tanto a la entrada como a la salida.

CURVA Nos. 1 y 2

Tanto a la entrada como a la salida pertenecen al caso de curva simple.

CURVA No. 3

A la entrada, entre las curvas No.2 y No.3 pertenece al caso de curva simple.

CURVA No. 4

Entre las curvas No.3 y No.4 la transición deberá hacerse según la indicación correspondiente a curvas compuestas con tangente intermedia entre 45 y 90 m.

CURVA No.5

Se hará la transición entre estas curvas como en el caso correspondiente a curva simple.

A continuación se muestra un esquema de los peraltados y transiciones correspondientes a través del kilómetro que estudiamos.

**PENDIENTES.- CURVAS VERTICALES**

Veamos primero lo que nos dicen las Normas Peruanas respecto de pendientes en el capítulo correspondiente.

**2.12 PENDIENTES**

2.12.01.- Los valores que se admiten para las pendientes máximas de acuerdo a la altitud son las siguientes:

<u>ALTITUD</u>	<u>1a.y 2a.CLASE</u>	<u>3a.y 4a.CLASE</u>
0-1000 m.	6.0 ‰	7.0 ‰
1000-2000 m.	5.6 ‰	6.5 ‰
2000-3000 m.	5.2 ‰	6.0 ‰
3000-4000 m.	4.8 ‰	5.5 ‰
4000-a más	4.4 ‰	5.0 ‰

2.12.02.- La longitud de los tramos de pendiente máxima no excederá de 800 m.

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

2.12.04.- Las pendientes medias máximas computadas en secciones de 10 en 10 kms. o menos de ascenso o descenso continuo serán las siguientes:

<u>ALTITUD</u>	<u>1a. y 2a. CLASE</u>	<u>3a. y 4a. CLASE</u>
0-1000 m.	4.6 ‰	5.0 ‰
1000-2000 m.	4.2 ‰	4.6 ‰
2000-3000 m.	3.8 ‰	4.2 ‰
3000-4000 m.	3.4 ‰	3.8 ‰
4000 a más	3.0 ‰	3.4 ‰

2.12.05.- En casos especiales podrá colocarse pendientes excepcionales hasta  $1\frac{1}{2}$  ‰ mayores que la máxima, sin alterar la pendiente media de la sección. El tramo con pendiente excepcional no excederá de 300 m.

2.12.07.- Cuando sea necesario vencer un fuerte desnivel, aunque no se requiera desarrollo artificial, se evitará por regla general las contrapendientes.

2.12.08.- La longitud mínima para los cambios de pendiente será de 200 m.

2.12.10.- En zonas muy lluviosas o de difícil drenaje se evitarán los tramos a nivel, recomendándose un mínimo de 0.5 ‰.

El trazo mostrado se encuentra comprendido entre los 1000 y 2000 m. de altura; la pendiente máxima que nos corresponde será de 5.6 ‰ y la media máxima será 4.2‰. En ningún caso hubo necesidad de emplear la pendiente máxima y por lo tanto tampoco se usaron pendientes mayores que ésta; los tramos de pendiente son mayores o iguales a 200 m.; la pen-



diente mínima utilizada fué de 0.75 % en el paso del río. Se procuró evitar que los P.I. de las curvas horizontales cayeran dentro de curvas horizontales y en el caso contrario, que la curva vertical esté íntegramente comprendida dentro de la horizontal; por ser el terreno accidentado muchas veces es imposible hacer cumplir esta recomendación.

### CURVAS VERTICALES

En el kilómetro que nos ocupa tenemos 3 pendientes: 4.73 %; 4.50 % y 5.40 % y en ningún caso la diferencia algebraica entre las pendientes es igual o mayor de 1%, por lo cual no emplearemos curvas verticales de acuerdo a la disposición siguiente de las Normas Peruanas.

2.11.09.- En todos los cambios de pendientes cuya diferencia algebraica sea igual o mayor que 2 % se colocarán curvas verticales parabólicas. En los caminos con pavimentos de tipo de orden superior se recomienda curvas a partir de 1% de diferencia algebraica de pendientes.

### VISIBILIDAD

EL estudio de la visibilidad en la carretera lo haremos separadamente en planta y perfil; a continuación se muestra el estudio de la visibilidad en planta.

### VISIBILIDAD EN PLANTA

Visibilidad es la longitud del tramo de carretera que domina la vista del conductor de un vehículo. Esta distancia debe ser suficiente para permitir al conductor frenar y detener su vehículo al darse cuenta de la presencia de un obstáculo; por otra parte, esta distancia deberá ser suficiente como para permitir que un vehículo adelante a otro que viajando en su misma dirección lo hace con una velocidad menor que la de diseño. El hecho de pasar a la faja izquierda para poder pasar al vehículo sin que sea alcanzado por un vehículo que venga en sentido contrario debe efectuarse sin peligro para ninguno de los vehículos.

De lo dicho anteriormente se desprende que la visibilidad debe considerarse en dos aspectos: visibilidad mínima de frenado o alcance, y visibilidad mínima de paso. A continuación veremos ambos aspectos.

### VISIBILIDAD MINIMA DE FRENADO

Es ésta, la distancia mínima requerida para detener un vehículo, al ver su conductor un objeto sobre la calzada que obstaculice la vía. La visibilidad en toda la carretera deberá hacerse tan grande como se pueda y siempre mayor que la visibilidad de frenado.

Esta distancia se compone de otras dos, la primera

es la distancia recorrida por el vehículo desde el momento en que se hace visible el obstáculo hasta el instante en que el conductor aplica los frenos, y la otra es la distancia requerida para detener al vehículo una vez aplicados los frenos.

La primera distancia depende de la velocidad del vehículo y de la suma de los tiempos de percepción y reacción del conductor. La segunda depende también, de la velocidad del vehículo, el estado y características de los frenos, neumáticos, superficie del pavimento, del alineamiento y pendiente de la carretera.

#### VISIBILIDAD MINIMA DE PASO

Se presenta este problema en las vías de dos fajas, pues los vehículos que viajan más lentamente frenan a los que van rápidamente; es necesario que estos últimos puedan pasar a los primeros, efectuando la maniobra sin peligro de ninguna clase. Para que haya tal seguridad el conductor del vehículo que pasa debe ver hacia adelante un buen trecho ( necesita asegurarse si en dirección contraria viene o no tráfico), de tal manera que, al aparecer un vehículo en sentido opuesto, pueda el vehículo que pasa terminar su operación sin interferir el tráfico contrario.

Si la distancia que ve el conductor no es la adecuada, al ver sin tráfico la faja venina y trate de pasar al

vehículo que lleva por delante, estará corriendo grave riesgo. Por otra parte, en una carretera en que los vehículos rápidos no puedan adelantar a los lentos, la capacidad de tráfico se reduce considerablemente, pues la velocidad directriz se transforma en la del vehículo más lento.

Por lo tanto, toda carretera en toda su longitud necesita zonas o tramos de paso seguro en los cuales los vehículos rápidos adelanten a los lentos sin interrumpir el tráfico en sentido contrario de la faja adyacente. Las condiciones topográficas a todo lo largo de la carretera motivan que en todas partes no haya paso seguro.

Las zonas en que existe seguridad de paso se señalan claramente con signos convencionales apropiados; por otra parte, en la localización de las carreteras la necesidad de tales tramos de paso se obtiene estudiando el trazado y llevándolo por sitios donde se le pueda obtener, aunque sea necesario apartarse de algunas consideraciones económicas.

Estos tramos de paso seguro deben encontrarse relativamente próximas uno a otros, pues hay que tomar en cuenta el factor psicológico del conductor, quien trataría de pasar antes de llegar al tramo de paso seguro, por lo tanto si están muy separados pierden su utilidad. La separación depende de muchos factores siendo los más importantes, las condiciones topográficas por las que se atraviesa, la velocidad directriz de la carretera y el tráfico probable en

el futuro. En muchos casos sucede que el volumen de tráfico contrario es tal que impide el paso, y los vehículos que tratan de lograrlo tendrán que aguardar a la siguiente zona de paso seguro; lo cual no s demuestra que el volumen de tráfico influye mucho en la separación máxima de los tramos de paso seguro.

Veamos a continuación lo que nos dice de Visibilidad d las Normas Peruanas en su capítulo respectivo:

### 2.11 VISIBILIDAD EN PLANO

2.11.01.- Las carreteras de dos vías ofrecerán visibilidad de paso y de frenado con las siguientes consideraciones.

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

2.11.03.- Distancia de visibilidad de paso,  $D_p$ , o sea la necesaria para que un vehículo pase con toda seguridad a otro que marcha en la misma dirección, suponiendo que en dirección opuesta se acerca un tercer vehículo. Se estimará que el vehículo que es pasado lleva una velocidad 15 km. menor que la directriz.

2.11.04.- Se dispondrá de visibilidad de frenado en toda la longitud de los caminos, y de visibilidad de paso

a distancias no mayores de 5 km.

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

2.11.08.- Se tiene a continuación los valores dados para las distancias de visibilidad en las condiciones anteriores.

<u>VELOCIDAD Km/h</u>	<u>Df</u>	<u>Dd</u>	<u>Dp</u>
15	12	20	
20	20	28	
25	25	38	70
30	30	48	100
35	38	60	120
40	45	72	150
45	52	86	170
50	60	100	200
60	75		300
70	90		400
80	110		500
90	135		600
100	155		800
110	180		1000

De acuerdo a lo anterior y como muestra velocidad directriz es de 45 km/h tendremos:

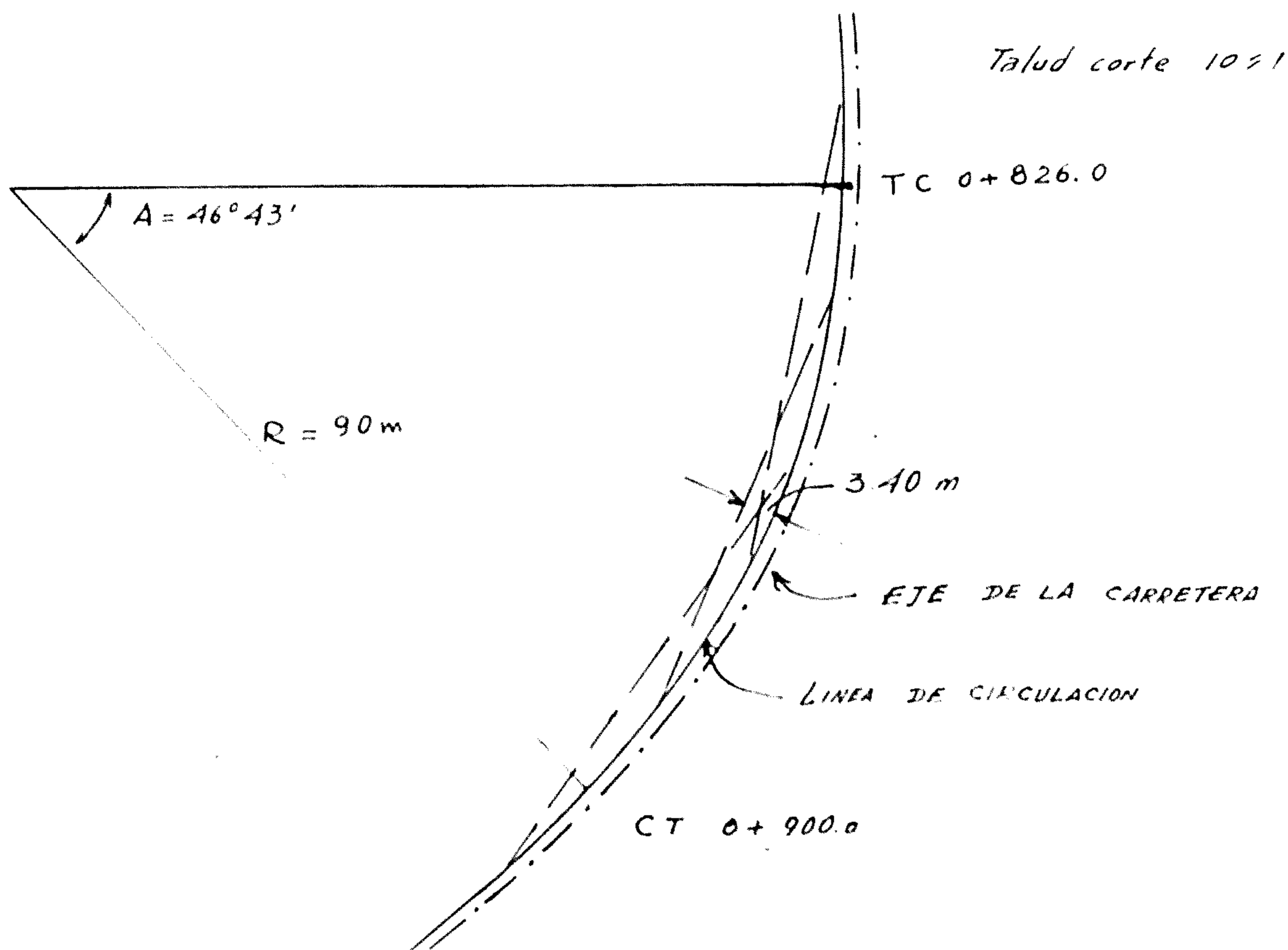
$$D_f = 52 \text{ m.} \quad D_d = 86 \text{ m.} \quad D_p = 170 \text{ m.}$$

En el trazo que nos ocupa tenemos visibilidad de frenado en toda su longitud, pues todas las tangentes intermedias utilizadas son mayores o iguales a 40 m., y los 12 m. restantes están dados por la visibilidad al principio y final de las curvas entre las cuales se encuentra dicha tangente. La visibilidad en las curvas horizontales la verificaremos utilizando un método, gráfico, usado también para calcular el ancho de la banqueta de visibilidad en el caso de que sola fuera necesaria. El método es el siguiente, se calcula la visibilidad de frenado, se traza la curva de circulación y se divide en partes iguales, se trazan cuerdas desde cada uno de estos puntos con la distancia de frenado, obteniendo así la curva de despeje, se mide entre el eje y la línea de despeje y se ve si lo satisface la distancia compuesta por: el semi-ancho de la carretera, la berma, el sobreancho de la curva, correspondiente al lado interior el ancho de la cuneta, y la distancia entre ésta y el talud a una altura de 1.30; si la suma de todas estas distancias es mayor que la encontrada anteriormente la curva no necesita de banqueta para satisfacer la visibilidad de frenado.

Estudiemos en el kilómetro que nos ocupa la curva con menor radio que será la más desfavorable.

CURVA No.4 Cerrada

R 90 m. = 46°43'



Necesitamos 3.40 m. a partir de la línea de circulación y el ancho disponible es:

$$\text{Ancho disponible} = \frac{\text{Semiancho}}{2} + \text{Ancho de Berma} +$$

$$\frac{\text{Sobreancho}}{2} + \text{Ancho cuneta} + \text{Ancho Talud:}$$

$$= 1.50 + 0.50 + 0.45 + 0.80 + 0.13 = 3.40 \text{ m.}$$

### VISIBILIDAD EN PERFIL

La visibilidad en el perfil sólo se estudia en las curvas verticales y, como ya se dijo anteriormente, en el kilómetro que nos ocupa no existen curvas verticales, por lo



tanto no efectuaremos ningún estudio al respecto.

### VEHICULOS

De las especificaciones dadas para el estudio de nuestro proyecto tenemos que las dimensiones y curvas máximas de los vehículos que han de circular por la carretera son las siguientes:

Carga Tipo	H15-S12
Longitud total	15.00 m.
Ancho total	2.40 m.
Altura total	4.20 m.

El camión comercial que llena mejor los requisitos anteriores es el Ford F-8 con semi-trailer, cuyas características son:

Capacidad del eje delantero	5,500 lbs.
Capacidad del eje trasero	17,000 lbs.
Longitud total	12.00 m.

Los datos de ancho total y alto total no se incluyen por no tenerlos la casa vendedora.

### CAPACIDAD DE ASCENSO

EL Principal y básico problema de la tracción consiste en determinar la capacidad de ascenso, que es la máxima pendiente que pueda vencer un camión de las características anteriores con una determinada carga. A continuación se

muestran los datos necesarios:

Peso bruto 22,000 lbs.

Motor de 155 H.P.

Velocidad directriz 45 km/h

Pavimento Asfáltico

Altura sobre el nivel del mar 2000 m.

Torque máximo disponible 284 lbs/pie a 2000 R.P.M.

Porcentaje útil en directa  $E = 90 \%$

Neumáticos 900 x 20 de 10 lonas

Radio de la rueda 1.58 pies

Desmultiplicación en el eje trasero: 7.17 a 1

Dismultiplicación en la caja de cambios

1a. 7.58 a 1

2a. 4.38 a 1

3a. 2.40 a 1

4a. 1.48 a 1

Directa 1.00 a 1

Retroseso 7.51 a 1

Veamos, ahora, los productos de la relación de engranajes en la caja de cambios y en el piñón de la corona:

1a. 55.9 a 1

2a. 31.4 a 1

3a. 17.2 a 1

4a. 10.6 a 1

Directa 7.17 a 1

Retroceso 53.8 a 1

Para la velocidad directriz de nuestra carretera, 45 km/h = 28 millas/h. se obtienen 250 R.P.M. en las ruedas.

### ESFUERZO TRACTOR EN MARCHA DIRECTA

Es el esfuerzo ejercido por las ruedas motrices en su punto de contacto con el suelo, y su valor es:

$$E_t = 0.00119 \times T \times E \times M \times r$$

donde T = toque disponible en lbs/pie = 284

E = eficiencia de la línea de propulsión = 90%

r = desmultiplicación de engranajes

M = número de revoluciones de neumático/milla

$$E_t = 0.00119 \times 284 \times 0.90 \times 7.17 \times 535 =$$

$$E_t = 1169 \text{ lbs.}$$

### RESISTENCIA A LA TRACCION

Un vehículo, al moverse en un camino, vence diferentes resistencias que se oponen a su marcha, las cuales son:

Resistencia a la Rodadura Rr

Resistencia del aire Ra

Resistencia a la pendiente Ri

Resistencia a la altura Rh

La resistencia total será la suma de las anterio-

res:

$$R = R_r + R_a + R_i + R_h$$

### RESISTENCIA A LA RODADURA

Viene expresada por la fórmula:

$$R_r = Q P$$

En donde Q es el coeficiente de resistencia a la rodadura, que depende de la velocidad del vehículo, de la presión, forma y cargas que actúan sobre los neumáticos, de la naturaleza de la superficie de rodadura y de la pendiente de la carretera; experimentalmente se ha llegado a resultados de  $Q = 12$  por cada 1000 lbs. de peso bruto del camión, y en pavimentos asfálticos y en buen estado.

### RESISTENCIA DEL AIRE

Está expresada por:

$$R_a = KSV^2$$

donde K = Coeficiente que depende de la forma y dimensiones del vehículo, y su valor oscila entre 0.001 y 0.0025.

V = Velocidad del vehículo en millas por hora = 28 millas/h.

S = Area proyectada de la sección del vehículo =  $2.40 \times 4.20 \times 10.76 = 104 \text{ pie}^2$

Si queremos la máxima R<sub>a</sub> tomaremos el valor máximo

de K y tendremos:

$$R_a = 0.0025 \times 104 \times 28^2 = 204 \text{ lbs.}$$

### RESISTENCIA DE LAS PENDIENTES

Es ésta, la fuerza necesaria para levantar la carga a la altura que nos fija la pendiente:

$$i = \frac{C_r - R_r}{10} \quad 10i = C_r - R_r = R_1$$

### ESFUERZO NETO DISPONIBLE

El esfuerzo de tracción en marcha directa, anteriormente calculado, es de 1119 lbs. si consideramos el efecto del viento.

$$E_{td} = 1169 - 204 = 965 \text{ lbs.}$$

### COEFICIENTE DE RENDIMIENTO

Es la tracción en la rueda en lbs. por cada 1000 lbs. de peso bruto del vehículo:

$$C_r = \frac{E_{td} \times 1000}{22000} = \frac{965 \times 1000}{22000} = 43.8 \text{ lbs.}$$

### PENDIENTE MAXIMA AL NIVEL DEL MAR

La obtendremos de la fórmula anterior:

$$i = \frac{C_r - R_r}{10} = \frac{43.8 - 12}{10} = 3.18\%$$

### EFECTO DE LA ALTURA

El motor del vehículo pierde potencia por efecto de la altura y se acepta que, por cada 100 m. de altura, el motor pierde 1% de potencia; por lo tanto, a 2000 m. de altura, la potencia de su motor será de 124 HP, o sea el 80% de la potencia total. En directa, la máxima pendiente que puede exceder el camión a la altura dicha, será:

$$i = 0.80 \times 3.18 = 2.54\%$$

Como se puede observar el valor obtenido anteriormente, tiene un valor bastante menor que el indicado por las normas para la misma altura; lo cual se debe a que en el cálculo no se han tomado en cuenta factores que aumentan dicha pendiente, como son los cambios de velocidad que permiten al vehículo ascender pendientes mucho mayores. En este caso se ha dispuesto que el vehículo asciende en directa, lo que no sucede en la práctica, pues siempre el conductor cambia a 3a. ó 4a. a fin de evitar un gran desgaste en el motor, pero se aumenta el torque en el eje trasero y el esfuerzo correspondiente en la llanta, y por lo tanto el poder de arrastre también aumenta.

### DISTRIBUCION DE LA CARGA

Cuando cargamos un camión o un remolque, asumimos que la carga se distribuye entre los ejes en proporciones de

terminadas que podemos calcular, y para ello necesitamos los siguientes datos:

- 1.- El peso propio del vehículo en cada eje.
- 2.- El peso de la carga útil.
- 3.- La distancia entre ejes y la del centro de la carga útil hasta cada eje.

Si llamamos:

"A" a la distancia entre el eje delantero y el centro de la carga útil.

"B" la distancia del eje trasero al centro de la carga útil.

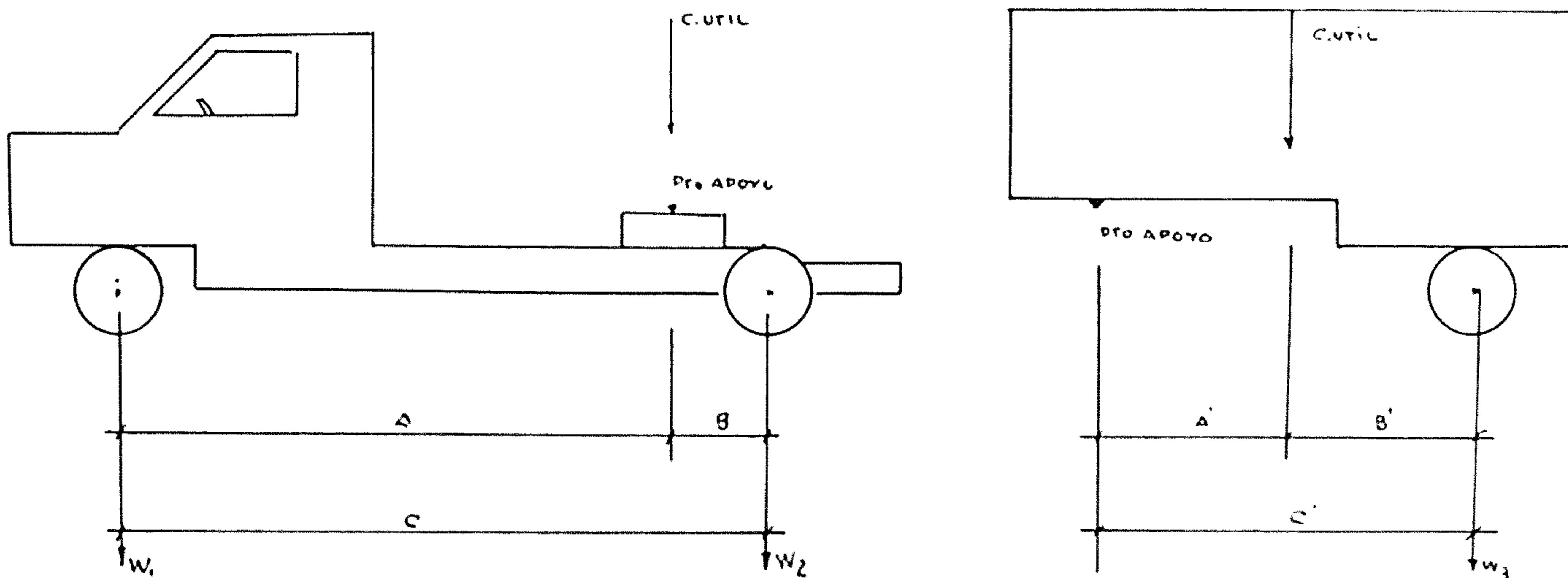
"C" la distancia entre ejes.

Tendremos:

Carga útil sobre el eje trasero =  $\frac{A}{C}$  x carga útil.

Carga útil sobre el eje delant. =  $\frac{B}{C}$  x carga útil.

En el caso nuestro, tenemos un camión tractor con semitrailer y tendremos que conocer primero la carga útil en el punto de apoyo del semitrailer sobre el camión para luego analizar la distribución de carga en el camión, pues la carga útil en el punto de apoyo es igual a la carga útil total sobre el camión tractor.



Haremos el cálculo en dos etapas, cálculo de las cargas en el semirremolque y cálculo en el camión tractor.

a) Cargas en el Semirremolque

Peso vacío en el eje del semirremolque = 6000 lbs.

Distancias  $A' = B' = 110''$

$C' = 220''$

Carga útil = 20000 lbs.

La carga total  $W_3$  sobre este eje será:

$$W_3 = \frac{20000}{2} + 6000 = 16,000 \text{ lbs.}$$

b) Cargas en el camión tractor

Tenemos que:

Peso vacío En el eje delantero = 5,000 lbs.

En el eje trasero = 7,000 lbs.



Carga útil calculada = 10,000 lbs.

Distancias A = 140"

B = 20"

C = 160"

La carga  $W_2$  sobre eje trasero será:

$$W_2 = \frac{140}{160} \times 10000 + 7000$$

$$W_2 = 15,750 \text{ lbs.}$$

La carga  $W_1$  sobre el eje delantero es:

$$W_1 = \frac{20}{160} \times 10000 + 5000$$

$$W_1 = 6520 \text{ lbs.}$$

### IMPORTANCIA DE UNA BUENA DISTRIBUCION DE LA CARGA

Al cargar un camión o remolque deberá tenerse especial cuidado en la posición de la carga en la plataforma, pues ella ejerce influencia, en el desgaste de las llantas, la marcha del camión y el desgaste de la carretera misma.

Hacia el lado que quede la carga será el mayor desgaste; y con respecto a la máquina, ésta se ve obligada a esfuerzos anormales por una mala distribución de la carga. La transmisión y dirección también sufren sobre todo en curvas y pendientes que es cuando más se incrementan estos esfuerzos. La carretera se desgasta en forma desigual, debido a la misma causa.

### CAPITULO III

#### CONSTRUCCION Y DRENAJE

##### SECCIONES TRANSVERSALES

Después de tener las características técnicas de la carretera en estudio, el trazado en planta con su correspondiente perfil longitudinal, se procede a dibujar las secciones transversales obtenidas del plano con curvas de nivel utilizando cualquiera de los procedimientos conocidos.

##### AREA DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES

Dibujadas las secciones transversales y colocada la plataforma del camino en la estaca señalada con su correspondiente corte o relleno en el eje, se procede a obtener las áreas correspondientes de corte y relleno, lo que se obtiene por cualquiera de los métodos siguientes: a) por descomposición en figuras geométricas conocidas; b) mediante el procedimiento analítico, donde se necesitan conocer las coordenadas de cada uno de los puntos de la sección; c) por medio del planímetro.

Para calcular el área de nuestras secciones hemos usado el primer procedimiento de los nombrados; tanto las secciones transversales como el valor de las áreas de corte y relleno de cada sección, aparecen indicadas en las seccio-

nes correspondientes en el plano No.5.

### CUBICACION DE CORTES Y RELLENOS

La cubicación de cortes y rellenos puede hacerse por dos métodos: uno exacto, y otro aproximado. El método exacto sustituye la forma irregular del terreno, por un volumen de generación convenida, que sin error apreciable se puede reemplazar por un sólido de caras paralelas y aristas distorcionadas, llamado prismoides, el cual puede ser calculado exactamente. Este método ocasiona cálculos laboriosos, de manera que en la práctica se emplea el método de las áreas medias que nos ofrece una aproximación suficiente en los trabajos de proyecto y antiproyecto de carreteras.

### METODO DEL AREA MEDIA

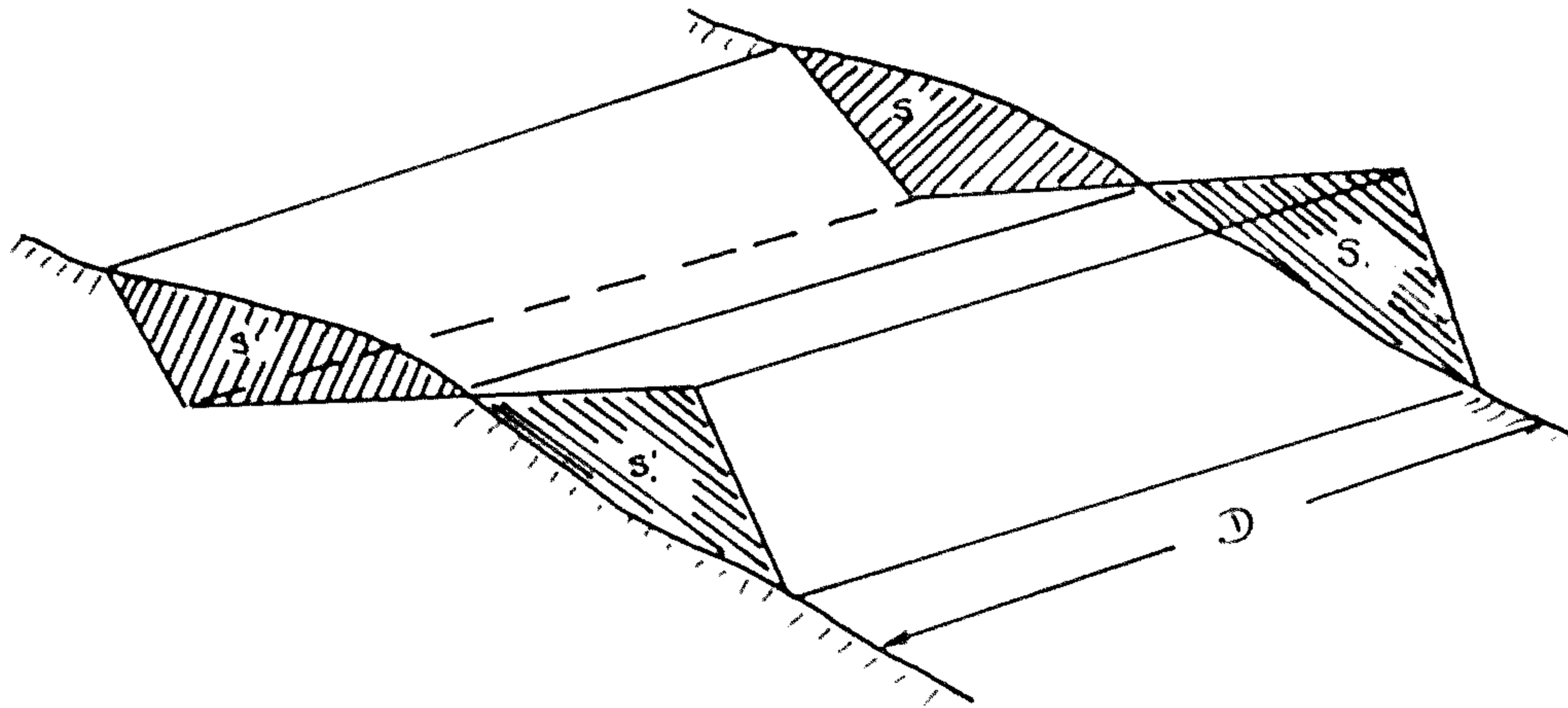
Por haberse tomado los perfiles transversales normales al eje de la carretera, los volúmenes de corte y relleno vienen dados por las fórmulas:

$$V_c = \frac{S + S'}{2} \times D \qquad V_r = \frac{S + S'}{2}$$

En donde S y S' son las áreas de las secciones transversales consecutivas y separadas una distancia D.

Esta fórmula tiene distinta aplicación según sea el caso que se presente; veamos a continuación los casos que se nos presentarán en el proyecto que nos ocupa.

**1.- LAS SECCIONES EN MEDIA LADERA CORRESPONDIENDO LAS AREAS DE CORTE Y DE RELLENO**

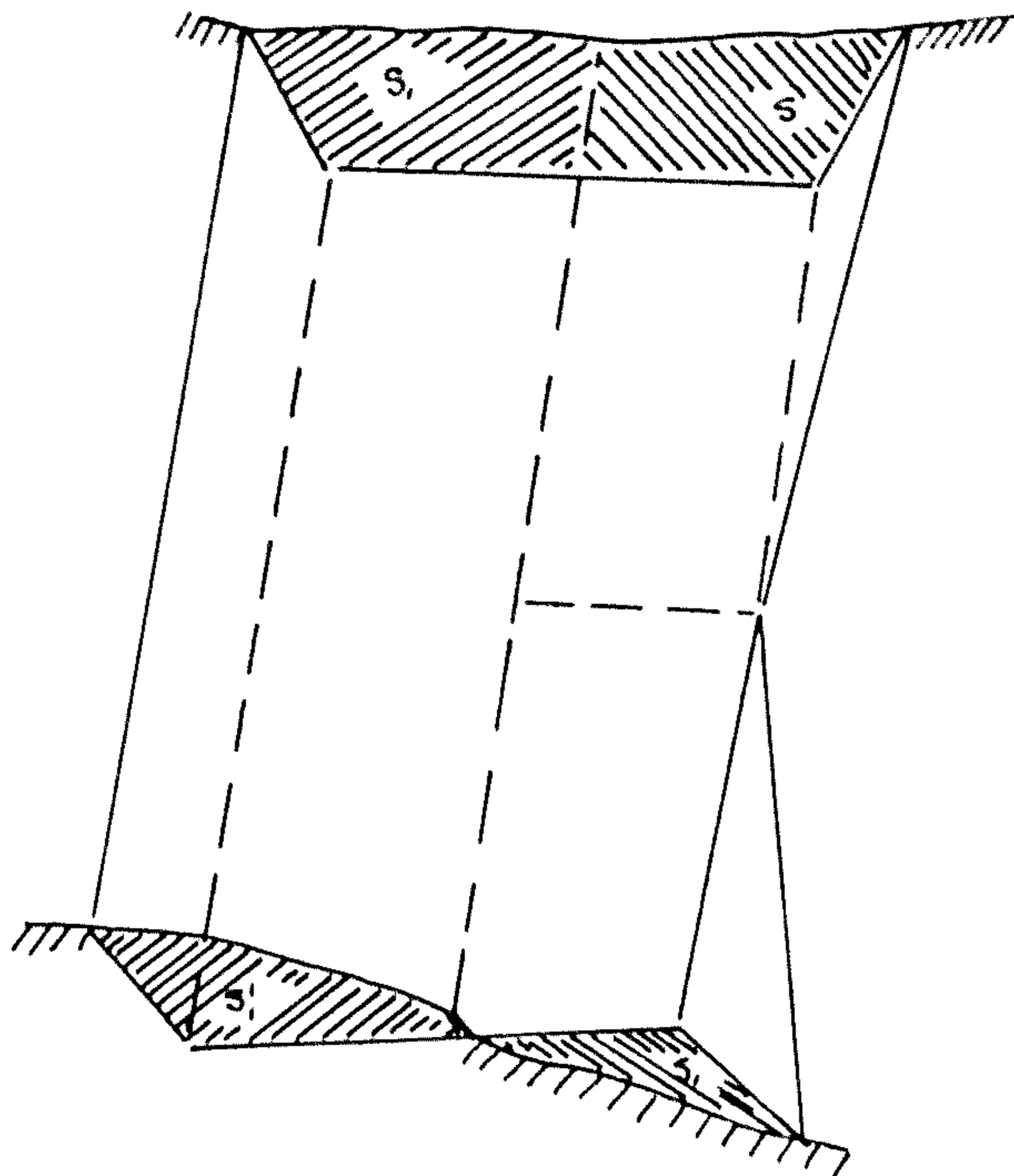


En este caso la fórmula no tiene variación y queda:

$$V_o = (S + S') \times \frac{D}{2}$$

$$V_r = (S_1 + S'_1) \times \frac{D}{2}$$

**2.- UNA SECCION EN CORTE O RELLENO Y LA OTRA EN MEDIA LADERA**



EL volumen en este caso se descompone en tres volúmenes:

Volumen de corte:

$S_1$  a corte  $S'_1$

$$V_{c1} = (S_1 + S'_1) \times \frac{D}{2}$$

Volumen de corte en S:

$$V_{c2} = \left( \frac{S^2}{S + S'} \right) \times \frac{D}{2}$$

Volumen de relleno en S'

$$Vr = \frac{S'^2}{S + S'} \times \frac{D}{2}$$

### 3.- AMBAS SECCIONES EN CORTE O RELLENO

EL volumen será:

$$V = \frac{S + S_1}{2} \times D$$

Una vez calculados los volúmenes por las fórmulas anteriores entre todas las estacas hay que corregirlas por esponjamiento de las tierras y su contracción al compactarlas.

### ESPONJAMIENTO DE LAS TIERRAS Y SU CONTRACCION AL COMPACTARLAS

AL hacer un corte en una ladera tenemos que por cada metro cúbico de corte obtenemos un valor mucho mayor de material suelto, incremento que depende de la clase de material que se corte. Este fenómeno, que se llama esponjamiento, se debe a los vacíos que se forman entre las partículas de material que después de haber estado compactado por largos y laboriosos procesos geológicos es desagregado artificialmente.

Este esponjamiento inicial que es bastante grande disminuye a medida que se efectúa el proceso de acomodación natural de las partículas, que disminuyen los vacíos que ha-

bía en la masa de tierra, y luego, mediante los procedimientos mecánicos de compactación y estabilización, el volumen anterior se va reduciendo hasta llegar a un volumen menor del que se cortó del terreno natural; se comprende esto, debido a que en el terreno en estado natural hay un cierto número de vacíos debido a insectos, animales y plantas que se han secado además de otras causas; esto hace que al colocar el terreno natural en capas no muy gruesas, que se humedecen para que al compactarlas se reduzcan al mínimo los vacíos existentes, el volumen que se obtiene sea mucho menor que el volumen original cortado; este fenómeno se llama compactación de las tierras. Este fenómeno no se produce en las rocas, ya que éstas al ser desagregadas con la dinamita producen trozos de formas irregulares con puntas y aristas vivas y forman de por sí una masa sólida y compacta; en cambio el fenómeno de esponjamiento, del que ya hemos hablado, sí se produce, pues por más que se les acomode siempre quedan muchos vacíos.

Los fenómenos de los que hemos hablado se deben tener muy en cuenta al tratar de la compensación longitudinal de cortes y rellenos, pues como se puede ver para rellenar un cierto número de metros cúbicos no se requiere igual número de metros cúbicos de corte; el porcentaje es variable y depende de la clase de material con que se esté trabajando.

Estas diferencias de volumen toman especial impor-

tancia al trabajar con el equipo mecánico, pues en el cálculo del rendimiento de las máquinas interviene un factor de conversión "f", que se aplica según los trabajos a realizar por la maquinaria; se puede decir que los volúmenes de material se tienen en tres formas diferentes que son:

I.- El volumen de material en sitio o en estado natural, es el volumen antes de haber sido trabajado.

II.- El volumen de material suelto, es el volumen después de haber sido removido de su estado natural y ha sufrido el esponjamiento.

III.- El volumen de material compactado, es el volumen que forma los rellenos que han sido trabajados y por tanto ha tenido lugar la compactación.

Al calcular el rendimiento de la maquinaria los cortes y rellenos se estiman según lo dicho anteriormente y bajo las condiciones siguientes:

1.- El volumen de material suelto se emplea para expresar la capacidad de transporte del equipo.

2.- El volumen en sitio se convierte en compactado, para determinar la cantidad de metros cúbicos de corte de terreno natural que se necesita para determinar un volumen de relleno compactado.

3.- El volumen en sitio se convierte a volumen suelto para determinar la capacidad del equipo necesario para mover ese volumen.

4.- El volumen en material suelto movido por el equipo se convierte a volumen compactado para determinar el volumen final de los rellenos.

En el kilómetro en estudio la clasificación del terreno es la siguiente:

Para los 300 m. iniciales = materiales sueltos

Para los 300 m. siguientes = rocas blandas

Para los 400 m. finales = 50% rocas blandas y 50%  
rocas duras.

Los factores de conversión serán:

Para materiales sueltos;

De estado natural a estado suelto = 1.25

De estado suelto a estado compacto = 1.39

Para rocas blandas:

De estado natural a estado suelto = 1.50

De estado suelto a estado compacto = 1.00

Para 50% rocas blandas y 50% rocas duras:

De estado natural a estado suelto = 1.50

De estado suelto a estado compacto = 1.00

Al corregir los volúmenes de corte y relleno por medio de los factores anteriores, los resultados obtenidos nos representan lo que realmente se moverá al ejecutar las excavaciones. Luego de efectuar todas estas correcciones sí podemos hacer la compensación transversal. A los volúmenes de corte les asignaremos signo positivo (+) y a los de



relleno signo negativo (-); efectuamos la suma algebraica en tre cada estaca y la diferencia resultante es la que entra en la compensación longitudinal; se hace la suma algebraica acumulativa de estas diferencias. Con todos estos datos estamos en condición de construir el diagrama de masas. En la tabla que mostramos a continuación ordenaremos los datos obtenidos para obtener las ordenadas del diagrama de masas.

### PERFIL DE CORTES Y RELLENOS

Si llevamos la diferencia de volúmenes entre dos estacas en la abscisa correspondiente al centro de las dos estacas que limitan el volumen, obtenemos así, luego de unir todos estos puntos que nos resultan, el perfil de cortes y rellenos. Si consideramos que los intervalos entre las estacas mencionadas son iguales a la unidad, se puede decir que las ordenadas del perfil expresan volumen por unidad y por lo tanto el área comprendida entre las ordenadas por dos puntos cualesquiera, el perfil y el eje de las abscisas representan el volumen de material comprendido entre esos dos puntos .

### DIAGRAMAS DE MASAS

Si efectuamos la suma algebraica de los volúmenes entre dos estacas ya anteriormente mencionadas y llevamos como ordenadas estos valores a partir de una línea que se llama línea de balance o línea de base, teniendo en cuenta que llevaremos hacia arriba los excesos de corte (+) y hacia abajo los excesos de relleno (-), al unir todos los puntos resultantes obtenemos una línea generalmente ondulada a uno y otro lado del eje de las abscisas que constituye el diagrama de masas o curva de Bruckner que, como dijimos anteriormente, nos representa la gematoria del perfil de cortes y rellenos

y cuyos valores se encuentran en la última columna de la tabla anterior. Veamos las propiedades de esta curva.

### PROPIEDADES DEL DIAGRAMA DE MASAS

De lo expuesto anteriormente se desprende que:

1o.- El diagrama es ascendente cuando hay excesos de corte, y descendente cuando hay excesos de rellenos.

2o.- Hay una ordenada máxima que corresponde a cada punto que en el perfil longitudinal señale el paso de corte a relleno o de relleno a corte.

3o.- La diferencia entre las ordenadas de dos puntos consecutivos del diagrama, representa a la escala adoptada el exceso de volumen que después de la compensación transversal se tiene en el tramo correspondiente, exceso que es de corte si la diferencia es positiva, y de relleno si es negativa.

4o.- En los puntos en que la curva corta a la línea de base hay compensación de volúmenes, pues en esos puntos la suma algebraica de los cortes (+) y de los rellenos (-) es cero.

5o.- Si la línea termina en la línea de los ceros hay compensación absoluta.

6o.- Si la curva no termina en la línea de los ceros, la ordenada extrema representa el exceso de corte si queda por encima, y el exceso de relleno si queda por debajo

de esa línea.

70.- Toda paralela a la línea de base que corta a la curva en dos puntos determina segmentos compensados. Es tas paralelas son también líneas de balance.

80.- El área comprendida en un segmento cerrado re presenta los momentos de transporte de los volúmenes que se compensan.

90.- El cociente del área de un segmento cerrado, dividida entre la ordenada que represente los volúmenes que se compensan da la distancia media de transporte.

#### INSPECCION DEL DIAGRAMA DE MASAS

Podemos decir que debido a que más de la mitad se encuentra por encima de la línea de base, habrá un exceso de corte y será necesario utilizar varias líneas de balance para los montes y valles y botar la parte que no se pueda com pensar.

#### ELECCION DE LAS LINEAS DE BALANCE

Las características y propiedades que las curvas de los momentos presentan respecto a la línea de base, subsisten evidentemente en relación con otras rectas que se tra cen paralelamente al eje y que determinen segmentos sucesivos o tramos de compensación; con estas rectas se modifican, sin embargo, en relación con el primitivo eje las abscisas,

la extensión de los tramos particulares de compensación y los puntos de separación entre uno y otro. Ahora bien, como el gasto para los transportes es proporcional a la suma de los momentos de transporte, entre las diferentes rectas de compensación posible corresponderá a la distribución más económica, con relación a los transportes, aquélla que haga el mínimo el momento total de transporte. Por lo que respecta a los transportes longitudinales, este momento está representado por el conjunto de las áreas de montes y valles; por lo tanto la recta de distribución correspondiente al menor gasto para los transportes longitudinales o como también se le llama, la recta de gasto mínimo, ha de hacer mínima la suma de las áreas de montes y valles.

Se puede demostrar que la horizontal de gasto mínimo es aquélla para la cual la suma de las cuerdas subtenidas en los montes es igual a la suma de las cuerdas subtenidas en los valles.

Aplicando lo anterior a nuestro diagrama de masas se trazaron las líneas de balance ABCD que es la misma línea de base; y las rectas GHI, JKL, MNO, PQRS.

En esta forma queda sin balancear los volúmenes DE, FG, IJ, LM y PQ.

En el tramo EF, por ser casi horizontal, no habrá movimiento de tierras en sentido longitudinal.

COMPENSACION DE VOLUMENES.- DISTANCIA MEDIA DE TRANSPORTE

Las líneas de balance mencionadas anteriormente nos determinan una serie de áreas limitadas por la curva de masas y las rectas de balance. De acuerdo a las propiedades de la curva, dichas áreas representan los momentos de transporte de los volúmenes que se compensan, de modo que dividiendo estas áreas o momentos de transporte y dividiéndolos entre el volumen máximo correspondiente, obtenemos la distancia me dia de acarreo para cada tramo considerado.

Aplicando lo expuesto anteriormente calculemos las distancias medias de acarreo correspondientes a cada segmento, así como también el volumen total de bote que habrá que efectuar.

Segmento	-Momento de Transporte $m^4$	Volumen Ord. Máxima $m^3$	Dist. Media de Transporte $m$
AB	370.0	37.0	10.00
BC	64910.0	972.8	66.70
CD	140585.9	1239.1	113.50
GH	4664.0	183.2	25.40
HI	3642.0	157.7	25.60
JK	7686.1	277.8	27.70
KL	4977.2	189.2	26.30
MN	8050.4	254.9	31.60
NO	9058.8	331.2	27.50
PQ	20020.2	459.1	43.60
QR	11783.2	404.5	26.5
RS	886.8	73.9	12.00

La distancia media general de transporte será:

$$\frac{276634.5}{4580.1} = 60.5 \text{ m.}$$

Los volúmenes de corte excedentes se botarán trans  
versalmente a una distancia de 20 m. Este volumen a botar  
es:

$$V_t = V_{de} + V_{fg} + V_{ij} + V_{im} + V_{op}$$

$$V_t = 1839.1 + 290.7 + 770 + 890 + 210 = 3999.8 \text{ m}^3$$

#### SELECCION DEL EQUIPO MECANICO Y RENDIMIENOTOS

Una vez determinados los volúmenes a transportar y sus respectivas distancias medias, se puede fijar el tipo de maquinaria más conveniente y el tiempo de duración de las obras, según la cantidad de las máquinas a emplearse. Suponemos también, de acuerdo a las especificaciones, que podemos disponer del equipo moderno necesario.

Las distancias medias calculadas anteriormente varían entre 10 y 113.5 m. y se tiene que los tractores con em  
pujadores acoplados dan rendimiento económicos hasta una dis  
tancia media de transporte de 90 m., además de tener funcio-  
nes múltiples, como voltear, empujar, extender y aun consoli  
dar durante sus trabajos los rellenos que se están ejecutan-  
do. Por esta razón los usaremos a lo largo de todo el kiló-  
metro; salvo en el tramo CD que por tener una distancia media  
de transporte mayor de 90 m. usaremos camiones volquetes; no

es recomendable en este caso el uso de una traílla, pues la ladera es muy inclinada y hay peligro de voltearse. Esto trae consigo una máquina para llenar los camiones que escogeremos una pala, y aunque representa para el caso de un solo kilómetro un gasto apreciable para un tramo tan corto, hay que tener en cuenta que la carretera sigue y además que en la construcción del afirmado se va a necesitar camiones volquetes y pala mecánica, como se verá más adelante al tratar de pavimento.

El tractor que usaremos será el caterpillar D-7 hidráulico, de hoja angulable No. 7A del tipo oruga. La pala a usar será del tipo Showeel, marca Marion, con cuchara de capacidad 1 yarda<sup>3</sup>; se escogió este tipo de maquinaria, pues los volúmenes a transportar y botar no son muy elevados y no era necesario usar un tractor de mayor tamaño.

En la parte del trazo que atraviesa materiales rocosos, éstos serán disgregados inicialmente con explosivos para que en esta forma puedan ser transportados por la maquinaria.

#### TRACTOR CATERPILLAR D-7 CON EMPUJADOR ANGULAR MODELO 7A

Es este un tractor diesel del tipo oruga y cuyas especificaciones y características principales pueden verse en el catálogo adjunto.

La capacidad del lampón la tomamos de las copias



del Ing. Parraud pág. 211. y que es  $Q = 2.5 \text{ m}^3$  con empujador angular.

De acuerdo a la topografía del terreno se tomará para las velocidades de recorrido las siguientes:

Cargado en la. 2.3 km/h

vacío en 4a. 7.4 km/h

No se consideró en 5a. con velocidad de 9.7 km/h pues el terreno es accidentado y la ladera es algo inclinada; la velocidad anterior se usa para terrenos llanos.

#### CALCULO DEL RENDIMIENTO DEL TRACTOR D-7 CON EMPUJADOR

Este rendimiento viene dado por la fórmula:

$$R = \frac{Q \times f \times 60 \times E}{C_m}$$

donde:

R = rendimiento en  $\text{m}^3$  por hora

Q = capacidad de la hoja del empujador en material disgregado.

f = factor de conversión para reducir los materiales transportados, del estado suelto a compactados, con el objeto de emplear los volúmenes obtenidos de la curva de masas.

E = eficiencia del tractor que se supone según las especificaciones del presente proyecto en 60%.

$C_m$  = tiempo que dura un ciclo de trabajo en minutos.

El cálculo del tiempo que dura un ciclo de trabajo lo haremos en dos etapas:

Elementos de tiempo fijo.- En ida y vuelta hay dos veces cambios de engranaje a 10" cada uno, luego serán 20" = 0.33 minutos.

Elementos de tiempo variable.- Dependen del tramo en que está trabajando el tractor.

Para el tramo AC de 132 m.- La distancia media de transporte será:

$$D = \frac{65280}{1009.5} = 64.60 \text{ m.}$$

tiempo de ida a 2.3 km/h cargado y en la.:

$$t_1 = \frac{64.60 \times 60}{1000 \times 2.3} = 1.685 \text{ minutos}$$

tiempo de vuelta a 7.4 km/h cargado y en 4a.:

$$t_2 = \frac{64.60 \times 60}{1000 \times 7.4} = 0.524 \text{ minutos}$$

Ciclo total:

$$C_m = 0.33 + 1.685 + 0.524 = 2.54 \text{ minutos}$$

Para el tramo final DS de 700 m.- La distancia media de transporte será:

$$d = \frac{70768.6}{233.2} = 30.40 \text{ m.}$$

Tiempo de ida a 2.3 km/h cargado y en la.:

$$t_1 = \frac{30.40 \times 60}{1000 \times 2.3} = 0.79 \text{ minutos}$$

Tiempo de vuelta a 7.4 km/h cargado y en la.:

$$t_2 = \frac{30.40 \times 60}{1000 \times 7.4} = 0.25 \text{ minutos}$$

El ciclo total será:

$$C_m = 0.33 + 0.79 + 0.25 = 1.37 \text{ minutos}$$

El rendimiento en el tramo AC de 132 m. será:

$$R = \frac{2.5 \times 1.39 \times 60 \times 0.60}{2.54} = 49.30 \text{ m}^3/\text{hora de}$$

material compactado.

El Rendimiento en el tramo final DS de 700 m. será:

$$R = \frac{2.5 \times 1.00 \times 60 \times 0.60}{1.37} = 65.80 \text{ m}^3/\text{h. de material}$$

compactado.

Consideremos ahora el rendimiento para el caso de botes de material y que se efectúan a 20 m. Al igual que en los casos anteriores calculemos el valor de un ciclo de trabajo:

Elementos de tiempo fijo = 0.33 minutos

Distancia de transporte = 20 m.

Elementos de tiempo variable:

Tiempo de ida a 2.3 km/h cargado y en la.

$$t = \frac{20 \times 60}{1000 \times 2.3} = 0.52$$

Tiempo de vuelta a 7.4 km/h cargado y en 4a.

$$t = \frac{20 \times 60}{1000 \times 7.4} = 0.16$$

El ciclo será:

$$C_m = 0.33 + 0.52 + 0.16 = 1.01 \text{ minuto.}$$

Como todos los botes de material están comprendidos en el tramo final DS de 700 m., el rendimiento será:

$$R = \frac{2.5 \times 1.00 \times 60 \times 0.60}{1.01} = 89.2 \text{ m}^3/\text{h. de material}$$

compactado.

Veamos ahora el rendimiento del tractor en la compensación transversal, para lo cual supondremos una distancia media de transporte de 7.5 m. que sería el ancho de la explanación y que nos representa un buen promedio de la distancia media de transporte para la compensación transversal.

Elementos de tiempo fijo.- Al igual que en los casos anteriores será de 0.33 minutos.

Elementos de tiempo variable.- Para la distancia media de transporte de 7.5 m.

Tiempo de ida a 2.3 km/h. y en la.:

$$t_1 = \frac{7.5 \times 60}{2.3 \times 1000} = 0.20 \text{ minutos}$$

Tiempo de vuelta a 7.4 km/h. y en 4a.

$$t_2 = \frac{7.5 \times 60}{7.4 \times 1000} = 0.06 \text{ minutos}$$

Ciclo total:

$$C_m = 0.33 + 0.20 + 0.06 = 0.59 \text{ min.}$$

El rendimiento para este caso será:

a) Para compensación transversal de materiales sueltos:

$$R = \frac{2.5 \times 1.39 \times 60 \times 0.60}{0.59} = 212 \text{ m}^3/\text{h.}$$

b) Para compensación transversal de rocas:

$$R = \frac{2.5 \times 1.00 \times 60 \times 0.60}{0.59} = 152 \text{ m}^3/\text{h.}$$

El nivelado se efectuará con el mismo tractor, pues teniendo alto porcentaje de roca, el uso de una motoniveladora no es recomendable para terrenos duros, además de aprovechar más al tractor.

### PALA MECANICA

La pala mecánica se usará en el tramo CD de 168 m. para llenar los camiones volquetes con el material con que se formará el relleno entre C' y D' indicado en el diagrama de cortes y rellenos que se adjunta al de diagrama de masas; esta pala, como se dijo anteriormente, se usará al construir el pavimento.

El tipo de pala mecánica a usar será de capacidad de 1 yd<sup>3</sup> de capacidad, marca "Marión" modelo 43M tipo Showel (con cucharón de puntas) montada sobre orugas y accionada con

motor Diesel. Son fabricadas por la Marión Power Showel Co.

El tipo de pala mecánica excavadora tipo Showel es la máquina básica usada en todos los trabajos de excavación. La potencia del motor debe ser tal que la cubhara penetre al terreno o material. Se recomienda no usarla cuando no se dispone sitio necesario para la maniobra y su mayor rendimiento se obtiene cuando los volquetes de transporte se encuentran a igual altura del nivel de la excavación.

Las operaciones comprendidas en el trabajo de excavación son:

1o.- Levante en la que se tira del cubo a través del material que se trata de excavar.

2o.- Hinca, por la cual se empuja al cubo para que penetre en el material.

3o.- Retirada, en la cual se retira o arranca el cubo del material.

4o.- Levante e hinca simultáneamente empujando el cubo para que penetre en el material, al mismo tiempo que se tira de él a través de éste.

#### RENDIMIENTO DE LA PALA MECANICA

Viene dado por la fórmula:

$$R = \frac{3600 \times Q \times f \times E \times K}{C_m}$$

Donde:

Q = Capacidad del cucharón = 1 yard<sup>3</sup> = 0.765m<sup>3</sup>

f = factor de conversión para reducir los materiales de estado suelto a compactados = 1.39.

E = eficiencia de la pala, según las especificaciones = 60 %.

K = rendimiento del cucharón

Cm = tiempo en segundos de un ciclo

Para calcular el rendimiento tenemos que la excavación efectuada es del tipo liviana; se tiene que:

K = 90 %

Cm = 18 seg. para rotación de 90°

$$R_b = \frac{3600 \times 0.765 \times 1.39 \times 0.60 \times 0.90}{18} = 114.5 \text{ m}^3/\text{h.}$$

material compactado.

### NUMERO DE VOLQUETES NECESARIOS

El transporte del material se hará en camiones volqueteros cuyo número varía con la capacidad de la pala, distancia de transporte, con la capacidad de los camiones y con la naturaleza del material que se transporta.

El número de camiones volqueteros se calcula para desarrollar el máximo rendimiento de la pala y viene dado por:

$$N = 1 + \frac{60(d/v_1 + T_1 + d/v_2 + T_2)}{nC_m}$$

Donde:

$N$  = número de camiones requeridos

$n$  = ciclos requeridos para llenar un camión

$v_1$  = velocidad de un camión cargado en m/min

$$30 \text{ km/h} = 500 \text{ m/min.}$$

$T_1$  = tiempo en minutos para vaciar el camión

$$\text{volquete} = 0.5 \text{ m.}$$

$v_2$  = velocidad del camión descargado en m/min

$$60 \text{ km/h} = 1000 \text{ m/min.}$$

$T_2$  = tiempo requerido para que el camión se

cuadre debajo de la pala que se toma en

$$2 \text{ min.}$$

$d$  = distancia media de transporte que es 113.50m.

$C_m$  = ciclo en seg., que para una pala en exca-

vación liviana = 18 seg.

Teniendo camiones de  $3\text{m}^3$  de capacidad como la capa  
cidad de la pala es de  $0.765 \text{ m}^3$ , el número de ciclos reque-  
ridos para llenar un camión será:

$$n = \frac{3}{0.765} = 3.9 \quad \# \text{ ciclos}$$

Reemplazando tenemos:

$$N = 1 + \frac{60 \left( \frac{113.5}{500} + 0.5 + \frac{113.5}{1000} + 2 \right)}{4 \times 18} = 3.3 \quad 4$$

volquetes.

Se usarán 4 camiones, los cuales efectuarán el trans



porte del material de un modo eficiente.

### PLANEAMIENTO DE LA CONSTRUCCION

Con la maquinaria anterior se hará la comparación transversal y longitudinal en la forma siguiente:

La pala mecánica y los camiones volquebe en el tramo CD, y en los tramos restantes se emplearán 2 tractores, cuyo trabajo será:

#### Tractor No.1

En los tramos AB y BC compensará longitudinalmente.

En el tramo AD compensación transversal.

En los tramos DE y FG botes de material.

#### Tractor No.2

En los tramos JK, KL, MN, NO, OP, PQ, QR, yRS compensará longitudinalmente.

En el tramo DS compensación transversal

En los tramos IJ y LM botes de material.

TIEMPOS DE TRABAJO

TRACTOR No.1			
Seg	Vol. mover o botar m <sup>3</sup>	Tiempo de trabajo	Tiempo Acumulado
AB	37.0	0 <sup>h</sup> 45 <sup>m</sup>	0 <sup>h</sup> 45 <sup>m</sup>
BC	972.5	19 <sup>h</sup> 47 <sup>m</sup>	20 <sup>h</sup> 32 <sup>m</sup>
DE	1839.1	20 <sup>h</sup> 36 <sup>m</sup>	41 <sup>h</sup> 08 <sup>m</sup>
FG	290.7	3 <sup>h</sup> 16 <sup>m</sup>	44 <sup>h</sup> 24 <sup>m</sup>
HI	157.7	2 <sup>h</sup> 22 <sup>m</sup>	46 <sup>h</sup> 46 <sup>m</sup>
AD	1826.3	8 <sup>h</sup> 36 <sup>m</sup>	55 <sup>h</sup> 22 <sup>m</sup>

TRACTOR No.2			
Seg	Vol. mover o botar m <sup>3</sup>	Tiempo de trabajo	Tiempo Acumulado
KJ	770.0	8 <sup>h</sup> 38 <sup>m</sup>	8 <sup>h</sup> 38 <sup>m</sup>
JK	277.8	4 <sup>h</sup> 13 <sup>m</sup>	12 <sup>h</sup> 51 <sup>m</sup>
KL	189.2	2 <sup>h</sup> 53 <sup>m</sup>	15 <sup>h</sup> 44 <sup>m</sup>
LM	890.0	9 <sup>h</sup> 59 <sup>m</sup>	25 <sup>h</sup> 43 <sup>m</sup>
MN	254.9	3 <sup>h</sup> 52 <sup>m</sup>	29 <sup>h</sup> 37 <sup>m</sup>
NO	331.2	5 <sup>h</sup> 02 <sup>m</sup>	34 <sup>h</sup> 39 <sup>m</sup>
OP	210.0	2 <sup>h</sup> 21 <sup>m</sup>	37 <sup>h</sup> 00 <sup>m</sup>
PQ	459.1	6 <sup>h</sup> 59 <sup>m</sup>	43 <sup>h</sup> 59 <sup>m</sup>
QR	404.5	6 <sup>h</sup> 08 <sup>m</sup>	50 <sup>h</sup> 07 <sup>m</sup>
RS	73.9	1 <sup>h</sup> 07 <sup>m</sup>	51 <sup>h</sup> 14 <sup>m</sup>
DS	21099	13 <sup>h</sup> 52 <sup>m</sup>	65 <sup>h</sup> 06 <sup>m</sup>

PALA MECANICA		
Seg.	Vol. Excavar m <sup>3</sup>	Tiempo de trabajo
CD	1239.0	7 <sup>h</sup> 10 <sup>m</sup>

El tractor No.1 una vez terminado el trabajo en el sector que le ha sido asignado pasará a ayudar al tractor No. 2 que le faltará.

$$\text{Tractor 2} = 65^{\text{h}} 06^{\text{m}} - 55^{\text{h}} 22^{\text{m}} = 9^{\text{h}} 44^{\text{m}}$$

$$\text{Tractor 1-2} = \frac{9^{\text{h}} 44^{\text{m}}}{2} = 4^{\text{h}} 52^{\text{m}} \text{ a c/u}$$

El movimiento de tierras se llevará a cabo en un tiempo de:

$T = 60^{\text{h}} 14^{\text{m}}$ , que reducidos a días de 8 horas resulta:

$T = 7 \frac{1}{2}$  días, más 14 minutos; pudiendo decirse que para ejecutar el movimiento de tierras del kilómetro en estudio con la maquinaria indicada se necesitan 8 días.

### EXPLOSIVOS

La excavación en roca precisa el empleo de explosivos que se colocan en el fondo de agujeros practicados en ella; la fuerza de la explosión produce la rotura de la roca en una zona alrededor del barrenado; una parte queda completamente suelta y otra quebrantada, ésta se termina de extraer con la maza y la barra.

Los explosivos comerciales usados en los trabajos de canteras son sustancias sólidas que pueden transformarse instantáneamente en grandes volúmenes de gases, ya sea por choque, chispa u otra forma. Al producirse la detonación el

explosivo se transforma en gases, adquiriendo un volumen muy superior al suyo. Este aumento de volumen ejerce en el material circundante un efecto de choque y presión simultáneamente, que es lo que aprovechamos en las voladuras.

Aunque la presión actúa uniformemente en todo sentido, el gas lógicamente busca su salida por la línea de menor resistencia, por donde más fácil le sea posible escaparse; de igual forma actúan todos los explosivos. Por lo tanto, cualquiera que sea el que se emplee, la carga de los tiros deberá hacerse con gran cuidado, de manera que el gas que de encerrado y tenga por fuerza que actuar sobre el material que se quiere volar; en esta forma se vence la elasticidad, cohesión y aun el peso de la roca en la zona próxima al taldro; la roca es quebrada y separada violentamente del resto.

Los explosivos utilizados en carretera deben de cumplir las siguientes condiciones básicas:

- 1.- Deben poderse manipular con seguridad
- 2.- Deben ser inalterables química y físicamente por largo tiempo.
- 3.- Deben ser inalterables por la variación de temperatura y por la acción del agua.
- 4.- Deben poder soportar golpes y sacudidas a que inevitablemente han de estar sometidos en su manipuleo y transporte.
- 5.- Su explosión no debe producir gases tóxicos,

especialmente cuando se les emplea en lugares relativamente cerrados, como túneles, etc.

El explosivo que se emplea más comúnmente en las voladuras de rocas es la dinamita, la cual viene en forma de cartuchos que estallan por medio de fulminantes adaptándoseles la correspondiente mecha.

Para el cálculo de la cantidad de explosivos hay varias fórmulas, entre las cuales tenemos:

$$1) V = 105 h^3$$

Donde:

V = volumen desagregado en m<sup>3</sup>

h = longitud del taladro en m<sup>3</sup>

$$2) C = Kh^3$$

Donde:

C = carga en Kgs.

h = longitud del taladro en m.

K = coeficiente que para:

Roca blanda K = 0.1

Roca dura K = 0.3

Estas fórmulas son empíricas y pueden o no dar la necesaria aproximación, por lo tanto se ha preferido usar los valores experimentales dados en el manual de Hutte para el cálculo de explosivos.

Para un m<sup>3</sup> de roca dura se necesita 0.13 Kg. de di

namita.

Para un m<sup>3</sup> de roca blanda se necesita 0.15 Kg. de dinamita.

Para conocer la cantidad necesaria de dinamita en e l kilómetro que nos ocupa obtenemos del pliego de ubicaciones las siguientes cantidades:

$$\text{Rocas blandas} = 4135.6 \text{ m}^3$$

$$\text{Rocas duras} = 1473.2 \text{ m}^3$$

La cantidad necesaria de dinamita será:

$$P = 4135.6 \times 0.15 + 1473.2 \times 0.23 = 1061.16 \text{ kg.}$$

Usaremos la dinamita marca Atlas en cartuchos de 7/8" x 7" y de 0.15 kg. y en cajas de 150 cartuchos. Suponiendo que usaremos 3 cartuchos por tiro, el número de tiros será:

$$N = \frac{1061.16 \times 1000}{3 \times 150} = 240$$

La longitud de mecha necesaria dependerá de la forma como se distribuyen los tiros, pues habrá cargas mayores que otras; depende también del tiempo que se quiera dar entre el encendido de la mecha y la explosión. Suponiendo una velocidad de 1 cm/seg. para el encendido de la mecha, tendremos un tiempo prudencial de 100 seg. que nos da una longitud de mecha de 2.00 m.

En nuestro caso se necesitará 480 m. de mecha, que viene en cajas de 1000 pies.

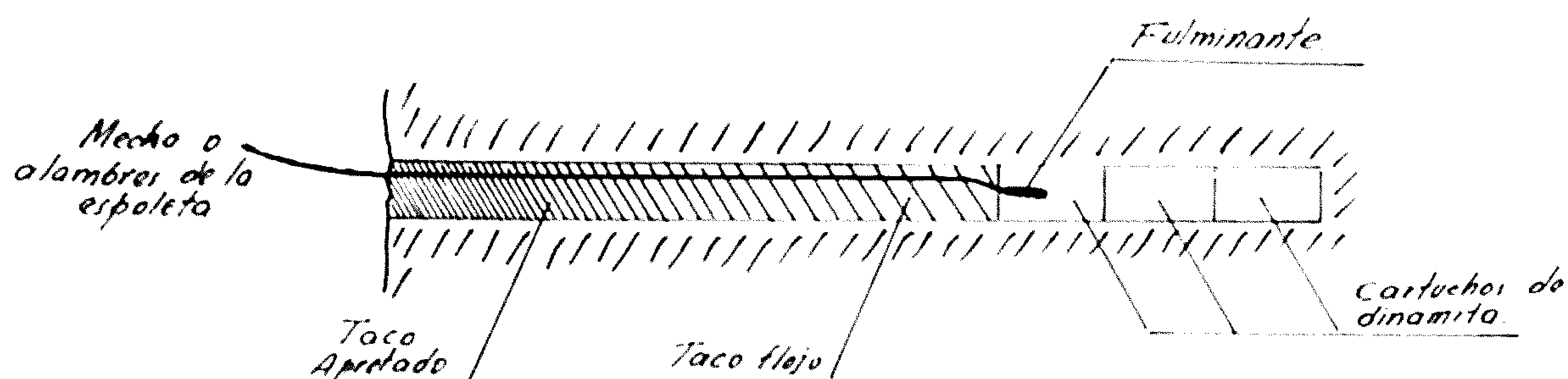
Los fulminantes que generalmente se emplean en este tipo de trabajo son: los catalogados con el No.6 y que se venden por millar.

Como se va a utilizar un fulminante por tiro, necesitaremos 240 fulminantes. Todos estos cálculos son muy relativos, ya que la carga dependerá del volumen que se quiera mover y depende del tipo de corte, ya sea en media ladera o en trinchera y la experiencia del renerero, el rendimiento que se pueda tener con los explosivos.

#### CARGA DE LOS TALADROS

Para cargar un taladro se prueba primero con el atacador para ver si está despejado y si la profundidad y el ancho son los requeridos. Se meten en seguida los cartuchos necesarios empujándolos con el atacador; el último cartucho es el que lleva el fulminante y la mecha. Se comienza entonces a rellenar el hueco con material. Este material debe estar exento de piedras, usándose las arcillas como material para atacar. Para los taladros grandes en que el peso del taco basta para encerrar bien al explosivo, puede emplearse arena seca o suelta; para los demás casos es preferible valerse de arena húmeda, arcilla o barro que, se apelmazan más fácilmente. Si la carga de explosivos está cubierta por una gran cantidad de agua en un taladro vertical o inclinado hacia abajo, se puede omitir el taco ya que el agua puede pro-

ducir los mismos resultados. La buena atacadura es uno de los requisitos esenciales para un buen disparo.



Los primeros centímetros de taco no se comprimen mucho para evitar golpear al detonador; el resto del taco deberá quedar tan apretado como sea posible, empujándolo con el atacador de madera y cuidado que la mecha o alambres de la escopeta no se suelten y esta última no se matraste; debe tenerse cuidado de que no haga codos bruscos o dobleces, ya que pueden ser motivo de que se corte el tiro o de que quede en combustión latente.

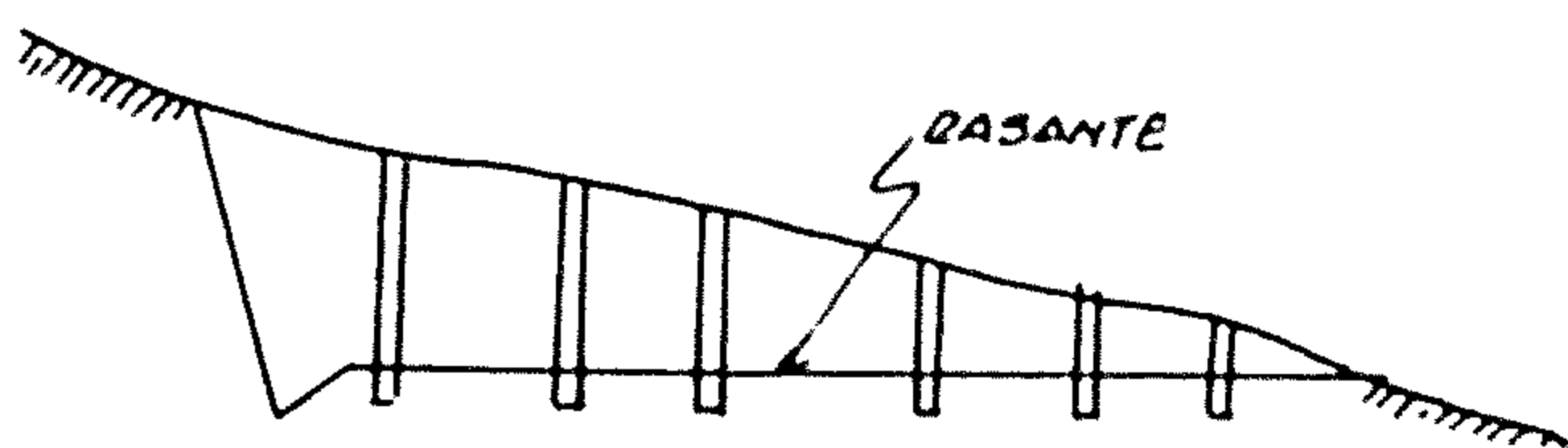
### TRABAJO CON EXPLOSIVOS EN CORTES DE CARRETERAS

La primera operación a efectuar en un trabajo con explosivos consiste en "trazar los tiros", o sea marcar la ubicación, profundidad y dirección de los taladros; una vez completada la operación anterior, se ubica a los barreteros a lo largo del frente que se trata de volar. Es importante siempre tener en cuenta al proyectar los tiros, que la extracción y transporte de material disparado pueda hacerse sin nino



guna dificultad. En caso de existir sobre la roca una capa de materiales sueltos, es siempre conveniente hacerla despejar dejando la roca al descubierto. Una vez hechos los taladros en las direcciones y profundidades ordenadas, se procede a cargar y disparar los tiros.

La profundidad, dirección y carga de los tiros depende de la clase de trabajo que se trata de realizar. Si la altura del corte es muy baja, hay que hacer lo que se llama un "Raspado" de la roca, para lo cual se ubica gran cantidad de tiros cortos.

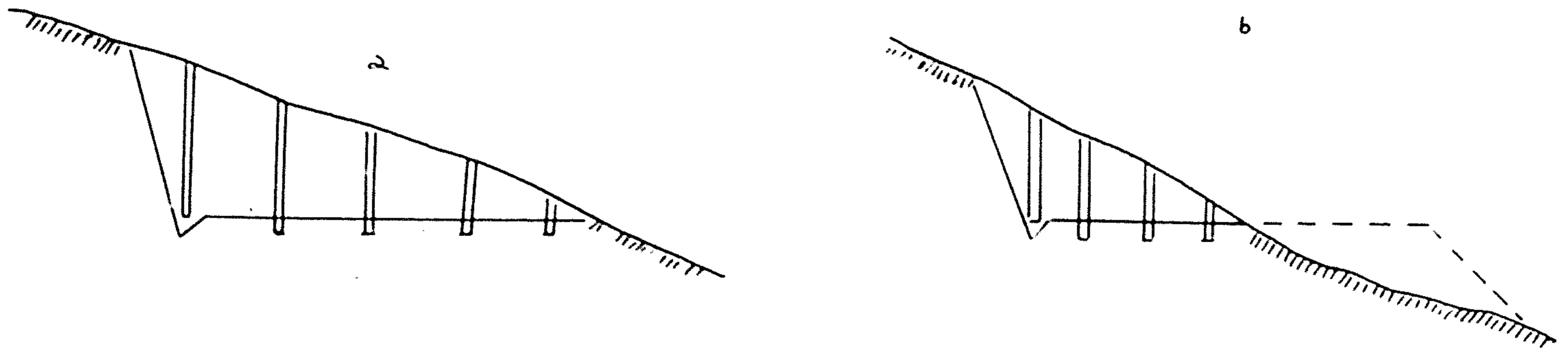


Esta clase de trabajos, de laboriosa ejecución, consume una gran cantidad de explosivos; la masa de la roca es volada en pequeños fragmentos, quedando muchas puntas que se vuelven a volar, para poder llegar a

la altura de rasante. En parte, esta dificultad se puede evitar, llegando los taladros a una profundidad mayor que la altura de corte deseada.

Cuando el corte a volar queda en una ladera con cierta inclinación, se pueden usar dos métodos, según se requiera que todo el material sea expulsado, destinado a transportes o que forme el relleno lateral.

En el primer caso se usan cargas más fuertes que en el segundo; los taladros se espacian de 1.50 a 2.40 m. uno del otro, en hileras separadas de 1.50 a 2.40 m. una de otra. Se procura que el material sea arrojado para que no haya trabajo de carguío posterior



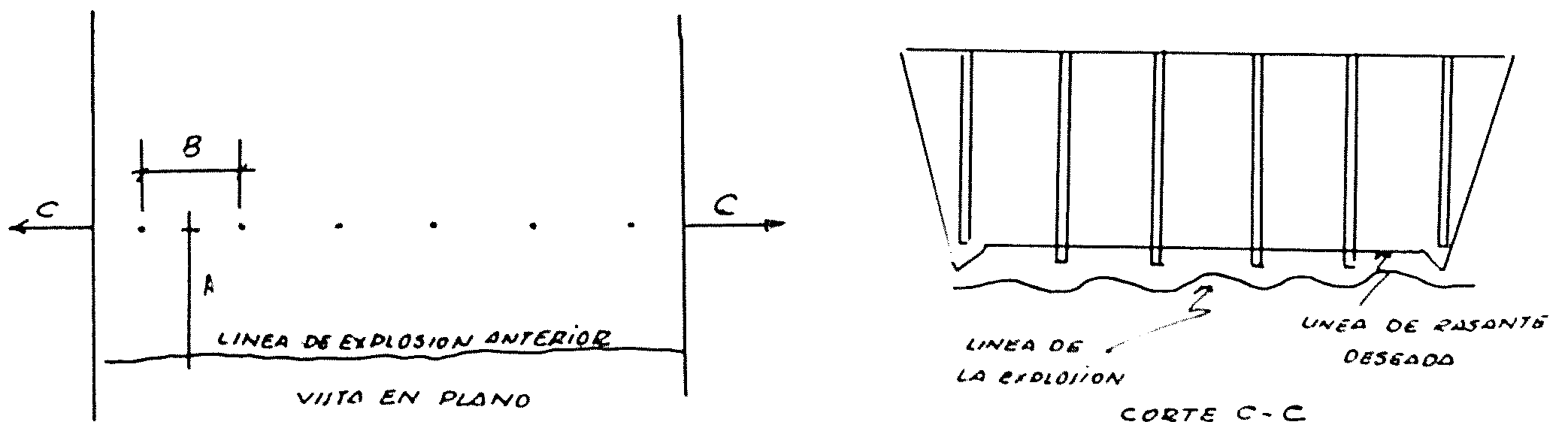
Si el material del corte va a su aprovechado en el relleno, la carga debe ser sólo la suficiente para mover el suelo. Las distancias de los taladros son las mismas del caso anterior.

#### TRABAJOS CON EXPLOSIVOS EN CORTES CERRADOS

Cuando sobre la roca hay una capa de tierra mayor de 2 m., debe ser extraída antes de empezar las perforaciones; pero en caso de ser menor puede ser volada junto con todo. Los cortes se hafán por capas de 2.40 a 3.00 m. (esto facilita enormemente el trabajo de carguío y transporte del desmonte).

Cuando el corte no es muy profundo, el material se

extrae con una sola hilera de barrenos. En este caso la separación A entre la cara de la última explosión y la distancia a la próxima hilera de taladros es un poco mayor que la profundidad del corte; y el espaciamento B es ligeramente inferior a esa profundidad.



En caso de ser el corte algo profundo, el espaciamento A es la mitad de la profundidad, y las distancias B son iguales a A. Los taladros deben hacerse más profundos de la línea de rasante que se desea obtener y se les debe hacer explotar a todos juntos con espoletas.

### EQUIPO NECESARIO PARA LA DISGREGACION DE ROCAS

Utilizaremos una compresora marca Jaeger, modelo 125, para accionar los martillos perforadores. La capacidad es de 20 pie<sup>3</sup> de aire por minuto, a una presión de 100 lbs. En el catálogo adjunto pueden observarse sus principales características.

Con esta compresora se pueden accionar los marti-

llos Marca "Thor", modelo 35, de 35 lbs. cada uno; se escogió este tipo de compresora, por el hecho de ser muy económica trabajando con petróleo, es de poco peso, y por estar montada sobre neumáticos tiene una gran maniobrabilidad.

Los martillos perforadores de 35 lbs. son muy livianos y fáciles de manejar. A estos martillos se les adaptan barrenos de 1" de diámetro y brocas con inserciones de carbono con las cuales se obtiene mayor rendimiento, ya que se pueden perforar 300 m. de taladro sin perder filo.

Del manual de la fábrica se han sacado los rendimientos de estos martillos, los cuales están sujetos a aumento o disminución de acuerdo con la calidad de la roca, la zona donde se trabaja y la eficiencia del obrero que opera el martillo.

El rendimiento que aparece a continuación será solamente apreciativo, teniendo sólo la finalidad de poder obtener los costos unitarios para poder elaborar el presupuesto.

Rendimiento del martillo { En roca dura = 30 mts. en 8 horas  
{ En roca blanda = 60 mts. en 8 horas

#### MANERA DE OBTENER EL MAXIMO RENDIMIENTO DE ESTAS MAQUINAS

En el máximo rendimiento de la compresora debe tenerse en cuenta lo siguiente:

- 1.- Hay que colocarla lo más a nivel posible
- 2.- Debe tenerse lo más cerca posible de las herras

mientas que opera a fin de evitar largos transportes de aire por mangueras.

3.- No se deben asignar a las compresoras más herramientas que las asignadas en su régimen de trabajo.

4.- Hay que lubricar las partes debidas y revisar constantemente la máquina.

Para obtener el máximo rendimiento de los martillos neumáticos se deberá tener en cuenta lo siguiente:

1.- Hay que mantener los barrenos bien aguzados.

2.- No deben emplearse puntas de barreno ya usadas

3.- Las llaves y conexiones deben mantenerse bien ajustadas.

4.- Siempre que sea posible se deben perforar los taladros lo más cerca de la vertical para aprovechar el peso propio del martillo.

## CONSTRUCCION DE RELLENOS

### CIMENTOS DE LOS RELLENOS

Es indispensable, en la construcción de carreteras, la identificación de los suelos y la comprobación de sus cualidades, a fin de usar el método de construcción más conveniente. El conocimiento exacto del suelo se obtiene de la extracción de muestras, habiendo para ello diversos procedimientos, generalmente sondeos y pilotes huecos. Las muestras

se toman a diferentes profundidades, y los resultados de estas exploraciones deben ser consignados en perfiles geológicos, en los que se indica la potencia de los estratos, color, estructura, materias extrañas, obstáculos, contenido de agua, nivel de aguas subterráneas, velocidad del sondeo, etc.

Los sondeos se completan mediante el ensayo de cargas en el terreno o en el laboratorio. Por medio de los análisis físicos y químicos se conoce la composición, cohesión, rozamiento interno, elasticidad, plasticidad, densidad aparente, finura del grano, porosidad, permeabilidad y humedad de los diversos estratos. En esta forma se llega a obtener la información requerida de las condiciones en que se presentan los suelos que han de sostener los rellenos, o que están en relación con las obras del camino que se proyecta.

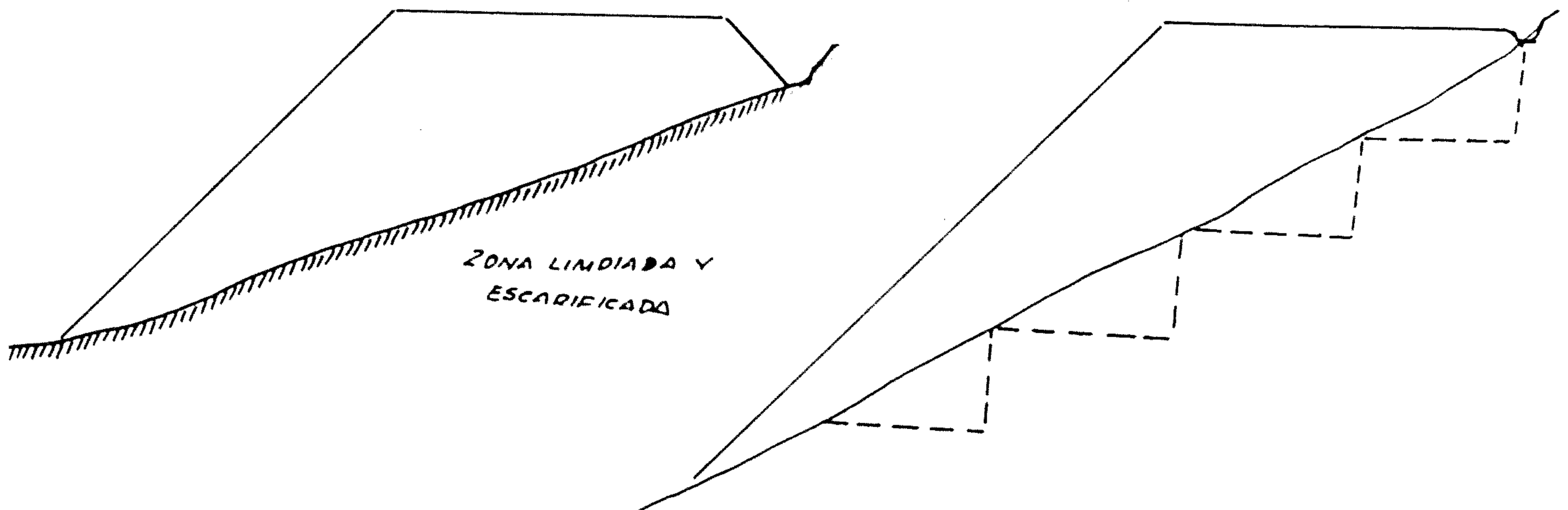
La estabilidad y solidez de un terraplén depende de la calidad y distribución del terreno sobre el cual ha de cimentarse.

La primera operación a efectuar será la limpieza, extirpado de troncos, arbustos y eliminación de la capa vegetativa.

Con los perfiles que indican la altura de relleno en el eje del camino, y con las secciones transversales que nos indican el ancho del terraplén, se procede a la operación de la limpieza en toda la extensión donde descansará el terraplén y se toman las medidas necesarias para llevar los taludes

Las obras de drenaje tendrán que ejecutarse previamente, en el caso de ser necesarias, o marchar simultáneamente con la ejecución del relleno.

Si la pendiente transversal es fuerte, conviene formar escalones y una cuneta en la parte alta para evitar que las filtraciones puedan formar una superficie de deslizamiento.



La compactación variará con las condiciones del suelo por lo cual, una vez conocido este, se elegirá el procedimiento más conveniente para su debida compactación.

### METODO DE PROCTOR

El primer factor a tomar en cuenta al construir un relleno es la clase de materiales con los cuales se le va a formar. La clasificación más usual es la dada por el Bureau

of Public Roads de los EE.UU., que divide los suelos en 8 categorías según sean sus condiciones para formar un relleno.

Los rellenos deben construirse con los mejores materiales que se puedan obtener, pero si no se les encuentra en cantidad suficiente, los de mejor calidad se reservarán para la subrasante. Si tuvieran que usarse suelos capilares, se deberá de aislar la fuente de agua capilar mediante capas de materiales granulares; si el material fuese rocoso con finos, estos últimos se colocarán de tal manera que tiendan a rellenar los intersticios de las rocas para que la masa en conjunto sea lo suficientemente densa. Debe tenerse en cuenta que debido a las vibraciones del tránsito los materiales finos tenderán a bajar y puede debilitarse la subrasante.

Otro de los factores importantes es el talud que se le debe dar a los rellenos. En caso de no darle las inclinaciones indicadas, los rellenos fallarán debido a su falta de resistencia al esfuerzo de corte para resistir el esfuerzo horizontal, producido por su propio peso. Siempre que sea posible y no eleve mucho el costo, se recomienda dar a los rellenos taludes más tendidos de los especificados; en esta forma se le da una protección adicional contra el esfuerzo cortante y mejorará la seguridad, la apariencia y la resistencia a la erosión del terreno.

Un relleno en el momento de su construcción está formado por una masa de materiales de cohesión muy pequeña



o nula; los materiales que forman el relleno llegan sueltos y con un gran porcentaje de vacíos en su masa. Para que el relleno adquiriera estabilidad es preciso que los vacíos desaparezcan, y que, al alcanzar su máxima densidad, tengan también la cohesión necesaria para que se vuelvan prácticamente inalterables en su volumen y forma.

La estabilidad se obtiene mediante los procedimientos de compactación; estos consolidan los rellenos de tal manera que la vibración y el peso del tránsito no ocasionan asentamientos y dada su densidad no son vulnerables a la acción de las lluvias, desbordes, etc. mientras estos agentes no sean muy violentos.

Para obtener la compactación adecuada es necesario que el relleno se construya extendiendo el material en capas delgadas de manera que cada capa sea compactada antes de que se coloque la siguiente encima. Los espesores recomendables para cada capa varían entre 10 y 23 cms., según el tipo de rodillo que se emplee.

El agua desempeña un papel preponderante en la compactación; los suelos están formados por partículas de diversos tamaños, y hay una resistencia al acomodo entre ellas en estado seco a causa de la fricción que existe entre las mismas, pero, si por acción de incrementos sucesivos de lubricante (agua en este caso) se reduce y se vence esa resistencia, se facilitará el movimiento de las partículas y resulta resulta

rá posible comprimir la masa, formando las partículas más pequeñas hacia los vacíos de las más grandes. Cuando se ha introducido suficiente lubricante líquido (agua), la resistencia friccional disminuye a tal punto que la masa puede ser comprimida hasta su forma más densa. En este principio se basa el método de compactación e ideado por el profesor Americano R. R. Proctor, quien ha demostrado que para cada clase de suelos hay un contenido de humedad denominado "Óptima humedad" que produce la mayor densidad denominada "Máxima densidad" bajo una presión de compactación dada.

Según esto, si a un suelo se le somete a un esfuerzo de compactación y se le incrementa el contenido de humedad, se observará que la densidad aumentará hasta llegar un mismo momento en que comienza a decrecer, ya el agua ha rebasado su límite de lubricación, y va pasando al estado de agua libre.. El porcentaje de humedad de un suelo basado en su peso seco con el cual se obtiene la máxima densidad bajo un esfuerzo de compactación determinado es lo que se llama la "Óptima humedad".

La máxima densidad está en relación directa al esfuerzo de compactación: si se aumenta la presión manteniendo constante el contenido de humedad la densidad aumenta, y así puede obtenerse la misma densidad con un menor valor de la humedad óptima, aumentando la presión de compactación; por lo tanto, usando mayores esfuerzos de compactación se obten-

drán mayores densidades a un contenido de óptima humedad menor. Por otro lado, si se emplean menores esfuerzos de compactación se obtendrá una menor máxima densidad a un mayor contenido de óptima humedad. Por consiguiente para un suelo dado existen tantas máximas densidades y óptimas humedades como intensidades de esfuerzos de compactación se empleen. Esto es lógico, desde que tanto el aumento de la presión como el de lubricante son eficaces para vencer la resistencia friccional de las partículas. Así, es posible obtener una mayor densidad en el campo de la que se obtiene en las pruebas de laboratorio, si el equipo de compactación es tal que ejerce mayor presión unitaria que la que se obtiene durante las pruebas.

Teóricamente, sería lo más conveniente usar la mayor presión de compactación posible con el fin de obtener las más altas densidades; pero en la práctica hay varias razones que hacen que esto no sea posible. En primer lugar, el peso y dimensiones del equipo de compactación tiene un límite, ya que no es posible operar y transportar máquinas muy grandes y pesadas en una zona de rellenos; y en segundo lugar, hay una determinada densidad que es la suficiente para obtener la estabilidad necesaria para el trabajo a que estará sometido el camino, mayores densidades serían derroches de esfuerzos y dinero.

La máxima densidad y la óptima humedad para un sue

lo dado, se determinan en el laboratorio mediante la prueba de compactación y de densidad de Proctor denominada por la A.A.S.H.O. como la prueba T-99-49. En esta prueba la fuerza de compactación se obtiene dejando caer 25 veces desde la altura de un pie una barra cilíndrica de 5.5 lbs. de peso, y de 2 pulgadas de diámetro. Se toman unas 6 lbs. de material de relleno que pasen por la malla No.4 y se mezclan con una cantidad suficiente de agua para que la humedezca toda; esto se pone en tres capas en un molde especial de  $\frac{1}{30}$  de pie cúbico de capacidad y de 4 pulgadas de diámetro interior; cada capa es uniformemente compactada con 25 golpes mediante la barra descrita.

Se pesa entonces la muestra húmeda, y se determina la cantidad de agua que contiene; mediante las fórmulas se determina tanto el contenido de humedad en porcentaje del peso seco, como el peso seco por pie<sup>3</sup> de suelo compactado.

Incrementando más o menos en un 2% cada vez d la cantidad de agua de la muestra, se hacen una serie de pruebas calculando cada vez el contenido de humedad y la densidad. Las pruebas deben hacerse hasta que el suelo esté muy mejorado o haya una notable disminución de peso en el suelo compactado. Se tiene así una serie de datos de la relación humedad-densidad para el suelo que se está probando; si se toman como ordenadas las densidades y como abscisas los contenidos de humedad y se ubican los valores que hemos obtenier

do en el laboratorio, obtenemos uniendo todos esos puntos una curva generalmente de forma parabólica cuya parte más prominente marcará la "Optima humedad" necesaria para tener la máxima densidad con la fuerza de compactación que se ha usado.

Se especifica generalmente que la compactación de los rellenos alcance, en cada capa, una densidad del 90 al 95% de la máxima obtenida en las pruebas de laboratorio. Sin embargo, en el campo se obtienen a veces densidades mucho mayores empleando adecuadamente el equipo mecánico. Debe tenerse en cuenta que en el laboratorio se trabaja bajo las mejores condiciones, y pueden controlarse exactamente todos los factores, pesos, humedades, etc., cosa que no puede hacerse con tanta precisión para la gran masa del relleno; puede llover, nevar, hacer mucho sol, puede variar la clase de suelo y el equipo puede no pasar uniformemente en todo el ancho de la capa, por último no se tiene perfectamente establecida la relación entre la compactación producida por los golpes en el molde y la que producen los rodillos, moviéndose horizontalmente.

A pesar de todo esto, la prueba de compactación de Proctor se ha adoptado generalmente y sus resultados se consideran muy satisfactorios.

## FORMA DE EJECUTAR LOS RELLENOS

Una vez conocidos los fundamentos de la compactación y la forma de obtenerla, vamos a descubrir la forma de construir los rellenos en el campo.

El material que va a formar el relleno se coloca en su sitio definitivo en capas delgadas mediante el equipo mecánico, ya sea que salga de los cortes contiguos o que sea transportado de canteras. Cuando se usan traíllas para el transporte, éstas extienden el material en capas directamente, pero en genral es recomendable que se pasen motoniveladoras para extenderlo uniformemente en capas delgadas. Hecho esto, es preciso saber si tiene la humedad necesaria para obtener la densidad requerida; si le falta agua, ésta será regada de preferencia con tanque montados sobre camiones; se pasará en seguida la motoniveladora, arados u otros equipos que produzcan una mezcla o batido de los materiales con el fin de que se queden uniformemente húmedos.

Si el material que forma la capa está demasiado mojado será preciso dejar evaporar la humedad dejándolo expuesto al Sol; la evaporación puede activarse revolviendo los materiales con motoniveladoras, arados, etc. Se recomienda tener cuidado de no mover o malograr las capas inferiores que ya hubieran sido compactadas.

Teniendo así preparada una capa de material con un

espesor máximo de 23 cm., se puede proceder a su compactación. Se han obtenido en algunos casos buenos resultados compactando con el equipo de transporte, haciéndolo recorrer todo el ancho de la capa de manera que las orugas de los tractores o las llantas de las traíllas pasen por todos los puntos; este sistema es económico, pero no es tan seguro como el rodillado. Se puede usar cualquier tipo de rodillo para la compactación, pero el más utilizado es el pata de cabra, que tiene ventaja de penetración de las patas, que hacen que la capa se compactada de abajo hacia arriba, mientras que los otros rodillos compactan por presión de la superficie hacia abajo. Para un tipo de rodillo que ejerce una determinada presión de compactación por unidad de área, la máxima densidad obtenida tiene un límite independiente del contenido de humedad o del número de pasadas que se hagan; la experiencia ha demostrado que de cierto número de pasadas (10 ó 12 más o menos), los viajes adicionales que se hagan no producirán incrementos sensibles en las densidades y que la única forma de obtener mayores densidades será utilizando rodillos más pesados. No se conoce todavía en forma precisa el peso mínimo que debe tener un rodillo para que produzca la densidad fijada por las pruebas de laboratorio; de manera que el mejor método de fijar tanto ese peso como el número de pasadas, es la observación directa en el campo.

Compactada la primera capa, se repite el proceso

con las capas siguientes hasta terminar el relleno.

Un relleno construido en la forma descrita anteriormente forma un volumen incompresible por haber practicado desaparecidos los vacíos de su masa.

Los procedimientos descritos anteriormente representan un costo adicional en la construcción del camino, tanto por la cantidad y variedad del equipo mecánico que se requiere como por la ejecución misma de las diversas etapas del trabajo; por esto sólo puede utilizarse en carreteras de la. clase, en que las necesidades del tránsito exijan la construcción inmediata del pavimento.

En carreteras secundarias, este costo adicional puede no justificarse, y entonces se deja que los rellenos se asienten por sí solos.

De lo expuesto se ve la necesidad de que en los campamentos exista un laboratorio que permita controlar constantemente la relación humedad-densidad de los rellenos.

El equipo requerido es el siguiente:

- 1.- Molde de compactación Proctor
- 2.- Apisonador
- 3.- Balanza para pesar hasta 5 Kg y sensible al gramo.
- 4.- Una regla de acero
- 5.- Badilejo y pala
- 6.- Vasijas metálicas pequeñas.



7.- Platos y bandejas

8.- Estufas y calentadoras eléctricas o a kerosene.

9.- Malla de  $1/4$ " No.4.

Con estos elementos se pueden obtener los datos necesarios para dibujar la curva humedad-densidad de un suelo determinado; ya obtenida ésta, se tomarán pruebas de cada capa de materiales que se extienda, más o menos una muestra cada 1000 metros cuadrados, y se harán dos pruebas: 1) La determinación de la humedad y 2) La determinación de la densidad, y en esta forma chequear la marcha del trabajo.

#### CONSTRUCCION DE RELLENOS EN ROCAS

Cuando el material con el que se va a formar el relleno tiene apreciable volumen de trozos de roca, habrá que adoptar disposiciones especiales.

El costo de romper los trozos en pedazos pequeños para colocarlos en capas delgadas sería muy alto, pero se procurará usar trozos lo más pequeños posibles; haciendo el trabajo con cuidado, y echándole encima materiales granulares y finos, debidamente extraídos, se rellenarán los intersticios de las rocas y se obtendrá una masa compacta y densa.

Si el porcentaje de trozos de roca fuese muy grande no tendrá objeto pretender controlar el contenido de hume

dad de los suelos que se usan para rellenar los intersticios. Si los trozos fueran pequeños y su forma lo permitiera, sería conveniente colocarlos en capas y rodillarlos con rodillos de cilindros. Los rodillos pata de cabra no tienen ningún efecto en materiales rocosos.

### SUB-RASANTE Y SUB-BASES

Terminados los rellenos compactados hasta la altura de los cortes, las explanaciones están en general con su superficie superior un poco suelta y deben ser preparadas para la formación de la Sub-rasante. Como se sabe, ésta constituye la superficie terminada de las explanaciones, y debe ser muy bien construída, ya que desempeña un papel importantísimo en la vida del pavimento.

Se sacarán todas las ramas, piedras grandes y materiales de mala calidad que pudieran encontrarse en la superficie, y se compactará poniéndosele materiales seleccionados en los lugares que fuese necesario. Para su terminación se usarán los rodillos de cilindros que dejarán alisada la superficie de la sub-rasante; con este fin se recomienda estacar y nivelar las explanaciones de manera que se pueda corregir cualquier defecto que hubiera y que la sub-rasante quede en la sección transversal definitiva; sobre ella irá asentada la base y la superficie de rodadura.

Constituye prácticamente el cimiento del pavimento,

y por lo tanto su resistencia marcará la resistencia misma del pavimento.

En muchos casos el material que se encuentra en la superficie de las explanaciones es de baja calidad, entonces se extiende una capa de materiales seleccionados formando a sí una sub-base. Esta deberá ser bien compactada por los ro dillos. Se usa también la sub-base cuando se trata de cortar el ascenso de la humedad capilar. Sobre la sub-base se coloca la base y encima la superficie de rodadura.

#### MAQUINARIA ESPECIALIZADA PARA LOS RELLENOS.- RODILLOS

Los rodillos son elementos destinados a compactar el material de los terraplenes, afirmados y pavimentos. Tra bajan por pasadas sucesivas, sobre el mismo lugar. Los hay de diferentes tipos y dimensiones según la clase de trabajo que se quiera realizar y la presión unitaria que se desee ob tener sobre el suelo. Compactar los materiales por capas cu yo espesor varía con la clase de rodillo, y para que su trabajo sea efectivo es muy importante regar las capas con agua en la proporción indicada por el laboratorio.

Los principales tipos de rodillos son:

##### 1.- RODILLOS PATA DE CABRA

Estos rodillos están formados por tambores metálicos en cuya superficie exterior van adheridos un número va-

riable de apéndices o patas de diseño especial, tomando el as pecto de un cilindro erizado de puntas. Los tambores van fijados a bastidores que les permiten girar sobre su eje y ser halados por tractores de oruga o de llantas mediante una barra de tiro. Para aumentarles peso pueden ser sellenados con agua, aceite o arena produciéndose así una mayor presión unitaria. Las patas al girar el tambor penetran en los mate riales del suelo produciendo la compactación deseada; para evitar que los materiales sueltos se queden pegados entre las patas, se acopla al bastidor unas láminas que queden entre las hileras de patas, y que al girar el tambor van botando el material que pudiera haber quedado adherido a ellos.

Para nuestro proyecto recomendamos el uso del rodi llo pata de cabra marca BROS, modelo M-27, los cuales tienen un diseño especial de las patas que permiten un fácil remolque y cuyas características se muestran en el catálogo adjun to.

Estos rodillos son los indicados para efectuar la compactación por capas durante la construcción de los terraplenes. Las capas, como ya se dijo anteriormente, no deben ser de espesor mayor de 23 cm. para que la compactación sea efectiva. Con este tipo de rodillos se compacta perfectamen te todo tipo de suelos con excepción de las arenas, grava o roca chancada; son también efectivos para compactar las capas base de los afirmados siempre que contengan suficiente can-

tividad de material ligante.

Este tipo de rodillos, lo usaremos en los primeros 300 m. del kilómetro que nos ocupa, puesto que los rellenos en ese sector serán de materiales sueltos.

## 2.- RODILLOS DE TRES RUEDAS

Estos rodillos que tienen su propia propulsión están formados por cilindros de fierro o acero fundido, dispuestos de tal forma, que en la parte delantera va un cilindro de dirección cuyo ancho es generalmente igual a su diámetro, y en la parte posterior van dos cilindros más angostos, y de diámetro mucho mayor, que en plano, sobresalen del cilindro delantero.

Se usan para la primera rodillada de los terraplenes después que han sido compactados por capas mediante los rodillos patas de cabra. De esta forma efectúan la compactación de la sub-rasante. Son también muy efectivos para la compactación de las capas de base de los afirmados de piedra chancada aunque tengan poco o ningún aglutinante.

Se recomienda también en la compactación de capas delgadas de materiales y para el rodillado inicial de las superficies de mezclas asfálticas en caliente.

Usaremos un rodillo de 3 ruedas marca "AUSTIN WESTERN" tipo Autocrat, de 10 toneladas, con motor Diesel y cuyas características principales se encuentran en el catálogo

adjunto.

### 3.- RODILLOS NEUMATICOS DE 13 RUEDAS

Consisten en un bastidor en forma de caja al que van acoplados dos sistemas de ejes, uno adelante y otro atrás. En esos ejes se montan aros con llantas lisas distribuídas en la siguiente forma: 6 adelante y 7 atrás. El rodillo es halado por tractores y para aumentarles de peso pueden ser llenados con agua o ponerles bolsas de arena sobre la parte superior de la caja.

Estos rodillos compactan por peso y además por la acción del "amasado" que ejercen sobre los materiales; esta acción se obtiene mediante un movimiento oscilante de los ejes de las ruedas que no son fijos, lo que ocasiona un movimiento lateral de las partículas y un mejor acomodamiento obteniéndose mayores densidades.

Los rodillos neumáticos puede decirse que son de aplicación general; se les recomienda para compactar capas delgadas de material suelto, para la capa de la parte superior de un terraplén, después que han pasado los rodillos patata de cabra. Son igualmente efectivos para compactar afirmados de roca chancada y de materiales granulares, ya que en el desplazamiento que hace el amasado es muy favorable. Se usan también para compactar los pavimentos asfálticos trabajados en frío. Producen presiones hasta de 55 kilos por cen

tímetro de ancho de rodillo.

Emplearemos los rodillos marca "EROS" modelo 67, que poseen la patente exclusiva de las ruedas bamboleantes con ejes oscilantes. Las especificaciones correspondientes se pueden ver en el catálogo adjunto.

### RENDIMIENTO DE LOS RODILLOS

La cantidad de material de relleno compactado por hora por un rodillo depende de la clase de suelo, de su contenido de humedad, del espesor de la capa que se trata de compactar, y de la velocidad del rodillo. La cantidad de metros cúbicos de material suelto que un rodillo puede compactar en una hora es:

$$R = m^3/h = \frac{E \times 60 \times S \times W \times D}{N}$$

Donde:

E = Factor de eficiencia

S = Velocidad de recorrido en metros por minuto

W = Ancho efectivo del rodillo en metros

D = Espesor de la capa de material suelto en metros.

N = Número de pasadas del rodillo.

Apliquemos esta fórmula a cada uno de los rodillos que vamos a usar.

10.- RENDIMIENTO DE LOS RODILLOS PATA DE CABRA

$$E = 60 \%$$

$$S = 3.54 \text{ km/h} = 59.0 \text{ m/min.}$$

$$W = 2 \times 48'' = 96'' = 2.44 \text{ m.}$$

$$D = 20 \text{ cm.} = 0.20 \text{ m.}$$

$$N = 3$$

$$R = \frac{0.60 \times 60 \times 59.0 \times 2.44 \times 0.20}{3} = 346 \text{ m}^3/\text{hora}$$

de material suelto.

20.- RENDIMIENTO DE LOS RODILLOS DE TRES RUEDAS

$$E = 60 \%$$

$$S = 4.8 \text{ Km/h} = 800 \text{ m/min.}$$

$$W = 6'4'' = 76'' = 1.93 \text{ m.}$$

$$D = 15 \text{ cm} = 0.15 \text{ m.}$$

$$N = 3$$

$$R = \frac{0.60 \times 60 \times 80.0 \times 1.93 \times 0.15}{3} = 278.0 \text{ m}^3/\text{h.}$$

de material suelto.

30.- RENDIMIENTO DE LOS RODILLOS DE NEUMATICOS DE 13 RUEDAS

$$E = 60 \%$$

$$S = 16 \text{ km/h} = 267.0 \text{ m/min.}$$

$$W = 84'' = 2.13 \text{ m.}$$

$$D = 15 \text{ cm} = 0.15 \text{ m.}$$

$$N = 3$$



$$R = \frac{0.60 \times 60 \times 267.0 \times 2.13 \times 0.15}{3} = 10.24 \text{ m}^3/\text{h.}$$

de material suelto.

### DRENAJE DE CAMINOS

Consiste este problema, en evitar que el agua de la capa freática llegue a la zona del terreno que interesa; para ello hay que desviar su recorrido ofreciéndole un camino más fácil, el dren, que la elimine en absoluto o rebaje su nivel.

El drenaje debe estudiarse en los siguientes casos:

1.- En los caminos de terreno llano donde las aguas de las zonas adyacentes se reúnen a lo largo de él; en trazados a través de terrenos pantanosos, fangales, etc.

2.- En trincheras, a través de bancos de terrenos permeables.

3.- En caminos en desmonte, practicados en terrenos que retienen el agua.

4.- Caminos sobre terrenos de gran capilaridad y capa freática poco profunda.

5.- Terraplenes sobre capas permeables poco profundas, asentadas sobre estras impermeables.

Es fundamental en todo caso, conocer con suficiente exactitud la constitución geológica del terreno a atravesar antes de efectuar la excavación, y hay que formarse un cri-

terio claro de la naturaleza del suelo y sus propiedades en relación con el drenaje, determinando la profundidad de los estratos y su aptitud para retener agua o absorberla por capilaridad; es importante conocer la proporción de arcilla de las distintas capas, pues en cuanto pasa de ciertos límites, produce, en general, un aumento de las condiciones adversas.

Estudiaremos dos clases de drenaje: el drenaje superficial, que se ocupa de las aguas que corren por la superficie, y el drenaje subterráneo o sub-drenaje que se ocupa de las aguas subterráneas. Tanto uno como el otro son de gran importancia para la defensa de la estructura del camino, habiendo casos especiales en que es necesario usar ambos combinados.

### DRENAJE SUPERFICIAL

La función de este tipo de drenaje consiste, como ya se ha dicho, en controlar y disponer de las aguas que se precipitan directamente sobre el camino y las zonas adyacentes. Su misión principal consiste en alejar las aguas lo más rápidamente para que no se filtren dentro de las explanaciones haciéndolas perder estabilidad o las erosionen. Este drenaje se efectúa en primer lugar mediante el bombeo de la superficie de rodadura que hace que las aguas corran transversalmente hacia las cunetas las cuales desembocan en las alcantarillas que son las encargadas de sacar el agua a tra

vés del camino.

Las cunetas se ubicarán también al pie de los taludes de relleno para defenderlos o en los cortes cuyo objeto es evitar que las aguas superficiales caigan directamente sobre el camino; son las llamadas cunetas colectivas o de coronación.

Las cunetas, para que su efecto de drenaje sea eficas, deben tener la pendiente precisa según la naturaleza de su revestimiento y sección, para que la velocidad no sea inferior a 0.50 m/seg., sin exceder de 1.50 m/seg., para evitar así la erosión; cuando la pendiente lo exija o el caudal sea grande, debe proyectarse el revestimiento necesario para que a la velocidad máxima no se produzcan efectos de erosión. Es indispensable, que a las cunetas se les provea de desagües, de manera que en ningún momento lleguen a colmar su capacidad; que en ningún caso quede una cuneta sin conexión a una salida, precauciones especiales en este sentido deben tomarse en los puntos bajos del terreno y en los lugares en que cambien las secciones de corte a relleno.

En todo punto donde la explanación atraviere una quebrada seca es preciso disponer un desagüe adecuado al caudal previsible. Cuando el caudal es reducido, puede colocarse simplemente una tubería; cuando las exigencias del drenaje lo impongan, en vez de un solo tubo pueden colocarse dos o tres.

Las cunetas son, naturalmente, del mismo material de los cortes y llevan la misma pendiente del camino; cuando ésta es muy fuerte, hay peligro de que el agua en movimiento erosione y se hace necesario revestirlas o hacerlas gradines para cortar la fuerza de la corriente. Tanto el revestimiento como los gradines pueden hacerse de piedras con mortero de cemento.

En el caso de que el camino atraviese terrenos prácticamente planos, casi sin inclinación, resulta un verdadero problema la eliminación de las aguas de las cunetas y zanjas de drenaje. Se hace necesario entonces levantar la topografía o buscar directamente en el campo, con el nivel, hacia donde está la inclinación del terreno para llevar en esa dirección los desagües.

Las cunetas son el elemento básico del drenaje del camino y son de indispensable ejecución en zonas lluviosas. La forma de V adoptada permite una fácil limpieza con ayuda de la cuchilla de las motoniveladoras.

#### DRENAJE SUBTERRANEO O SUB-DRENEJE

El agua subterránea se mueve a través de las capas permeables formando corrientes, o permanece estancada en pequeños reservorios formados de material impermeable.

En una u otra forma es peligrosa la estabilidad del camino, aun cuando se encuentre a cierta profundidad, ya que

satura o ablanda los materiales circundantes y puede provocar deslizamientos al actuar como lubricante en los planos de contacto entre las capas permeables y las impermeables. En el subsuelo encontramos dos tipos de agua: el "Agua de gravedad" que es aquélla que corre obedeciendo a dicha ley y que forma la capa de agua, única agua que puede drenarse; y el "Agua capilar", que es la humedad que sube obedeciendo a las leyes de la capilaridad y no puede drenarse. Esta división entre una y otra, es fundamental para evitar la constitución de Sub-drenes costosos e inútiles.

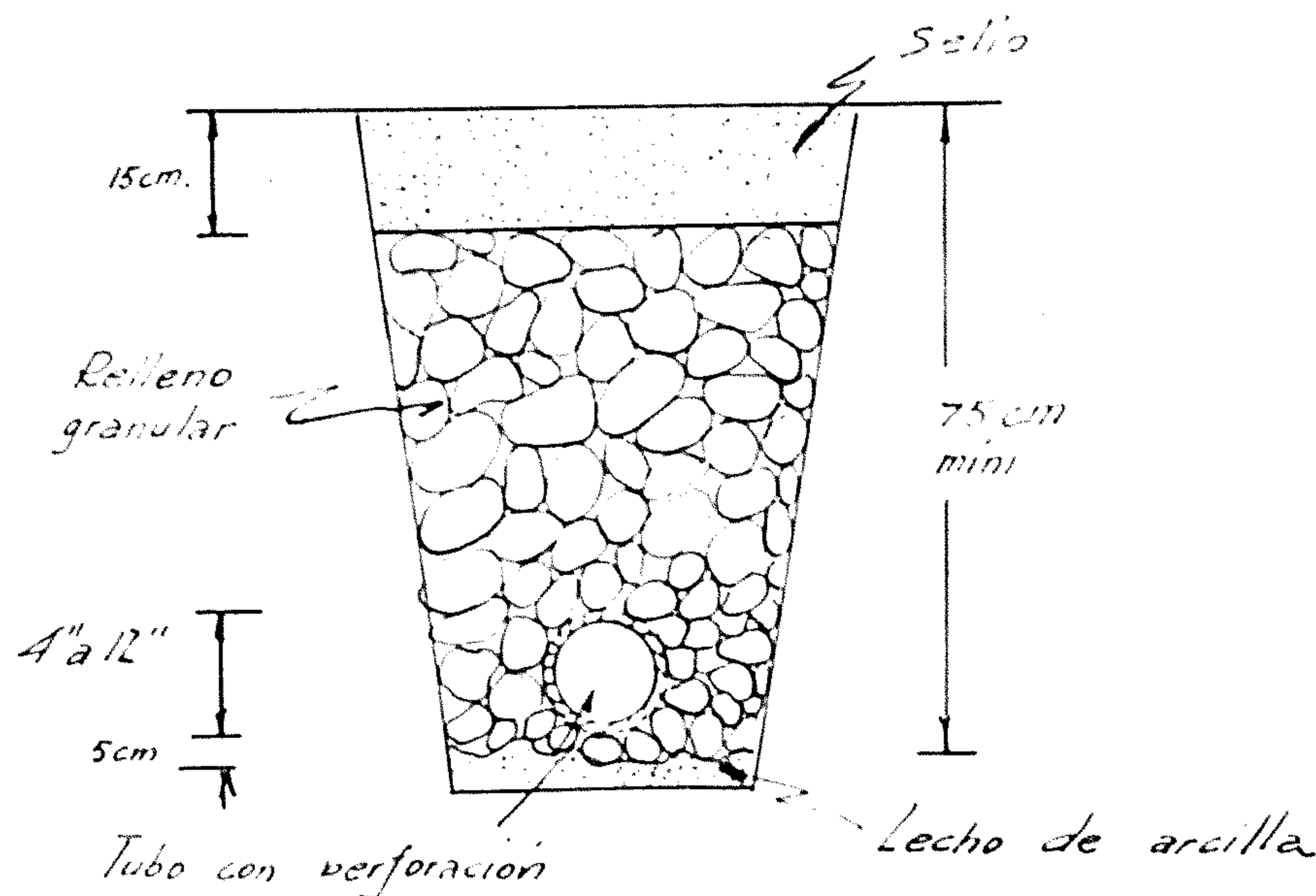
La humedad capilar puede elevarse a bastante altura sobre la mesa de agua, dependiendo esto de la naturaleza de los suelos.

El Sub-drenaje se proyecta entonces para cortar el flujo de las corrientes subterráneas, o bajar el nivel de la mesa de agua a alturas que no constituyan peligro para la estabilidad de los terraplenes; es muy necesario, por tanto, estudiar la dirección y profundidad de las corrientes subterráneas.

En muchos casos, la mesa de agua puede bajarse mediante la constitución de zanjas de drenaje abiertas longitudinalmente al terraplén; pero en otros se hace necesario usar los verdaderos subdrenes, que son tubos perforados colocados en el fondo de zanjas, rellenas con material granular (este material debe ser arena y grava fina); se recomienda no usar

material chancado porque el limo y la arcilla pueden atascar el dren. La boca del sub-dren debe ser sellada, para que no pase el agua de la superficie, que puede también obstruirlo con los materiales que arrastra.

El tipo corriente de dren es un tubo de barro cocido u hormigón, perforado, que se coloca con los huecos hacia abajo evitando que el agua entre por arriba, lo cual podría provocar la obstrucción del dren debido a materiales que arrastra el agua. En el fondo de la excavación el tubo se asienta sobre un lecho de arcilla con objeto de que se forme un verda



dero canal impermeable. Sobre la tubería se coloca, como ya se dijo, piedra chancada; los drenes han de ir como mínimo a 75 cms. de profundidad.

### DRENAJE DE TERRAPLENES

Además de tenerse presente lo dicho sobre drenaje

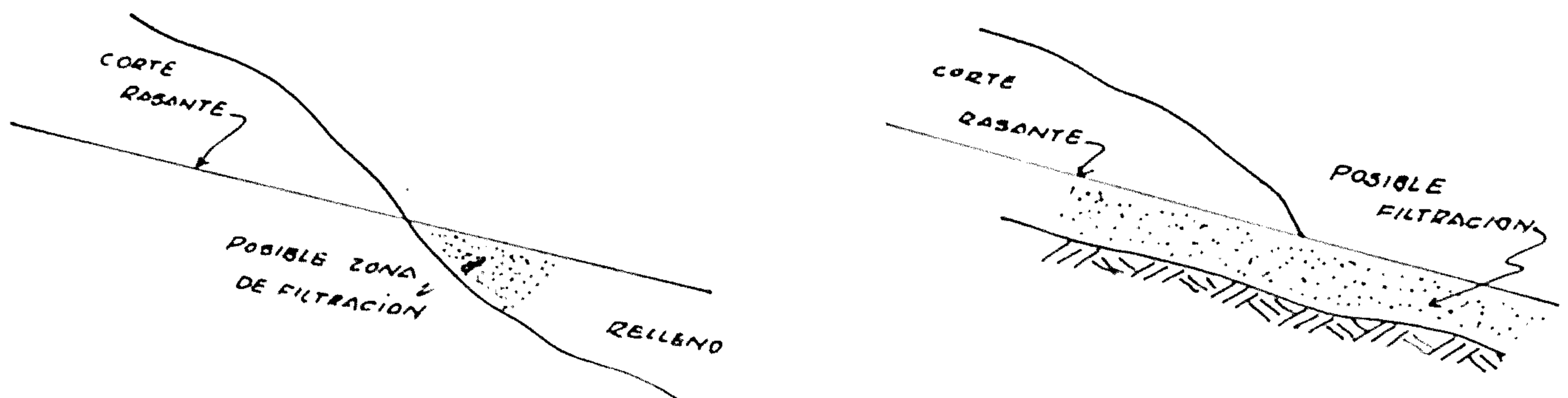
superficial y Sub-drenaje, para los terraplenes, por su misma constitución, se necesitan precauciones especiales a fin de que su base no sea susceptible de mojarse, y el terraplén pueda correrse o asentarse; se recomienda hacer en el terreno sobre el cual va asentado, zanjas longitudinales, que se rellenan con materiales granulares y que intercepten la corriente de agua que pasa por la capa permeable sacándola fuera de la zona de la base mediante drenes transversales. Si la capa de material permeable fuese muy profunda, se deberá usar drenes verticales de arena, que no son sino tubos perforados que se introducen verticalmente en el terreno, y que se rellenarán de arena; cerca de la superficie, estos tubos están conectados a drenes transversales que extraen el agua constantemente.

#### DRENAJE DE FILTRACIONES

Las zonas de filtración se encuentran generalmente al hacer cortes en los cerros; se deben a corrientes de agua subterránea que corren por las capas permeables de los suelos; son las que originan los deslizamientos que se ven en muchos caminos. Estas corrientes pueden ser paralelas o transversales al camino; en el primer caso será necesario hacer drenes paralelos, y en el segundo, ubicar un dren transversal en la parte alta tratando de cortar las corrientes en forma total.

Hay dos casos típicos de filtraciones que citaremos

a continuación: el primero se refiere al paso de corte a relleno en el perfil longitudinal; generalmente en el punto de paso se produce una zona de filtración debido al plano de ruptura que se forma al encontrarse tipos diferentes de suelos; se hace necesario, entonces, ubicar allí un dren. El segundo caso se presenta cuando la rasante pasa a poca altura sobre una formación de roca; sobre ésta tiende a formarse una acumulación de las aguas filtradas, que debe ser drenada.



La intersección y drenaje de las corrientes y puntos de filtración sólo puede obtenerse a través de un cuidadoso estudio de las condiciones particulares de cada caso.

#### DRENAJE Y SUB-DRENAJE DE LA SUB-BASE AFIRMADO Y PAVIMENTADO

Los principios generales de drenaje son todos aplicables para el drenaje de los afirmados y pavimentos. Expondremos ahora algunos principios aplicables especialmente a ellos, ya que debido a su alto costo no se justificaría en ningún caso que un pavimento falle y se destruya por diferencias de drenaje.



Si los suelos que forman el terraplén y la sub-rasante son susceptibles de retener el agua de capilaridad, mientras no se le ponga un pavimento impermeable tendrán oportunidad de evaporarla; pero en cuanto se coloque una superficie asfáltica o de concreto, se corta la evaporación, y la humedad capilar acumulada subirá hasta ella haciendo que el cimiento del pavimento se vuelva inestable.

Una forma muy eficiente de drenar el afirmado consiste en intercalar en las bermas, en los lugares en que se tema que pueda haber humedades, drenes y materiales granulares incrustados en las bermas. Es también recomendable usar sub-drenes en las partes bajas de las curvas verticales, para evitar que el agua que tiende a acumularse en esa zona produzca efectos nocivos.

#### ALTURA DE LA RASANTE SOBRE LA MESA DE AGUA

La experiencia ha demostrado que es muy conveniente que la sub-rasante esté a una altura prudencial sobre el nivel de la mesa de agua, con el fin de evitar la posibilidad de que la humedad capilar pueda hacerle perder estabilidad. Si bien es posible bajar el nivel por alguno de los procedimientos ya descritos, el sistema más comúnmente usado consiste en levantar la rasante ubicándola en relleno, cuya altura mínima sea de 1.20m. sobre la mesa de agua. Por esto es muy importante para diseñar la rasante conocer la profundidad a que se encuen

tra el nivel de la mesa de agua; su determinación es uno de los aspectos básicos del perfil de los suelos, y para el tanteo de la rasante es preciso tener muy en cuenta la altura mínima indicada.

Con los sistemas descritos anteriormente se efectuará la eliminación de las aguas en una forma rápida y efectiva, sin que puedan alterar la estabilidad de la carretera, y su gasto de instalación está ampliamente justificado ya que se reducirán en gran parte los costos de conservación.

#### DRENAJE DEL KILOMETRO EN ESTUDIO

El drenaje superficial del camino y de las zonas adyacentes, así como el sub-drenaje del kilómetro que estudiamos, se encuentran indicados en el plano correspondiente. En lo que respecta al sub-drenaje y por no conocer el perfil de los suelos, altura de la capa de agua, etc. se muestra un estudio suponiendo ciertas condiciones.

#### CONTROL DE LA EROSION

El control de la erosión que producen las aguas en movimiento es un serio problema que debe afrontarse una vez construída la carretera, especialmente en las zonas donde las precipitaciones pluviométricas son intensas. Los suelos con poca cohesión son los más propicios a sufrir los efectos de la erosión; pero cuando la velocidad de las aguas es gran

de, cualquier tipo de suelo puede ser erosionado. Como se ve, el control de la erosión tiene una relación íntima con el drenaje, y prácticamente el mejor sistema de control consiste en desalojar las aguas de la zona de la carretera lo más rápidamente posible; de modo que todo lo dicho referente a drenaje tiene aplicación en este caso.

La erosión en las cunetas y zanjas de drenaje se produce por la acción de las corrientes de agua que pasan por ellas; ésta afloja las partículas superficiales del terreno y las transporta: las más finas las lleva en suspensión en la corriente, y las más gruesas son arrastradas por el fondo de la zanja o cuneta.

Por el efecto del intemperismo los materiales se van aflojando, y esto crea el ambiente propicio a la erosión, ya que una vez que la corriente encuentre una zona de la cuneta con materiales ligeramente desagregados, comienza a actuar con su velocidad hasta que los afloja y transporta, dejando una zanja un poco más profunda, que, si no se rellena, en sucesivas pasadas de la corriente de agua, llegará a socavar el terraplén y aun ocasionará su desmoronamiento. Con el aumento de velocidad del agua, la capacidad de acarreo de las corrientes crece rápidamente e igualmente se aumenta el poder de erosión.

El poder erosivo de las aguas en carreteras ataca también los taludes de corte y rellenos; las bermas y el dere

cho de vía; y si las condiciones lo permiten, es preferible estudiar el problema de la erosión, no sólo desde el punto de vista de las carreteras sino también de la conservación de los terrenos adyacentes.

Hay dos sistemas básicos usados para el control de la erosión debida a las aguas en movimiento: El primero consiste en hacer las cunetas, canales, etc. de pendiente tan baja que la corriente no tenga efecto erosivo; se necesita entonces, como complemento de lo anterior, obras que permitan la rápida evacuación de las aguas de la zona de la carretera. El segundo sistema consiste en revestir las estructuras mediante cubiertas resistentes a la erosión, revestir las cunetas con mezcla de cemento.

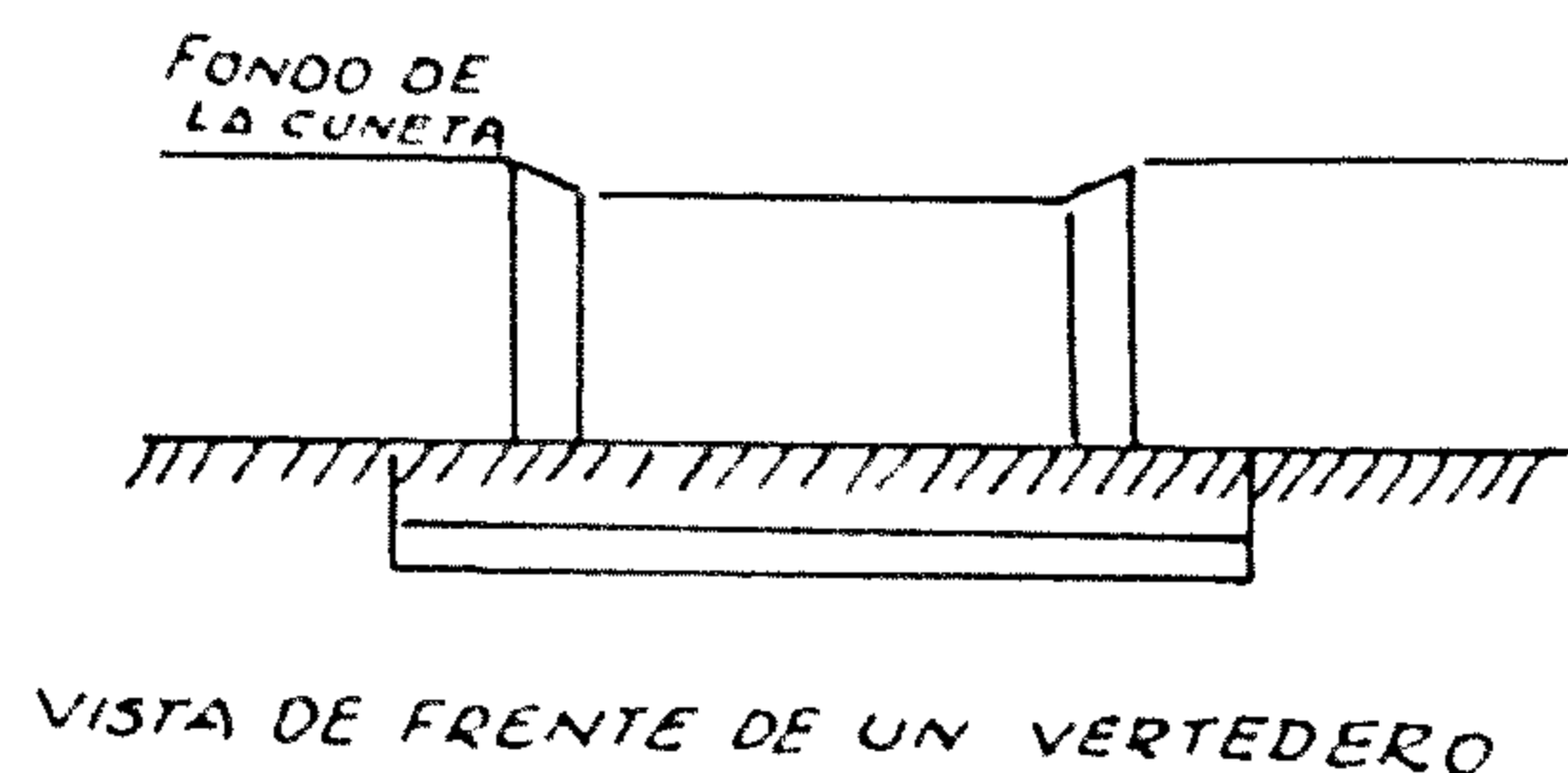
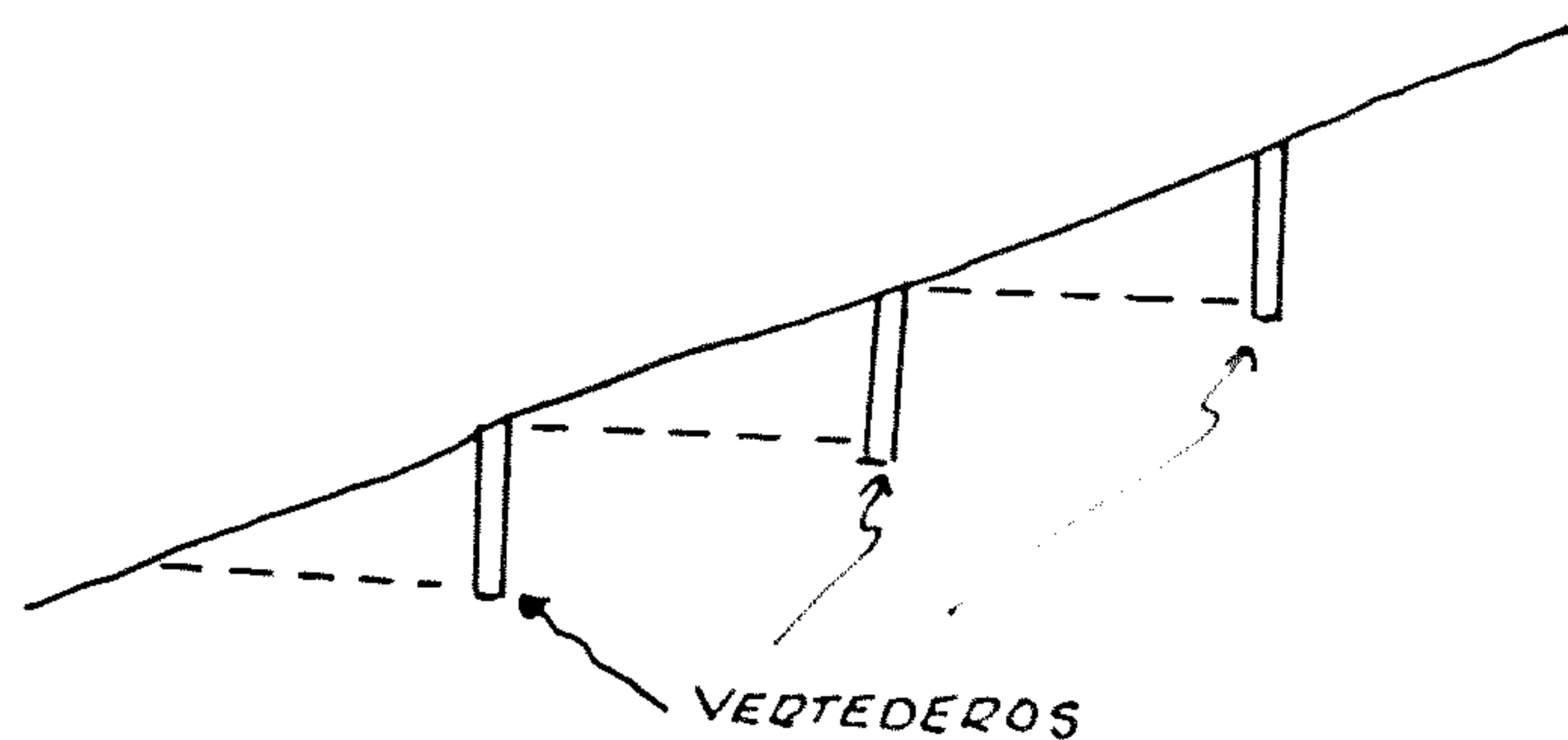
#### CONTROL DE EROSION EN CUNETAS

Cuando las cunetas están hechas en terreno natural, y el agua que pasa por ellas puede correr a velocidades mayores de 0.60 m/seg. se puede producir erosión. Si la gradiente de las cunetas no es mayor de 4 a 6% se recomienda colocar pequeños vertederos que forman escalones a lo largo de la cuneta y a intervalos tales que las aguas que corran entre vertedero y vertedero no llegue a tener velocidad que provoque erosión. Bajo el vertedero puede producirse una pequeña erosión; pero, si estos están lo suficientemente cerca uno del otro; esa erosión no traerá inconvenientes. La diferencia de

nivel entre los vertederos debe ser tal, que la pendiente de la cuneta entre ellos no sea mayor del 2%.

Se construyen de madera tratada o de albañilería y se recomienda diseñarlos para que el agua pase por su centro y no socabe la base.

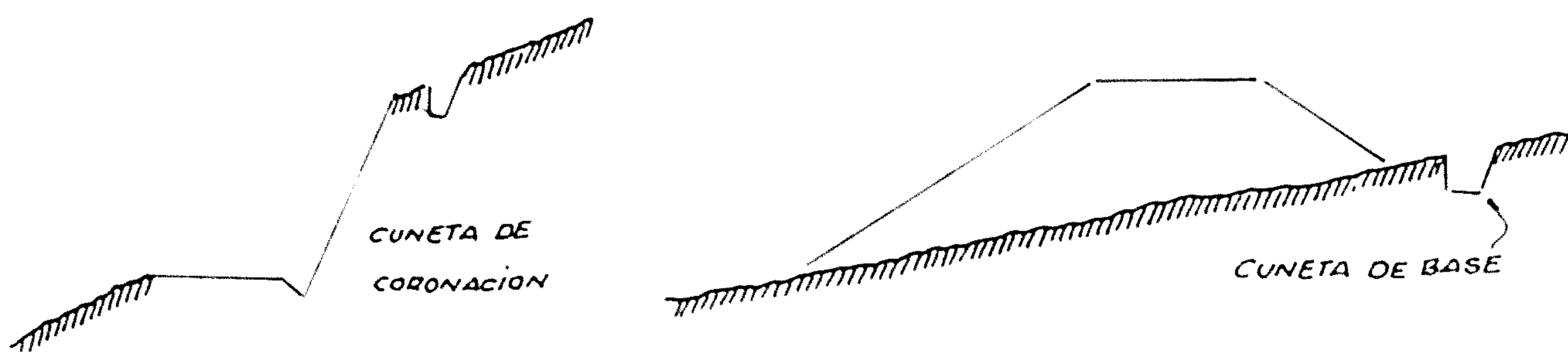
Cuando la pendiente de la cuneta es mayor de 6% será preferible revestir la cuneta a todo lo largo de la zona en que hay esa fuerte pendiente. La cuneta revestida debe estar empalmada con el pavimento mismo de la carretera, a fin de que no se produzca erosión por el agua que va a la plataforma de la cuneta.



### CONTROL DE LA EROSION EN LOS TALUDES - REVESTIMIENTO

Cuando los taludes están compuestos por materiales de poca cohesión representa un problema bastante serio el con

trol de la erosión. El procedimiento más elemental consiste en interceptar el agua que llegaría al talud mediante una cuneta de coronación en los cortes, y de base en los rellenos, esa cuneta se hace desembocar en algún canal de drenaje o al cantarilla para desaguarla rápidamente.

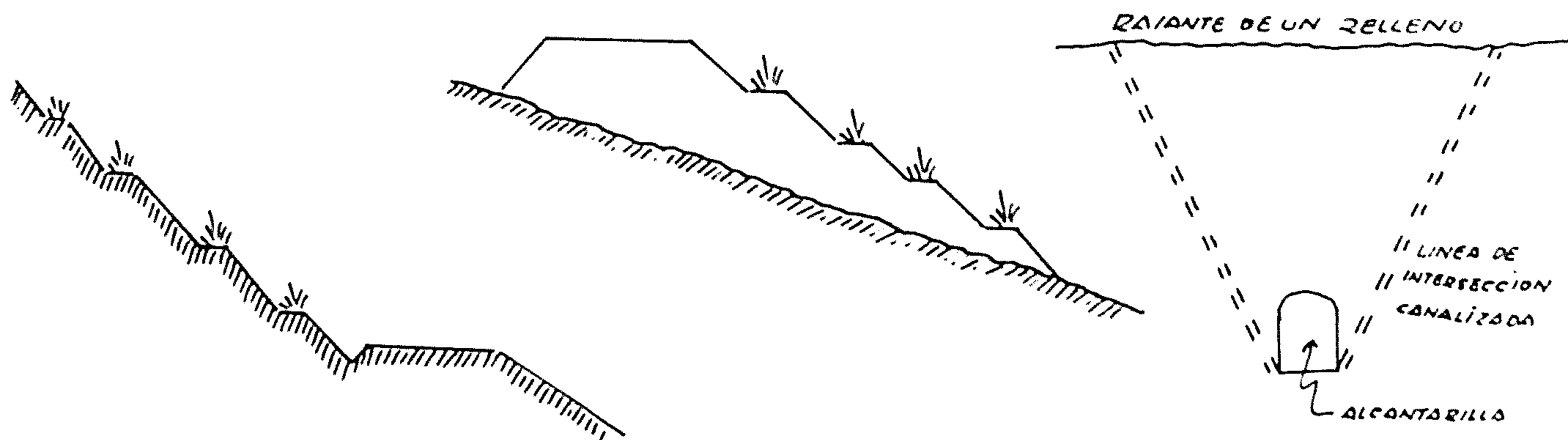


Las aguas que se dejan correr a los lados de los terraplenes son un serio peligro para su estabilidad y deben ser encauzadas.

Un sistema muy conveniente para evitar la erosión en los taludes consiste en sembrarles plantas apropiadas, las más indicadas son las leguminosas que tienden una red de raíces, resisten la acción de las aguas a velocidad y viven aun en condiciones desfavorables de suelos y de humedad. Las plantas también deben de vivir muchos años para evitar estar replan-  
tando y deben de tender a propagarse por si solas. Hay muchos tipos de leguminosas que reúnen esas condiciones y cuya selección depende de las condiciones particulares de cada caso.

Una muy conocida, es el tipo de grass denominado "Kudzu", originario del Japón, y ha dado muy buenos resultados en el control de erosión de los taludes. La plantación de leguminosas requiere conocimientos y técnica especial.

Un sistema muy conveniente cuando los taludes son muy amplios es cortarlos en escalones o tenazas y sembrar leguminosas en los escalones. La línea de intersección del talud de los rellenos altos con el terreno natural, es también muy susceptible de sufrir erosión ya que por ella se encauza el agua de la ladera y la que corre por el talud mismo, por eso se hace necesario ubicar en esa línea canales revestidos que impidan el efecto destructor de la corriente que se forma.



Para los casos corrientes, los taludes de corte y relleno que no son muy altos, el sistema de control puede ser un revestimiento de piedras acomodadas y unidas con mortero de cemento ó, si el talud es suave, bastarán piedras sueltas.

Se usa también en estos mismos casos el revestimiento con trozos de terreno ya sembrado en otro lugar que se cortan con la lampa y se ponen directamente sobre el talud, como el trozo que se pone lleva un poco de tierra en la cual van las raíces de la planta, este revestimiento se puede hacer muy rápidamente.

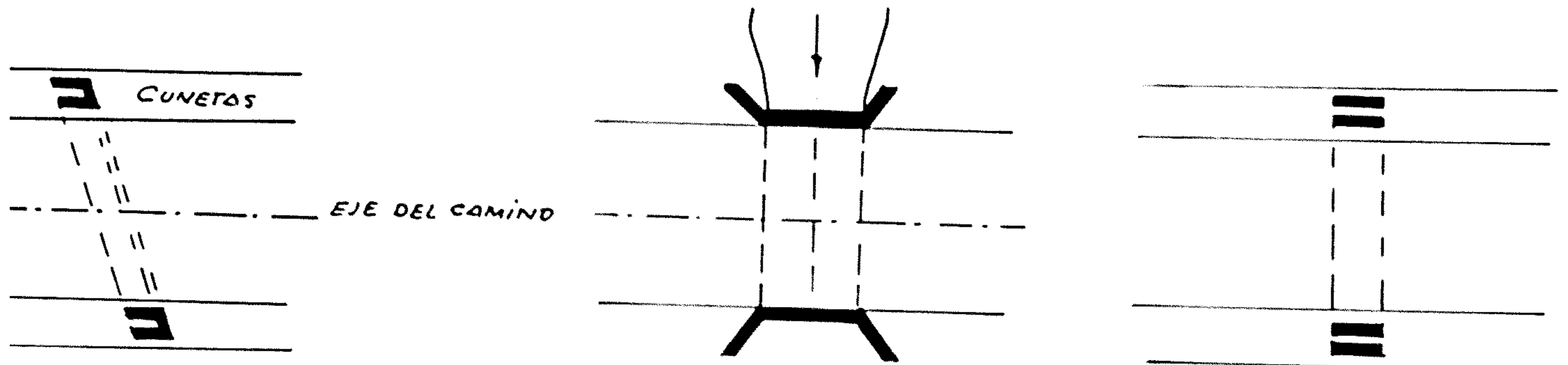
### ALCANTARILLAS

El objeto de éstas, es hacer pasar el agua debajo de la superficie de la carretera. Forman parte integral del sistema de drenaje de la carretera y se les ubica en la sección transversal, de manera que no interfieran con la continuidad de la pendiente ni con el alineamiento. Deben de ser diseñadas en forma tal que tengan la capacidad suficiente para desalojar rápidamente el agua que llega a ellas y para resistir el peso de los rellenos que van encima, y soportar las cargas que el tránsito produce. Deben de tener pendiente suficiente para que el agua corra y la salida debe ser en la misma dirección que el eje longitudinal de la alcantarilla para facilitar el movimiento de la corriente.

Cuando se les usa para desagüe de cunetas se les colocará oblicuamente al eje del camino. Cuando el agua proviene de una quebrada pequeña, se deberá dotar a la entrada de sus muros de ala. En el caso de venir el agua de la cuneta, se le construirá una caja en forma de U que reciba el agua y



la encauce. Si el agua viene de los lados, como sucedería en un punto bajo del camino, se le construirá muros de cabecera paralelos.



En las salidas se les dotará de un revestimiento para que no se produzca erosión, cuando el terreno sobre el cual vá la alcantarilla puede ser sujeto a deslave.

Las alcantarillas se ubican en todas las quebradas en los desagües de las cunetas y en todos los puntos bajos que se pasan con rellenos, ya que, de otra manera, el agua tenderá a formar pozos. En este último caso, como la alcantarilla ubicada en el fondo del relleno resulta muy larga y por lo tanto costosa, se adopta la solución de ancauzar la quebrada y poner la alcantarilla en la parte alta, casi al nivel de la rasante.

DISEÑO DE LA SECCION REQUERIDA

En el caso de aguas de lluvia, hay fórmulas empíricas que dan la sección requerida, entre ella, la que nos ofrece resultados más exactos es la de BURKI ZIEGLER, la cual considera factores de observación de un modo más directo, dicha fórmula es:

$$Q = MRC \sqrt[4]{\frac{S}{M}}$$

Donde:

Q = Cantidad de agua que llega a una alcantarilla en pies cúbicos por segundo.

M = Area de drenaje en acres

R = Promedio de precipitaciones pluviométricas más altas en pulgadas por hora.

S = Promedio de la inclinación del terreno en pies por mil pies.

C = Coeficiente que depende de la clase de superficie drenada y vale:

para	{	calles pavimentadas	0.75
	{	macadams	0.30
	{	zonas agrícolas	0.25

La fórmula anterior solo nos dá las cantidades de agua que llega a la alcantarilla; en los manuales se encuentran tablas que dan la sección transversal necesaria en fun

ción de este dato, así como también la solución gráfica de la fórmula.

### CARGA SOBRE LAS ALCANTARILLAS

Además del peso estático, debido al relleno que gravita sobre las alcantarillas, sobre ellas también actúa la carga dinámica debida al tráfico. El peso de los materiales que gravitan sobre la alcantarilla dependen de la forma como se ejecutó el relleno, de la forma cómo se colocó la alcantarilla, de la clase de suelo que la soporta, y de la densidad de los materiales de relleno.

Como regla práctica que es preciso tener en cuenta es tener cuando menos un relleno de 0.30 m. sobre la cabeza de la alcantarilla, esto establece un colchón protector que amortigua los impactos del tránsito.

### CALCULO DE UNA ALCANTARILLA DE CONCRETO ARMADO DE 1.00 DE LUZ

#### DATOS:

Alcantarilla en loga simple perpendicular al eje del camino

Luz libre	1.00 m.
Sobre carga	H15-S12
Altura del afirmado	0.25 m.
Altura de la capa asfal.	0.05 m.
Peso del $\text{dm}^3$ de concreto armado	2.40 kg.

Peso del m<sup>3</sup> de afirmado 1.600 Kg.

Peso del m<sup>3</sup> de asfalto 2.000 Kg.

El departamento de Puentes y Obras de Arte del Ministerio de Fomento y Obras Públicas, recomienda que en alcantarillas se emplee:

Carga de ruptura del concreto  $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo permisible en el acero  $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$

El ancho entre sardineles será: 7.00 m.

#### CALCULO DE LAS CONSTANTES DE DISEÑO

$$f_c = \frac{1}{3} f'_c = \frac{210}{3} = 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{2100}{f'_c} = \frac{2100}{210} = 10$$

Valor de k

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1400}{10 \times 70}} = \frac{1}{3} = 0.33$$

Valor de j

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{1}{9} = \frac{8}{9} = 0.89$$

Valor de k

$$K = \frac{1}{2} f_c j k = \frac{1}{2} \times 70 \times 0.89 \times 0.33 = 10.4$$

### CALCULO DE LA LOSA

Daremos un espesor de losa de  $t = 18$  cms. que luego chequearemos:

$$\text{Peso por metro lineal: } p.p = 1 \times 1 \times 0.12 \times 2400 = 432 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Peso del afirmado } p.a = 1 \times 1 \times 0.25 \times 1600 = 400 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Peso del asfalto } p.asf. = 1 \times 1 \times 0.50 \times 2000 = \underline{100 \text{ kg/ml}}$$

$$\text{Total de peso muerto} = 932 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Momento M\u00e1ximo de peso muerto } M = \frac{W l^2}{8} = \frac{932 \times 1}{8} = 117 \text{ kg-m}$$

$$\text{El ancho efectivo ser\u00e1: } E = \frac{3.05 N + W}{4 N}$$

$$E = \frac{3.05 \times 2 + 7.00}{4 \times 2} = 1.64 \text{ m.}$$

Si consideramos el espesor del afirmado y asfaltado, tendremos:

$$E = 1.64 + 2 \times 0.30 = 2.24 \text{ m.}$$

Por normas se tiene que el ancho efectivo m\u00e1ximo ser\u00e1:

$$E_{\text{m\u00e1x}} = \frac{W}{2N} = \frac{7.00}{4} = 1.75 \text{ m.}$$

**Impacto**

$$E = \frac{50}{3.28L + 125} = \frac{50}{3,28 + 125} = \frac{50}{128.28} = 0.39 = 39\%$$

Por normas, el impacto máximo será:

$$E \text{ máx} = 30\%$$

Si la rueda más pesada es de 5443.2 Kg. el peso efectivo de ella será considerando además el impacto producido;

$$P = \frac{5443.2 (1+0.30)}{1.75} = 4040 \text{ kgs.}$$

El Momento máximo debido a Impacto y Sobrecarga será:

$$M = \frac{Pl}{4} = \frac{4040 \times 1}{4} = 1010 \text{ kg-m}$$

El momento actuante total será:

$$M_T = 1010 + 117 = 1127 \text{ kg-m.}$$

Obtenido este valor chequearemos la altura que nos hemos supuesto:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K}} = \sqrt{\frac{1127}{L10.4}} = 10.4 \text{ cms.}$$

$$t = 11.6 = 17 \text{ cms. OK}$$

#### AREAS DE ACERO:

Acero principal:

$$A_s = \frac{M}{s_s d} = \frac{112700}{1400 \times 0.89 \times 12} = 7.54 \text{ cm}^2 = \phi 1/2" @ 17 \text{ cm.}$$

Acero de repartición:

$$A_{srep} = \frac{100}{\sqrt{3.28 L}} = \frac{100}{\sqrt{3.28}} = 55.3\%$$

Por normas se tiene que el máximo acero de repartición es el 50% del acero principal; por lo tanto:

$$As_{rep} = \phi 1/2" @ 34 \text{ cms.}$$

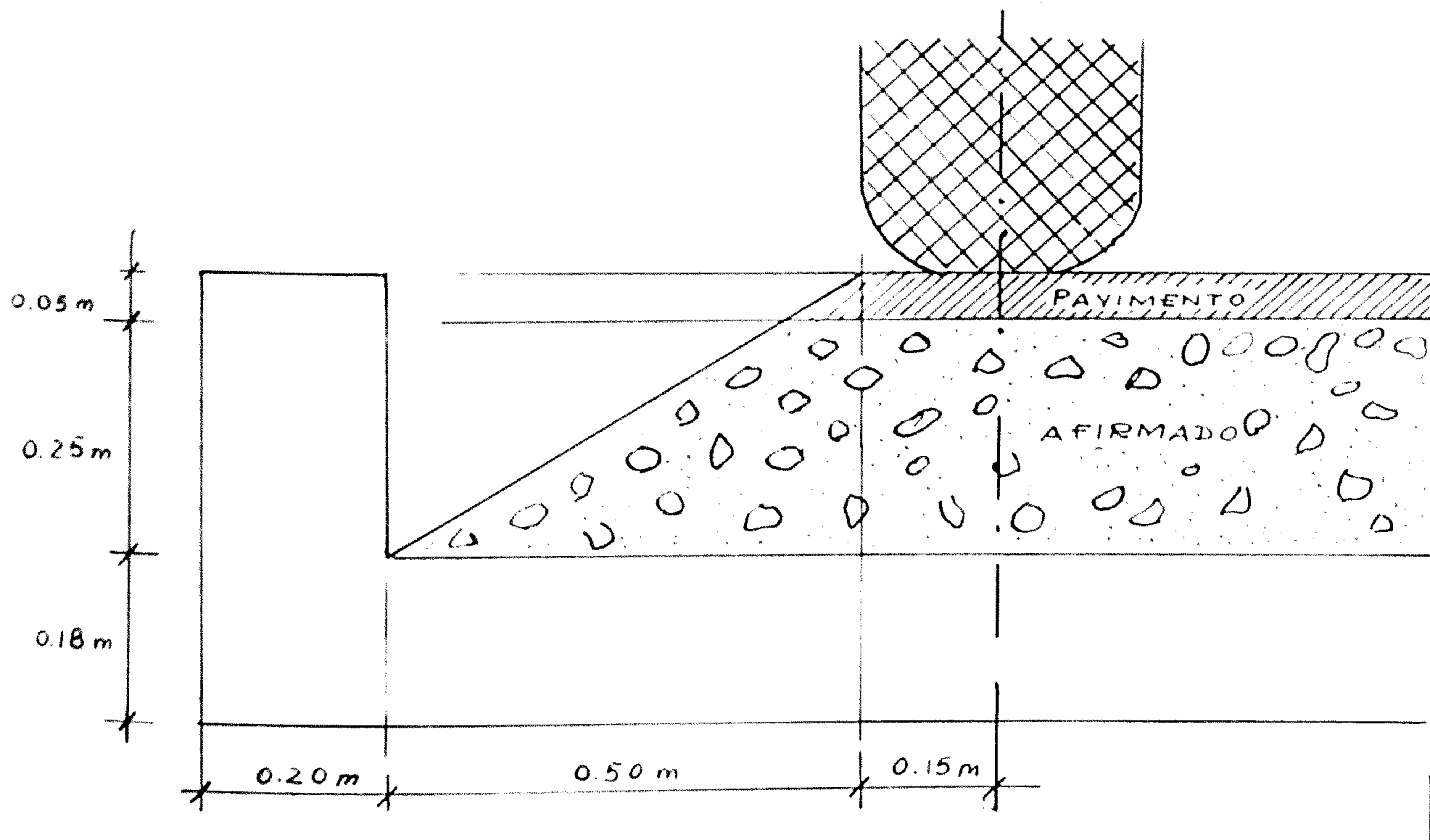
Acero de temperatura:

$$A_{st} = 0.01 bxd = 0.001 \times 100 \times 12 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \phi 3/8" @ 40 \text{ cms. en cada sentido.}$$

### CALCULO DE LA VIGA SARDINEL

Para su diseño la supondremos trabajando en la condición más desfavorable.



$$\frac{E}{2} = \frac{1.75}{2} = 0.88 \text{ m.}$$

$$0.88 \text{ m} - (0.50 + 0.15) = 0.23$$

El momento se sobre carga e Impacto será:

$$M = \frac{1010 \times 23}{88} = 264 \text{ kg-m}$$

El peso propio de la viga será:

$$P_p = 0.48 \times 0.20 \times 1.00 \times 2400 = 230 \text{ Kg.}$$

El momento debido a peso propio será

$$M_{pp} = \frac{w l^2}{8} = \frac{230 \times 1^2}{8} = 29 \text{ kg-m}$$

El momento actuante total será:

$$M_T = 264 + 29 = 293 \text{ kg-m.}$$

Chequo de la altura:

$$d = \frac{\sqrt{M}}{\sqrt{kbb}} = \sqrt{\frac{29300}{10.4 \times 20}} = 11.9 \text{ cm}^3$$

$$d = 12 + 6 = 18 \text{ cm. ok}$$

La altura mínima para sardineles, es la indicada de 48 cm. pues de lo contrario daría la sensación de inseguridad al pasar la rueda por el borde del pavimento, tal y como se indica en la figura anterior; por lo tanto, la altura de la viga de Sardinel viene dado en este caso por razones de se-



guridad.

### AREA DE ACERO

$$A_s = \frac{M}{f_s b d} = \frac{29300}{1400 \times 0.89 \times 42} = 0.56 \text{ cm}^2 = 2\phi \text{ 1/2"}$$

### Cálculo de los estribos

Máximo valor de la fuerza cortante: está será el peso efectivo de la rueda más pesada más la mitad del peso propio.

Peso  $f$  de la rueda más pesada  $P = M \times 4L = 264 \times 4 = 1058 \text{ kg.}$

$V_{max} = P + pp/2 = 1058 + 115 = 1173 \text{ kgs.}$

El esfuerzo cortante máximo será:

$$V_{max} = \frac{V}{b d} = \frac{1173}{20 \times 0.89 \times 42} = 1.57 \text{ kg/cm}^2$$

y se tiene que el  $V_{max}$  permisible es  $0.02 f_c = 0.02 \times 210 = 4.2 \text{ kg/cm}^2$ . por lo tanto no necesita estribos, pero por norma se colocarán estribos de:

$\phi \text{ 3/8" @ 35 cms.}$

### DISEÑO DEL APOYO FIJO

$V_{max} = pp \text{ de la rueda más pesada} + \frac{p \text{ muerto}}{2}$

$V_{max} = 4040 + 466 = 4506 \text{ kgs.}$

$$A_s = \frac{V_{\max}}{f_s} = \frac{4506}{1400} = 3.22 \text{ cm}^2 = \emptyset 3/8" @ 22 \text{ cm.}$$

La fuerza que tomará cada barra será:

$$V = \frac{4506 \times 22}{100} = 992 \text{ kg.}$$

Calculemos la longitud de anclaje de estas barras, pero primero veamos cuál es el máximo esfuerzo de adherencia.

$$W_{\max} = 0.05 f'c = 0.05 \times 210 = 10.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Si } V = \mu \leq 0.1 : \quad l = \frac{V}{\mu \epsilon_0}$$

$$l = \frac{992}{10.5 \times 2.98} = 30 \text{ cms.}$$

### ESTRIBOS Y MUROS

En lo que respecta a los estribos que se hacen de concreto ciclópeo, y por no tener datos de altura, elevación y profundidad de cimentación, nos hemos guiado por el folleto publicado por el "Departamento de Puentes y Obras Públicas" titulado "Alcantarrillas Tipo Lasa". En el cual las dimensiones de los estribos vienen en función de la altura "b" de la elevación, pero haciendo la salvedad de que solo deben utilizarse hasta 4.00 m de altura.

La inclinación de las alas será a 45°, estribos con alas en V, y la altura de sus extremos han sido fijadas

para el caso de que el curso de agua sea perpendicular al ca  
mino y que este se encuentra en relleno.

La presión transmitida por los estribos al terreno  
varía con la altura del estribo y la luz de la loza, pero se  
puede tomar un promedio de  $2,5 \text{ kg/cm}^2$ , no debiéndose emplear  
este tipo de alcantarillas si la resistencia del suelo es me-  
nos de  $2.0 \text{ kg/cm}^2$ .

---

## CAPITULO IV

### PAVIMENTO Y OBRAS ACCESORIAS

Para poder escoger y diseñar el tipo de pavimento que vamos a utilizar, es necesario estudiar la naturaleza de los suelos sobre los cuales va a estar cimentado, además de su calificación.

El diseño del pavimento se hará siguiendo la clasificación de suelos dada para el kilómetro de estudio, según las especificaciones del presente proyecto. La clasificación la haremos asimilando el tipo de suelo que tenemos a la clasificación de suelos del BUREAU of PUBLIC ROADS de los E.E. U.U, a continuación y para saber en qué tipo cae el suelo que tenemos, describiremo brevemente dicha clasificación.

### CLASIFICACION DE SUELOS

El Bureau of Public Roads de los E.E.U.U. clasifica los suelos en dos grandes grupos, denominados A y B. En el grupo A encontramos a los suelos de composición homogénea, y en el grupo B a los no homogéneos. Los suelos del grupo B, bajo los agentes que actúan sobre ellos, reaccionan en forma irregular y por ello no se deben usar en la construcción de carreteras.

Los suelos del grupo A se subdividen en tres grupos, según sea el tamaño de sus partículas en: arenosos, que com-

prende los sub-grupos A1, A2 y A3; limosos, comprendidos en los grupos A4 y A5 y los arcillosos que están en los sub-grupos A6, A7 y A8.

Los suelos del kilómetro en estudio son materiales sueltos, rocas blandas y rocas duras, quedaran comprendidos en el grupo de los suelos de composición arenosa. Estos suelos arenosos pueden contener una cantidad de arcilla hasta 30% y se clasifican por su textura en suelos areno-arcillosos, y suelos completamente sueltos como las arenas.

Los suelos areno-arcillosos comprenden los sub-grupos A1 y A2; y el suelo arenoso neto constituye el grupo A3.

Las principales características de estos tres sub-grupos son:

#### Sub-Grupo A1

El material tiene buena graduación, con partículas gruesas y finas; el ligante arcilla es de buena calidad. Bajo la acción de los cargos es muy estable.

#### Sub-Grupo A2

Compuesto por partículas gruesas y finas pero de muy mala graduación. La arcilla no es muy buena, y generalmente está acompañada por sustancias orgánicas, coloides, etc. Cuando está húmedo es inestable y se vuelve polvoriento después de una sequía prolongada. Es capaz de absorber

gran cantidad de agua por capilaridad.

### Sub-Grupo A3

Corresponden a los suelos de arena suelta y no tienen ligante son poco estables. Con elevada proporción de humedad se vuelven estables, son permeables y no son capilares.

Al suponer que los suelos del kilómetro que estudiamos son de composición homogénea, arenosa, y comprendidos en el sub-grupo A1, tendrán la siguiente graduación: el material retenido en el tamiz No. 10 no constituye más del 50%. La fracción que pasa este tamiz consiste de: arcilla 5 a 10%; arena de 70 a 85% y limo de 10 a 20%. El tamaño efectivo promedio es de 0.01 m.m. y coeficiente de uniformidad mayor de 15. Se comprobará además las constantes físicas del suelo que deberán estar dentro de los límites siguientes:

Límite líquido	entre 14 y 25
Índice de plastisidad	menor de 8
Límite de contracción	entre 14 y 20
Equivalente centrífugo de humedad	menor de 15.

### BASE O AFIRMADO

La construcción del afirmado no presenta ninguna dificultad, pues solo se trata de extender una capa de material especial, directamente sobre las explanaciones ya compactadas. Este material del afirmado se compactará hasta que al

cance su máxima densidad.

La elección del tipo de material a usar en el afirmado, la haremos en base de su granulometría; y siguiendo las especificaciones recomendadas por la mecánica de los suelos, el material del afirmado deberá cumplir los siguientes requisitos:

Malla	% que
2"	100%
1 1/2"	70- 100%
1"	55- 85%
3/4"	50- 80%
3/8"	40- 70%
# 4	36- 60%
# 10	20- 50%
# 40	10- 30%
# 200	5- 15%

Según las especificaciones del proyecto, se supone la existencia de canteras cercanas, será necesario hacer el análisis granulométrico del material de estas canteras, para comprobar si cumple con los requisitos exigidos para la construcción del afirmado.

Al igual que en las explanaciones, después de efectuado el riego para darle al suelo su óptimo contenido de humedad, se efectuará la compactación mecánica hasta adquirir la máxima densidad del afirmado, lo cual se consigue mediante

los rodillos neumáticos quedan muy buenos resultados en capas delgadas y materiales pequeños, como son los que constituyen el afirmado. Posteriormente se le pasará el rodillo liso de e reudas para terminar la compactación.

Durante el trabajo se obtendrán muestras para comprobar la densidad del afirmado ya compactado con las obtenidas en el laboratorio. Estas pruebas se harán cada 200 m. tanto en el centro como en los bordes. El espesor de la capa se comprobará mediante perforaciones.

En la Construcción del afirmado los pasos a seguir serán:

a) Preparación de la Sub-Rasante

Antes de proceder a la colocación de los materiales para la ejecución de la sub-base, o base estabilizada, deberá escarificarse el suelo natural en un espesor de 15 cms. y mezclándose el material así aflojado con un arado de discos ó por medio de la cuchilla del tractor con un par de pasada a fin de obtener su homogeneidad, en seguida se compactará con la humedad indicada por medio de rodillos pata de cabra, hasta obtener la máxima densidad y la sección transversal especificada.

b) Firme y Estabilizado

El material del firme se extenderá en dos capas de 7.5 cms. de espesor después de consolidarlo, por medio de un rodillo neumático de 13 ruedas. Los surcos ó irregularidades



que se formen en la superficie de cualquiera de las dos capas durante el proceso de compactación se empujan con los tractores.

El suelo ligante se agrega a la segunda capa disponiéndolo en montículos a lo largo del camino, y mezclándolo después, pasando los tractores o motoniveladoras, hasta obtener una masa homogénea.

A continuación se extenderá el material sobre la plataforma y se regará por medio de camiones tanques provistos de regador a presión, con la cantidad de agua necesaria para asegurar su adecuada compactación. La cantidad de agua será la fijada en relación con la "humedad óptima" de compactación determinada por medio del ensayo Proctor Standard el material se extenderá en una capa de sección transversal uniforme, con el bombeo y espesor de acuerdo a las especificaciones. A continuación se procede a compactar la superficie por medio de los rodillos neumáticos, y se terminará la consolidación con rodillos de ruedas lisas de fierro, hasta conseguir la compactación deseada.

Al momento de la construcción, se debe dejar secar bien cada capa de material antes de colocar sobre ella la obra capa.

El contenido de humedad de cada capa, al momento de la compactación será el óptimo, pero para facilitar las labores de compactación se permite estar en 1 o 2% sobre la

óptima. Sin embargo, la compactación final debe hacerse con el óptimo contenido de humedad, para conseguir así la mayor densidad.

Para controlar la compactación de la base se efectuarán análisis de densidad, la cual como mínimo deberá ser un 10% superior a la correspondiente del método Proctor Standard de 25 golpes efectuado con el material que pasa el tamiz # 4 y con la humedad óptima para el máximo de densidad.

### PAVIMENTO

La elección del tipo de pavimento es un problema económico, siendo la mejor solución, aquella que de un costo más bajo y en menor grado de conservación y de transporte.

El factor predominante en la elección del tipo de pavimento es la intensidad del tráfico que circulará por la carretera. En nuestro caso se trata de una carretera de la clase, con una intensidad de tráfico de 500 camiones y 300 automóviles diarios, por lo cual será necesario colocar un pavimento de tipo superior.

Estos pavimentos de tipo superior pueden estar formados por materiales bituminosos o por concreto de cemento Portland. Teniendo en cuenta los factores del costo del pavimento, duración de la obra, gastos de conservación, etc., se ha elegido un pavimento bituminoso, pues, aunque los pavimentos de concreto son los más aconsejables, por su calidad,

duración y menor costo de conservación, en cambio el costo de la obra en sí, es muy elevado, no justificándose su inversión, teniendo un tipo de pavimento que satisface las condiciones deseadas para toda superficie de rodadura, dando además un costo reducido de pavimentación, como son los pavimentos bituminosos.

Entre los pavimentos bituminosos escogeremos el tipo Asfáltico en caliente, que consiste en mezclar en caliente los agregados pétreos, previamente dosificados, con las sustancias bituminosas. Mediante una debida compactación en el sitio se logran pavimentos de excepcional durabilidad y capaces de soportar un tránsito sin limitaciones.

El concreto asfáltico, como se dijo anteriormente, es una mezcla en caliente de agregado grueso, agregado fino y material de recibo, envueltos en una sustancia bituminosa, empleándose asfalto líquido, que requiere de disolventes especiales, según su clase.

Los asfaltos más usados son:

SLOW CURING (S C)	}	se disuelve en	{	petróleo
MEDIUM CURING (MC)				kerosene
RAPID CURING (RC)				gasolina

Los asfaltos que se usen no contendrán agua; serán homogéneos y deberán cumplir con las siguientes especificaciones:

ESPECIFICACIONES	Imprimac. MC-0	Mezcla y S. RC-2
Punto de inflamación	100	80
Viscosidad Furol a {	77°F	-
	122°F	-
	140°F	100-200
Destilac. (% del destil. tot. a 600°F)		
a 374° F	-	-
a 437° F	25	40
a 500° F	40-70	65
a 600° F	75-95	87
Residuo de la destilac. a 680° F	-	-
Volumen por diferencia	50	67
Prueba sobre el residuo de la destilac.	-	-
Penetración a 77° F 100 gr. 5 seg.	120-300	80-120
Ductibilidad a 77° F	100	100
% Soluble en tetracloruro de carbono	99.5	99.5
Temperatura de aplicación °C.	10-50	38-80

Los agregados para la mezcla asfáltica se obtendrán de las canteras cercanas. Se tomarán los de graduación cerrada o densa cuyo tamaño máximo es de 2" con gran cantidad de polvo. Deberán cumplir la siguiente graduación.

Malla	% que pasa
1 "	100%
# 4	45-60%
# 10	35-47%
# 40	23-35%
# 100	14-22%
# 200	6-12%

Esta graduación corresponde a un porcentaje de asfalto entre 5.5% y 7.5%.

La planta asfáltica que se ha escogido es del tipo portátil y efectuará la mezcla de los agregado con las sustancia bituminosa en caliente. El material con que se carga la tolva se separa en diferentes tamaños mediante clasificadores. La planta debe mezclar los materiales de un modo continuo hasta que todas las partículas estén cubiertas de asfalto. El método de la mezcla y las proporciones y calidad de los componentes debe controlarse constantemente tomándose muestras para ser enviadas al laboratorio.

#### IMPRIMACION DE LA BASE

Después de preparada la base, y cuando su humedad no exceda del 3%, antes de extender la mezcla asfáltica se hará la imprimación de la superficie con 1,5 a 2.0 litros/m<sup>2</sup>, con asfalto MC-0 regado con todo el ancho de la base a una

temperatura entre 35° a 50° C, el objeto de esta imprimación es impermeabilizar la superficie y prepararla para el extendido de la mezcla esfáltica. La imprimación deberá mantenerse intacta, hasta extender la mezcla asfáltica sobre la base y deberá reemplazarse el material en aquellos puntos en que se produzca desintegración.

### EXTENDIDO Y APISONADO

Se hará en forma mecánica. El volquete vierte la mezcla caliente en la tolva. Por medios mecánicos es transportada hacia adelante y es extendida por medio de una pavimentadora. Hay que tener especial cuidado en que la proporción de mezcla que entra no sobrepase la capacidad de las pavimentadoras y estas a su vez deben distribuir las en tal forma que los rastrillos no se encuentren sobrecargados.

Las juntas entre las capas que se colocan diariamente se deben hacer en tal forma que aseguren una unión continua y completa.

Lo mismo para las juntas laterales, que se harán cortando la mezcla a una profundidad o ancho tal que se tenga una mezcla fresca, lo cual evitará la formación de prestafias.

Esparcida la mezcla y transcurrido el tiempo necesario para que comience su endurecimiento, se dará comienzo al proceso de rodillado que se hará por medio de los rodillos

lisos de tres ruedas o tandem; estos serán operados a una velocidad máxima de 4 Km/h. El rodillado deberá hacerse en forma completa y uniforme, de modo que todas las partes del pavimento reciban igual compresión.

El rodillado se empezará en forma longitudinal de los lados hacia el centro, en tal forma que cada pasada cubra a la anterior más o menos con la mitad del ancho de una de las ruedas posteriores. Las sucesivas pasadas del rodillo deberán terminar apisonando cuando menos 1.00 m. de la pasada anterior en su sentido longitudinal. Para que la mezcla no se pegue a las ruedas del rodillo, se las humedece con agua por medio de tanques especiales acoplados a la máquina.

La uniformidad de la superficie se comprobará por medio de una regla de 3.00 m. de largo para localizar los puntos altos y bajos y corregirlos. El rodillado se continúa hasta que desaparezcan las marcas que dejan las ruedas.

Si en algún sitio la mezcla resulta suelta o defectuosa, deberá cambiarse y sustituirla por material fresco adecuado.

### SELLADO

La sección de la carretera recién terminada se protegerá del tráfico impidiendo la circulación de éste durante el tiempo necesario para que la mezcla se endurezca.

Después de unos días y cuando se crea conveniente,

para proteger la superficie asfáltica y darle un mejor acabado, se efectuará el sellado, que consiste en regar la superficie con asfalto RC-2 a razón de 1.00 lts. por m<sup>2</sup>, aunque la cantidad exacta depende de la porosidad de la superficie asfáltica y se aplica en la misma forma que el riego de imprimación.

Una vez regado el asfalto se le cubre con arena gruesa seca y limpia a razón de 15 a 20 kg/m<sup>2</sup>. A continuación se rodillará esta capa por medio de rodillos lisos tandem, con el número de pasadas necesarias para obtener una buena compactación. La superficie terminada debe quedar sin depresiones apreciables que serán controladas con la regla de 3.00 m.

#### BERMAS

Está comprobado, que no hace falta limitación lateral, ya que los revestimientos, una vez endurecidos no se corren, encontrándose limitados y definidos por las bermas, las cuales serán de grava de 5 cm. de espesor, cubierta con gravilla menuda y regada con asfalto.

Resumiendo, tenemos que el proceso del asfaltado lo podemos sintetizar en las siguientes etapas por orden de ejecución.

1o.- Barrido de la superficie afirmada.

2o.- Imprimación de la base.



- 30.- Preparado de la mezcla asfáltica en la planta.
- 40.- Transporte de la mezcla desde la planta hasta la obra.
- 50.- Extendido de la mezcla por medio de la esparci  
dora.
- 60.- Compactación de la mezcla por medio de rodillos
- 70.- Sellado de la superficie.
- 80.- Construcción de las bermas.

#### CALCULO DEL ESPESOR DEL PAVIMENTO

El cálculo del espesor de un pavimento de tipo fle  
xible es un problema muy complejo y no existe un método exac  
to de diseño. Hay numerosas fórmulas pero todas ellas ofre-  
cen resultados diferentes, por ello se ha generalizado el mé  
todo expuesto por el Ing. F.V. Reagel, quien calcula el espe  
sor en base a la intensidad y tipo del tráfico que circulará  
y de la calidad del material de la sub-rasante.

Para el empleo del diagrama del Ing. Reagel es ne-  
cesario determinar por pruebas de laboratorio el "índice de  
grupo" del suelo.

La clasificación de los suelos adoptada en dicho  
gráfico es la del Public Roads Administración y que anterior-  
mente teníamos que, según dicha clasificación, el suelo del  
kilómetro que estudiamos es arenoso del sub-grupo A<sub>1</sub>

Para entrar al gráfico nombrado tenemos los siguien

tes datos:

Tipo de suelo  $A_1$

Indice de grupo 0

Trafico pesado más de 300 vehículos/día

El espesor requerido de pavimento más base será:

$$t = 5'' = 12.7 \text{ cms.}$$

Por haberse empleado tratamiento de mezcla asfáltica, las especificaciones indican un espesor de superficie de rodadura comprendido entre 2" y 3"; por otra parte el Ing. José Ventocilla en su trabajo titulado "Determinación de los espesores para pavimentos de tipo flexible" publicado en el boletín de la Dirección de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Fomento y Obras Públicas, recomienda no emplear un espesor menor de 4" para la base. De esta manera, el pavimento quedará diseñado en el siguiente forma:

Superficie de Rodadura	2"	= 5 cms.
Afirmado	4"	= <u>10</u> cms.
Total		15 cms.

En los sitios de corte en roca, bastará con una pequeña capa de afirmado como refine de la superficie de corte.

EQUIPO MECANICO NECESARIO PARA LA CONSTRUCCION DEL PAVIMENTO

1o.- PALA MECANICA

Se empleará esta pala para cargar los camiones volquete con el material del afirmado, para lo cual trasladaremos la pala hasta las canteras que haya sido seleccionadas en el laboratorio de Mecánica de los Suelos.

Emplearemos la pala ya usada anteriormente cuando tratamos del equipo necesario para el movimiento de tierras.

Rendimiento de la pala Mecánica

Veamos qué rendimiento nos dá la pala en la excavación del material de afirmado que le supondremos  $f = 0.85$ .

Aplicando la misma fórmula empleada anteriormente tenemos:

$$R = \frac{3600 \times Q \times f \times E \times K}{Cm}$$

$$R = \frac{3600 \times 0.765 \times 0.85 \times 0.60 \times 0.90}{18} = 70 \text{ m}^3/\text{hora de mater. compactado}$$

2o.- NUMERO DE VOLQUETES NECESARIO

El transporte del material se hará en camiones volquete que supondremos recorrerán una distancia de transporte  $d = 2000$  m. como promedio. El número de camiones lo calcularemos por la fórmula ya conocida.

$$N = 1 + \frac{60 (d/v_1 + T_1 + d/v_2 + T_2)}{n \text{ Cm}}$$

$$N = 1 + 60 \frac{\frac{2000}{500} + 0,5 + \frac{2000}{1000} + 2}{4 \times 18} = 8 \text{ camiones}$$

Empleando 8 volquetes se efectuará el transporte del material del afirmado de un modo eficiente.

Con uno de los tractoeres usados en el movimiento de tierras se acumulará el material para ayudar el trabajo de la pala.

### 3o. NIVELADORAS

El empleo de las niveladoras está justificado en la construcción y nivelación del afirmado; además, se usarán para nivelar las explanaciones, forman las cunetas, arreglar los taludes, etc. En el estudio del presente proyecto emplearemos motoniveladores (con propulsión propia). Posee una hoja que se puede hacer girar en el plano horizontal o si se quiere se puede inclinar en un plano vertical. La hoja se usará en la primera forma cuando se está nivelando; mientras que cuando efectua cortes en la cunetas, o arreglo de taludes estará inclinada en un plano vertical.

El tipo de motoniveladora que usaremos será marca Caterpillard, del No.12, con motor Diesel de 8 velocidades ha

cia adelante y dos hacia atrás, con un escarificador para remover la capa superficial de terreno y permitir su nivelación.

Rendimiento de la Motoniveladora

La fórmula correspondiente es:

$$T = \frac{P_1 \times D \times E}{S_1} + \frac{P_2 \times D \times E}{S_2}$$

Donde:

T = tiempo total para efectuar un trabajo

P = número de pasadas

D = distancia recorrida en cada pasada en Km.

E = factor de eficiencia = 60%

S = velocidad de la motoniveladora según la clase de trabajo.

Para el afirmado, la motoniveladora requiere nivelar los montones de material dejado por los volquetes, y efectuar la nivelación con mucha precisión, dando a la superficie el bombeo de 2% y asumiremos que en el extendido del material se efectuarán 10 viajes distribuidos en la forma siguiente:

		<u>velocidades</u>
5)	enganchada en	{ 2a. 5.76 km/h.
3)		{ 3a. a 8.80 "
2)		{ 4a. 13.60 "

$$\text{Luego } T = 2 \left[ \frac{5 \times 0.60}{5.76} + \frac{3 \times 0.60}{800} + \frac{2 \times 0.60}{13.60} \right] = 1.64 \text{ horas/km.}$$

El factor 2 se debe a que la motoniveladora en cada pesada nivelará solo la mitad de la carretera.

El rendimiento será:

$$R = \frac{1000 \times 700}{1.64} = 4300 \text{ m}^2/\text{h.}$$

#### 4o. TANQUE DISTRIBUIDOR

Se emplea para hacer el riego de asfaltado para la imprimación y el sellado de la carretera. El tanque a usar será marca "LITTLEFORD" modelo CLRC con su distribuidor a presión "Spray Master", que puede aplicar el asfalto en caliente o en frío con la misma eficiencia. Se empleará el riego en caliente para la cual la Spray Master posee un quemador rociador de baja presión que eleva el calor por 7 conductos a través del tanque produciendo así un calor uniforme en todo él.

La principal propiedad de los tanques distribuidores es que trabajan con rapidez y precisión.

#### 5o.- PLANTA MEZCLADORA DE ASFALTO

Emplearemos una planta portátil de trabajo volumétrico marca PIONER Modelo 101. Cuya capacidad es de 90 a 135 toneladas métricas por hora. Para el presente proyecto, un

rendimiento de 90 tons/hora = 45 m<sup>3</sup>/h.

Para mayor facilidad en el transporte, dicha planta está separada en dos unidades, montadas en camiones de acero con llantas neumáticas. Estas unidades son:

a) Unidad Mezcladora

Está formada por un amasadero de un solo eje con paletas removibles; elevador desarmable para materiales calientes y bomba contadora con control de volumen ajustable. Las ruedas delanteras son desmontables para permitir la entrada de los camiones debajo de la compuerta del amasador. Está accionada por un Motor Diesel de 100 H.P.

b) Unidad Clasificadora

Está formada por una criba horizontal vibratoria "Pioner" de dos cubiertas, un elevador para material caliente, una tolva de 3 compartimentos y un alimentador con controles ajustables que regula la cantidad de agregados de distintos tamaños, y asegura un buen abastecimiento continuo.

Está accionada por un Motor de gasolina.

Se puede añadir un "secador" Pioner de 100 toneladas por hora que se monta sobre un camión.

Es recomendable, por usarse mezcla en caliente, por que deja los agregados calientes y secos, listos para obtener un recubrimiento completo con asfalto.

El agregado para formar la mezcla asfáltica lo suministra una tolva cargadora, que por medio de un elevador

de cangiones lo lleva al secador donde es calentado, y luego transferido al elevador de material caliente. Este sube el material a la criba, donde es clasificado y despositado en los compartimientos correspondientes. Otro alimentador, tipo de mandil, mueve los agregados a los cangilones del elevador de la unidad mezcladora; de allí pasa al amasadero, donde se produce la mezcla que pasa a los camiones que lo transportan a la obra.

#### 60.- PAVIMENTADORA

Las operaciones de extender la mezcla asfáltica varía según sea el tipo de ésta. Las mezclas en caliente, que deben ser compactadas antes de que se enfríen hasta la temperatura ambiente, requiere el uso de equipo mecánico para su extensión y acabado. Para este trabajo se emplearán las pavimentadoras o acabadoras, las cuales pueden ser de distintos tipos: siendo el más común, el compuesto por una tolva en la que se vierte la mezclad obtenida de la planta asfáltica directamente de los camiones volquetes. Algunas esparcidoras producen sobre la mezcla una compactación inicial, que es completada con los rodillos. En las pavimentadoras se gradúa el espesor del pavimento, que en nuestro caso es de 5 cms, dando una franja de ancho igual a media superficie de rodadura.

La pavimentadora que emplearemos será la "Barber



Greene" Modelo 879-A. Una barra de apisonar consolida la mezcla en caliente, a medida que va avanzando la máquina. Son fabricadas por la Barber Greene Co.

El transporte del material asfáltico desde la planta mezcladora hasta la pavimentadora se hará con camiones volquetes cuyo número debe ser calculado a fin de que la mezcladora trabaje sin interrupciones. El número de camiones necesario se calculará con la fórmula ya conocida, asumiendo que la distancia media de transporte es 200 m. Y que el tiempo de llenado de un camión en segundo es 120 seg. = 2 min. Y que tanto el tiempo de llenado y vaciado del camión es 1 minuto.

$$N = 60 \frac{(d/v_1 + T_1 + d/v_2 + T_2)}{C_m}$$

$$N = 60 \frac{\left(\frac{2000}{500} + 1 + \frac{2000}{1000} + 1\right)}{120} = 5 \text{ camiones}$$

Para que la planta mezcladoras trabaje sin interrupciones se necesitan 5 camiones volquetes;

#### 70.- TANQUE REGADOR

Para el suministro del porcentaje de humedad indicado en el laboratorio de las explotaciones y al afirmado se usa

rá un camión tanque con el que se regará la superficie. Se debe tener cuidado en no excederse del porcentaje óptimo de humedad, pues esto traería una disminución en la densidad de las explanaciones y afirmado, según se explicó anteriormente.

#### 8o.- RODILLOS TANDEM DE DOS EJES

Los rodillos tandem de dos ejes consisten en dos tambores metálicos aproximadamente de igual diámetro y ancho, que van acoplados uno detrás de otro en ejes horizontales. Tienen así, propia propulsión y todo el conjunto va montado sobre un fuerte bastidor metálico. Para incrementar el peso del rodillo, los tambores pueden llenarse de agua.

Se les usa en el rodillado inicial de los pavimentos de mezcla asfáltica en frío, y para el acabado de todos los tipos de superficies asfálticas. Trabajan por pasadas largas y sucesivas sobre el mismo sitio; se les puede usar para compactar capas delgadas de suelos, pero debe evitarse usarlos sobre materiales angulares y duros, ya que los tambores pueden deteriorarse. Son apropiados para el alisado final de las superficies.

Se recomienda también el empleo de rodillos tandem marca "AUSTIN WESTERN" y cuyas principales características se muestran en el catálogo adjunto.

### Rendimiento del Rodillo

Se hará por la fórmula ya usada anteriormente en el cálculo del rendimiento de los otros rodillos, que es:

$$R = \frac{E \times 60 \times S \times W \times D}{N}$$

Donde:

E = factor de eficiencia = 60%

S = velocidad de recorrido en m/min = 3.6 km/h =  
60.0 m/min.

W = ancho efectivo del rodillo en metros = 50" 1.27m.

D = espesor de la capa de material suelto en metros  
= 10 cm = 0.10 m.

N = número de pasada del rodillo = 4.

$$R = \frac{0.60 \times 60 \times 60 \times 1.27 \times 0.10}{4} = 68.6 \text{ m}^3/\text{h de material suelto}$$

### 90.- HERRAMIENTAS

En el taller debe existir todas las herramientas necesarias para la reparación de las máquinas citadas para conservar el equipo en perfecto estado. Se dispondrá además de un grupo de soldadura y un grupo electrógeno.

## SEÑALIZACION

En esta parte del proyecto, nos guiaremos por la publicación de la Dirección de Caminos del Ministerio de Fomento y Obras Públicas que se titula, "Manual de Señalización de las Carreteras del Perú".

### FUNCION DE LA SEÑAL DE TRANSITO

El medio más sencillo y más común para controlar la operación de los vehículos de un camino es la Señal de Tránsito. Se les debe usar solamente cuando sean necesarias pero su uso es imprescindible cuando la seguridad del tránsito lo requiera, o cuando se han adoptado reglamentaciones especiales.

Su objeto, en general, es informar al conductor del vehículo acerca de las distancias que gobiernan el camino, tales como rutas, direcciones, puntos de interés turístico, puntos de peligro, etc.

### CLASIFICACION DE LAS SEÑALES

Las señales camineras se clasifican en los tres tipos siguientes:

- 1o. Señales restrictivas
- 2o. Señales preventivas
- 3o. Señales de dirección

## NORMA DE DISEÑO

En la época actual en que las velocidades de los vehículos han sido enormemente incrementadas, es preciso que las señales de tránsito sean reconocidas y comprendidas en forma inmediata. Por ello es indispensable que su diseño sea lo más sencillo posible y que la misma señal sea siempre usada en el mismo caso, si a esto agregamos la uniformidad de su ubicación los conductores de los vehículos se acostumbrarán a interpretarlas rápida y eficazmente. A continuación se darán las formas y dimensiones de los diferentes tipos de señales.

## FORMAS DE LAS SEÑALES

El significado de la forma exterior de la señal ha sido prescrito como sigue:

FORMA OCTOGONAL.- Se le utilizará exclusivamente para la señal de ALTO, que requiere la detención del vehículo en el punto donde dicha señal ha sido colocada.

FORMA CIRCULAR.- Se le usará únicamente para la indicación del cruce a nivel con una línea férrea.

FORMA ROMBOIDAL.- Se le emplea para aquellas señales preventivas que indiquen un peligro en la vía o zona adyacentes a ella.

FORMA RECTANGULAR.- Las señales restrictivas y de dirección ( exceptuando la señal de ALTO) serán de forma rectangular. Las directivas tendrán su mayor dimensión en el sentido horizontal mientras que las restrictivas la tendrán en sentido vertical.

Además de estas formas puede haber otras especiales que se usarán en casos determinados y cuando la autoridad en cargada de la Señalización lo crea conveniente.

### COLORES

Las señales restrictivas, exceptuando la señal de "ALTO", serán de color blanco con letras y marco negros.

Las señales preventivas (incluyendo la restrictiva de "ALTO") serán color "amarillo caminero" con letras y marco negros.

El color denominado "amarillo caminero" (highway yellow) ha sido establecido para ser usado en las señales y marcas en los pavimentos de las carreteras.

Las señales de dirección serán de color blanco con letras y marcos negros.

### UBICACION

Las señales de tránsito, como regla general, deberá colocarse a la derecha en el sentido del tránsito, formando ángulo recto con el eje del camino. Cuando las señales ten\_

gan elementos reflectotizantes, se colocarán ligeramente inclinadas con respecto a la normal del eje, con el fin de que los faros de los vehículos las iluminen normalmente.

#### DISTANCIA LATERAL

La distancia del eje vertical de la señal al borde de la carretera no deberá ser menor de 1.80 m., ni mayor de 3.00 m., salvo casos excepcionales.

#### ALTURA

La altura mínima permisible entre el borde inferior de la señal y la superficie de rodadura del camino será 0.75 m., en el caso de que hubiera que colocar varias señales sobre el mismo soporte, esa altura puede reducirse hasta 0.60 m.

#### PROXIMIDAD

En general, dos señales que tengan diferentes indicaciones, no deberán colocarse a distancia menor de treinta metros, una de otra, siempre que esto sea posible.

#### SEÑALES RESTRICTIVAS

Las señales restrictivas se usan para regular el tránsito de vehículos y para indicar a los conductores las condiciones bajo las cuales se puede hacer uso del camino. La falta de atención a estas señales constituye una infrac

ción al Reglamento de Tránsito.

A continuación enumeraremos las señales restrictivas y los casos en que debe usarse.

ALTO ( R-1 )

Esta señal se usará exclusivamente en los lugares donde los vehículos deben efectuar una parada completa y que corresponden a los siguientes casos.

- 1o) En la intersección de una carretera secundaria con una principal.
- 2o) En los cruces a nivel con líneas férreas.
- 3o) En las intersecciones de dos carreteras principales en las que el tránsito no esté controlado por un semáforo.
- 4o) En intersecciones tales que restricciones de visibilidad, velocidad elevada o numerosos accidentes indiquen la necesidad de controlar el tránsito por medio de una señal de ALTO.

será de forma octogonal de 0.60 x 0.60 m.

VELOCIDAD MAXIMA.....KMS. PH. (R-2 )

Esta señal se empleará para indicar a los conductores de vehículos el valor máximo de la velocidad permitida de acuerdo a las condiciones existentes de operación del camino y que corresponden a los siguientes casos:



- 1o) Para recordar a los conductores de vehículos las velocidades reglamentarias.
- 2o) Al aproximarse a las poblaciones y de acuerdo con el Reglamento General de Tránsito.
- 3o) Cuando por razones de seguridad y por la naturaleza misma del camino debe restringirse la velocidad.

Será de forma rectangular de 0.60 x 0.75, correspondiendo la mayor dimensión al sentido vertical.

CONSERVE SU DERECHA ( R-3)

Se colocará en los sitios de visibilidad limitada, en que sea probable el encuentro con un vehículo que marcha en sentido contrario y que no pueda ser visto con la debida anticipación, también se usará, en zonas donde exista la tendencia del conductor de no conservar su derecha, ya que esto redunda en la disminución de la capacidad de tránsito de la carretera.

Será de forma rectangular de 0.60 x 0.45 m. correspondiendo la mayor dimensión al sentido horizontal.

En los casos de visibilidad limitada, la señal deberá situarse 100 mts. antes de la causa que impone esta medida.

NO PASE A OTRO VEHICULO ( R-4)

Esta señal debe usarse al comienzo de la Zona que,

por restricciones de visibilidad, hacen peligroso el efectuar la maniobra de pase a otro vehículo.

Será de forma rectangular de 0.60 x 0.75 correspondiendo la mayor dimensión al sentido vertical.

NO CAMINE POR LA PISTA ( R-5)

Su uso es con el fin de modificar el hábito de los peatones de caminar por la pista, lo que hace peligrar la seguridad del tránsito. Se colocará en lugares en que frecuentemente trafican peatones y donde haya caminos de herradura próximos y paralelos a la pista.

Se empleará para ella un rectángulo de 0.45 x 0.60 m., correspondiendo la mayor dimensión al sentido vertical.

PEATONES TOMEN SU IZQUIERDA ( R-6)

Hay ciertos casos especiales en que por no haber otra ruta, los peatones se ven obligados a caminar por la pista para transitar entre dos puntos cercanos. En estos casos utilizaremos la señal que describimos para indicarles que por su propia seguridad deben caminar por su mano izquierda dando frente al tráfico que se aproxima.

Su forma será un rectángulo de 0.45 x 0.60 m. correspondiendo la mayor dimensión al sentido vertical.

PROHIBIDO EL TRANSITO DE VEHICULOS CON LLANTAS METALICAS ( R-7)

Servirá, para recordar al público la terminante prohibición del tránsito de vehículos con llantas metálicas que deterioren la superficie del camino.

Su forma será rectangular de 0.60 x 0.75 correspondiendo la mayor dimensión al sentido vertical.

PESO MAXIMO.....TONS. ( R-8)

Se usa para indicar el tonelaje máximo permitido en los puentes, alcantarillas y en los tramos de la carretera cuyas características obliguen a restringir el peso de los vehículos.

Se colocará antes del sitio que se trata de proteger y se usará un rectángulo de 0.45 x 0.60 m. correspondiendo la mayor dimensión al sentido vertical.

CAMINO CLAUSURADO ( R-9)

Esta señal se usará en las carreteras en las que, por razones de trabajos de construcción o conservación, no se permita el tránsito de vehículos.

Se empleará un rectángulo de 1.00 m. x 0.60 m. correspondiendo la mayor dimensión al sentido horizontal, y se colocará en el centro del camino sobre una barrera desmontable.

NO DEJE PIEDRAS EN EL PAVIMENTO ( R-10)

PROHIBIDO EL TRANSITO DE GANADO ( R-11)

PROHIBIDO EL TRANSITO DE TRACTORES DE ORUGA ( R-12)

Serán usadas para recordar al público las terminantes disposiciones al respecto.

Para las señales R-10 y R-11 se emplearán rectángulos de 0.45 x 0.60 m y para la R-12 uno de 0.60 x 0.75; correspondiendo la mayor dimensión para todas ellas al sentido vertical.

La señal "ALTO" será de color "amarillo caminero" con letras y marco negro; las demás serán de color blanco con letras y marco negro.

En el caso de necesitarse cualquiera otra señal restrictiva no especificada anteriormente se hará en forma rectangular dando la mayor dimensión al sentido vertical y de color blanco con letras y marco negros.

### SEÑALES PREVENTIVAS

Se usan para indicar con anticipación la aproximación de ciertas condiciones del camino o concurrentes a él, que implican un peligro real o potencial que puede ser evitado disminuyendo la velocidad del vehículo.

Se usará un cuadrado de 0.325 m. de lado, que se colocará en el mismo soporte e inmediatamente debajo de la señal

preventiva a la que suplementa.

### SEÑALES DE DIRECCION

Las señales de dirección son esenciales para guiar al conductor del vehículo a través de determinadas rutas, dirigiéndolo al lugar de su destino. Estas señales tienen por objeto, además, identificar ríos, parques y lugares de interés general.

Estas señales están consideradas dentro de 3 grupos:

- 1o) Indicadores de Ruta y Señales Auxiliares.
- 2o) Señales de destino con indicación de distancia.
- 3o) Señales de información general.

### INDICADOR DE RUTA

Sirven para identificar el número de ruta de los caminos, de acuerdo a la reglamentación respectiva, debiendo ser suplementadas con el uso de las señales auxiliares que indiquen cambios de dirección en las rutas, así como el encuentro de dos o más de ellas. Se colocarán en todos los tramos de los caminos a intervalos no mayores de 40 km. Situándose de preferencia en los lugares más importantes. Cuando su fin sea el de confirmar al conductor del vehículo el número de la ruta que sigue, la señal se colocará después del camino interceptado y a una distancia del borde próximo a la señal no menor de 10 m. ni mayor de 25 m.

### SEÑALES AUXILIARES

Se usarán con la señal "D-1" con el fin de indicar cambios en la dirección de las rutas, así como encuentro de dos o más de ellas.

### SEÑAL DE DESTINO CON INDICACION DE DISTANCIA

Se usará, antes de una intersección, para indicar la dirección que debe seguirse para llegar a una población o punto determinado, informando a la vez al conductor del vehículo la distancia a que se encuentra dicha población o punto. Las señales de distancia se pueden usar separadas de la señal de destino.

### CUADRO DE DISTANCIAS

Se usará en el origen de las carreteras y en las poblaciones importantes, por las que cruzan, indicando las distancias en kilómetros de todas las poblaciones intermedias y de la población final.

### POSTE KILOMETRICO

Servirá para indicar la distancia al punto de origen. Para establecer el origen de cada carretera se sujetará a la reglamentación respectiva.

Se colocarán a intervalos de 5 kms. a la derecha en el sentido del tránsito que circula en la dirección del origen

de la carretera al término de ella.

### SEÑAL DE DESVIO

Se usará en los casos en que por trabajos de construcción o mantenimiento sea necesario desviar el tránsito de las carreteras.

El adecuado uso de las señales preventivas representa una gran ayuda para los conductores de los vehículos en la operación segura de ellos, sin embargo, el empleo innecesario de ellas, las hace ineficaces, por lo que su uso debe restringirse al mínimo necesario.

Las señales más comunes que pertenecen a este tipo las descubriremos a continuación, indicando los casos donde se debe usar.

### CURVA CERRADA ( P-1)

Se usará esta señal para prevenir la presencia de curvas de radio menor de 40 m; y para aquellas de 40 a 80 m. de radio, cuyo ángulo en el centro exceda de  $45^{\circ}$ .

Llevará una pequeña flecha que marque cambio de dirección en angulo recto. Se colocará a una distancia de la curva, entre 120 m. y 170 m.

Se empleará un rombo de 0.60 m. de lado.

CURVA ( P-2)

Se usará para prevenir la presencia de curvas de radio entre 40 m. y 80 m. cuyo ángulo en el centro sea menor de  $45^{\circ}$  y para aquellas de radio entre 80 m. y 300 m. cuyo ángulo en el centro sea mayor de  $45^{\circ}$ .

Se colocará a una distancia de la curva no mayor de 170 m. ni menor de 100 m. Se empleará un rombo de 0.60 m. de lado.

CURVA Y CONTRACURVA CERRADA ( P-3)

Se empleará para indicar dos curvas contiguas en sentido contrario y cuyas características correspondan a las indicadas para el uso de la señal "P-1". Se colocará a igual distancia del comienzo de la curva que la "P-1" y su forma será un rombo de 0.60 m. de lado.

CURVA Y CONTRACURVA ( P-4)

Se empleará para indicar dos curvas contiguas de sentido contrario, cuyas características correspondan a las indicadas para el uso de la señal "P-2". Se usará un rombo de 0.60 m. de lado que se colocará a igual distancia del comienzo de la curva que la señal "P-2".

CAMINO SINUOSO ( P-5)

Se usará en aquellos tramos de carretera en que se



presenten una serie de curvas y contracurvas, cuyas características correspondan a las indicadas para el uso de las señales "P-1" y "P-2" separadas por tangentes cuya longitud sea menor que 140 m.

Se empleará un rombo de 0.60 m. de lado.

Pertenece a este tipo de señales, las correspondientes a:

CRUCE DE CAMINOS ( P-6)

INTERSECCION ( P-7; P-8; P-9; P-10)

CAMBIO BRUSCO DE DIRECCION ( P-11, P-12)

Pertenece también a este tipo de señal:

DESPACIO ( P-13)

Esta señal se usa en los casos no especificados anteriormente y donde sea necesario disminuir la velocidad, además sirve para prevenir, por no ser visibles a la distancia requerida, la presencia de señales restrictivas que obliguen a la parada del vehículo ( R-1) o a la disminución brusca de la velocidad ( R-9). Se usará un rombo de 0.60 m. de lado.

VELOCIDAD RECOMENDABLE ( P-24)

Se usará con cualquier señal preventiva con el fin de indicar el valor máximo de velocidad a desarrollar en una curva o sección de la carretera que presente peligro a la se

guridad del tránsito.

### LINEAS Y MARCAS EN LOS PAVIMENTOS Y OBSTACULO

Son usadas con el objeto de regular el movimiento de los vehículos e incrementar la seguridad en su operación: En algunos casos sirven como suplemento a las señales o a los semáforos en el control del tránsito; en otros constituyen el único medio. En general desempeñan un factor importantísimo en la operación de los vehículos en la vía.

### UNIFORMIDAD

Elemento indispensable, para que los conductores interpreten rápida y eficazmente el significado de las líneas y marcas en los pavimentos es, uniformidad en el sistema; es por ello que han sido uniformizadas su ubicación, color y diseño de la marca, incluyendo el ancho de las líneas y las dimensiones de ciertos diseños.

### CLASIFICACION

Las líneas y marcas en las pavimentos y obstáculos están consideradas dentro de los siguientes grupos:

A) Líneas y marcas en los Pavimentos.

1o) Línea Central

2o) Zonas en que se prohíbe el paso a otros vehícu\_

lo.

3o) Aproximación de obstáculos.

4o) Alto.

5o) Cruce para peatones.

6o) Cruce a nivel con vías férreas.

B) Líneas y marcas en los obstáculos.

De estas marcas solo usaremos las que a continuación detallamos.

### LINEA CENTRAL

Es usada para indicar el centro del pavimento de una carretera que soporta tránsito en dos direcciones. En las carreteras principales, la línea central, es recomendable usarla a lo largo de la mayoría de su longitud; en las carreteras secundarias solo es necesario en algunas secciones, recomendándose su aplicación en aquellas correspondientes a curvas horizontales, curvas verticales y en las aproximaciones a intersecciones con otras carreteras o con líneas férreas, no debiendo marcarse la línea central en el área misma de la intersección.

### ZONAS EN QUE SE PROHIBE EL PASO A OTRO VEHICULO

El señalamiento de estas zonas, tiene como misión indicar al conductor que la distancia de visibilidad es tan limitada en esa zona, que debe esperar la terminación de ella para pasar un vehículo.

Se marcarán zonas de prohibido el paso a otro vehículo cuando la distancia de visibilidad, tanto en curvas horizontales como verticales, sea igual o menor a la distancia de visibilidad de paso.

### SEÑALIZACION DEL KILOMETRO EN ESTUDIO

En base a lo anterior, la señalización, en el kilómetro en estudio, será:

1o) VELOCIDAD MAXIMA 45 Kms. PH. R-2 que se colocará a 100 m. del punto inicial del camino, para indicar a los conductores la velocidad máxima en la carretera.

#### 2o) CURVA

Que se colocará en las curvas No. 3 y No. 4, por su curvas comprendidas en el caso de radio entre 80 m. y 300 m. cuyo ángulo al centro sea mayor de  $45^{\circ}$ .

En las curvas No.1 y No.2 no hubo necesidad de poner ninguna señal, pues en ambas el radio es mayor de 80 m. y los respectivos ángulos al centro son menores de  $45^{\circ}$ .

#### 3o) LINEA CENTRAL

Se marcará esta línea central en toda la longitud del camino. Consistirá en una línea interrumpida, cuyos segmentos serán de 4.5 mts. de longitud espaciados 7.56 m. La

línea será de color blanco y de un ancho de 10 cms.

4o) ZONAS EN LAS QUE SE PROHIBE EL PASO A OTRO VEHICULO

El estudio de la visibilidad así como la colocación de las señales se muestra en el plano correspondiente.

Las zonas en que se prohíbe el paso se marcará con una línea doble paralelas, distanciadas 10 cms; de color blanco y de ancho 10 cms. Estas marcas se complementan con la señal NO PASE A OTRO VEHICULO.- ( R-4) que se colocará donde comienza la zona en la que se prohíbe el paso a otro vehículo.

---

CAPITULO V

ESTUDIO ECONOMICO.- ANALISIS DE PRECIOS.- PRESUPUESTOS

ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCION

Se hará el estudio económico del primer kilómetro del trazo que ya hemos estudiado.

I.- COSTO DE RECONOCIMIENTO (por día)

1 Ingeniero Jefe	₡. 70.00/día
1 Ingeniero Ayudante	50.00
2 Cadeneros	24.00
50% Leyes Sociales	72.00
10% Depreciación de los instrumentos	14.40
Costo Total	<u>₡. 230.40/día</u>

Se empleará medio día en el reconocimiento del Km.  
y su costo será: ₡. 115.20

II.- COSTO DEL TRAZO (Por día)

1 Ingeniero Jefe	₡. 70.00/día
1 Ingeniero Ayudante	50.00
1 Topógrafo	35.00
2 Cadeneros	24.00
1 Estaquero	12.00
1 Porta Instrumentos	12.00
Estacas	12.00

50% Leyes Sociales	S/. 107.50
10% Depreciación de los instrumentos	21.50
<b>Costo Total</b>	<b>S/. 344.00/día</b>

Se utilizará un día para el trazado del Km. a un costo de: **S/. 344.00**

### **III.- EXPLANACIONES**

10.) Corte en Roca dura con compresora y Martillo Perforador.

a) Costo por hora de una compresora "Jeager" Modelo 125 que acciona a dos martillos perforadores de 35 lbs.

#### **Costo fijo**

Valor de la compresora	S/. 59.200.00
Valor recuperable 20 %	<u>11.840.00</u>
	<b>S/. 47.360.00</b>

La vida probable de la compresora será de 5 años (10,000 horas). El año de trabajo de la máquina se ha considerado en 10 meses de 25 días cada mes y que cada día tiene 8 horas de trabajo, resultando los años con 2000 horas de trabajo.

#### **Costo Fijo al Año**

Amortización	20 %	S/. 9.450.00
Intereses	8 %	3.780.00
Mantenimiento y Reparaciones	15%	7.100.00
Almacenes Guardianes Pérdidas tiempo, etc.	3%	<u>1.420.00</u>
		<b>S/. 21.750.00</b>

Costo Fijo por hora

Esto será de:  $\frac{21.750.00}{2000} =$  S/. 10.90/hora

Costo Variable por hora

Combustible, 2 gal. de petroleo a s/. 0.70 gal.	S/.	1.40
Aceites y grasas		2.00
Kerosene y guaípe		0.50
Pequeños repuestos		<u>1.00</u>
Costo total de la compresora	S/.	<u>15.80/h.</u>

b) Costo por hora de un martillo perforador neumático marca Thor de 35 lbs. Modelo No.35 con sus accesorios:

Costo Fijo

Valor del martillo	\$. 6.150.00
1 manguera de 50 pies	980.00
Aceitera	326.00
Valor recuperable 20 %	<u>1.490.00</u>
Costo Total	S/. <u>5.966.00</u>

La vida probable del martillo será de 3 años  
(6000) horas.



Costo fijo al Año

Amortización	33.3%	s/.	1998.00
Intereses	8.0%		477.00
Mantenimiento y Reparaciones	25.0%		1491.00
Almacenaje, guardiana			
Pérdidas tiempo, etc.	<u>3.0%</u>		<u>179.00</u>
Costo Total	69.3%	s/.	4135.00

Costo Fijo por hora

Será de:	$\frac{4135.00}{2000} =$	s/.	2.07/h.
----------	--------------------------	-----	---------

Costo variable por hora:

Lubricante, guaipe, etc.	s/.	0.50/h.
Costo Total del martillo perforador	s/.	<u>2.57/h.</u>

c) Jornales por hora

Maquinista de la compresora \$30/día	s/.	3.75
2 Taladradores a \$ 25 diario c/u		6.25
Leyes Sociales, indemnización, Vacaciones, etc. 50%		5.00
Rapataces, planillero 10%		<u>1.00</u>
	s/.	16.00/h.

Resumiendo: Costo total por hora de una unidad de perforación compuesta por una compresora y dos martillos perforadores, trabajando a plena carga.

Compresora	S/.	15.80
2 martillos		4.14
Jornales		<u>16.00</u>
	S/.	<u>35.94/h.</u>

d) Costo por m3 de desagregación de roca blanda

Consideraremos que para este tipo de roca se puede barrenar 60 ml por jornada de 8 horas, por martillo, y que la broca barrena sin necesidad de aguzarla 50 ml; supondremos que resiste 8 aguzadas.

La broca que usaremos será una broca con inserciones de carbono, de tungsteno a un costo de S/. 300.00.

El total de ml taladrados por la broca será:

$$8 \times 50 = 400 \text{ ml.}$$

$$\text{Lo que nos dá un costo de: } \frac{300}{400} = \text{S/. } 0.75 \text{ ml.}$$

o sea por m3 de desagregación.

$$\text{La desagregación por hora será: } \frac{2 \times 60}{8} = 15 \text{ m3/hora}$$

$$\text{El costo por m3 será: } \frac{35.94}{15} = \text{S/. } 2.40 \text{ m3}$$

REsumiendo:

Maquinaria, y jornales: \$ 29.54/hora y 120 m <sup>3</sup> /3h.	S/.	2.40 m <sup>3</sup>
Brocas \$ 300.00 con 400m <sup>3</sup> (2 mart.)		0.75
Dinamita 0.15 kg/m <sup>3</sup> a \$ 9.10 kg.		1.37
Mecha 1 mts aprox. a \$0.073 el pie		0.23
Fulminante: 1 unidad a \$ 420 millar		0.42
<b>Total por m<sup>3</sup> de roca blanda</b>	<b>S/.</b>	<b><u>5.17m<sup>3</sup></u></b>

**E) Costo por m<sup>3</sup> de desagregación de roca dura**

Haciendo las mismas consideraciones para la roca blanda y sabiendo que se pueden barrenar 30 ml por jornada de 8 horas por martillo, y que la broca barrena sin necesidad de aguzarla 24 ml, suponiendo que resiste 8 aguzadas.

La desagregación por hora será:  $\frac{2 \times 30}{8} = 7.50$  m<sup>3</sup>/hora

El costo por m<sup>3</sup> será:  $\frac{35.94}{7.50} =$  S/. 4.80 m<sup>3</sup>

Expresando igual que en la forma anterior:

Maquinaria y jornales: \$ 29.54/h. y 60 m <sup>3</sup> /8h.	S/.	4.80m <sup>3</sup>
Brocas S/. 300 con 192 m <sup>3</sup>		1.96
Dinamita 0.30 kg/m <sup>3</sup> a \$ 9.10 kg.		2.73
Mecha 1 m. a \$ 0.073 el pie	S/.	0.23
Fulminante 1 Unidad a \$ 420 millar		0.42
<b>Total por m<sup>3</sup> de Roca dura</b>	<b>S/.</b>	<b><u>10.14 m<sup>3</sup></u></b>

**IV.- EXCAVACION, TRANSPORTE Y RELLENO**

a) Con tractor D-7 y empujador Angular:

Valor de la máquina	S/. 226.500.00
Valor recuperable 20 %	<u>45.300.00</u>
	181.200.00

Assumiremos que la vida probable del tractor será 5 años (10,000 horas).

**Costo Fijo al Año**

Amortización	20 %	S/. 36240.00
Intereses	8 %	14500.00
Mantenimien.y Reparacion.	25 %	45300.00
Almacenaje, guardianía, etc.	3 %	<u>5440.00</u>
	56 %	S/. 101.480.00

**Costo fijo por hora**

Será:	$\frac{101.480.00}{2000} =$	S/. 50.74/hora
-------	-----------------------------	----------------

**Costo variable por hora**

1o.) Jornales:

Maquinista \$/ 30 diario	S/. 3.75
Ayudante \$/ 20 diario	2.50
Leyes sociales, indem.etc.50%	<u>3.13</u>
Van	9.38

Vienen \$ 9.38

2o.) Combustible:

Petroleo, 3gal. a \$0.70 gal.	S/.	2.10
Aceites y grasas		9.10
Waípe, gasolina, etc.		1.00
Pequeños accesorios		<u>1.00</u>
	S/.	22.58/h.

El costo total del tractor por hora será:

$$50.74 + 22.58 = \text{S/} \quad 73.32/\text{h.}$$

Según la clase de material del tramo que se considere y su distancia de traslado, veamos el costo de acarreo en cada uno de los tramos considerados.

P Para el tramo inicial C de 132 m. de materiales sueltos:

$$\frac{73.32}{49.30} = \underline{\text{S/} \quad 1.48 \text{ m}^3}$$

Para el tramo final DS de 700 m en rocas:

$$\frac{73.32}{65.80} = \underline{\text{S/} \quad 1.11 \text{ m}^3}$$

Costo del acarreo a la distancia de bote de 20m. con el tractor D-7.

Para los botes en el tramo final D-7 de 700 m. en rocas:

$$\frac{73.32}{89.20} = \underline{\text{S/} \quad 0.82 \text{ m}^3}$$

Costo del acarreo para la compensación transversal con el tractor D-7

Para el tramo inicial AD de 300 m. de material suelto:

$$\frac{73.32}{212} = \underline{\underline{S/. 0.35 \text{ m}^3}}$$

Para el tramo final DS de 700 en rocas:

$$\frac{73.32}{152} = \underline{\underline{S/. 0.48 \text{ m}^3}}$$

b) Con Pala Mecánica

1) Excavación del material y carga de los volquetes:

Costo de la Pala	S/.622.000.00
Valor recuperable 20 %	<u>124.400.00</u>
	S/.497.600.00

Asumiremos que la vida probable de la pala es de 5 años (10000 horas).

Costo fijo al Año

Amortización	20 %	S/. 99.520.00
Intereses	8 %	39.800.00
Mantenim.y Reparaciones	25 %	124.400.00
Almacenaje, guardianía,etc	3 %	<u>14.930.00</u>
	56 %	S/.278.650.00

Costo fijo por hora

será:  $\frac{278.650.00}{2000} =$  S/. 139.32/h.

Costo variable por hora

**Jornales:**

Maguinista \$ 30 diario	S/.	3.75
Ayudante \$ 20 diario		2.50
Leyes sociales, indemn. etc. 50%		<u>3.13</u>
	S/.	9.38/h.

**Combustible:**

Petróleo 5 gal. a \$ 0.70 gal.	S/.	3.50
Aceite y grasas		10.00
gasolina, guaípe		1.00
Pequeños accesorios		<u>2.00</u>
	S/.	16.50/h.

El costo total de la pala por hora será:

$139.32 + 9.38 + 16.50 =$  S/. 165.20/h

El rendimiento de la pala trabajando como excavadora en el movimiento de tierras del Km es  $114.5 \text{ m}^3/\text{h.}$ , el costo de la excavación y carga de los materiales sueltos será:

$\frac{165.20}{114.5} =$  S/. 1.44  $\text{m}^3$

c) Acumulación del material para la pala mecánica

El tractor empleado para este caso supondremos que trabajo en una distancia media igual a la empleada en el caso de la compensación transversal y su rendimiento en materia les suelto es de 212 m<sup>3</sup>/h., el costo del m<sup>3</sup> será:

S/. 0.35 m<sup>3</sup>

d) Transporte del material con los volquetes

Ya se ha calculado que se necesitan 4 volquetes para abastecer la pala de 3 m<sup>3</sup> de capacidad cada uno.

Costo del camión S/. 95000.00

Valor recuperable 20 % 19000.00

S/. 76000.00

Asumiremos que el camión tiene una vida de 4 años (8000 horas).

Costo fijo al año

Amortización 25 % S/. 19000.00

Intereses 8 % 6080.00

Mantenimiento y reparación. 25% 19000.00

Almacenaje y guardiana etc 3 % 2280.00

63 % 46360.00

Costo fijo por hora

Será:  $\frac{46,360.00}{2000} = \underline{\underline{S/. 23.18/h.}}$



Costo variable por hora

1o.) Combustible 2.5 galon. a \$ 1.50

galón	S/.	3.75
Aceite 1/4 galón semanal		0.30
Pequeños respuestos gualpe etc.		0.50

2o.) Sociales: chofer \$ 30 diario

Ayudante \$ 20 diario

Leyes sociales 50 %

		3.75
		2.50
		<u>3.13</u>
	S/.	13.93/h.

Como el rendimiento es de 114.5 m<sup>3</sup>/h. con 4 volquetes, el costo del transporte será:

$$\frac{4 \times (23.18 + 13.93)}{114.5} = \frac{4 \times 37.11}{114.5} =$$

S/. 1.30 m<sup>3</sup>

El costo total del m<sup>3</sup> de excavación y transporte (Pala-Tractor-Volquete) será:

$$(1.44 + 0.35 + 1.30) = \underline{\underline{S/. 3.09 m^3}}$$

e) Compactación de Rellenos

1o.) Con rodillos Pata de cabra marca "BROS" Modelo M2-7.

Valor de la máquina

Valor recuperable

S/.	29.600.00
	<u>5.920.00</u>
	23.680.00

Vida probable del modillo = 5 años (10000 horas)

Costo fijo al año

Amortización	20 %	
Intereses	8 %	
Reparac. y Manten.	15 %	
Almacenaje, guardiánia	3 %	
	<u>46 %</u>	<u>S/.109.000.00</u>

Costo fijo por hora

Será:  $\frac{109.000.00}{2000} =$  S/. 5.45/h

Costo variable por hora

Jornales: Maquinista del tractor

S/. 30 día.	S/. 3.75
Ayudante S/.20 diario	2.50
Leyes sociales, indem. etc 50%	3.13

Combustibles:

Petroleo 3 galones a \$ 0.70 gal.	2.10
Aceite y grasas	9.10
Guaípe, gasolina, etc.	1.00
Pequeños accesorios	<u>1.00</u>

S/. 22.58/h

El costo total por hora del rodillo pata de  
cabra será:

$$5.45 + 22.58 = \text{S/. } 28.03/\text{h.}$$

Siendo el rendimiento del rodillo de  $346 \times 139 =$   
480 m<sup>3</sup>/h de material comp.

Por m<sup>3</sup> será:

$$\frac{28.03 \times 20}{480 \times 100} = \text{S/. } \underline{0.01 \text{ m}^2}$$

2o.) Con Rodillos de 3 ruedas "AUSTIN WESTERN" de 10  
tons. tipo Autoerat.

Valor del Rodillo		S/.165.000.00
Valor recuperable	20 %	<u>33.000.00</u>
		S/.132.000.00

Asumiremos que tendrá una dirección de 5 años  
(10000 horas).

Costo fijo al año

Amortización	20 %	
Intereses	8 %	
Reparación, Mantenim.	15 %	
Almacenaje, guardiana	3 %	
	<u>46 %</u>	<u>S/. 60.700.00</u>

Costo fijo por hora

$$\text{Será: } \frac{60.700.00}{2000} = \text{S/. } 30.35/\text{h.}$$

Costo variable por hora

**Jornales:**

Maquinista S/. 30 diario	S/.	3.75
Ayudante S/. 20 diario		2.50
Leyes sociales, indemnizac.50%		3.13

**Combustibles:**

Petróleo, 3 gal. a \$ 0.70 gal		2.10
Aceite y grasas		9.10
Guaípe, Gasolina, etc.		1.00
Pequeños accesorios		<u>1.00</u>
		22.58

El costo total del rodillo por hora será:

$$30.35 + 22.58 = \underline{\underline{S/. 52.93/h.}}$$

Siendo el rendimiento de un rodillo de  $278.0 \times 1.39 = 386.0$  m<sup>3</sup>/h. de material compactada.

El costo por m<sup>2</sup> será:

$$\frac{52.93 \times 15}{386.0} = \text{S/. } 0.02/\text{m}^2$$

**30.) Riego con tanque regador**

Valor del tanque regador	S/.120.000.00
Valor recuperable 20 %	<u>24.000.00</u>
	S/. 96,000.00

La vida probable será de 5 años (10000 horas)

Costo fijo al Año

Amortización	20 %	
Intereses	8 %	
Mantenimiento y Reparac,	15 %	
Almacenaje guardiana, etc.	<u>3 %</u>	
	46 %	S/. 44200.00

Costo fijo por hora

Será:  $\frac{44200.00}{2000} =$  S/. 22.10/h.

Costo variable por hora

Igual que los camiones volquetes S/. 13.95/h.

El costo total del tanque regador  
por hora será:

$22.10 + 13.93 =$  S/. 36.03/h.

Suponiendo un rendimiento de 100 ml. por hora,  
el costo por m<sup>2</sup> para el riego de las explanaciones será:

$\frac{36.03}{100 \times 7} =$  S/. 0.05/m<sup>2</sup>

4o.) Rodillos Neumáticos "BROS" de 13 ruedas

Valor del rodillo	S/. 35500.00
Valor recuperable 20%	<u>7100.00</u>
	S/. 28400.00

Supondremos que la vida del rodillo sera de 5 años  
(10000 hora)

Costo fijo añ Año

Amortización	20 %	
Intereses	8 %	
Reparaciones y Manten.	15 %	
Almacenaje, guardianía	<u>3 %</u>	
	46 %	S/. 13.050.00

Costo fijo por hora

$$\text{Será: } \frac{13.050.00}{2000} = \text{S/. } 6.54/\text{h.}$$

Costo variable por hora

Jornales: Igual que el rodillo pata de cabra

Combustible: S/. 22.58/h

El costo total del rodillo neumático será:

$$6.54 + 22.58 = \text{S/. } 29.12/\text{h}$$

Como el rendimiento del rodillo es de  $1024 \times 1.00 =$   
1024 m<sup>3</sup>/h. de natural compactado por.

Por m<sup>2</sup> será:

$$\frac{29.12 \times 15}{1024} = \text{S/. } 0.01 \text{ m}^2$$

El costo del rodillado de los primeros 300 m.

será:

Rodillo pata de cabra 3 pasadas en capas de 0.20 m.	S/.	0.01 m <sup>2</sup>
Rodillo de 3 ruedas 3 pasadas en capas de 0.15 m.		0.02 m <sup>2</sup>
Regado para facilitar la compactación		<u>0.05 m<sup>2</sup></u>
Total	S/.	0.08 m <sup>2</sup>

El costo del rodillado de los 700 metros restantes será:

tes será:

Rodillo neumático 3 pasadas en capas de 0.15 m.	S/.	0.01 m <sup>2</sup>
Rodillo de 3 ruedas 3 pasadas en capas de 0.15 m.	S/.	0.02 m <sup>2</sup>
	S/.	<u>0.03 m<sup>2</sup></u>

## V AFIRMADO

### a) Extracción del material para el afirmado

Este es extraído por una pala mecánica ayudada por un tractor, el cual le acumula el material.

Como se usará la misma pala ya empleada en el movimiento de tierras, su costo total por hora es conocido y es:

Costo total por hora de la pala = S/o. 165.20 h.

El rendimiento de la pala excavando material de afirmado y llenando los volquetes es:  $70 \text{ m}^3/\text{hora}$ . El costo de la excavación y carga del afirmado será:

$$\frac{165.70}{70} = \underline{\underline{\text{s/. } 2.36 /\text{m}^3}}$$

Considerando que el material del afirmado es una roca suave y que la distancia media de transporte para el tractor D-7 que ayuda a la pala será alrededor de 20, su rendimiento será de  $89.2 \text{ m}^3/2$  de material suelto o compactado.

El precio por  $\text{m}^3$  será igual al de botes de material en roca que es:  $\text{s/. } 0.82/\text{m}^3$

El costo total de la extracción del material es:

$$2.36 + 0.82 = \underline{\underline{\text{s/. } 3.18/\text{m}^3}}$$

b) Transporte del Material del afirmado

Emplearemos 8 camiones volquetes de  $3\text{m}^3$  de capacidad cada uno.

Por haberse usado los volquetes en el movimiento de tierras ya se conoce su precio por hora que es:

Costo total por hora de un camión volquete:

$$23.18 + 13.93 = \text{s/. } 37.11/\text{hora}$$

Como el rendimiento es de  $70 \text{ m}^3/\text{hora}$  con 8 volquetes, el costo del transporte será:

$$\frac{8 \times 37.11}{70} = \underline{\underline{\text{s/. } 4.24 /\text{m}^3}}$$



Costo total de extracción y transporte será:

$$4.24 + 3.18 = S/. 7.42 /m^3$$

En 1 capa de 10 cms. 1 m<sup>3</sup> ocupa:  $\frac{1}{0.10}$  10.0 m<sup>2</sup>

El costo por m<sup>2</sup> de afirmado será:  $\frac{7.42}{10} = \underline{S/.0.74/m^2}$

c) Nivelación con Motoniveladora Caterpillar No.12

Valor de la máquina	S/. 300.000.00
Valor recuperable 20 %	<u>60.000.00</u>
	S/. 240.000.00

Se asume que la vida de la máquina será 5 Años  
(10.000 horas).

Costo fijo al año

Amortización	20 %	
Intereses	8 %	
Reparación, Mantenimiento	15 %	
Almacenaje, guardiana	<u>3 %</u>	
	46 %	<u>S/.100.400.00</u>

Costo fijo por hora

Será:  $\frac{110.400.00}{2000} = S/.55.20/hora$

Costo variable por hora

Igual que el rodillo de 3 ruedas S/.22.58/hora  
Costo total por hora de la moto-  
niveladora:  $55.20 + 22.58 = S/.77.78/hora$

Como el rendimiento de la motoniveladora es de  $4300 \text{ m}^2/\text{h}$ . El costo por  $\text{m}^2$  será:

$$\frac{77.78}{43.00} = \underline{\underline{\text{S}/.0.02/\text{m}^2}}$$

d) Riego

Será igual que para la compactación y es:

$$\underline{\underline{\text{S}/.0.05/\text{m}^2}}$$

e) Rodillado

Se efectuará con rodillos neumáticos y de 3 ruedas y su costo, ya calculado anteriormente es:  $\underline{\underline{\text{S}/.0.03/\text{m}^2}}$

El costo total del nivelado ser:

$$0.02 + 0.05 + 0.03 = \underline{\underline{\text{S}/.0.10/\text{m}^2}}$$

El costo total del afirmado será:

Costo Afirmado + Costo Total del

$$\text{nivelado} = 0.74 + 0.10 \quad \underline{\underline{\text{S}/.0.84/\text{m}^2}}$$

VI PAVIMENTO

Superficie de rodadura

1) Barrido preliminar: que asumimos en:

$$\text{S}/.0.10 \text{ m}^2$$

2) Riego de Imprimación con tanque distribuidor

Littleford modelo Spray Master

Valor del tanque distribuidor  $\text{S}/.200.000.00$

Valor recuperable 20 %  $\underline{\underline{40.000.00}}$

$\text{S}/.160.000.00$

Se asumirá que la vida del tanque distribuidor será de 5 años (10.000 horas).

Costo fijo al año

Amortización	20 %	
Intereses	8 %	
Mantenimiento, reparaciones etc.	25 %	
Almacenaje, guardianía, etc.	<u>3 %</u>	
<b>T o t a l</b>	<b>56 %</b>	<b><u>S/.89.600.00</u></b>

Costo fijo por hora

Será:  $\frac{89600}{2000} = \underline{\underline{S/.44.80/hora}}$

Costo variable por hora

Será igual que en el camión tanque para izar  
**S/.13.95/hora**

El costo total por hora será:

$44.80 + 13.95 = \underline{\underline{S/.58.75/hora}}$

El rendimiento del tanque distribuidor será de 800 lts. por hora, y como a cada m<sup>2</sup> se le asignan 2 lts., el costo por m<sup>2</sup> de imprimación será:

$$\frac{58.75 \times 2}{800} = \underline{\underline{S/.0.15/m^2}}$$

El costo del asfalta MC-0 es:

2 lts/m<sup>2</sup> a S/.0.35 lts. **S/.0.70/m<sup>2</sup>**

Arena: 0.01 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> a S/.25.00 m<sup>3</sup>  $\frac{0.25}{S/.0.95/m^2}$

$0.15 + 0.95 = \underline{\underline{S/.1.10/m^2}}$

3) Preparación de la mezcla. - Se hará la mezcla en una planta "Pioner"

Valor de la planta con la unidad clasificadora, mezcladora y se-

cador S/. 1.780.000.00

Valor recuperable 20 % 356.000.00

S/. 1.424.000.00

Asumiremos que la vida de la planta es de 4 años (8000 horas).

Costo fijo al año

Amortización 29 %

Intereses 8 %

Mantenimiento, reparaciones 25 %

Almacenaje, guardianía etc 3 %

Total 61 %

S/. 869.000.00

Costo fijo por hora

Será:  $\frac{869.000.00}{2000} =$

S/. 434.50/hora

Costo variable por hora

Jornales:

Jefe de la planta \$ .90 diario S/. 8.75

2 Maquinistas a \$ .60 diarios c/u 15.00

20 Ayudantes 50.00

Leyes sociales etc. 50 % 36.88

C

Van ..110.63

Vienen S/. 110.63

**Combustible:**

Petroleo 10 gls. a \$0.70 c/u 7.00

Grasa, aceite y gualpe 20.00

Pequeños repuestos 5.00

S/. 142.63/hora

El costo total por hora será:

$$434.50 + 142.63 = \underline{\underline{S/. 577.13/hora}}$$

Siendo el rendimiento de la planta de 45 m<sup>3</sup>/hora que al compactarse se reducen a 36 m<sup>3</sup>/h. Hay que buscar el costo por m<sup>2</sup> para ello veamos que área ocupa 1 m<sup>3</sup> de material compactado en capas de 5 cms.

$$\frac{1}{0.05} = 20.00 \text{ m}^2$$

El costo por m<sup>2</sup> de mezcla será:

$$\frac{577.13}{36 \times 20} = \text{S/. } 0.80/\text{m}^2$$

Costo de Operación del tractor.- Para acumular material a la planta se considera igual que para la compensación transversal en roca blanda = \$ 0.35 m<sup>3</sup> = S/. 0.02/m<sup>2</sup>

Costo de los materiales por m<sup>2</sup>

Asfalto RC-2: 5.5% que equivale a 85 lts/m<sup>3</sup> a S/. 0.35 lt. =  $\frac{85 \times 0.35}{20} = \text{S/. } 1.49/\text{m}^2$

Arena y grava, al mismo precio del material del afirmado S/. 0.74/m<sup>2</sup>.

El costo total de la preparación de la mezcla será:

$$0.80 + 0.02 + 1.49 + 0.74 = \underline{S/.3.05/m^2}$$

4o.) Transporte de la mezcla.- Emplearemos 5 camiones volquetes con un costo de:

$$5 \times 33.83 = 169.15$$

El costo por m<sup>2</sup> será:  $\frac{169.15}{36 \times 20} = S/. 0.24/m^2$

5o.) Extendido de la mezcla con la pavimentadora

Barber Greene

Valor de la pavimentadora S/.291.000.00

Valor recuperable 20 % 58.200.00

232.800.00

Asumiremos que la vida de la pavimentadora será de 4 años (8000 horas).

Costo fijo por año

Amortización 25 %

Intereses 8 %

Mantenimiento y Reparación.25 %

Almacenaje, Guardianía 3 %

t o t a l 61 % S/. 142.000.00

Costo fijo por hora

Será:  $\frac{142.000.00}{2000} = \underline{S/. 93.58/hora}$

Costo variable por hora

Se considerará igual que a los rodillos =

S/.22.58/hora

El costo total por horas será:

$$71.00 + 22.58 = \underline{\underline{S/. 93.58/hora}}$$

Como el rendimiento es de 36 m<sup>3</sup>/h. = 720 m<sup>2</sup>/hora,  
el costo de extendido de la mezcla será:

$$\frac{93.58}{220} = \underline{\underline{S/. 0.13/m^2}}$$

6o) Rodillado.- Se efectuará con los rodillos tandem de dos ejes ya especificados.

Valor del Rodillo		S/.149.000.00
Valor recuperable	20 %	<u>29.800.00</u>
		S/.119.200.00

Vida probable de la máquina : 5 años (10000 horas)

Costo fijo al año

Amortización	20 %	
Intereses	8 %	
Mantenimiento, reparaciones	15 %	
Almacenaje, guardiana	<u>3 %</u>	
	46 %	<u>S/.54900.00</u>

Costo fijo por hora

$$\text{Será: } \frac{54900.00}{2000} = \underline{\underline{S/. 27.45/hora}}$$

Costo variable por hora

Igual que los rodillos de 3 ruedas S/. 22.58/hora

El costo total por hora será:

$$27.45 + 22.58 = \underline{\underline{S/.50.03/hora}}$$

Como el rendimiento del rodillo es de 137.0 m<sup>3</sup>/h =  
3.740 m<sup>2</sup>/hora

El costo del rodillo será:

$$\frac{50.03}{3740} = \underline{S/. 0.02/m^2}$$

Le aplicaremos también los rodillos neumáticos =  
\$.0.01/m<sup>2</sup>. El costo total del rodillado será:

$$0.02 + 0.01 = \underline{S/. 0.03/m^2}$$

7o) Sellado

1 litro de asfalto RC-2 porm<sup>2</sup> S/.0.35/m<sup>2</sup>

Riego 0.05

Arena 20 kg/m<sup>2</sup> 0.31

Extendido y rodillado 0.04

S/.0.75/m<sup>2</sup>

Jornales:

Se calcularon para un rendimiento de 3000 m<sup>2</sup>/día  
de sellado.

1 Sobreestante \$. 30.00 diarios S/. 0.01

8 obreros \$. 12.00 diarios 0.03

Leyes sociales 50 % 0.02

S/. 0.06

El costo total del sellado será:

$$0.75 + 0.06 = S/.0.81/m^2$$

Barrido final.- Se estima como el anterior en \$0.10/m<sup>2</sup>

El costo total del asfaltado será:



Barrido	S/. 0.10/m <sup>2</sup>
Riego de Imprimación	1.10
Preparación de la mezcla	3.05
Transporte de la mezcla	0.24
Extendido	0.13
Rodillado	0.03
Sellado	0.81
Barrido	<u>0.10</u>
t o t a l \$ . 6.56/m <sup>2</sup>	

#### VII BERNAS

Consideraremos precios unitarios igual que el afirmado.

Extracción, carga y transporte	0.74
Nivelación, riego y rodillado	0.10
Riego de asfalto, 1 lt m <sup>2</sup> a 0.35 lt.	<u>0.35</u>
	S/. 1.19/m <sup>2</sup>

#### VIII Drenaje

No es posible dar un presupuesto exacto del costo del drenaje de la cantera, por lo tanto estimaremos en S/. 301000 para el drenaje superficial y sub-drenaje.

#### IX SEÑALIZACION

Estimaremos que el costo de la señalización del km

de carretera será: S/. 15.000.

**PRESUPUESTO GENERAL DEL KILOMETRO**

No.	PARTIDA	METRADO	PRECIO UNITARIO	TOTAL
I	RECONOCIMIENTO	1000 m.	S/.115.20	S/.115.20
II	TRAZO	1000 m.	344.00	344.00
III	EXPLANACIONES			
	1o) Desagregación de roca blanda	4135.6 m <sup>3</sup>	5.17	21.381.05
	2o) Desagregación de roca dura	1473.2 m <sup>3</sup>	10.14	14.938.25
IV	EXCAVACION-TRANSPORTE Y RELLENO			
	A) Excavación y transporte			
	1o) Compensación transversal			
	a) En los 300 m. iniciales	1826.3	0.35	639.20
	b) En los 700 m. finales	2109.9	0.48	1.012.75
	2o) Compensación longitudinal			
	Con el tractor:			
	a) En el terreno inicial AC de 132 m.	1009.0	1.48	1.493.32
	b) En el tramo final DS de 700 m.	2200.6	1.11	2.442.67
	Con la pala y los volquet.			
	En el tramo CD de 168 m.	1239.0	3.09	3.811.51
	3o) Botes			
	En los 700 m. finales	3789.8	0.82	3.109.64
	B) Rellenos			
	1o) 300 metros iniciales			
	0.08 x 271	4066.2	0.08	325.30
	2o) 700 metros finales			
	0.03 x 278	4168.5	0.03	125.06
V	AFIRMADO	7000 m <sup>2</sup>	0.84	5.880.00
VI	PAVIMENTO- Superf.de rodadura	6000 m <sup>2</sup>	6.56	39.360.00
VII	BERMAS	1000 m <sup>2</sup>	1.19	1.190.00
VIII	DRENAJE (estimado)			30.000.00
IX	SEÑALIZACION (estimado)			15.000.00
	Utilidad del contratista 12%			16.994.75
	Imprevistos 5 %			7.081.15
	<b>COSTO TOTAL DEL KILOMETRO</b>		<b>S/.</b>	<b>165.697.85</b>

ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCION

DEL CAMINO

1.- LIMPIEZA Y DESENRAICE

Se considerará como limpieza, el trabajo de cortar y quemar árboles, arbustos y hierbas, así como cualquiera otra vegetación que esté dentro de derecho de vía o en el área de ocupación de un camino.

Podrá hacerse el trabajo, utilizando herramientas de mano o equipo mecanizado.

El trabajo, dentro del área comprendida en las estacas de bordo del camino, (zona de ocupación) se realizará en forma tal que se haga la extirpación total de árboles. El corte de los árboles deberá hacerse a una altura sobre el suelo que permita el desenraice. Trabajando con equipo mecánico (tractores con empujador) el desenraice se hará obligatoriamente.

Dentro del derecho de vía de Ingeniero fijará el trabajo que debe hacerse y la quema, cuando se realice, sólo se permitirá en la zona de ocupación, observándose precauciones especiales para evitar la propagación de incendio.

Todo árbol de madera útil será despojado de d su ramaje y trozado de acuerdo con las indicaciones del Ingo. para luego ser depositado dentro del derecho de vía en pilas cuidadadosamente hechas y conservadas. Se considerará madera útil

todo tronco sinsiblemente recto de 0.10 metro o más de diámetro con una longitud mayor de 1.50 metros siempre que está sano. Todos los árboles que hermostean la vía y que no están dentro de la zona de ocupación serán respetados, salvo indicación ex presa del Ingeniero.

Todas las ramas, desperdicios, matorrales, basuras, etc., que provengan de la limpieza serán amontonados en la zona de ocupación y quemados, no permitiéndose amontonamiento y abandono de dichos desperdicios en la zona de derecho de vía. El desenraice consistirá en la extracción, corte, reamoción y colocación en sitio adecuado de las raíces, troncos enterrados y cualquier material vegetal que no debe quedar en la zona de ocupación del camino o en la zona de derecho de vía que indique el Ingeniero.

Al realizar el desenraice se cuidará de no dañar a ninguno de los árboles o plantas que haya ordenado el Ingeniero de respeten.

Toda materia orgánica que se obtenga durante el desenraice se aplicará dentro de la zona de ocupación para ser destruída por el fuego. En caso de que el Ingo. juzgue que no sea posible quemarla se aplicará junto al límite de derecho de vía y los montones se colocarán a una distancia no menor de 20 metros uno de otro.

## 2.- EXPLANACIONES ( Excavaciones y terraplenes)

Estos trabajos comprenderán la excavación, remoción

y colocación de los materiales necesarios para formar la subrasante, taludes, cunetas, cruces, etc. con estricta sujeción a la planta y perfiles fijados con los planos y conforme a los órdenes del Ingeniero.

Todos los materiales adecuados que se obtengan de las excavaciones se usarán hasta donde sea posible en la formación de los terraplenes. Ningún material excavado se desperdiciará sin permiso y en caso que deba desperdiciarse se pondrá para que sirva en la ampliación uniforme de los terraplenes o se depositará donde lo indique el Ingo. No se permitirá que se haga montones de material a los lados del camino.

La turba, el estiércol, la champa y cualquier otro material inadecuado que se encuentra a menos de 50 cms. abajo de la subrasante del proyecto, no serán empleados en la construcción de terraplenes, sino que se extenderán uniformemente en todos los lugares bajos, fuera de las estacas de pie de talud y dentro del derecho de vía.

En caso de que falte material para los terraplenes, se pedirá la autorización del Ingo. para ampliar los cortes a fin de obtener el material que falta.

Durante la construcción se procederá de manera que las obras estén siempre bien drenadas.

Las alcantarillas y las cunetas de coronación deberán estar construidas por lo menos 500 metros adelante de la

excavación del camino.

Las excavaciones se llevarán a cabo asegurando que no haya derrumbes desnables y cualquier material que sea deslavado será reemplazado a satisfacción del Ingo.

Las cunetas y cunetas de coronación que desaguen junto a terraplenes deberán ser construidas de modo de no perjudicarlos.

Todos los taludes, excepto los de roca, serán acabados ajustándose a las secciones fijadas. Todos los derrumbes serán eliminados por el contratista, cuando lo ordene el Ingo. Todas las raíces, troncos o cualquier materia orgánica que aparezca en los taludes o en el fondo de las cunetas deberá cortarse al ras.

Cuando se excave en roca se llevará la excavación hasta una profundidad de 30 cms. abajo de la subrasante. Por ningún concepto se aceptarán salientes a menos de 15 cms. bajo la subrasante. Se hará el relleno con material apropiado hasta la rasante,

En los taludes se procurará dejar una superficie lo más cercana posible a la sección ordenada. Cuando se use equipo mecánico, deberá recurrirse al trabajo a mano que sea necesario a juicio del Ingo. para obtener exactamente las secciones, pendientes y alineamiento especificados.

### 3.- TERRAPLENES

Los terraplenes se formarán de tierra adecuadamente, roca o grava y se construirán por capas que abarquen todo su ancho que tengan un espesor máximo de 60 cms.

Por ningún concepto se pondrá en los terraplenes barro o arcilla mojada.

No se permitirá que se coloque en los terraplenes árboles, ramas, arbustos, raíces, champa o cualquier otra materia que no se consolide de manera apropiada.

Cuando los terraplenes se construyen en laderas con pendientes igual o mayor de uno vertical por cuatro horizontales, la superficie del terreno se arará profundamente para asegurar la cimentación del terraplen. Lo mismo se hará en los taludes de los terraplenes cuando sea necesario ampliarlos.

Si la pendiente de las laderas es muy fuerte, a indicación del Ingeniero se cortarán escalones a fin de evitar cualquier deslizamiento.

El contratista notificará al Ingeniero con la anticipación necesaria la fecha en que desee comenzar a tomar material de cualquier préstamo a fin de que se seccione y trace y por ningún concepto deberá tomar material de cualquier préstamo antes de que haya seccionado y trazado. Las dimensiones serán fijadas por el Ingo. y no deberá excavar a mayor profundidad que la especificada. Todos los préstamos

serán excavados de modo de facilitar la estimación del material usado, y hasta donde sea posible de modo que no se estanque el agua.

Los préstamos se cubrirán en la excavación por el método de promedio de áreas extremas.

Acabado final de las excavaciones.-La subrasante deberá ser conformada y acabada de acuerdo con las secciones transversales y las pendientes aprobadas, debiendo el contratista conservarla en buenas condiciones por su cuenta hasta que le el trabajo le sea posible recibido definitivamente. Debe mantenerse limpia la superficie y con el bombeo estipulado debiendo hacer lo necesario para borrar las huellas que produzcan los vehículos a su paso y procurando que el tránsito se distribuya a todo lo ancho de la subrasante para que su consolidación sea uniforme.

Las cunetas, cunetas de coronación y demás obras de desague deberán ser conservadas por el contratista enteramente limpias y sin obstrucción alguna hasta que sean recibidas las obras.

---



S E G U N D A   P A R T E

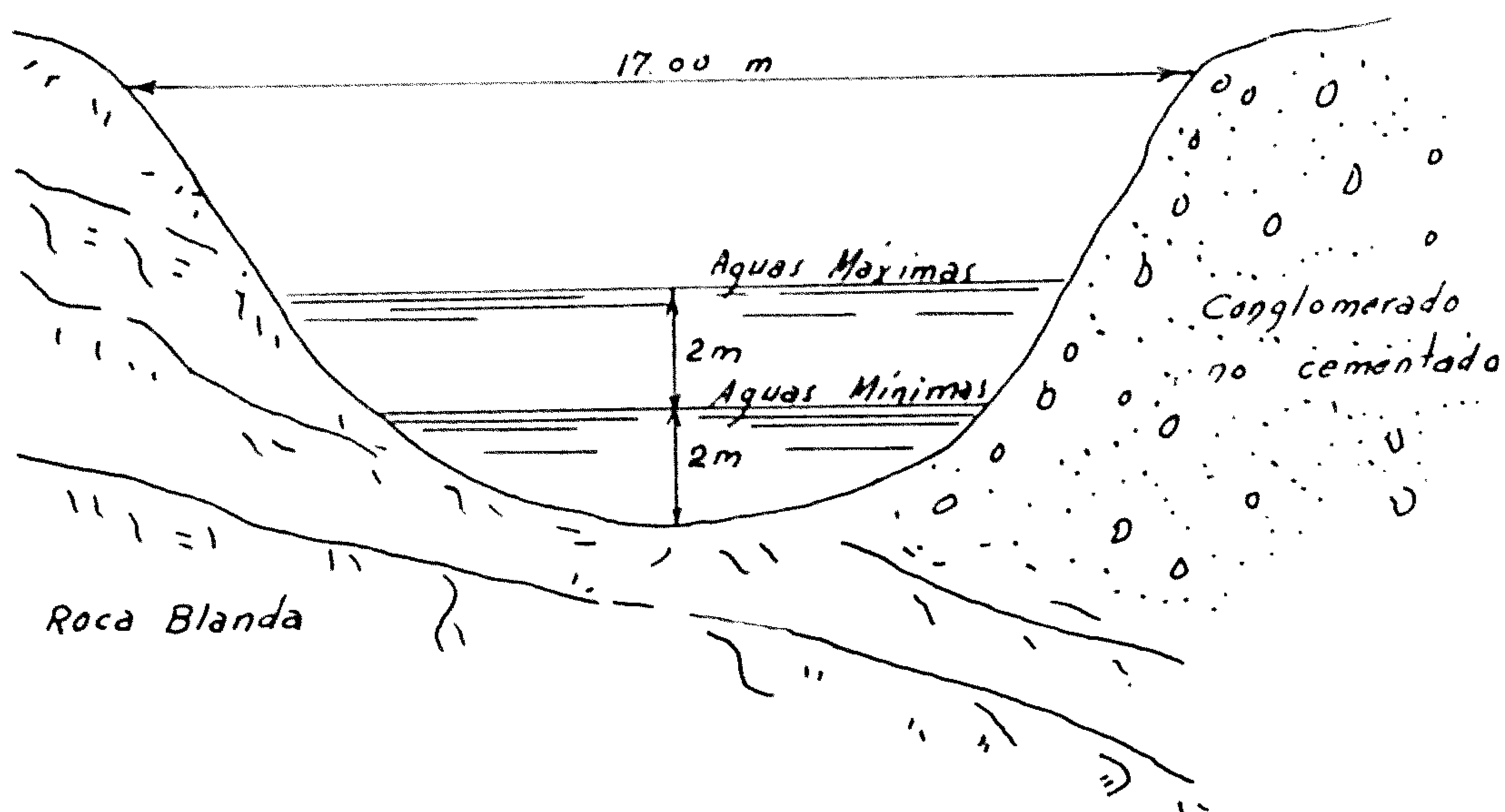
P U E N T E

## CAPITULO VI

### DISEÑO Y CONSTRUCCION DE UN PUENTE

#### INTRODUCCION

El puente se va a proyectar sobre un río cuyas condiciones de aguas máximas y mínimas, calidad de la cimentación, accesos, altura de rasante, se muestran en la sección transversal del sitio elegido para pasar el río.



Por las condiciones del terreno, roca blanda en una margen y conglomerado no cementado en la otra margen, se usará un pórtico de concreto armado simétrico y empotrado en sus bases. Se hará un pilotaje en la margen de conglomerado no cementado para evitar posibles giros y rotaciones de la zapata.

La luz del puente será de 17 m. y la altura, sobre el nivel de las aguas máximas será de 5 m. en el centro del

puede, resultando así una altura de las patas de 4.00. El ancho será de 8.00 m. entre sardineles, pues es un puente de dos vías para una carretera de la. clase.

El pórtico elegido será del tipo losa de concreto armado, de sección variable en su elemento horizontal y de sección variable lineal en sus elementos verticales.

Se proyectará para una sobrecarga móvil H15-S12, siguiendo en el cálculo las especificaciones de la AASHO y del ACI.

#### METODO DE CALCULO

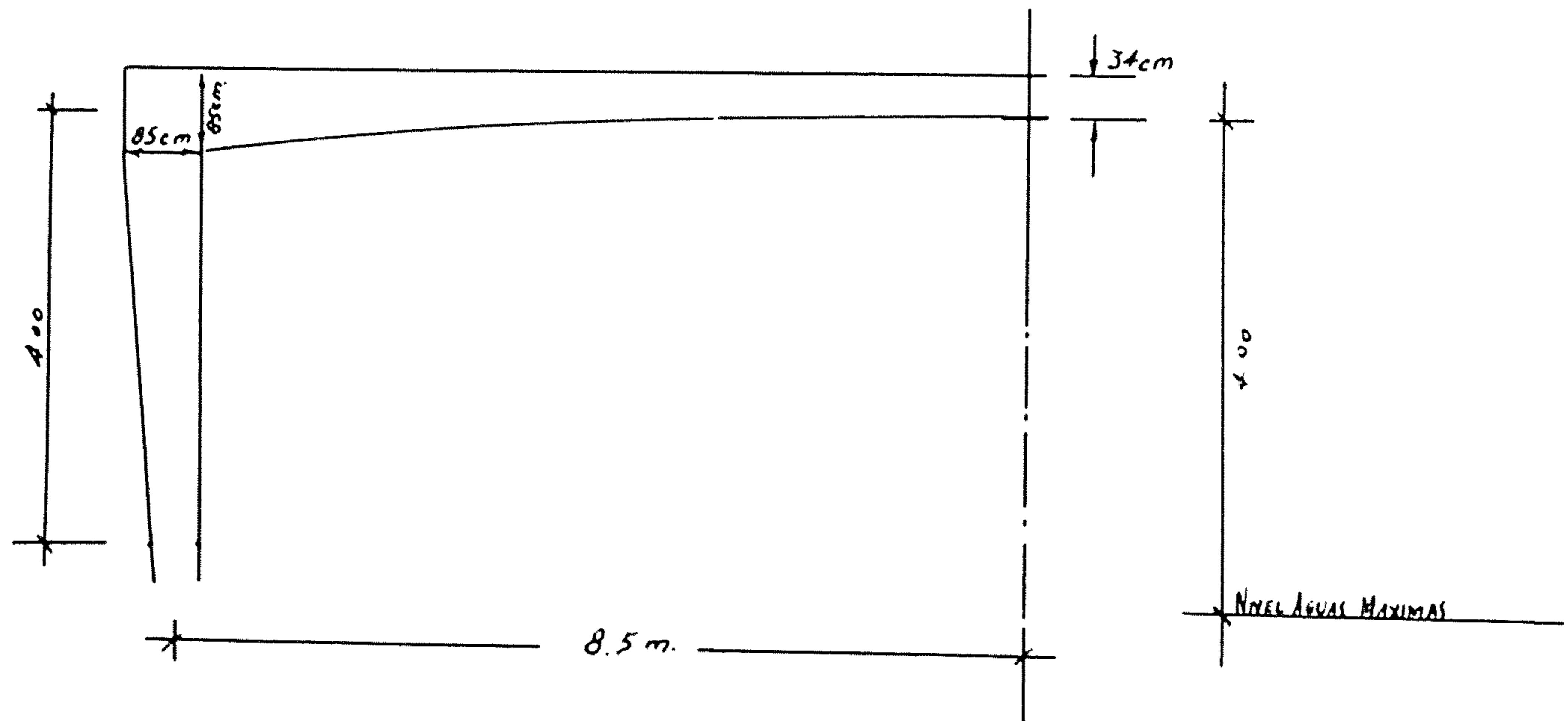
Usaremos el método de distribución de momentos desarrollado por el Profesor Hardy Cross, y como textos básicos de consulta nos guiaremos por las obras: "The Rigid Frame Bridge" de Arthur Hayden; "Theory and Practice of Reinforced Concrete" de Clarence W. Dunham y la publicación de la Portland Cement Association "Analysis of Rigid Frame Concrete Bridges".

#### DIMENSIONES PRELIMINARES DEL PORTICO

$$d_{\min} = \frac{1}{50}L = \frac{17}{5} = 34 \text{ cms. clave}$$

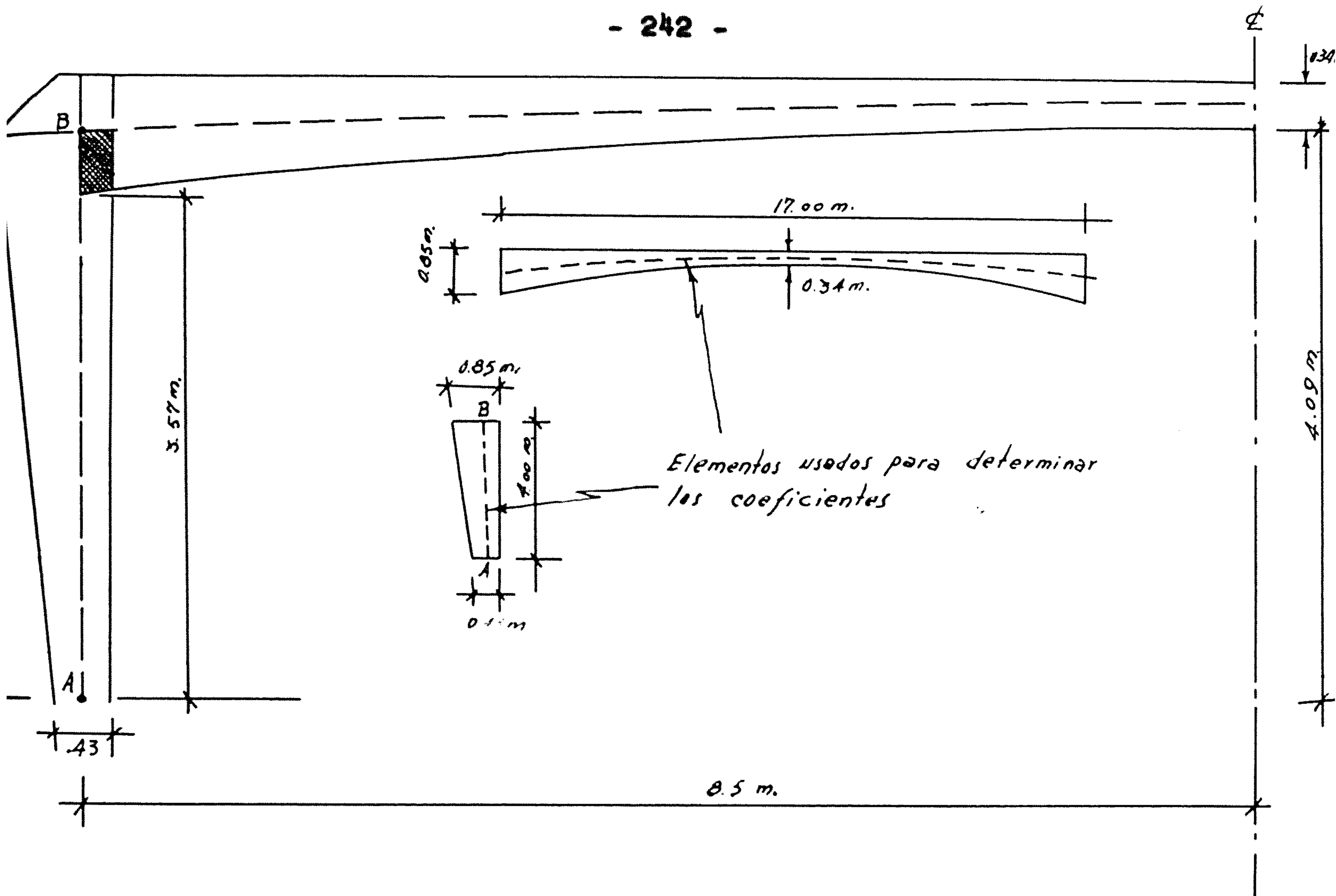
$$d_{\max} = 2.5 d_{\min} = 85 \text{ cms. cara del apoyo}$$

$$\text{base} = \frac{d_{\max}}{2} = 43 \text{ cms. base (extremo inferior de los elem.vertical.)}$$



### EJES Y COEFICIENTES (Constantes físicas)

Al utilizar el método de CROSS para obtener los momentos es necesario determinar coeficientes que dependen de las dimensiones y luz del pórtico. El lugar de los centros de gravedad o eje del elemento horizontal, da una línea curva, aunque, como luego se verá, se considera recta para la distribución y luego efectuando una corrección de los momentos. Para cada elemento vertical se considerará satisfactorio tomar como eje una vertical que pasa por la mitad del extremo inferior dimensionado por las normas empíricas indicadas. En la figura se muestran las dimensiones teóricas y los ejes, etc. necesarios para seleccionar los coeficientes.



Para determinar el momento de Inercia de la sección se considerará la sección de concreto, sin tener en cuenta el refuerzo, de acuerdo con C. Dunham.

COEFICIENTES DE RIGIDEZ Y TRASLADO

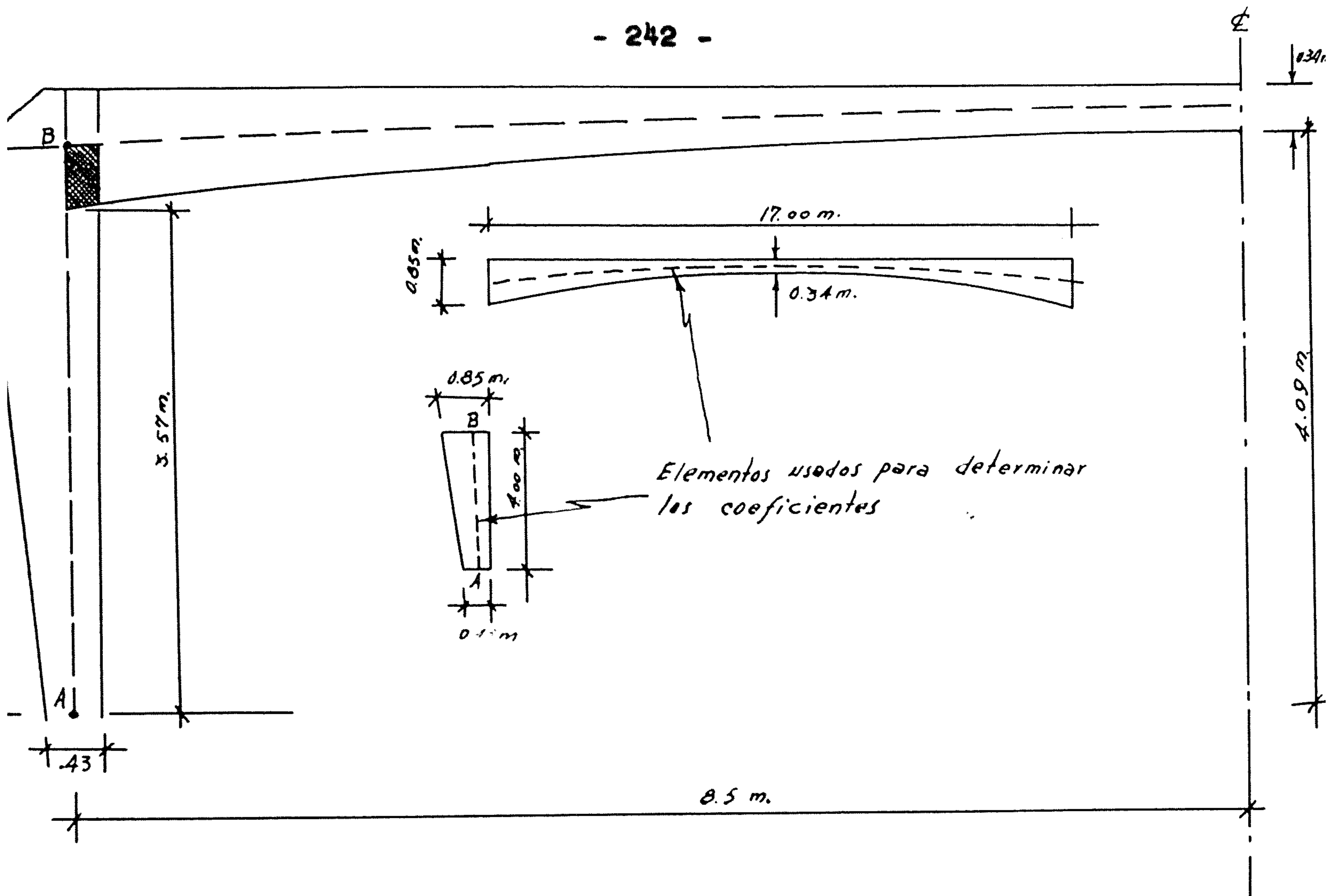
Para el Tramo

$$\text{Para } \begin{cases} \frac{d_{\min}}{d_{\max}} = \frac{34}{85} = 0.40 \\ a = 0.50 \end{cases}$$

Buscados por los ábacos de C. DUNHAM en su libro "Theory and Practice of Reinforced Concrete" Pgs. 452-454.

se busca en los ábacos correspondientes a acartelamiento parabólico y se tiene que:

$$k_{BC} = k_{CB} = 17$$



Para determinar el momento de Inercia de la sección se considerará la sección de concreto, sin tener en cuenta el refuerzo, de acuerdo con C. Dunham.

COEFICIENTES DE RIGIDEZ Y TRASLADO

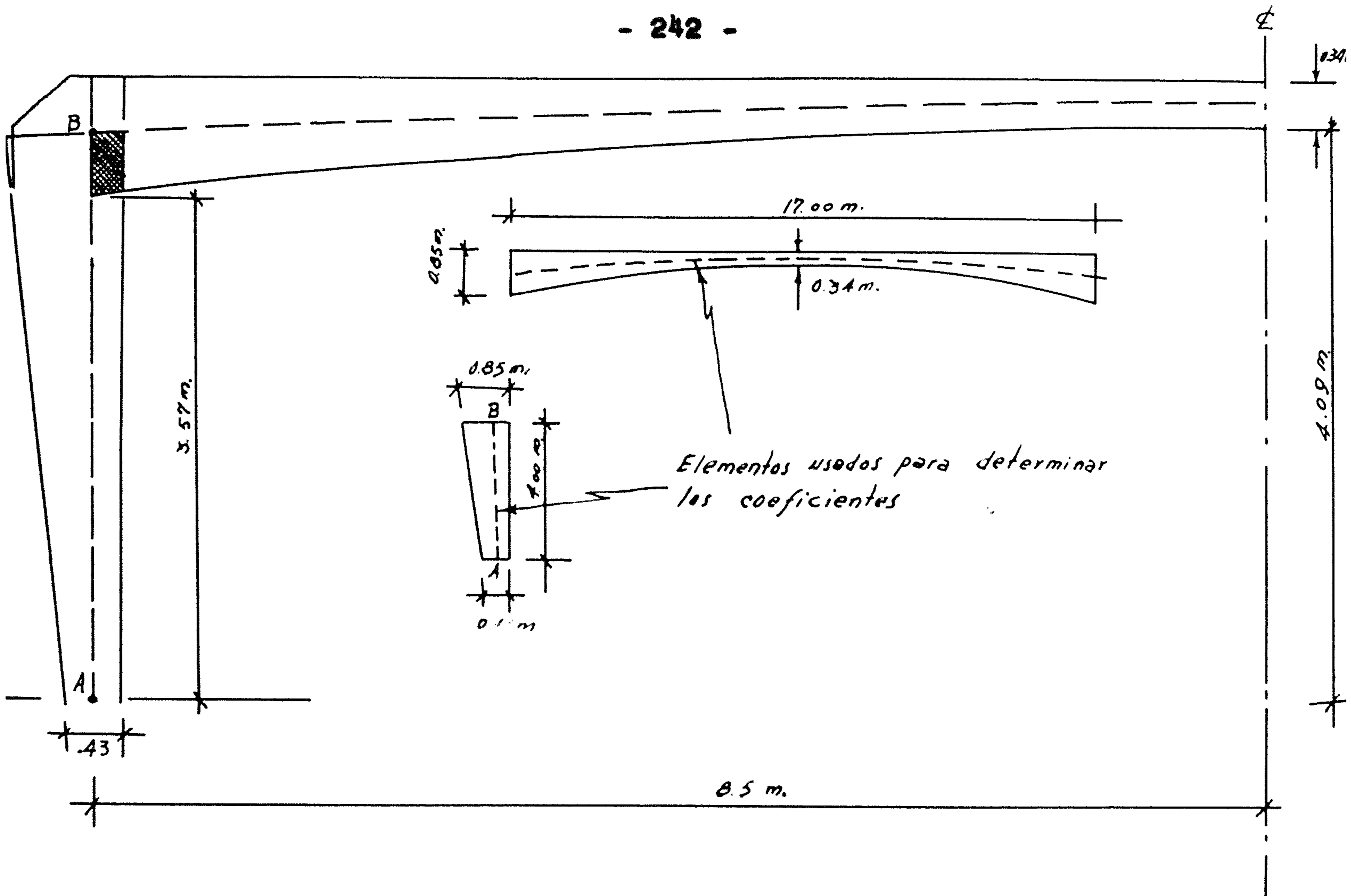
Para el Tramo

$$\text{Para } \left\{ \begin{array}{l} \frac{d_{\min}}{d_{\max}} = \frac{34}{85} = 0.40 \\ a = 0.50 \end{array} \right.$$

Buscados por los ábacos de C. DUNHAM en su libro "Theory and Practice of Reinforced Concrete" Pgs. 452-454.

se busca en los ábacos correspondientes a acartelamiento parabólico y se tiene que:

$$k_{BC} = k_{CB} = 17$$



Para determinar el momento de Inercia de la sección se considerará la sección de concreto, sin tener en cuenta el refuerzo, de acuerdo con C. Dunham.

**COEFICIENTES DE RIGIDEZ Y TRASLADO**

**Para el Tramo**

$$\text{Para } \left\{ \begin{array}{l} \frac{d_{\min}}{d_{\max}} = \frac{34}{85} = 0.40 \\ a = 0.50 \end{array} \right.$$

Buscados por los ábacos de C. DUNHAM en su libro "Theory and Practice of Reinforced Concrete" Pgs. 452-454.

se busca en los ábacos correspondientes a acartelamiento parabólico y se tiene que:

$$k_{BC} = k_{CB} = 17$$

$$C_{BC} = C_{CB} = 0.75$$

Para las Piernas

$$\text{Para } \left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{d_{\max}} = \frac{43}{85} = 0.50 \\ a = 1.00 \end{array} \right.$$

se busca en los ábacos correspondientes a acartelamiento recto y se tiene que:

$$k_{BA} = k_{CD} = 20$$

$$k_{AB} = k_{DC} = 6.9$$

$$C_{BA} = C_{CD} = 0.295$$

$$C_{AB} = C_{DC} = 0.84$$

COEFICIENTES DE RIGIDEZ

Para el tramo

$I'_c$  = momento inercia en la clave  
 $E$  = módulo elasticidad del concreto.  
 $E = 2.1 \times 10^5$

$$K = \frac{k}{L} I'_c E$$

$$K_{BC} = K_{CB} = \frac{17}{17} \times \frac{100 \times 34^3}{12} \times 2.1 \times 10^5$$

$$K_{BC} = K_{CB} = 68.6 \times 10^9$$

Para las Piernas

$$K_{BA} = K_{CD} = \frac{20}{4} \times \frac{100 \times 43^3}{12} \times 2.1 \times 10^5$$

$$K_{BA} = K_{CD} = 696 \times 10^9$$



FACTORES DE DISTRIBUCION

$$D_{BC} = D_{CB} = \frac{k_{BC}}{k_{BA} + k_{BC}} = \frac{68.6}{764.6} = 0.09$$

$$D_{BA} = D_{CD} = \frac{k_{BA}}{k_{BA} + k_{BC}} = \frac{696}{764.6} = 0.91$$

En los cálculos no se considerará desplazamientos laterales del pórtico (side-way) por las siguientes razones:

a) La tendencia a desplazarse lateralmente una franja del pórtico está contrarrestada por las franjas adyacentes.

b) El material de relleno que forma los accesos, que se coloca antes de que circule la sobre-carga móvil, actúa como un impedimento a tal desplazamiento.

c) El caso de desplazamiento contrarrestado es más cercano a las condiciones reales que el otro, y los momentos que se obtienen son mayores estando por tanto del lado de la seguridad.

Al aplicar el método de HARDY CROSS la convención de signos será:

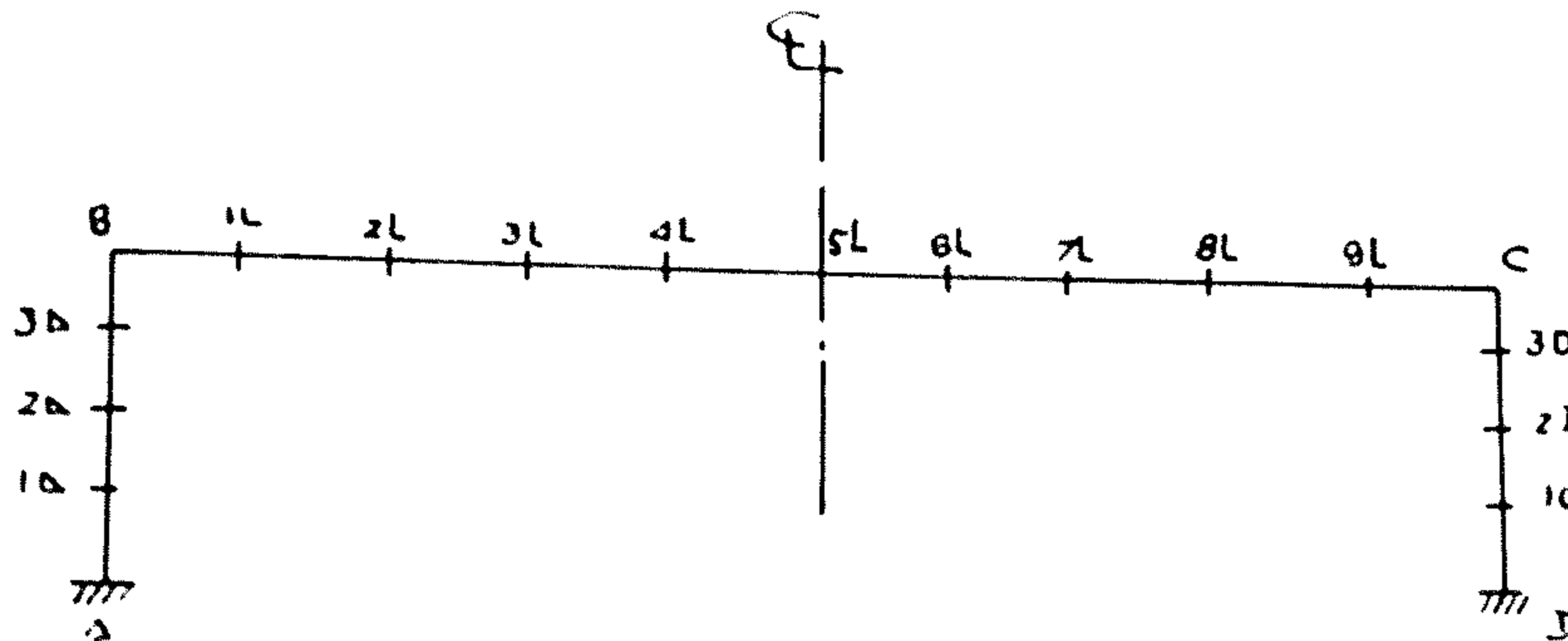
momentos resistentes      ↻      (+)

momentos resistentes      ↺      (-)

DIVISION DEL EJE

Para los efectos de cálculo, el miembro vertical

lo consideraremos dividido en porciones cada  $1/10$  de luz = 1.70 m. y el miembro vertical cada metro.



### MOMENTOS DEBIDOS A SOBRECARGA

Se determinarán éstos trazando líneas de influencia en B, en la clave y cada  $1/10$  de luz. El proceso será el siguiente: se hará circular por cada  $1/10$  de luz del elemento horizontal una carga unitaria móvil, y se determinarán los momentos en la esquina B para cada posición de la carga; luego en base a estos momentos  $M_B$  y  $M_C$  se trazarán gráficamente las líneas de influencia para cada  $1/10$  de luz.

### LINEAS DE INFLUENCIA

#### Momentos de empotramiento para una carga unidad $1/10$ de luz

$$M = fWL$$

$$\text{para } \left\{ \begin{array}{l} a = 0.50 \\ \frac{d'}{d} = \frac{d_{\min}}{d_{\max}} = \frac{34}{85} = 0.40 \end{array} \right.$$

hubo que interpretar pues en las tablas y ábacos no se encontró  $f$  para  $d'/d = 0.40$

	.1L	.2L	.3L	.4L	.5L	.6L	.7L	.8L	.9L
$f$ para $d'/d = 0.46$	.09	.16	.205	.20	.165	.11	.06	.03	.01
$f$ para $d'/d = 0.37$	.10	.17	.215	.22	.18	.11	.06	.02	.01
$f$ para $d'/d = 0.40$	.095	.166	.211	.213	.175	.11	.06	.0233	.01
$M_{FBC}$	1.64	2.82	3.60	3.62	2.98	1.87	1.02	.40	.17
$M_{FCB}$	.17	.40	1.02	1.87	2.98	3.62	3.60	2.82	1.64

Los momentos finales en A; B; C y D se encontrarán colocando la carga cada  $1/10$  de luz y efectuando las distribuciones correspondientes:

VALORES DE LOS MOMENTOS DEFINITIVOS

Se tomaron solo las 5 primeras secciones por ser el pórtico simétrico.

Valores de la línea de influencia

	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
$M_{BC}$	1.51	2.61	3.35	3.42	2.91
$M_{CB}$	0.26	0.55	1.15	1.94	2.91
$M_A$	0.44	0.79	0.99	1.01	0.86
$M_D$	0.08	0.16	0.34	0.57	0.86

CORRECCION DE LOS MOMENTOS POR CURVATURA DEL MIEMBRO HORIZON

TAL B-C

Los momentos obtenidos anteriormente hay que corregirlos, pues para su obtención no se tomó en cuenta la curvatura del eje del miembro horizontal B-C.

El valor del factor de corrección es:

$$f = \frac{H + R/2}{H + R}$$

donde H = altura de cálculo de las piernas.

$$R = \left(\frac{h}{2} - \frac{h}{2}\right) = \left(\frac{85}{2} - \frac{34}{2}\right) = 0.255$$

R = el desnivel del eje entre la clave y la esquina B.

$$f = \frac{4 + 0.5 \times 0.255}{4 + 0.255} = 0.97$$

VALORES DE LOS MOMENTOS DEFINITIVOS

Se tomaron solo las 5 primeras secciones por ser el pórtico simétrico.

Valores de la línea de influencia

	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
M <sub>BC</sub>	1.51	2.61	3.35	3.42	2.91
M <sub>CB</sub>	0.26	0.55	1.15	1.94	2.91
M <sub>A</sub>	0.44	0.79	0.99	1.01	0.86
M <sub>D</sub>	0.08	0.16	0.34	0.57	0.86

CORRECCION DE LOS MOMENTOS POR CURVATURA DEL MIEMBRO HORIZON

TAL B-C

Los momentos obtenidos anteriormente hay que corregirlos, pues para su obtención no se tomó en cuenta la curvatura del eje del miembro horizontal B-C.

El valor del factor de corrección es:

$$f = \frac{H + R/2}{H + R}$$

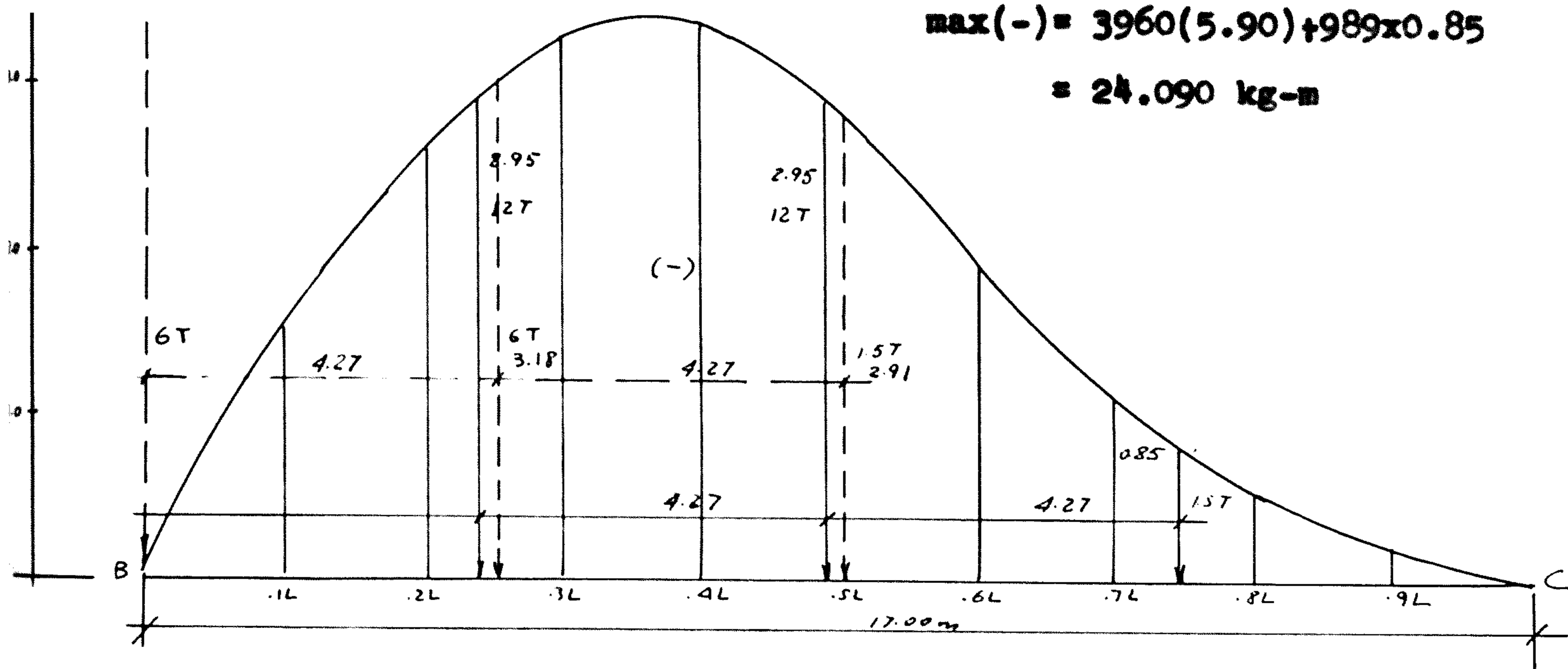
donde H = altura de cálculo de las piernas.

$$R = \left(\frac{h}{2} - \frac{h}{2}\right) = \left(\frac{85}{2} - \frac{34}{2}\right) = 0.255$$

R = el desnivel del eje entre la clave y la esquina B.

$$f = \frac{4 + 0.5 \times 0.255}{4 + 0.255} = 0.97$$

Por resultar un valor muy pequeño no se hará la co  
rrección, quedando así del lado de la seguridad.



**LINEA DE INFLUENCIA  $M_B$**

**Ancho Efectivo**

$$E = \frac{3.05 N + W}{4 N}$$

D = número de vías

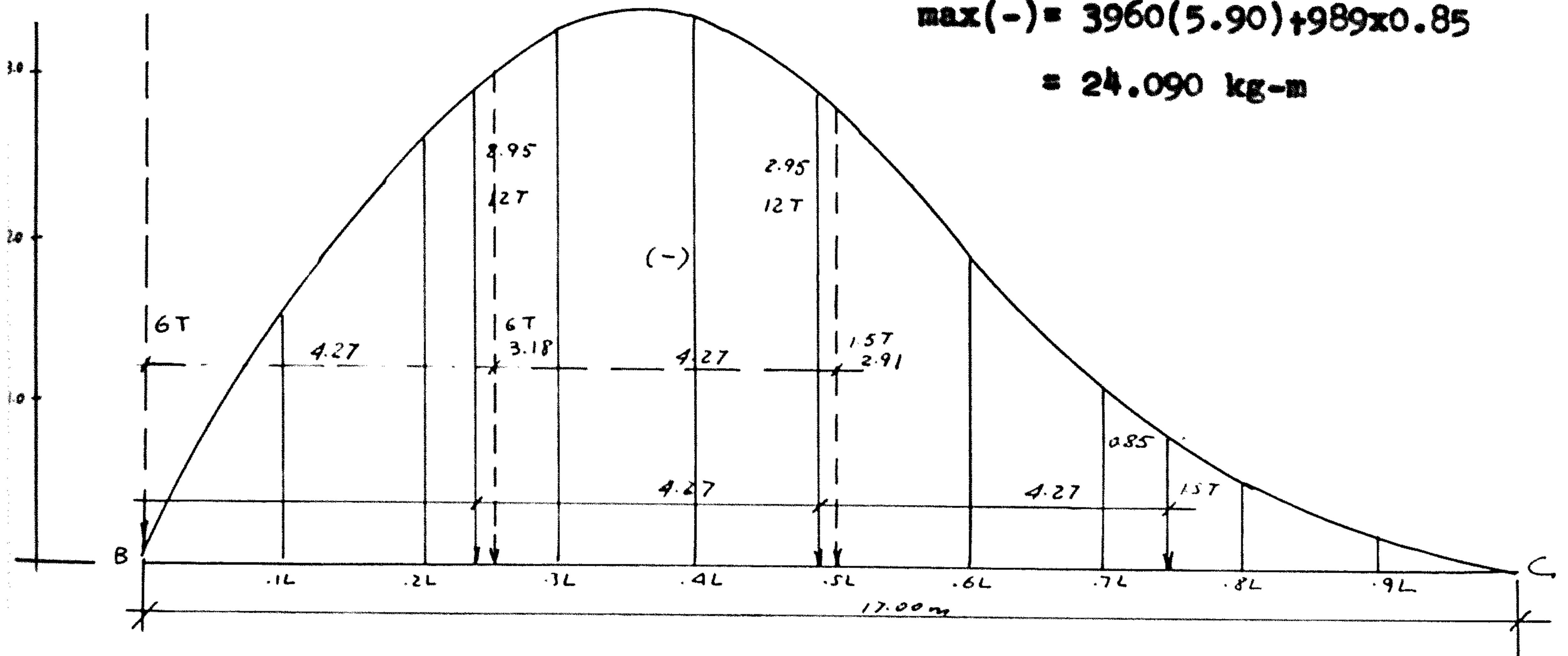
$$E_{\max} = \frac{W}{2N}$$

W = ancho del puente

Se usará  $W = 8.00$  ancho de puente, según la Reco  
mendación de la División de Puentes del Ministerio de Fomen-  
to y Obras Públicas.

$$E = \frac{3.05 \times 2 + 8}{4 \times 2} = 1.76 \quad \text{se tomará } E = 1.76$$

Por resultar un valor muy pequeño no se hará la co  
rrección, quedando así del lado de la seguridad.



LINEA DE INFLUENCIA  $M_B$

Ancho Efectivo

$$E = \frac{3.05 N + W}{4 N}$$

D = número de vías

$$E_{\max} = \frac{W}{2N}$$

W = ancho del puente

Se usará  $W = 8.00$  ancho de puente, según la Reco  
mendación de la División de Puentes del Ministerio de Fomen-  
to y Obras Públicas.

$$E = \frac{3.05 \times 2 + 8}{4 \times 2} = 1.76 \quad \text{se tomará } E = 1.76$$

$$E_{\max} = \frac{8}{4} = 2.00$$

Impacto

$$I = \frac{50}{3.28L + 125} = 28\%$$

Rueda pesada: 5443.2 kg (ruedas traseras y semitrailer)  
Rueda liviana: 1360.0 kg (ruedas delanteras)

Las ordenadas resultantes de la posición más desfavorable del tren de cargas se multiplicarán por la siguiente concentración de cargas y obtener los momentos correspondientes.

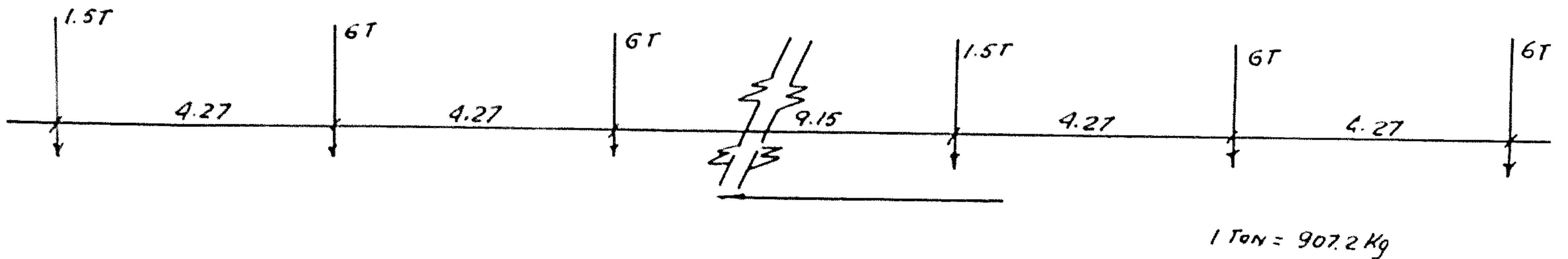
$$\text{Rueda pesada (6T)} = \frac{5443.2 \times (1+0.28)}{1.76} = 3960 \text{ kg.}$$

$$\text{Rueda liviana (1.5T)} = \frac{1360.8 \times (1+0.28)}{1.76} = 990 \text{ kg.}$$

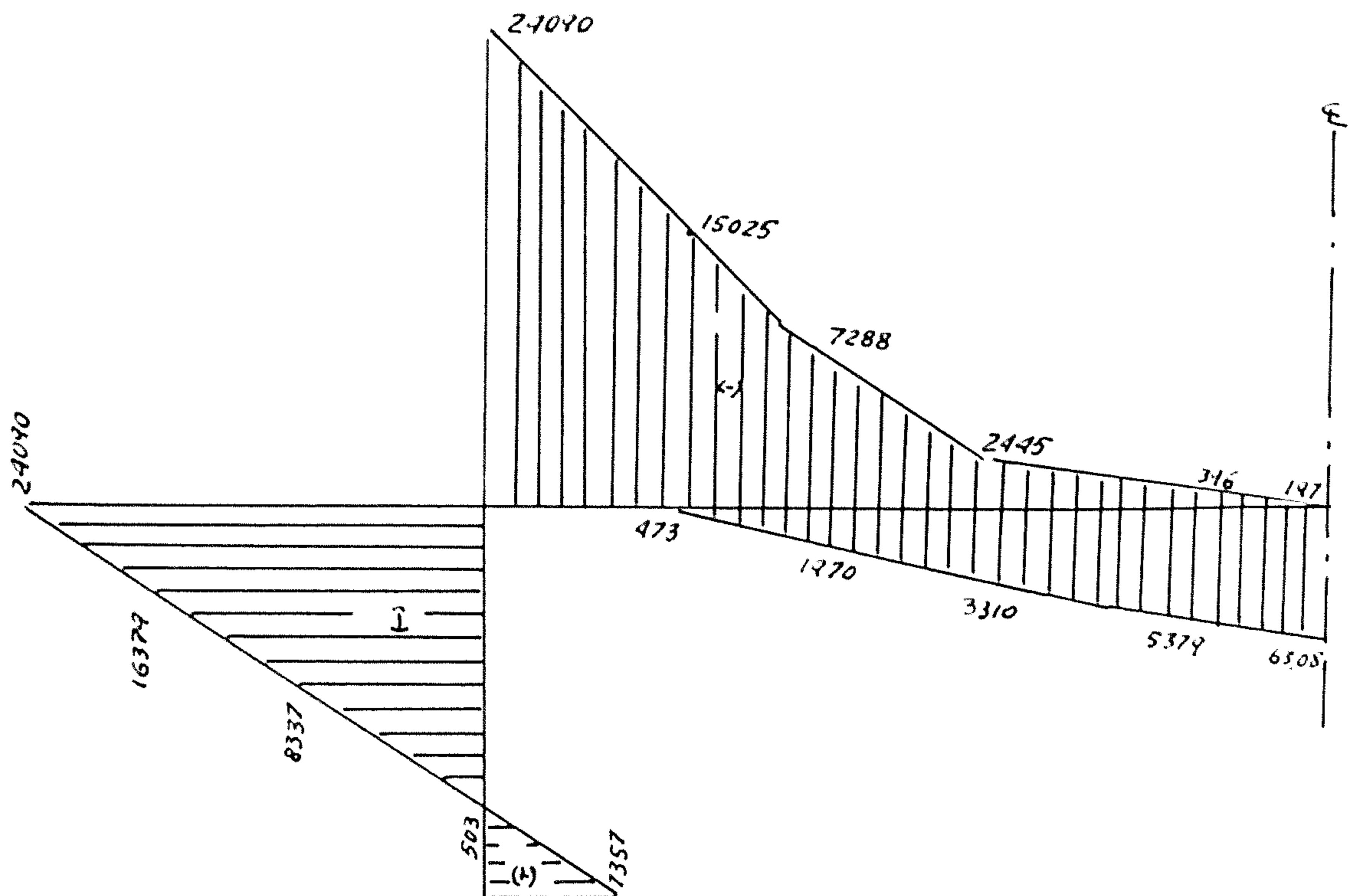
El procedimiento gráfico para la obtención de las líneas de influencia 07 cada 1/10 de luz se muestra en las hojas adjuntas. Luego se dibujaron separadas para pasarles el TREN DE CARGAS y obtener así los momentos máximos en cada punto.



La Carga Móvil que circulará por el puente serán camiones con semitrailer del tipo H15-S12, con 4.27 de separación entre ejes y 9.15 de separación entre 2 camiones.



Se hace circular el tren de cargas y se miden las ordenadas correspondientes que de la posición más desfavorable y con los máximos de cada sección se construye la envolvente de momentos debido a la sobre-carga.



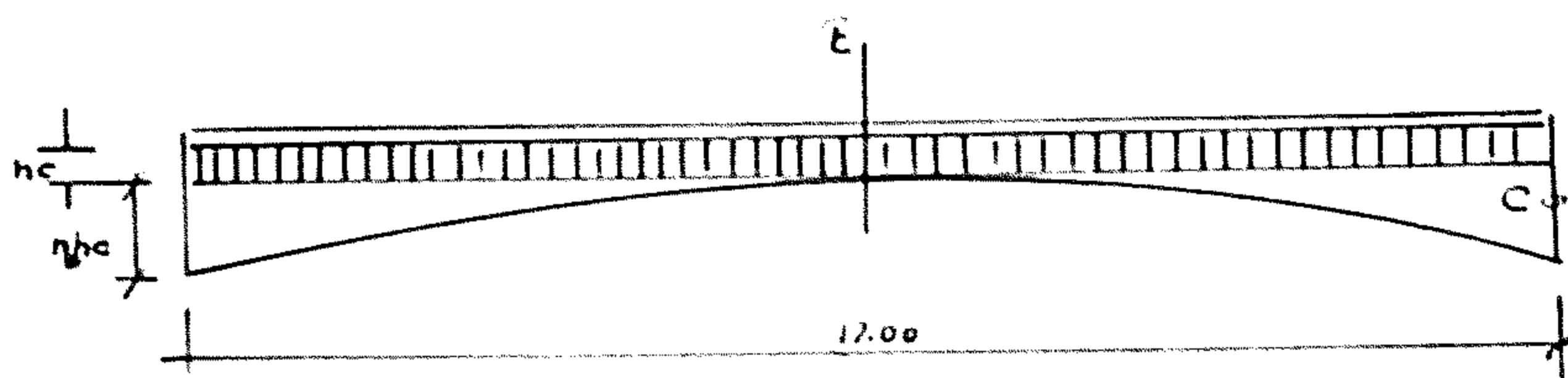
ENVOLVENTE DE MOMENTOS DE SOBRE CARGA - IMPACTO

### MOMENTOS DEBIDO A PESO PROPIO

Para el cálculo de estos momentos consideraremos:

1o.- Una carga uniforme, formada por el peso del asfalto de 2" de espesor (superficie de rodadura) y al peso propio de la losa sin considerar el acartelamiento.

2o.- Una carga parabólica, o sea al considerar el acartelamiento.



$$h_c = 34 \text{ cm.}$$
$$n h_c = 51 \text{ cm.}$$

$$n = \frac{51}{34} = 1.5$$

$$pp \text{ asfalto} = 2000 \text{ kg/m}^3$$

$$pp \text{ concreto} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

a) Peso del concreto uniformemente repartido (por metro)

$$pp_c = 2400 \times 0.34 \times 100 = 816 \text{ kg/ml}$$

b) Peso del asfalto por metro

$$pp_a = 2000 \times 1 \times 0.05 = \underline{100} \text{ kg/ml}$$

$$\text{T o t a l} \quad 916 \text{ kg/ml}$$

### MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PARA LA CARGA UNIFORME

Del libro "Theory and Practice of Reinforced Concrete" de C. DUNHAM. Págs. 452-454 se tiene que:

$$M_{FBC} = f w l^2$$

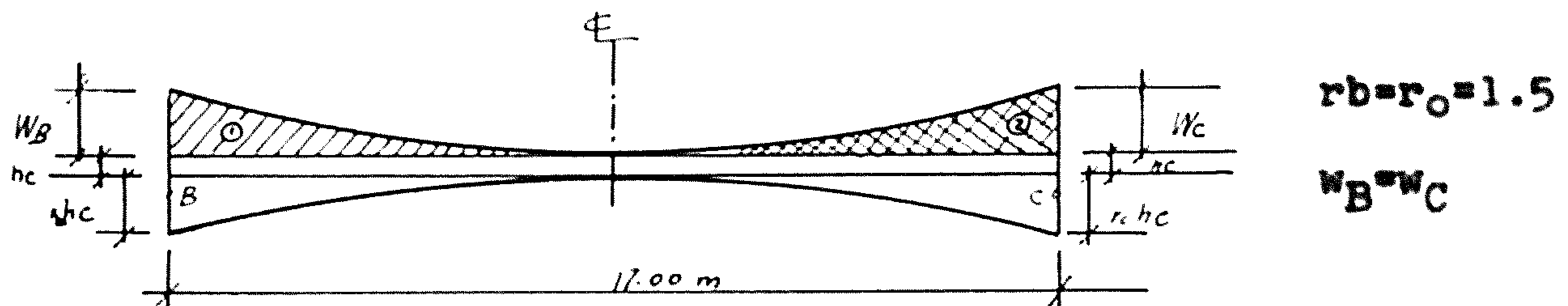
de los ábacos se obtiene:

para  $\begin{cases} a = 0.50 \\ \frac{d_{min}}{d_{max}} = 0.40 \end{cases}$  se tiene  $f = 0.106$

$$M'_{FBC} = 0.106 \times 916 \times 17^2$$

$$M'_{FBC} = M'_{FCB} = 28100 \text{ kg-m}$$

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PARA LA CARGA PARABOLICA



$$w_B = w_C = 0.51 \times 1.00 \times 2400 = 1225 \text{ kg/ml}$$

Del ábaco No.17 página 32 de la publicación de la "PORTLAND CEMENT ASSOCIATION" titulada "CONTINUOUS CONCRETE BRIDGES" se tienen los valores de los momentos de empotramiento expresados en función de  $w_B l^2$

$$M_{FB}^{III} = f_1 \times w_B L^2 \text{ debido a la carga (1)}$$

$$M_{FB}^{IV} = f_2 \times w_B L^2 \text{ debido a la carga (2)}$$

$$M_{FB}^{II} = M_{FB}^{III} + M_{FB}^{IV} = w_B L^2 (f_1 + f_2)$$

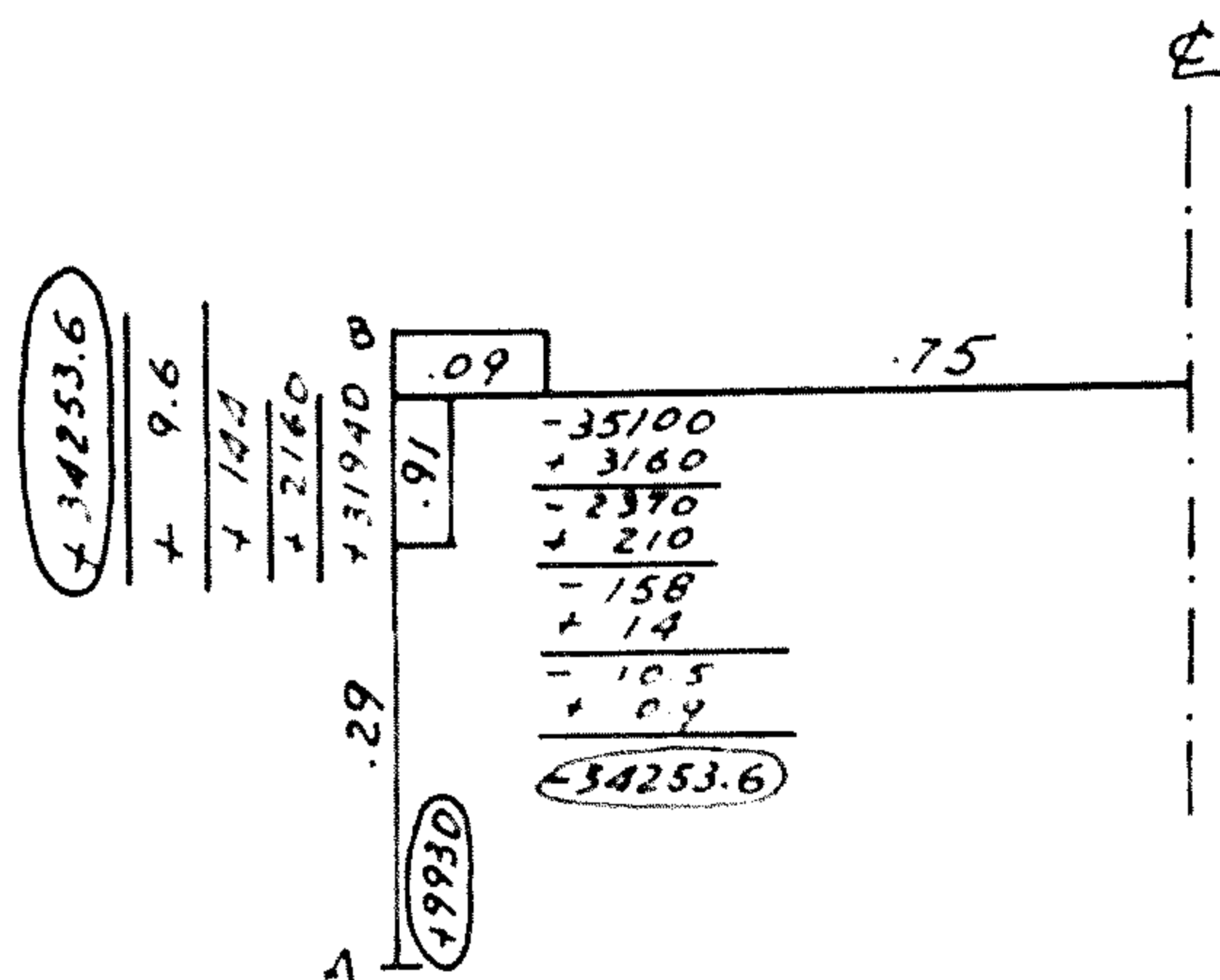
para  $\begin{cases} r_B = r_C = 1.5 \\ w_B = w_C \end{cases}$  se tiene del ábaco:  $\begin{cases} f_1 = 0.0171 \\ f_2 = 0.0025 \end{cases}$

$$M_{FB}^{II} = (0.0171 + 0.0025) 1225 \times 17^2$$

$$M''_{FB} = 7000 \text{ kg-m}$$

Con estos momentos sumados obtengo el momento de empotramiento para luego por el procedimiento de la distribución de Momentos obtener los momentos definitivos.

$$M_{FB} = M'_{FB} + M''_{FB} = 28100 + 7000 = 35100 \text{ kg-m}$$



Teniendo estos valores, podemos encontrar la envelope de momentos debido a peso propio, superponiendo a los valores anteriores los de momentos considerando el tramo B-C como simplemente apoyado. Sobre este tramo, podemos considerar que actúa una carga uniformemente repartida de 916 kg/ml y una parabólica simétrica respecto del centro de luz y cuya ordenada máxima es 1225 kg/ml.

Los momentos isostáticos para la carga uniformemente repartida son:

$$M_x = \frac{w l \alpha L^2}{2} (1 - \alpha) \quad \alpha L = x \text{ abscisa de la sección}$$

Los momentos isostáticos para la carga parabólica

son:

$$M_x = f w_2 L^2$$

$f$  es un coeficiente que se encuentra en la publicación de la PORTLAND CEMENT ASSOCIATION titulada "CONTINUOUS CONCRETE BRIDGES", en la pág. 32, y da los coeficientes para encontrar los momentos en cualquier sección debido a las cargas parabólicas

$$M_x^I = f_1 w_2 L^2 \quad \text{debido a la carga (1)}$$

$$M_x^{II} = f_2 w_2 L^2 \quad \text{debido a la carga (2)}$$

$$M_x = (f_1 + f_2) w_2 L^2$$

Llevando los valores de los momentos debido a la carga uniformemente repartida y los debido a la parabólica, tendremos:

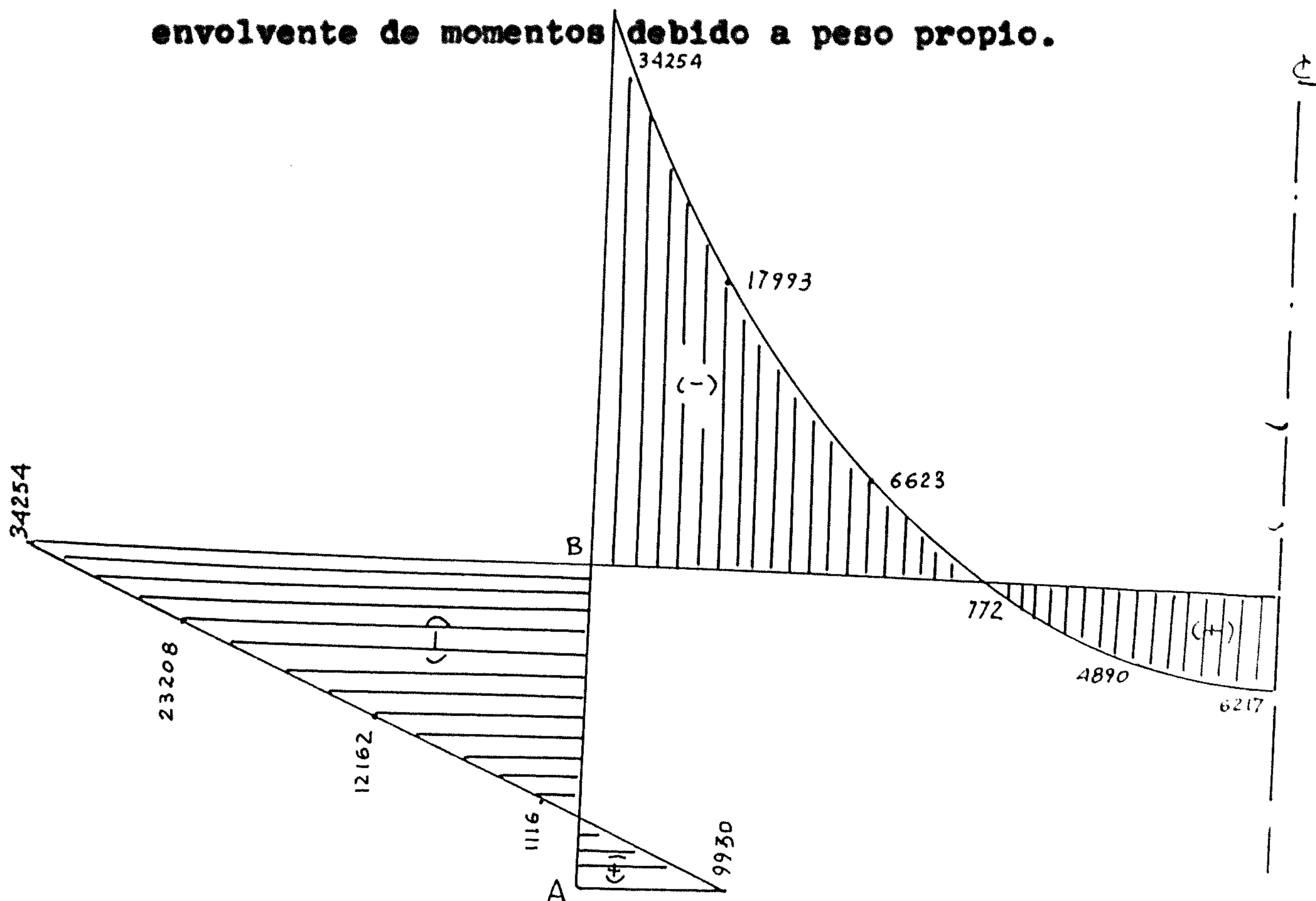
Sección	1L	2L	3L	4L	5L
$f_1$	0.0102	0.0140	0.0141	0.01245	0.0104
$f_2$	0.0021	0.0042	0.0063	0.0083	0.0104
$f_1 + f_2$	0.0123	0.0182	0.0204	0.02075	0.0208
$w_2 L^2 (f_1 + f_2)$	4360	6450	7225	7350	7370
$w_1 x L^2 / 2(1-k)$	11900	21180	27800	31800	33100

Sección	1L	2L	3L	4L	5L
Misos.total	+16260	+27630	+35025	+39150	+40470
Mom.hiperest.	-34253	-34253	-34253	-34253	-34253
Mom.Def.	-17993	-6223	+772	+4897	+6217

Los momentos definitivos se encontrarán por diferencia algebraica entre los momentos hiperestáticos y los isostáticos.

NOTA.- Se tomó solo 5 secciones por ser simétrico.

Expresando gráficamente estos valores tendremos la envolvente de momentos debido a peso propio.



MOMENTOS DEBIDO A PESO PROPIO

### MOMENTOS DEBIDO A EMPUJE DE TIERRAS

Tomando en cuenta las condiciones diferentes de las márgenes del RIO, en una ROCA BLANDA y en la otra CONGLOMERADO NO CEMENTADO se producirá empuje de tierras en un solo lado debido a que el ángulo de reposo de la ROCA es  $90^\circ$ .

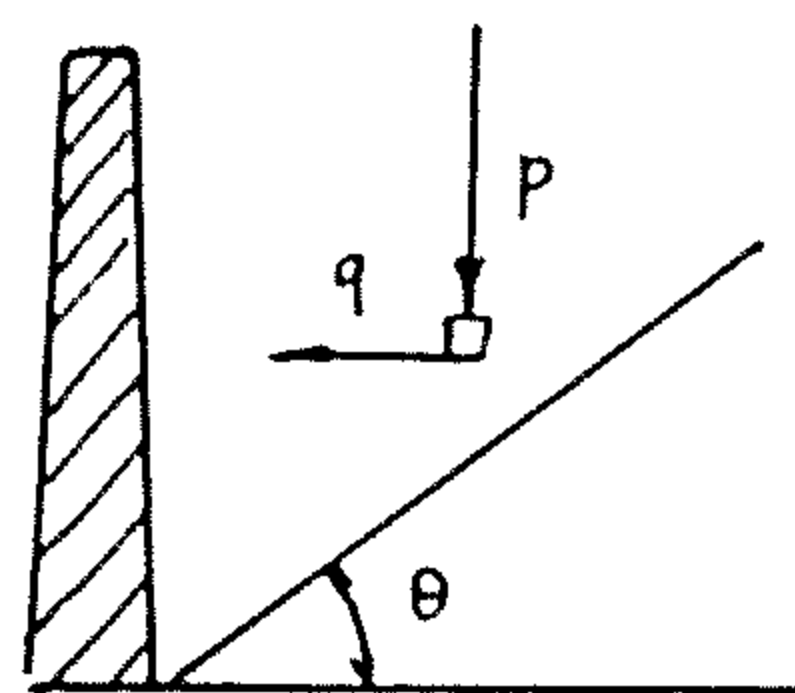
El cálculo del empuje se hará siguiendo las teorías de COULOMB y RANKINE y para las condiciones nuestras tenemos:

$W$  = peso del conglomerado no cementado =  $1700 \text{ kg/m}^3$

$\theta$  = ángulo de reposo ó de talud natural =  $40^\circ$

Por medio de desarrollos sencillos pero largos se ha encontrado una fórmula que liga el valor de la presión horizontal "q" que ejerce una tierra, con la presión vertical "p" en esa punto, y el ángulo  $\theta$  de talud natural. Dicha fórmula es:

$$\frac{q}{p} = \frac{1 - \text{sen } \theta}{1 + \text{sen } \theta} = C$$



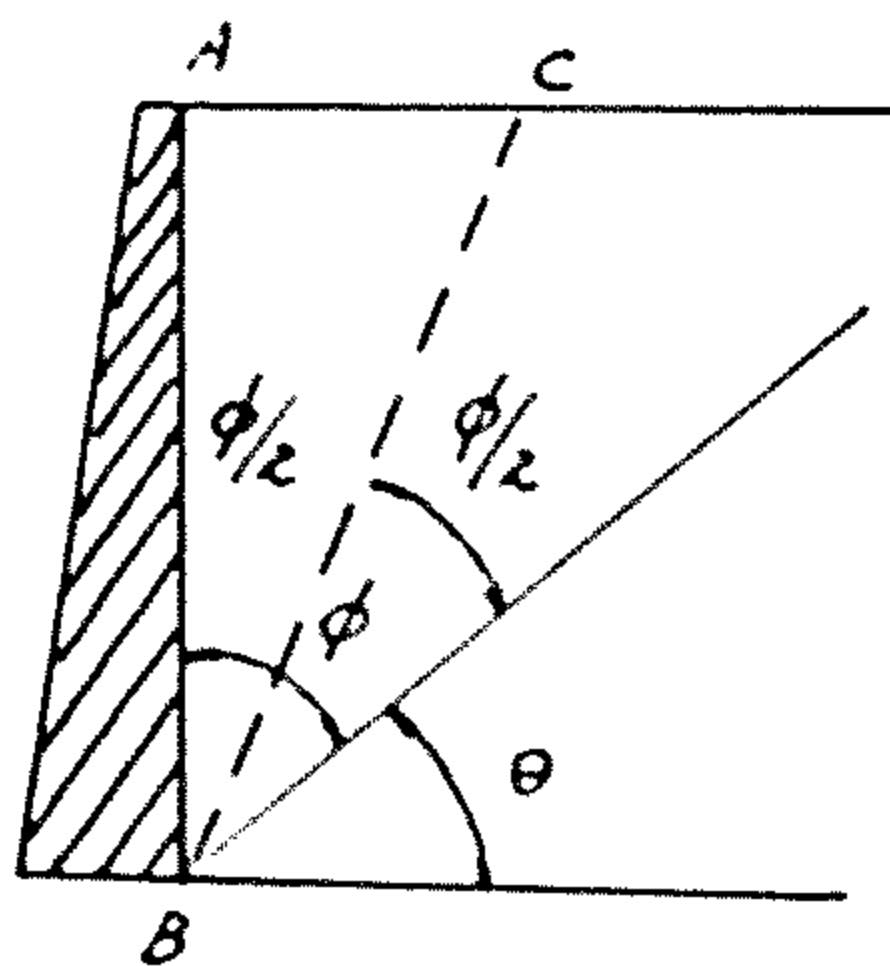
fórmula donde "q" es el empuje horizontal unitario en cualquier punto y "p" la presión vertical en el mismo. Como C es una fracción resulta que el empuje horizontal es solo una cierta parte del vertical

$$q = C p$$

Si  $\theta = 90^\circ$  lo cual corresponde a roca  $C = 0$  y  $q = 0$  no se produce empuje, lo cual se había adelantado al

comienzo.

En nuestro caso va a actuar una sobre-carga sobre el terraplén y para determinar su efecto, la reemplazaremos por una capa de tierra equivalente de altura  $h'$ , que en el caso de cargas móviles se halla teniendo en cuenta el plano de fractura.



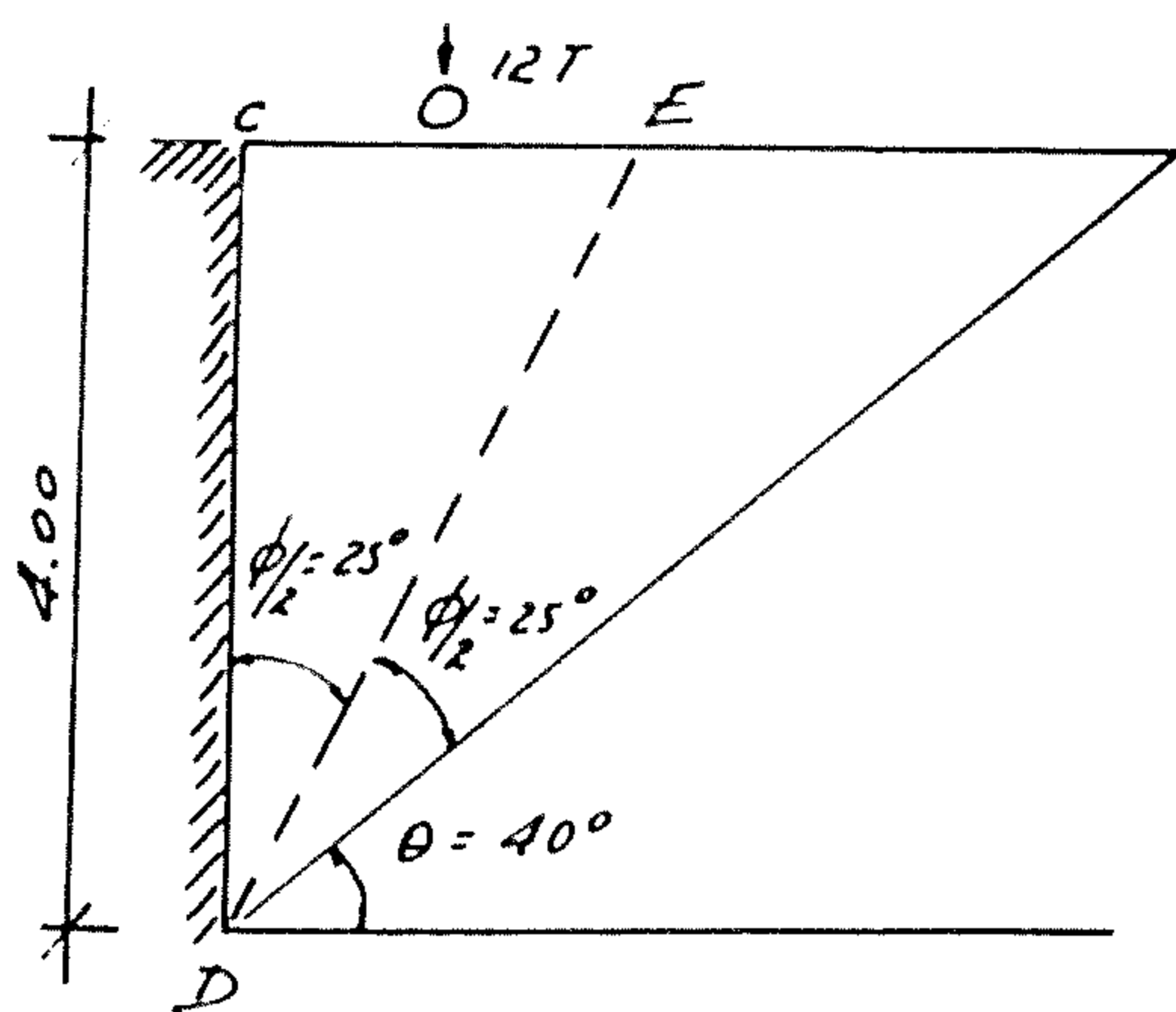
BC = plano de fractura

En la práctica se ha comprobado que sobre el muro actúa una cuña de tierra, limitada por este y el plano de fractura BC. Para calcular su posición basta trazar el ángulo de reposo  $\theta$  de la tierra y la bisectriz del ángulo complementario  $\phi$

Refiriéndonos al caso nuestro tenemos:

$h$  = altura del muro (pierna del pórtico) = 4.00

Buscquemos el plano de fractura:



$$\phi = 90 - \theta = 90 - 40 = 50^\circ$$

$$\phi/2 = 25^\circ$$

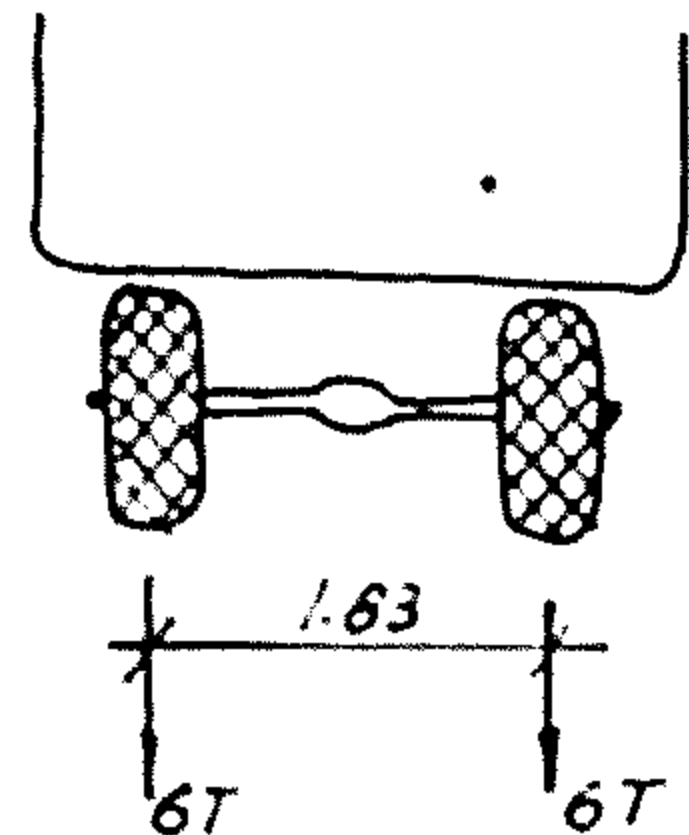
$$CE = 4 \times \text{tg} 25^\circ = 1.865 \text{ m.}$$

NOTA.- La superficie CD se consideró vertical para efecto del empuje.

Para calcular la altura  $h'$  de sobrecarga veamos cuantos ejes entran en CE. Entra uno solo pues la separa-



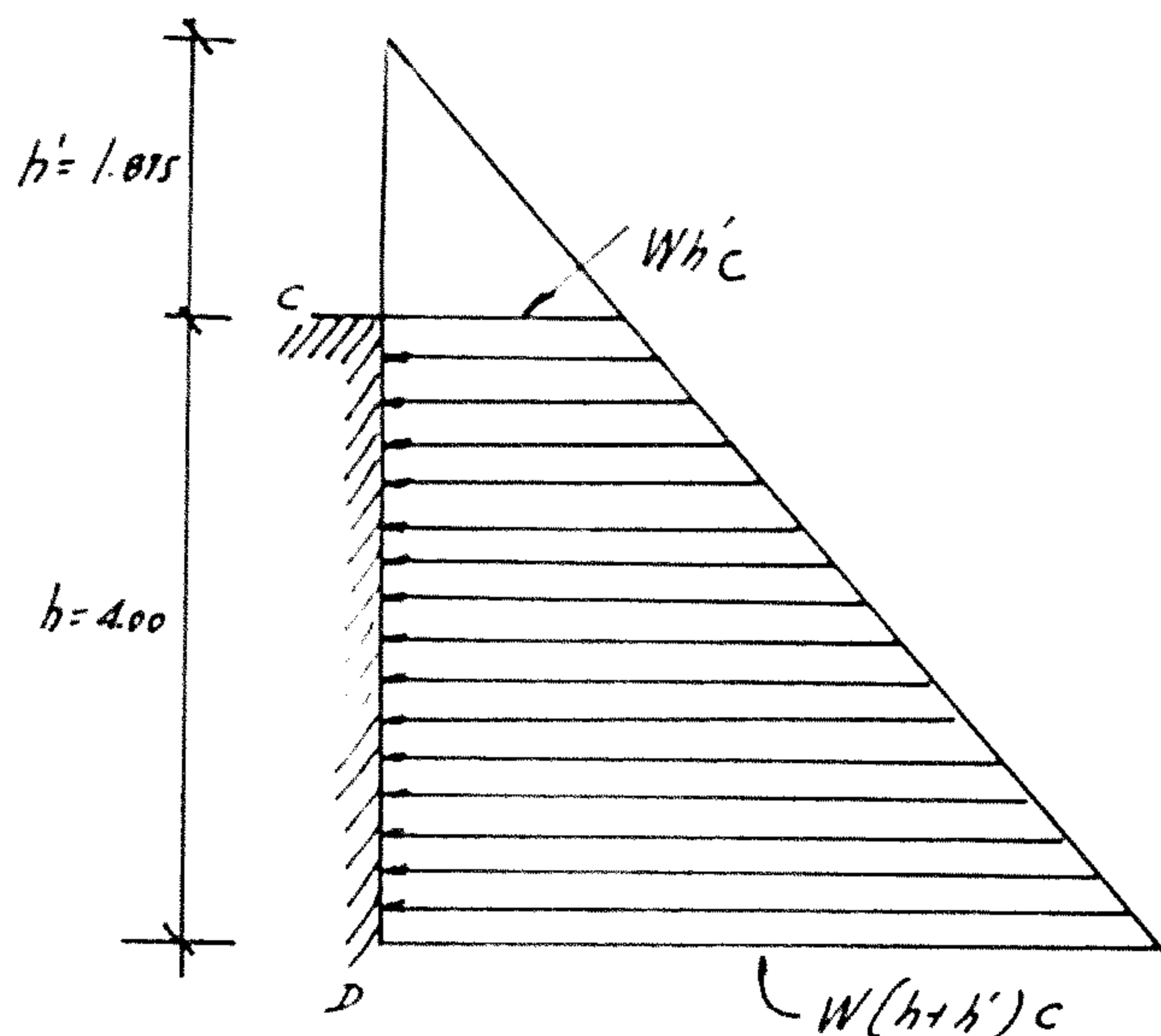
ción entre ejes es 4.27 m. Repartiremos la carga por eje en la longitud CE y por metro de ancho.



$$q' = \frac{12 \times 907.2}{1.83 \times 1.865} = 3190 \text{ kg/m}^2$$

$$h' = \frac{q'}{1700} = \frac{3190}{1700} = 1.875 \text{ m.}$$

Con todos estos valores podemos conocer el diagrama de presiones que en nuestro caso será un trapecio por lo cual bastaría conocer la presión en C (mínima) y la presión en D (máxima)



presión en C =  $wh'c$

presión en D =  $w(h+h')c$

La constante C se encuentra tabulada en las notas del Ing. QUIROGA

para  $\theta = 40^\circ$   
y  
n i v e l } se tiene C = 0.22

presión en C =  $1700 \times 1.875 \times 0.22 = 700 \text{ kg/m}^2$

presión en D =  $1700 (4+1.875) \times 0.22 = 2200 \text{ kg/m}^2$

Con estos valores podemos entrar al cálculo de los momentos producidos por el empuje de tierras.

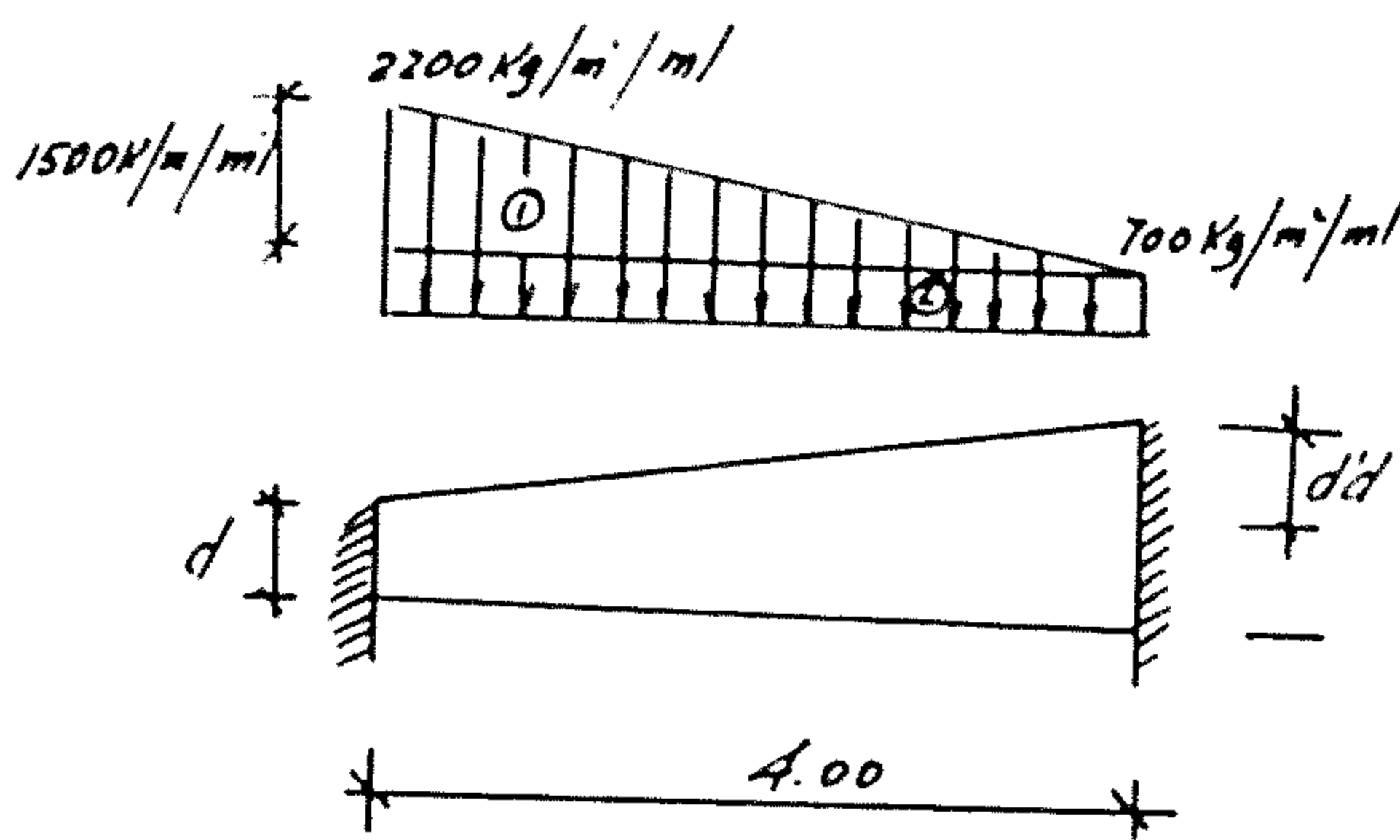
**MOMENTOS INICIALES DE EMPOTRAMIENTO**

para la carga (1) uniformemente repartida:

para  $\left\{ \begin{matrix} a = 1 \\ d = 0.43 \\ d'd=0.43 \end{matrix} \right\} d'=1$  se tiene  $\begin{cases} f_D = 0.052 \\ f_C = 0.123 \end{cases}$

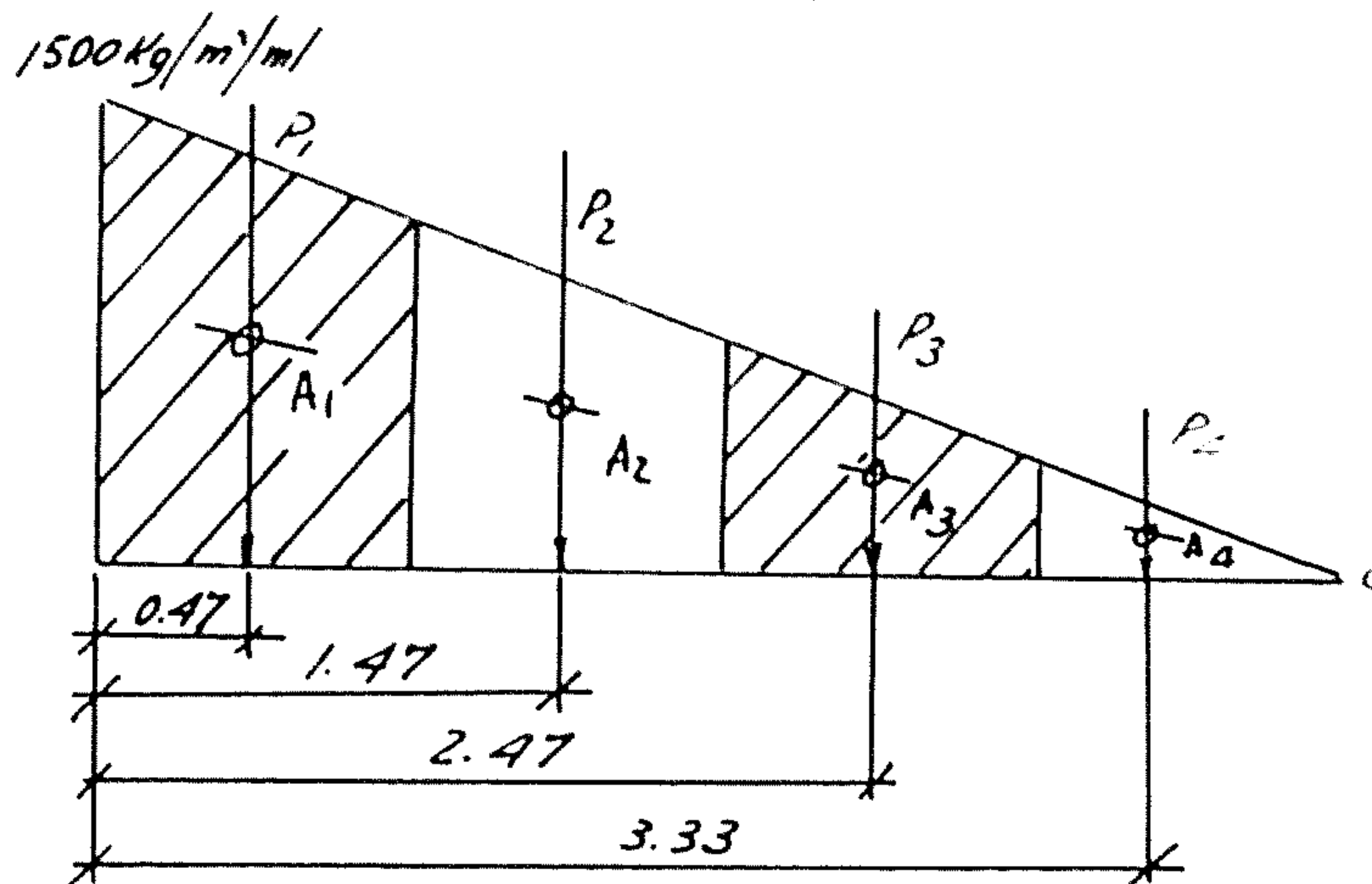
$M_{FD} = f_D \times w l^2 = 0.052 \times 700 \times 4^2 = 583 \text{ kg-m}$

$M_{FC} = f_C \times w l^2 = 0.123 \times 700 \times 4^2 = 1380 \text{ kg-m}$



Para la carga triangular la su pondremos dividida en 4 cargas concentradas, correspondientes a 4 áreas cuyas bases son igua les a 1.00 m. y aplicadas en el centro de gravedad de cada

una de ellas.



Ordenada máxima =  $2200 - 700 = 1500 \text{ kg/m}^2/\text{m}$

$P_1 = A_1 = \frac{1500 + 1125}{2} \times 1.00 = 1312 \text{ kg.}$

$P_2 = A_2 = \frac{1125 + 750}{2} \times 1.00 = 936 \text{ kg.}$

$$P_3 = A_3 = \frac{750+375}{2} \times 1.00 = 562 \text{ kg.}$$

$$P_4 = A_4 = \frac{375}{2} \times 1.00 = 187 \text{ kg.}$$

Para cada una de estas cargas busquemos los momentos de empotramiento por los ábacos de CROSS & MORGAN. Pag. 149.

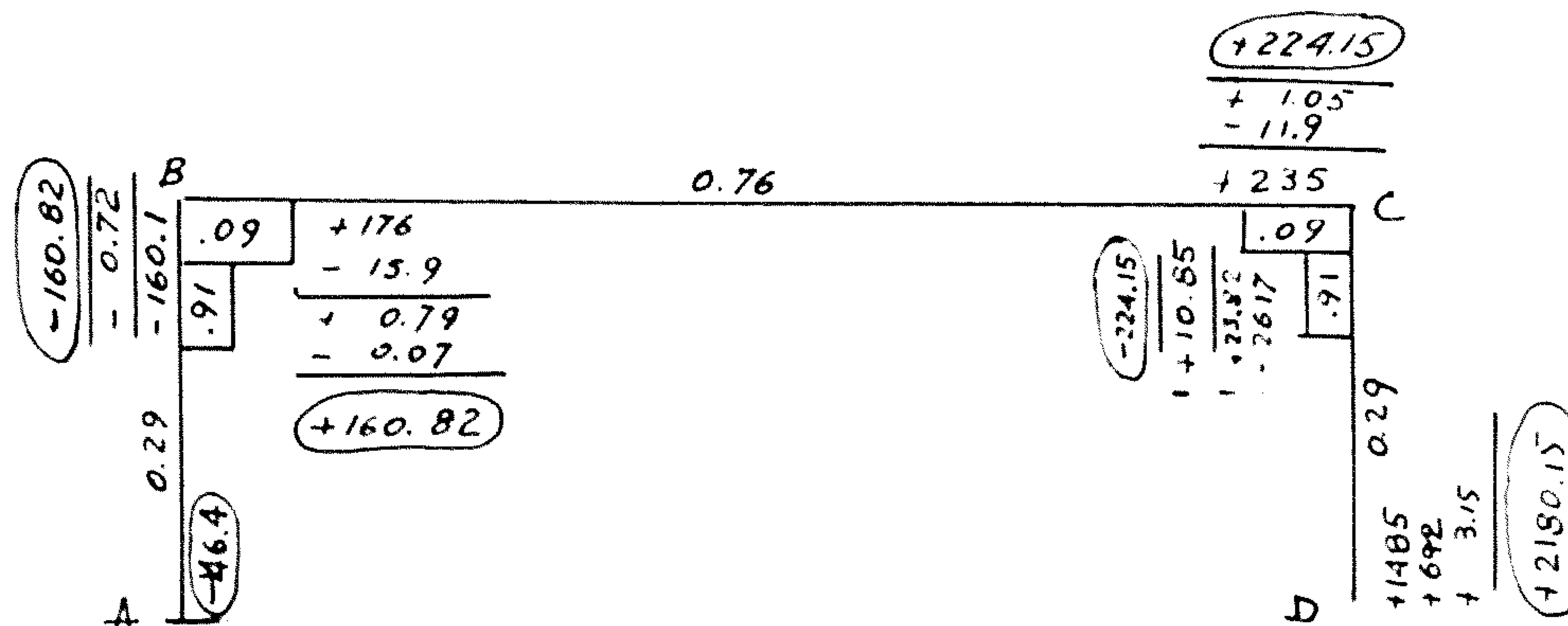
Para $P_1$	$\left\{ \begin{array}{l} d' = 1 \\ k = 0.883 \end{array} \right.$	se tiene	$\left\{ \begin{array}{l} M_{PD} = 0.083 \times 1312 \times 4 \\ M_{PC} = 0.023 \times 1312 \times 4 \end{array} \right.$	$\left. \begin{array}{l} = 435 \text{ kg-m} \\ = 121 \text{ kg-m} \end{array} \right.$
Para $P_2$	$\left\{ \begin{array}{l} d' = 1 \\ k = 0.632 \end{array} \right.$	se tiene	$\left\{ \begin{array}{l} M_{PD} = 0.096 \times 936 \times 4 \\ M_{PC} = 0.152 \times 936 \times 4 \end{array} \right.$	$\left. \begin{array}{l} = 360 \text{ kg-m} \\ = 569 \text{ kg-m} \end{array} \right.$
Para $P_3$	$\left\{ \begin{array}{l} d' = 1 \\ k = 0.382 \end{array} \right.$	se tiene	$\left\{ \begin{array}{l} M_{PD} = 0.045 \times 563 \times 4 \\ M_{PC} = 0.199 \times 563 \times 4 \end{array} \right.$	$\left. \begin{array}{l} = 101 \text{ kg-m} \\ = 448 \text{ kg-m} \end{array} \right.$
Para $P_4$	$\left\{ \begin{array}{l} d' = 1 \\ k = 0.168 \end{array} \right.$	se tiene	$\left\{ \begin{array}{l} M_{PD} = 0.008 \times 188 \times 4 \\ M_{PC} = 0.131 \times 188 \times 4 \end{array} \right.$	$\left. \begin{array}{l} = 6 \text{ kg-m} \\ = 99 \text{ kg-m} \end{array} \right.$

Sumemos los momentos debido a la carga triangular y a la uniformemente repartida y así encontraremos los momentos de empotramiento en C y D con los cuales efectuar la distribución de momentos.

$$M_{PD} = 583 + 435 + 360 + 101 + 6 = 1485 \text{ kg-m}$$

$$M_{PC} = 1380 + 121 + 569 + 448 + 99 = 2617 \text{ kg-m}$$

Los momentos definitivos los encontraremos por el proceso de la distribución de momentos.



Para encontrar el diagrama de momentos debido a EMPUJE DE TIERRAS superpondremos a los momentos anteriores, los del tramo CD, considerado como simplemente apoyado. Para encontrar estos momentos supondremos que actúa una carga uniformemente repartida de 700 kg/m<sup>2</sup>/ml y una triangular cuya ordenada máxima en D es de 1500 kg/m<sup>2</sup>/ml.

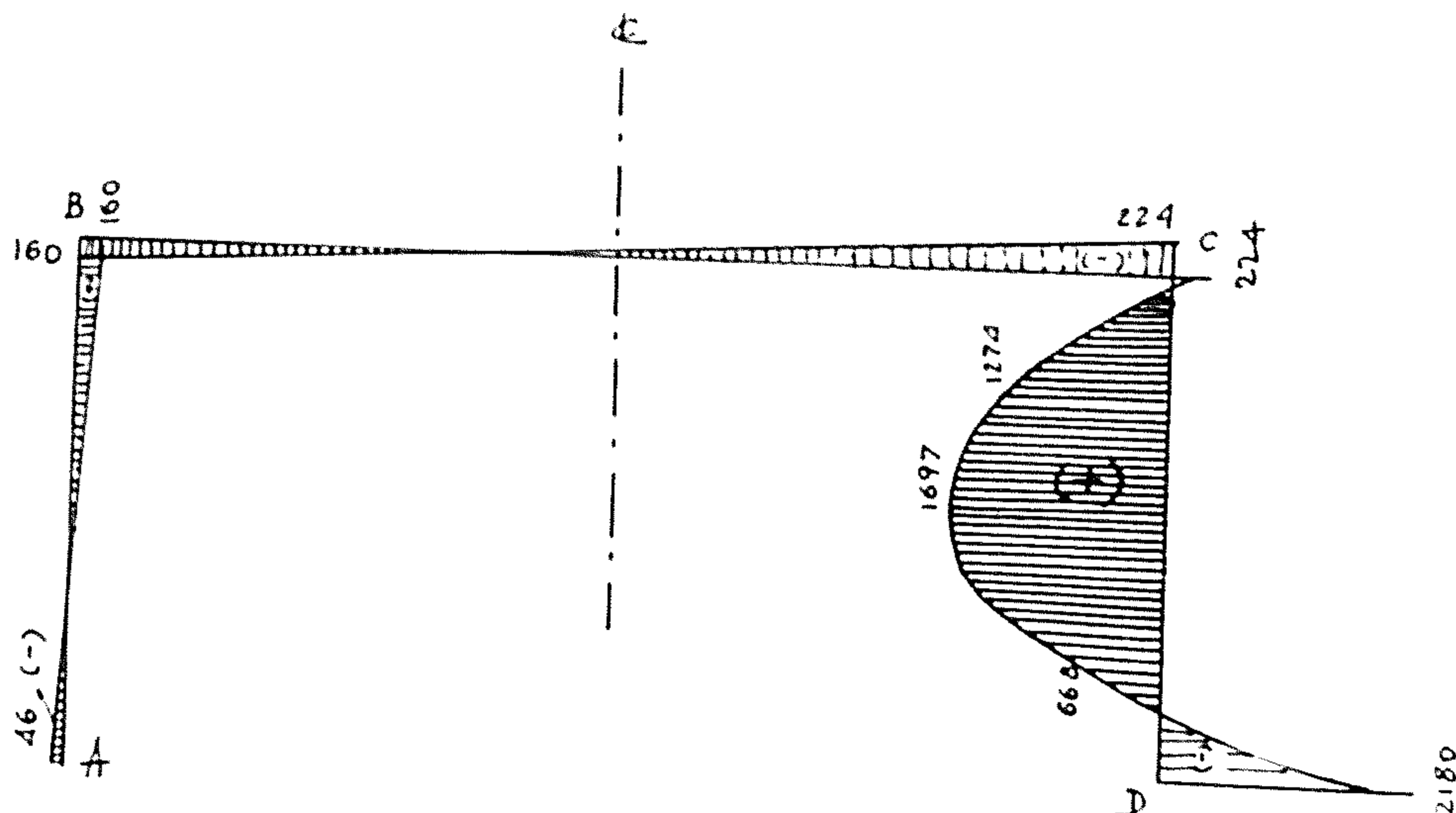
$$M_x = \frac{wL^2}{2} (1-x) \quad \text{carga uniforme}$$

$$M_x = \frac{w2x}{6L} (L^2 - x^2) \quad \text{carga triangular}$$

SECCION	1D	2D	3D
Mom.Isos.Carga Unif.	+1050	+1400	+1050
M.Isos.Carga Triang.	+ 938	+1500	+1310
Tot.Isost.	+1988	+2900	+2360

M.Hiparest.	-713	-1202	-1691
M.Total	+1274	+1697	+668

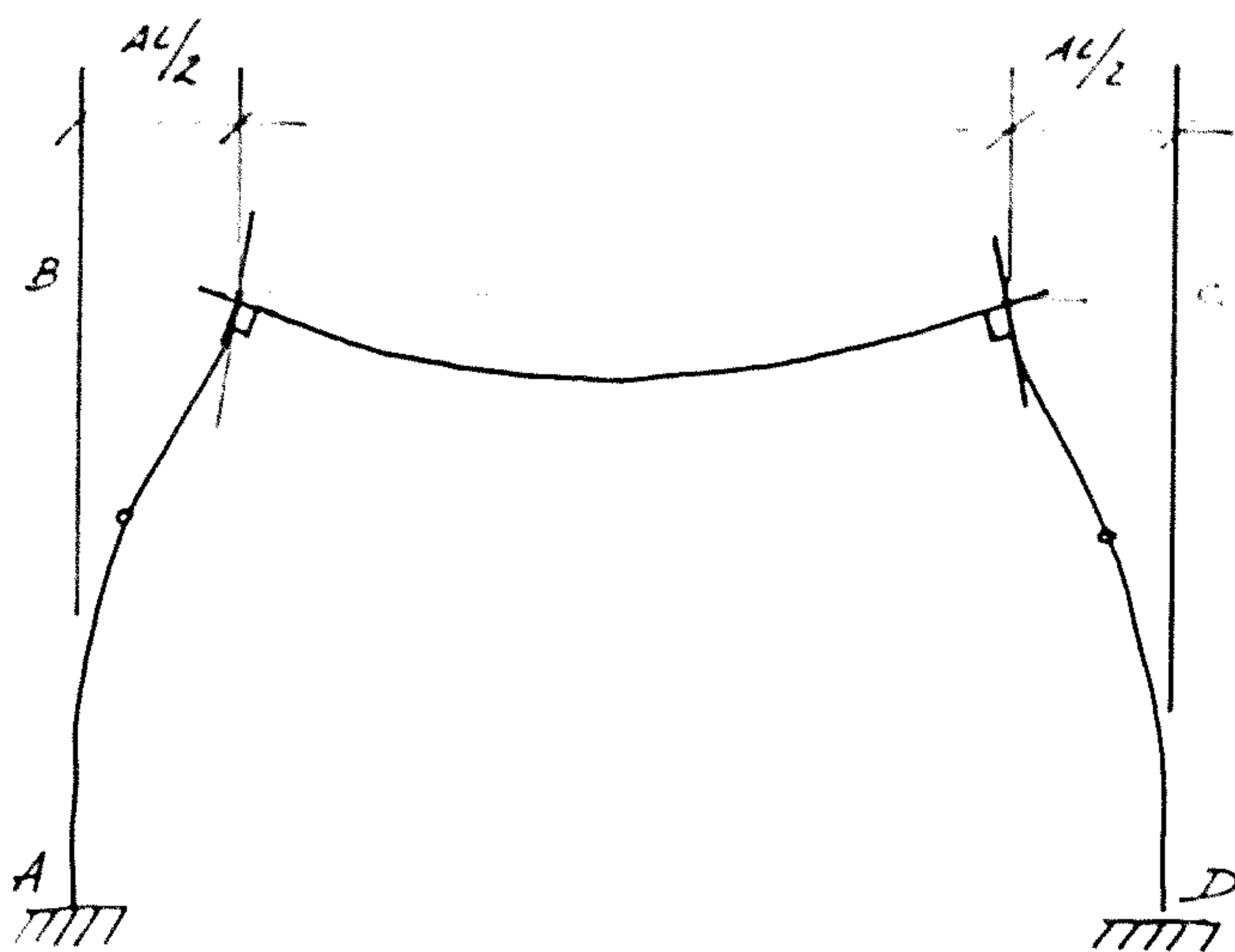
Con estos valores tendremos el diagrama de MOMENTOS PARA EMPUJE DE TIERRAS.



MOMENTOS DEBIDOS A CAMBIOS DE TEMPERATURA Y FRAGUADO

La estructura, debido a aumentos o caídas de temperatura, sufrirá alargamientos o acortamientos de sus miembros, y al fraguar el concreto, se producen también acortamientos de los miembros. Estas variaciones de longitud traen por consiguiente momentos que estudiaremos seguidamente.

Supondremos que la estructura está sometida a una variación de temperatura de  $\pm 20^{\circ}\text{C}$  y que la contracción debida al fraguado es equivalente a un descenso de temperatura de  $20^{\circ}$ . Haremos el estudio para un descenso de temperatura de  $20^{\circ}\text{C}$ , pues los momentos producidos por contracción al fraguado son iguales, y por un aumento de temperatura de  $20^{\circ}\text{C}$  son iguales, pero con el signo contrario.



El pórtico tomará la deformación mostrada y supondremos que lo que se a corta el elemento horizon tal BC lo toma por mitad cada nodo.

Los momentos iniciales de empotramiento con los que efectuáramos la distribu-

ción de momentos para encontrar los momentos definitivos los encontraremos por las fórmulas siguientes:

$$M_{AB} = M_{DC} = K_{AB}(1+C_{AB}) \frac{d}{L}$$

$$M_{BA} = M_{CD} = K_{BA}(1+C_{BA}) \frac{d}{L}$$

fórmulas tomadas de la obra de C. DUNHAM, anteriormente citada (Pág.466) donde:

K = coeficiente de rigidez.

C = coeficiente de traslado

L = distancia AB-CD

d =  $\Delta L/2$

$\Delta L = wL\Delta T$

donde w = coeficiente de contracción por unidad de longitud y por grado centígrado.

$$w = 0.00001 \text{ m/ml} \times ^\circ\text{C}$$

$$\Delta L = 0.00001 \times 17 \times 20 = 0.0034 \text{ m} = 3.4 \text{ mm.}$$

$$\Delta L/2 = 1.7 \text{ mm.}$$

Para encontrar los valores de K busquemos primero los de k.

De las tablas se tiene:

para  $\begin{cases} a = 1 \\ \frac{d_{\min}}{d_{\max}} = 0.5 \end{cases}$  se tiene del ábaco  $k_{AB} = 6.9$

$$\text{por tanto } K_{AB} = k_{AB} \times \frac{I_A \times E}{L} = 6.9 \times \frac{43^3 \times 100 \times 2.1 \times 10^5}{12 \times 400} = 240 \times 10^7$$

$$K_{AB} = 240 \times 10^7$$

para  $\begin{cases} a = 1 \\ \frac{d_{\min}}{d_{\max}} = 0.5 \end{cases}$  se tiene del ábaco  $K_{BA} = 20$

$$\text{por tanto } K_{BA} = k_{BA} \times \frac{I_A \times E}{L} = 20 \times \frac{43^3 \times 100 \times 2.1 \times 10^5}{12 \times 400} = 696 \times 10^7$$

$$K_{BA} = 696 \times 10^7$$

Los factores de transmisión  $C_{AB}$  y  $C_{BA}$  ya han sido encontrados cuando se buscaron las constantes físicas y valen:

$$C_{AB} = 0.84$$

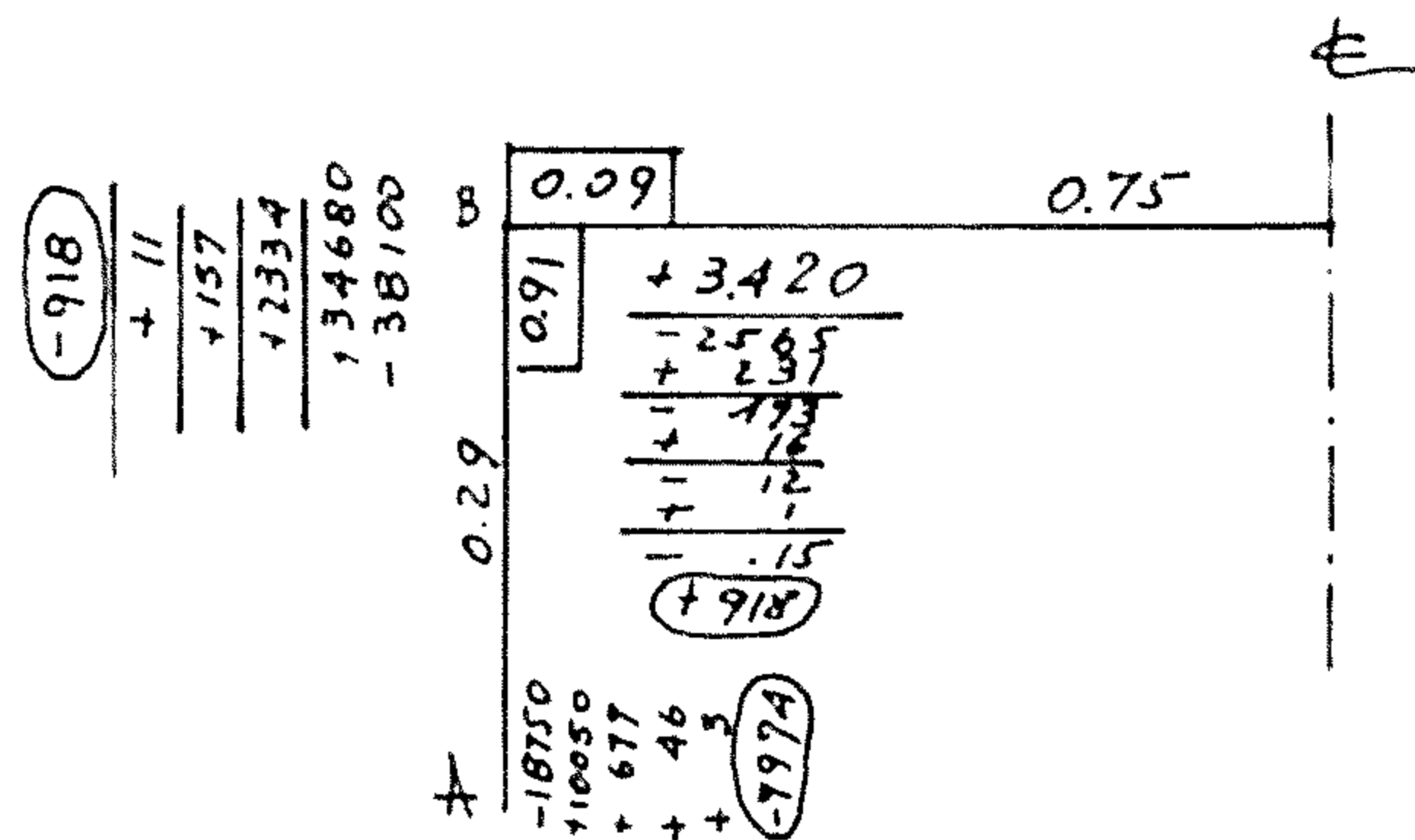
$$C_{BA} = 0.29$$

Con todos estos valores entramos a las fórmulas y encontraremos los momentos iniciales de empotramiento.

$$M_{FAB} = K_{AB}(1+C_{AB}) \times \frac{d}{L} = 240 \times 10^7 (1+0.84) \times \frac{0.0017}{4} = 18.750 \text{ kg-m}$$

$$M_{FBA} = K_{BA}(1+C_{BA}) \times \frac{d}{L} = 694 \times 10^7 (1+0.29) \times \frac{0.0017}{4} = 38.100 \text{ kg-m}$$

Con estos momentos y por el método de distribución de momentos encontraremos los momentos definitivos.



CORRECCION POR CURVATURA DEL EJE DEL MIEMBRO HORIZONTAL BC

Los momentos obtenidos anteriormente hay que corregirlos pues para su obtención no se tomó en cuenta la curvatura del eje del miembro horizontal BC.

El valor del factor de corrección es:



a) para la esquina B:

$$f = \left( \frac{H}{H+R} \right)^2 \quad \text{d o n d e :}$$

b) para la clave:

$$f = \frac{H}{H+R}$$

H = altura de cálculo de las piernas.

R = el desnivel del eje entre la clave y la esquina B.

para nuestro caso tenemos lo siguiente:

$$H = 4.00 \text{ m.}$$

$$R = \left( \frac{h_B}{2} - \frac{h}{2} \right) = \left( \frac{85}{2} - \frac{34}{2} \right) = 0.255 \text{ m.}$$

$$f_B = \left( \frac{4}{4+0.255} \right)^2 = 0.884$$

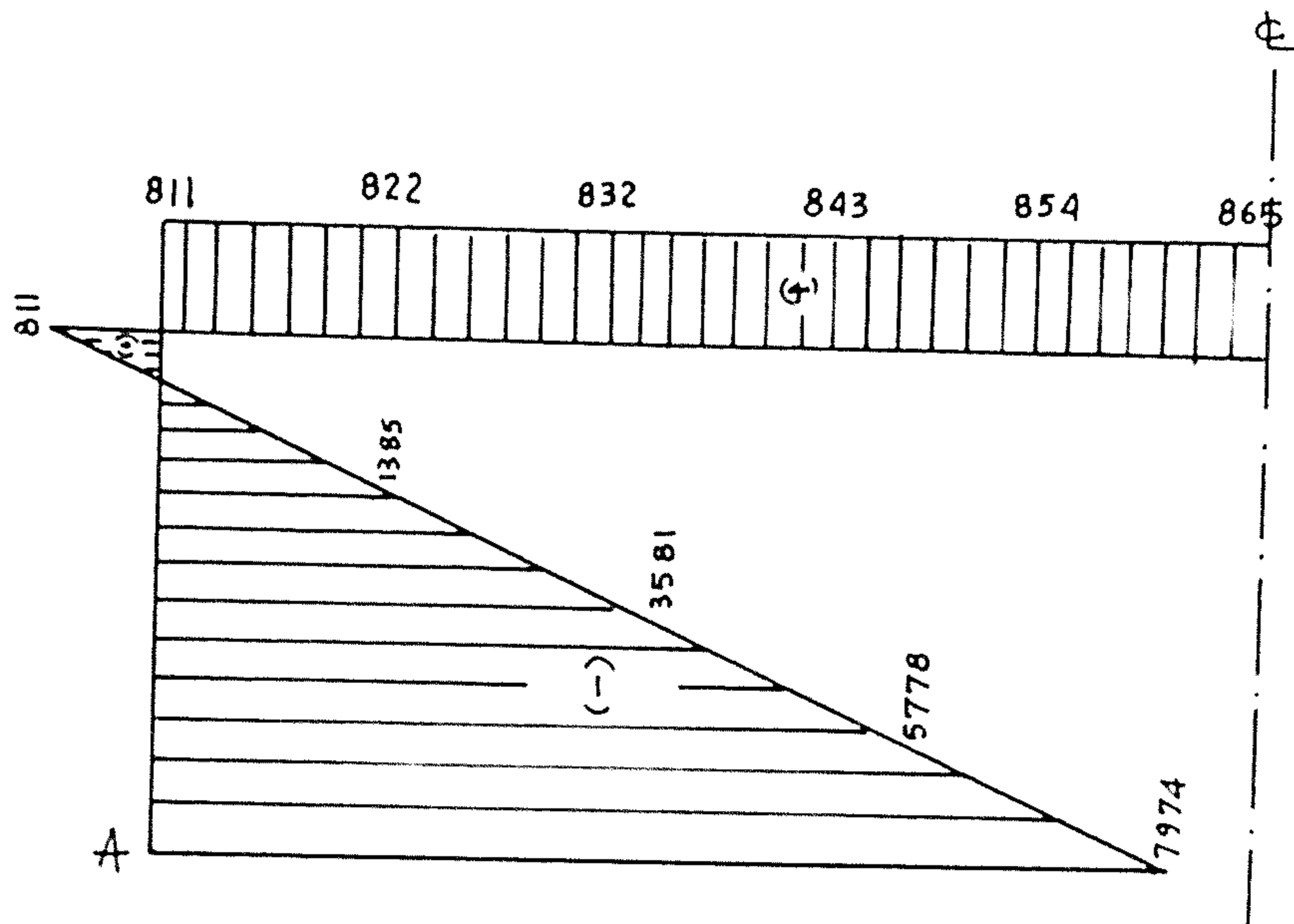
$$f_{\xi} = \frac{4}{4+0.255} = 0.942$$

Los momentos corregidos serán:

$$\text{a) en la esquina B} \quad M_B = 918 \times 0.884 = M_B = 811$$

$$\text{b) en la clave} \quad M_{\xi} = 918 \times 0.942 = M_{\xi} = 865$$

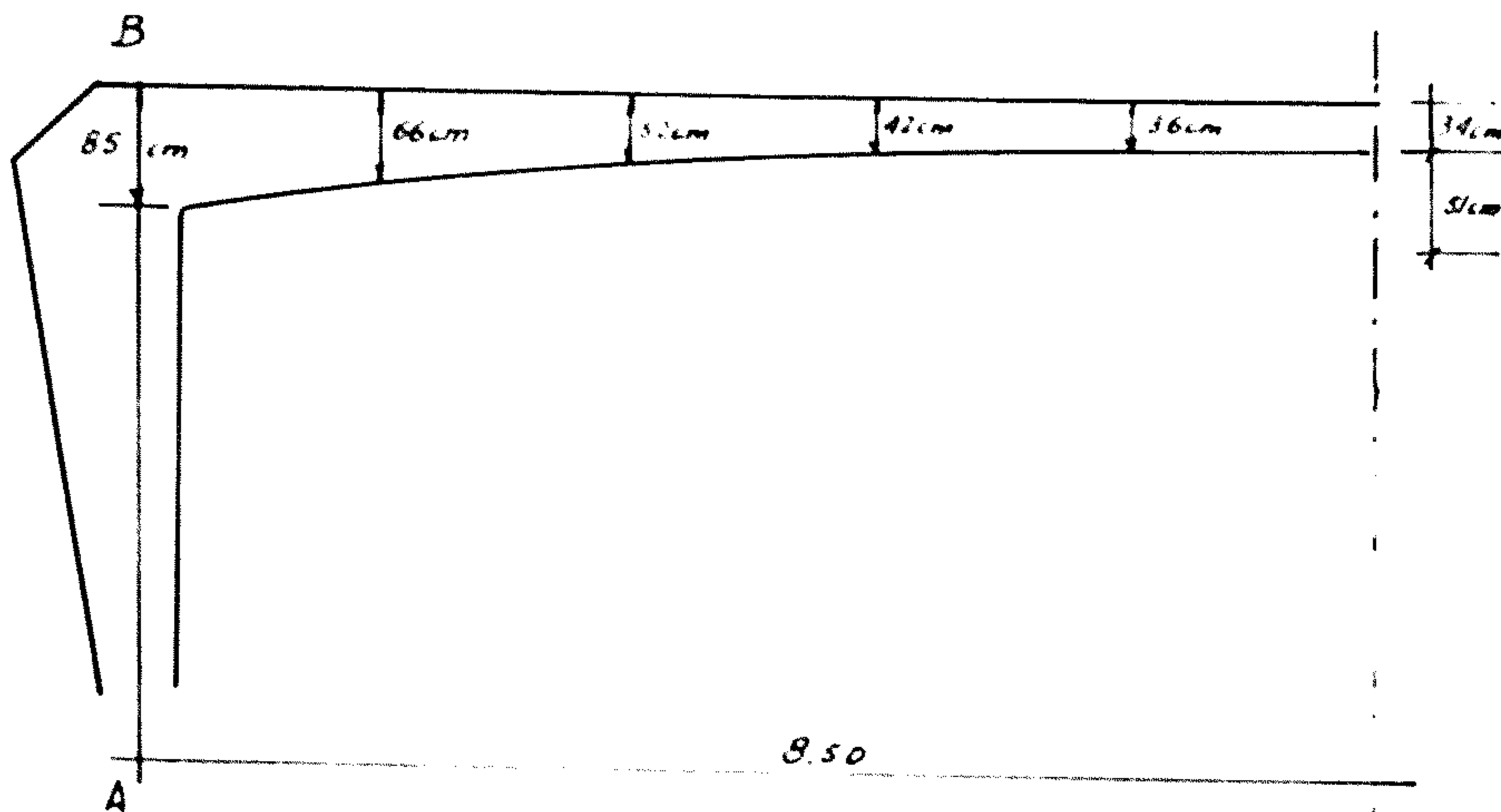
con estos valores podemos construir el diagrama de momentos para un "DESCENSO DE TEMPERATURA DE 20°C".



Con los valores de los momentos de obtenidos anteriormente estamos en condición de buscar los máximos momentos positivos y negativos que pueden actuar en cada sección. No tamos que los momentos debido a peso propio, empuje de tierras y fraguado actúan siempre, mientras que los de sobrecarga, y temperatura actúan según las circunstancias, estudiando las condiciones más desfavorables para cada sección obtendremos los valores de la envolvente de momentos.

Los valores de la envolvente de momentos se muestran en el siguiente cuadro:

**DISEÑO DEL MIEMBRO HORIZONTAL BC**



Calculemos primero cuánto vale el ancho de la losa en cada sección.

Como sabemos, el acartelamiento es simétrico y parabólico.

$$x^2 = ay \quad a = \frac{x^2}{y}$$

$$a = \frac{(850)^2}{51}$$

y la ecuación para cualquier punto de la curva queda:

$$x^2 = \frac{(850)^2}{51} y$$

$$y = \frac{51x^2}{(850)^2}$$

Sec.	cm. x	cm.x <sup>2</sup>	cm y	cm t= y+34	cm. d= t-6
5L	0	-	-	34	28
4L	170	28000	2	36	30
3L	340	115600	8	42	36
2L	510	260100	18	52	46
1L	680	462400	32	66	60
B	850	-	51	85	79

Como se dijo al iniciar el proyecto los materiales a usarse deben llenar las siguientes especificaciones:

Acero a tensión:  $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$

Carga de ruptura del concreto:  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Carga de trabajo del concreto:  $f_c = \frac{1}{3} f'_c = \frac{210}{3} = 70 \text{ kg/cm}^2$

CONSTANTES

$$n = \frac{2100}{f'_c} = \frac{2100}{210} = 10$$

$$n = 10$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1400}{10 \times 70}} = \frac{1}{3} = 0.33 \quad k = 0.33$$

$$j = 0.89$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{1}{9} = \frac{8}{9} = 0.89$$

El esfuerzo admisible en el acero a compresión es:

$$f'_s = (n f_c \frac{kd - d'}{kd}) \times 2 \text{ utilizando la doble efectividad.}$$

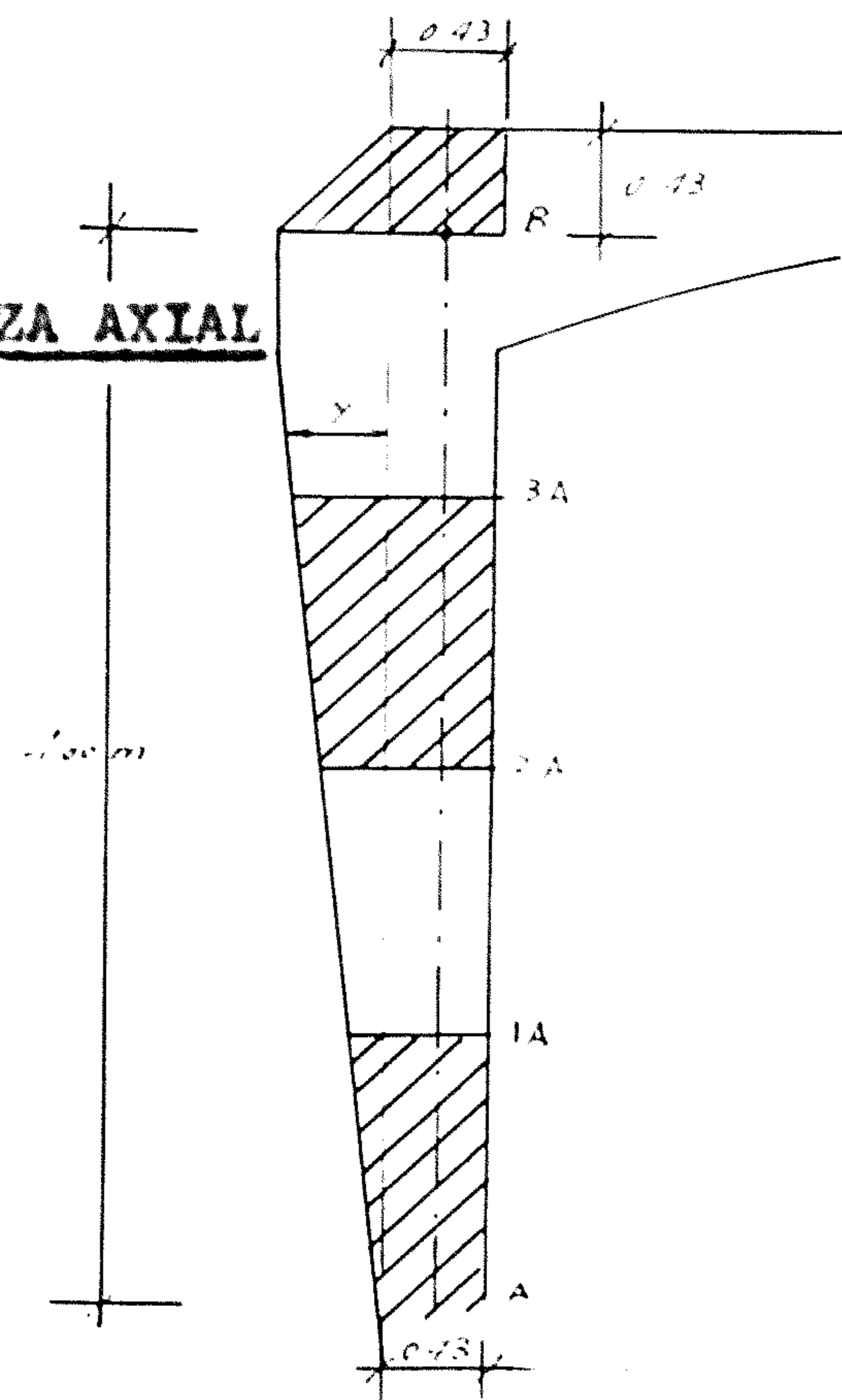
El cálculo del acero necesario en cada sección se hará ordenadamente en el cuadro siguiente:

SECCION	Hs MOM. Ajustante Kg-m	di cm <sup>2</sup>	Mb Kg-m	Mc Kg-m	f <sub>s</sub> kg/cm <sup>2</sup>	f <sub>s</sub> kg/cm <sup>2</sup>	f <sub>s</sub> kg/cm <sup>2</sup>	BARRAS USADAS TENSION	BARRAS USADAS COMPRESION
B	-58568	6241	64800	-	-	-59.50	-	Ø 1" a 8	-
1L	-33203	3600	37400	-	-	-44.50	-	Ø 1" a 11	-
2L	-14057	2116	22000	-	-	-26.60	-	Ø 1" a 21	-
3L	- 1781	1296	13750	-	-	3.80	-	Ø 1" a 100	-
3L	+ 5814	1284	13750	-	-	+12.95	-	Ø 1" a 38	-
4L	+ 1201	900	9350	2651	560	+32.20	19.70	Ø 1" a 15	Ø 1" a 26
5L	+14224	841	8740	5484	532	+39.50	46.80	Ø 1" a 13	Ø 1" a 10

Hemos calculado el pórtico simétrico y por tanto se tomó la condición más desfavorable de cada sección; también se despreció el efecto producido por la fuerza axial en el elemento horizontal, y al hacerlo nos colocamos del lado de la seguridad.

DISEÑO DE LOS MEMBROS VERTICALES

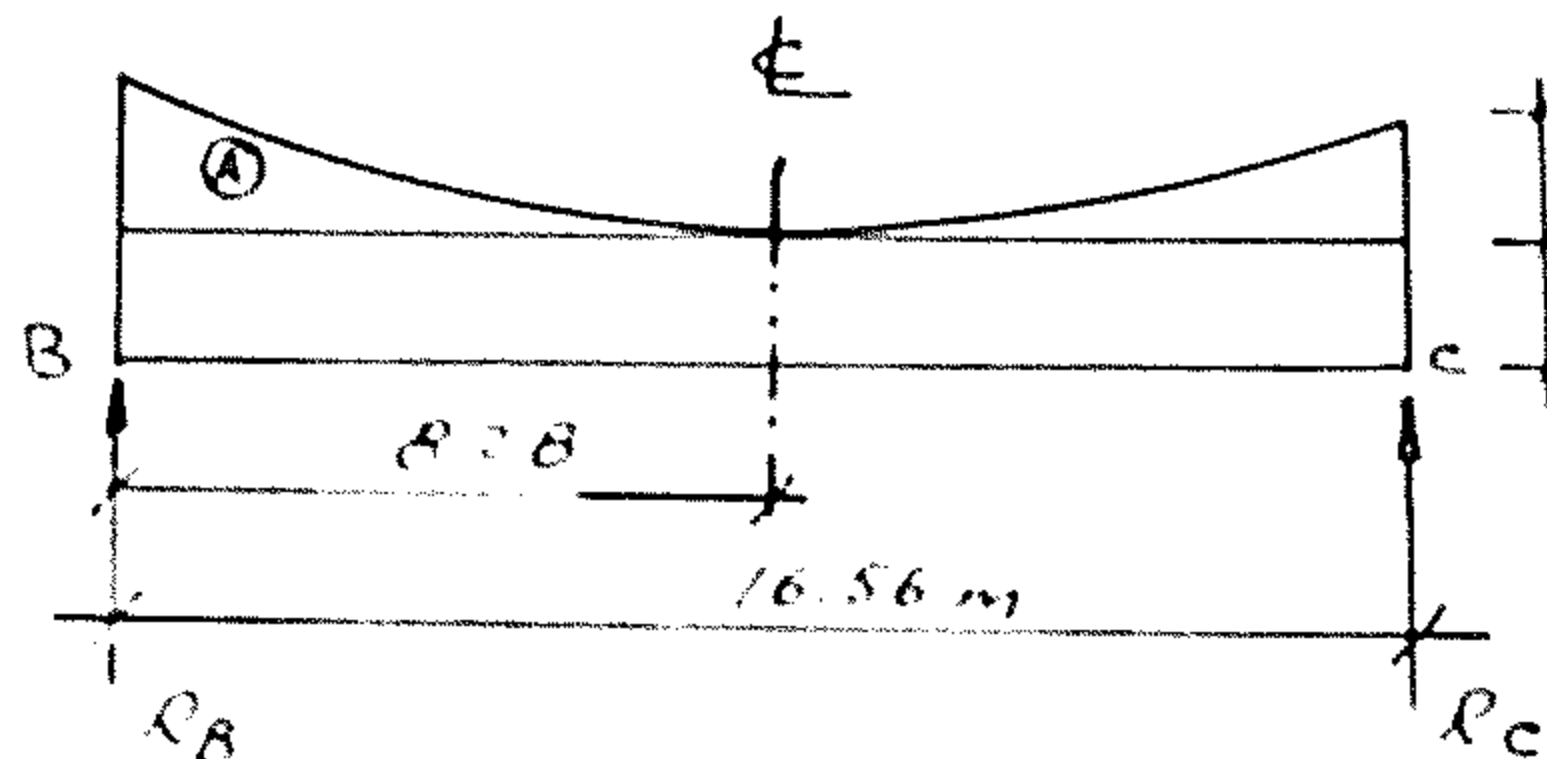
CALCULO DE LA FUERZA AXIAL



a) DEBIDO AL PESO PROPIO DEL MIEMBRO.-

Sección	I	t=43+y	Peso de la Columna
B	43	85	$\frac{43+85}{2} \times 43 \times 2400 = 667 \text{ kg.}$
3A	35	78	$\frac{85+78}{2} \times 100 \times 2400 + 667 = 2621 \text{ kg}$
2A	24	67	$\frac{78+67}{2} \times 100 \times 2400 + 2621 = 4361 \text{ kg}$
1A	12	55	$\frac{67+55}{2} \times 100 \times 2400 + 4361 = 5826 \text{ kg}$
A	--	43	$\frac{55+43}{2} \times 100 \times 2400 + 5826 = 7006 \text{ kg}$

b) DEBIDO AL PESO PROPIO DEL MIEMBRO HORIZONTAL BC



a) Debido a la carga uniforme

$$R'_B = R'_C = W'' \times \frac{L}{2} = 916 \times 8.28 = 7580 \text{ kg.}$$

b) Debido a la carga parabólica

$$R''_B = R''_C = \frac{W'' \times L}{3} = \frac{1225 \times 8.28}{3} = 3385 \text{ kg}$$

Reacción total:

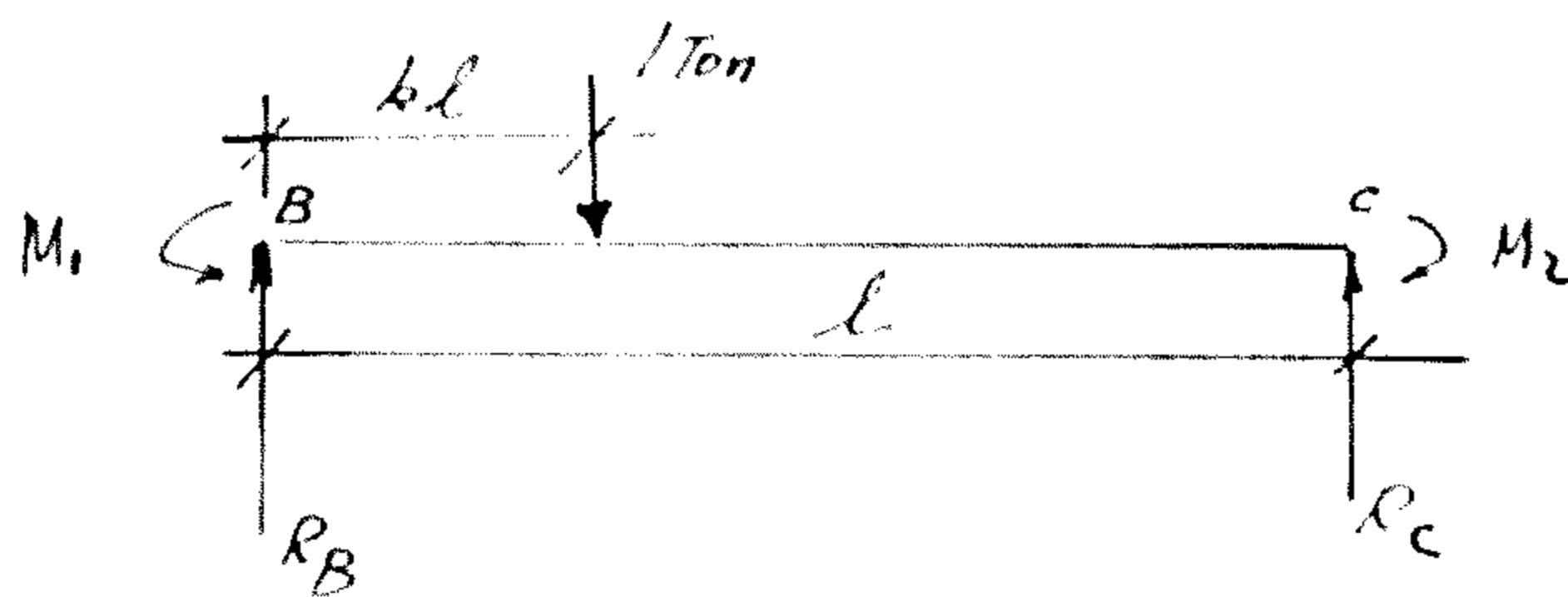
$$R_B = R'_B + R''_B = 10.965 \text{ kg.}$$

$$A_1 = \frac{1}{3} W' \times \frac{L}{2}$$

Debido a fraguado, aumento y disminución de temperatura no se originan reacciones en los nodos B y C.

c) REACCION DEBIDA A LA SOBRECARGA

La máxima fuerza axial debida a esta condición la encontramos buscando la línea de Influencia de  $R_B$  y viendo la posición más desfavorable del tren de carga.



Reacción isostática debido a la carga unitaria.

Hagamos  $M_C = 0$

$$R_B \times L = 1 \times (1 - kL):$$

$$R_B \text{ isost.} = 1 - k$$

Reacción debido a los momentos actuantes correspondientes a la misma carga unitaria.

$$R_B = \frac{\Delta M}{L}$$

$$M_1 > M_2$$

Reacción total:

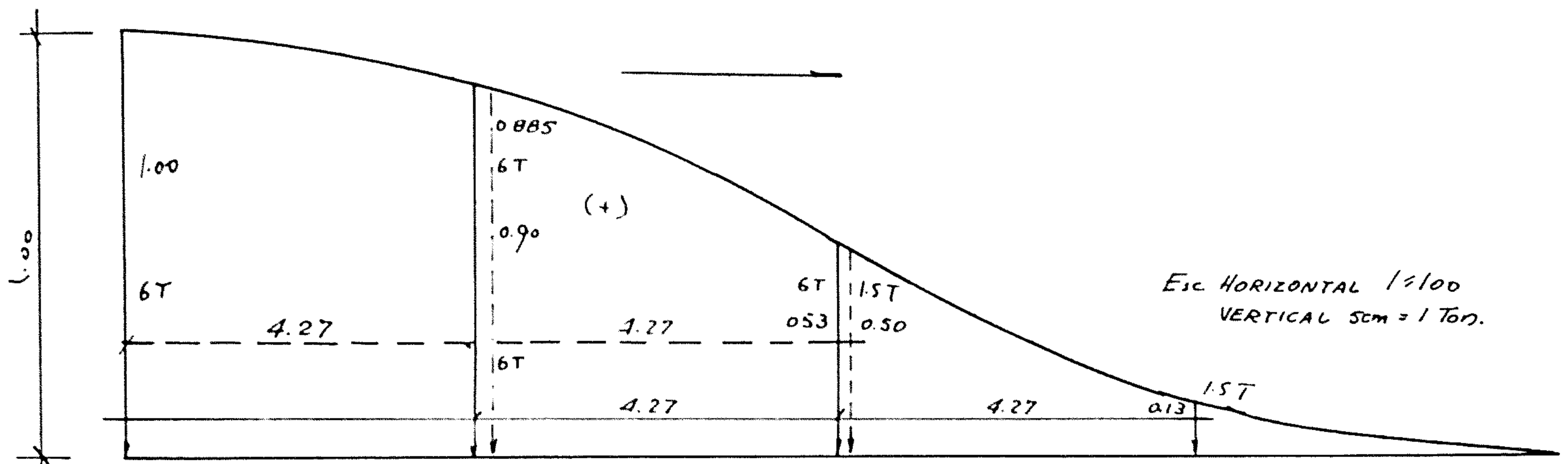
$$R_B = (1 - R) + \frac{AM}{L}$$

Tabulando en forma ordenada estos valores encontramos el valor de la ordenada de la línea de influencia en cada sección.

Sección	B	1L	2L	3L	4L	5L	6L	7L	8L	9L	C
AM	-	+1.35	+2.06	+2.20	+1.48	-	-1.48	-2.20	-2.06	-1.35	-
$\frac{AM}{L}$	-	+0.0795	+0.1210	+0.1294	+0.0870	-	-0.0870	-0.1294	-0.1210	-0.0795	-
V isost	1.0	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	-
V total	1.000	1.9795	.9210	.8294	.6870	.500	.3130	.1706	.0790	.0250	-

Expresando gráficamente los valores de V total obtendremos la línea de influencia de  $R_B$ .

LÍNEA DE INFLUENCIA  $R_B$



Veamos que reacción en B corresponde para la posición del momento máximo, en la esquina B, la posición del tren de carga es la indicada.

$$R_B = 3920(0.90+0.53) + 980 \times 0.13 = 5730+50 = 5780 \text{ kg.}$$

d) FUERZA AXIAL DEBIDO AL EMPUJE DE TIERRAS

$$R_B = \frac{AM}{L} = \frac{160.85 + 224.15}{17} = -23 \text{ kg.}$$

Veamos ahora en base a lo anterior la fuerza axial correspondiente a cada sección.



Sección	B	3A	2A	1A	A
V.p.p Miembro Vertical	667	2621	4361	5826	7006
V.p.p Miembro Horizontal	10965	10965	10965	10965	10965
V. Sobre-carga	5780	5780	5780	5780	5780
V. Empuje Tierras	+ 23	+ 23	+ 23	+ 23	+ 23
V. Total	17435	19389	21129	22594	23676

El cálculo del acero necesario en cada sección se hará ordeanadamente en el cuadro siguiente:

CHEQUEOS POR FUERZA CORTANTE Y ADHERENCIA

$$\begin{aligned} S_c \text{ max} &= 0.06 f'c \\ M \text{ max} &= 0.05 f'c \end{aligned} \left\{ \begin{array}{l} \text{Según el A.C.I., para barras es-} \\ \text{trías y anclaje ordinario.} \end{array} \right.$$

$$S_c \text{ máx} = 0.06 \times 210 = 12.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$M \text{ máx} = 0.05 \times 210 = 10.5 \text{ kg/cm}^2$$

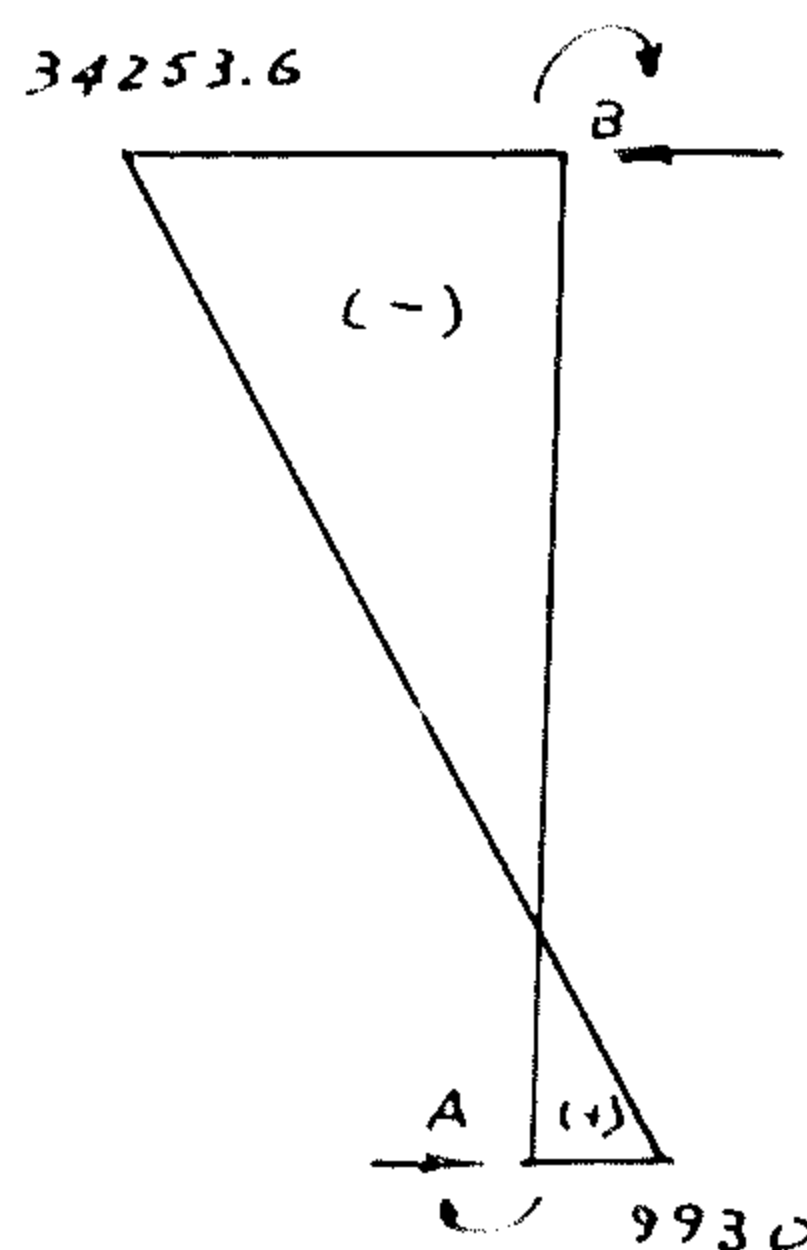
Las losas diseñadas por momentos, de acuerdo con las especificaciones de la AASHO satisfacen los requisitos de corte y adherencia, y por tanto solo chequearemos en el tope de la zapata.

EN EL TOPE DE LA ZAPATA (Sección A)

Calcularemos primero el máximo valor de la fuerza cortante en la zapata.

a) Debido a Peso Propio

$$V_{.pp} = \frac{AM}{L} = \frac{34253.6 + 9930}{4} = 11046 \text{ kg.}$$

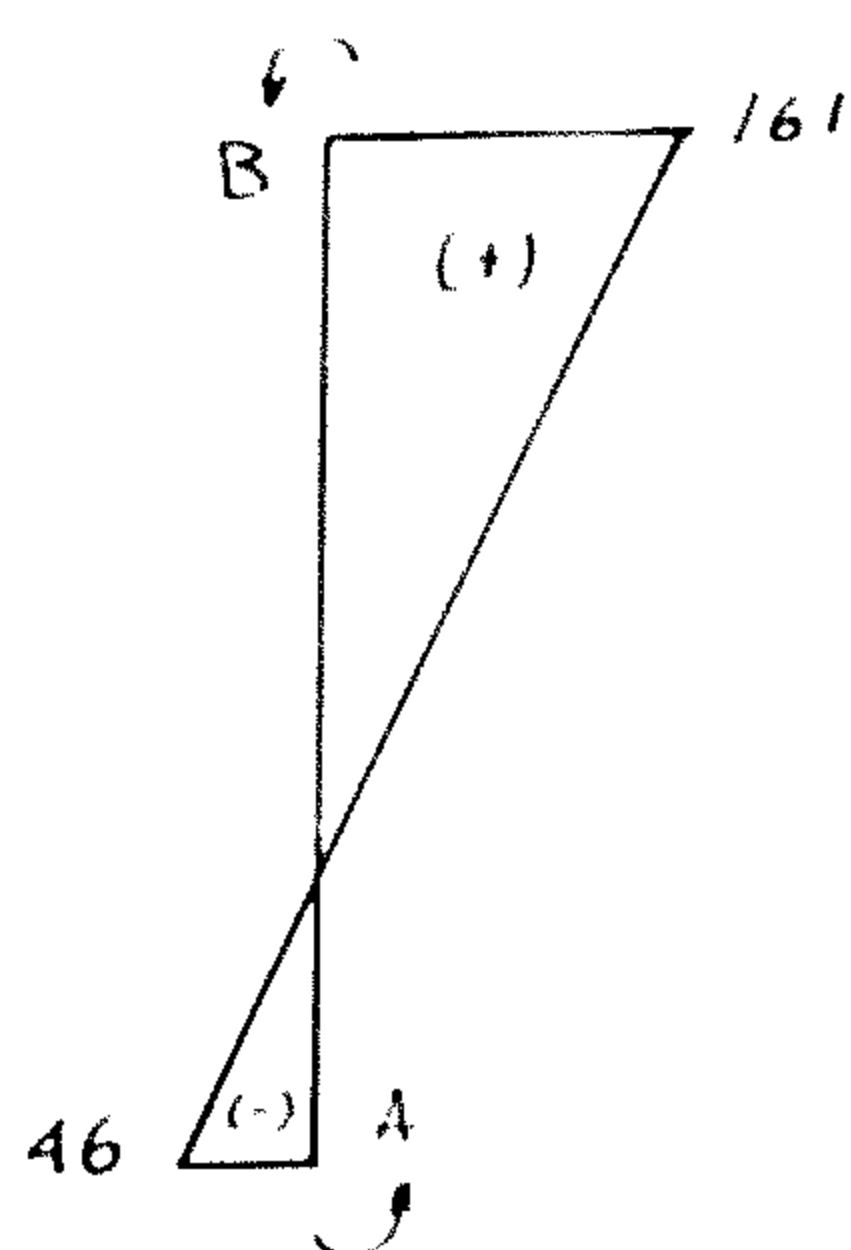


b) Por variación de temperatura y fraguado

La fuerza cortante debido a fraguado y aumento de temperatura se anulan y la disminución de temperatura disminuirá la hallada anteriormente pues es de sentido contrario.

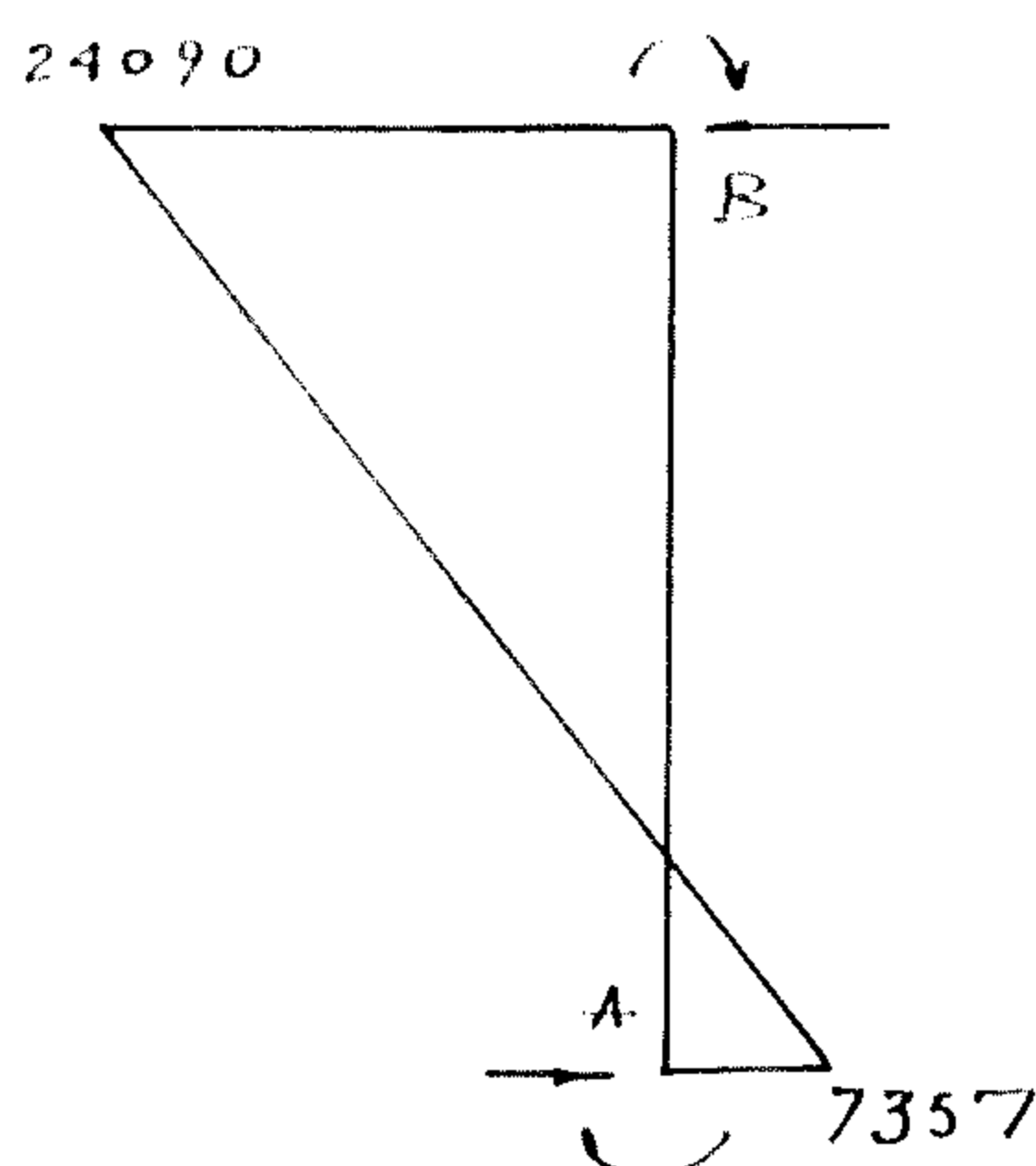
c) Por Empuje de tierras

Al observar el diagrama de momentos para esta condición se deduce que la pierna AB es la más desfavorable, pues la fuerza cortante debido a empuje de tierras es menor en ese miembro y será una cantidad menor a restar del valor hallado de fuerza cortante debido a peso propio.



$$V_{ET} = \frac{\Delta M}{L} = \frac{161 + 46}{4} = 52 \text{ kg.}$$

d) Debido a Sobrecarga



$$V_{sc} = \frac{\Delta M}{L} = \frac{24090 + 7357}{4} = 7862 \text{ Kg.}$$

La fuerza cortante total será:

$$V_{tot} = V_{p.p} + V_{sc} - V_{GT} = 11046 + 7862 - 52 = 18856 \text{ Kg.}$$

en el tope de la zapata se tiene:

$$b = 1.00 \text{ m} \quad \epsilon_{.de} \text{ } \phi 1" \text{ a } 17 = 47 \text{ cm}$$

$$d = 37 \text{ cm}$$

$$j = 7/8$$

Aplicando las fórmulas se tiene:

$$V_A = \frac{V}{bjd} = \frac{18856}{100 \times 7/8 \times 37} = 5.82 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK} \checkmark$$

$$\mu_s = \frac{V}{\epsilon_{.} jd} = \frac{18856}{47 \times 7/8 \times 37} = 12.35 \text{ kg/cm}^2 > 10.5 \text{ k/cm}^2$$

Resultó mayor que el permisible, hay que recalcular tomando en cuenta esta condición:

$$\epsilon_{.} = \frac{V}{\mu_s jd} = \frac{18856}{10.5 \times 7/8 \times 37} = 52.5 \text{ cm. } \phi 1" @ 15 \text{ cm}$$

#### ACERO DE REPARTICION

$$A_{sr} = \frac{100}{\sqrt{3.28 L}} \times A_s$$

$$A_{sr} = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 17}} \times 59.5 = 8.04 \text{ cm}^2 \quad \phi 1" @ 60 \text{ cms}$$

Que se pondrá sobre el acero principal en intrados y bajo el acero principal en el extrados.

#### ACERO DE TEMPERATURA

$$A_{gt} = 0.001 \text{ bxd} = 0.001 \times 100 \times 79 = 7.9 \text{ cm}^2$$

Se colocará donde no exista acero principal, por tener en nuestro caso acero principal a todos lo largo del puente usaremos solo el de repartición que es mayor que el de temperatura.

### ESTUDIO Y DISEÑO DE LAS ZAPATAS

1o. Zapata Izquierda.- El terreno en esta margen del Río es una roca blanda con un coeficiente de trabajo mínimo de 20 kg/cm<sup>2</sup>. El dimensionamiento de esta zapata se hará de la siguiente manera: ancho = 0.60 fijado como mínimo para que un hombre pueda trabajar en el interior de la zanja profundidad = la requerida para la longitud de anclaje de los fierros de amarre, y según el A.C.I. esta longitud viene dada por la fórmula:

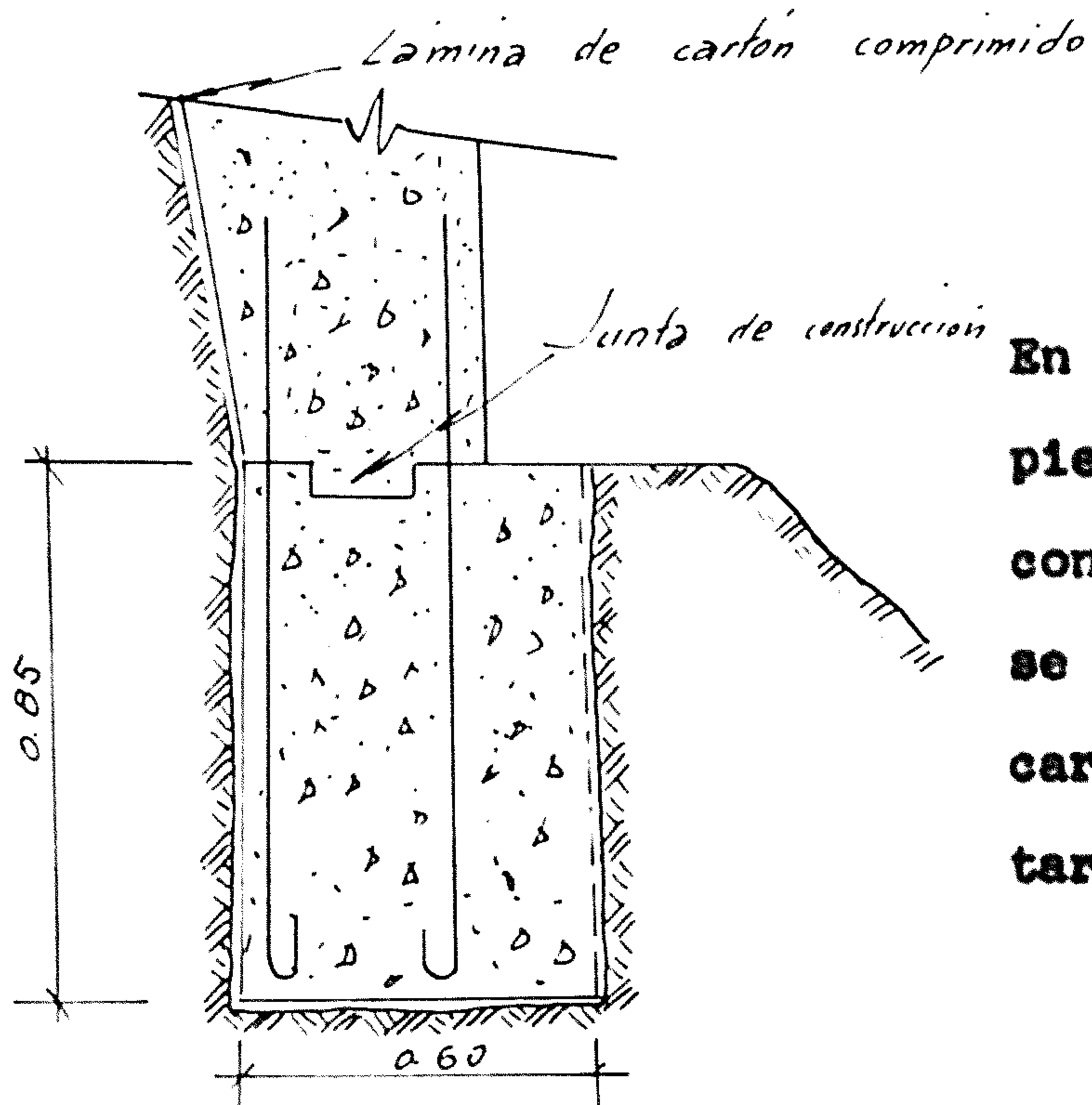
$$l = \frac{f_s \phi}{0.2f'_c} = \frac{1.400 \times 2.54}{0.2 \times 210} = 0.85 \text{ m}$$

El terreno resiste por metro de ancho:

$$F = 60 \times 100 \times 20 = 120.000 \text{ kg.}$$

Valor mucho mayor que la máxima reacción vertical del pórtico.

Para tener un buen empotramiento en esta zapata, las paredes de la zanja deben ser rugosas, y limpiarse bien con un cepillo de acero para cubrirlas luego con una pasta de cemento y agua, e iniciar el vaciado antes de que dicha pasta haya fraguado.



En la pared exterior de la pierna que está en contacto con el corte en la roca, se colocará una lámina de cartón comprimido para evitar un empotramiento.

**2a. Zapata Derecha.**- El terreno de cimentación en este lado del puente es un conglomerado no cementado con una carga de trabajo de  $4 \text{ kg/cm}^2$ , dicho terreno está sujeto a so cavación por parte del curso de agua, por lo cual la cimentación se hará sobre pilotes hasta llegar a los estratos rocosos que se encuentran por debajo del lecho del río.

Para el diseño consideraremos dos casos, correspondientes a las dos condiciones más desfavorables a las que puede estar sometida la zapata:

1o) El que produce la máxima presión vertical con su correspondiente empuje horizontal y

2o) El que produce el máximo empuje horizontal con

su correspondiente presión vertical.

CASO 1o.

Máxima presión Vertical

$$V_{\text{máx}} = V_{p.p. \text{ elem. hor.}} + V_{p.p. \text{ elem. vert}} + V_{sc} - V_{\text{Emp. T.}}$$

El valor de  $V_{sc}$  máx lo buscamos en la línea de influencia de la reacción de apoyo.

$$V_{sc \text{ max}} = 3920(1+0.885) + 980 \times 0.50 = 7580 \text{ Kg.}$$

$$\text{Luego } V_{\text{max}} = 10.965 + 7006 + 7580 = 25528 \text{ Kg.}$$

El empuje horizontal correspondiente será:

$$H = \frac{AM_{p.p.}}{h} + \frac{AM_{Sc}}{h} - H_{\text{emp.}}$$

Donde  $AM_{pp}$  (elemento horizontal) =

$$AM_{pp} = \frac{34253.6 + 9930}{4} = 11040 \text{ kg.}$$

El máximo momento en C para la posición del tren de cargas que dá el máximo esfuerzo cortante es:

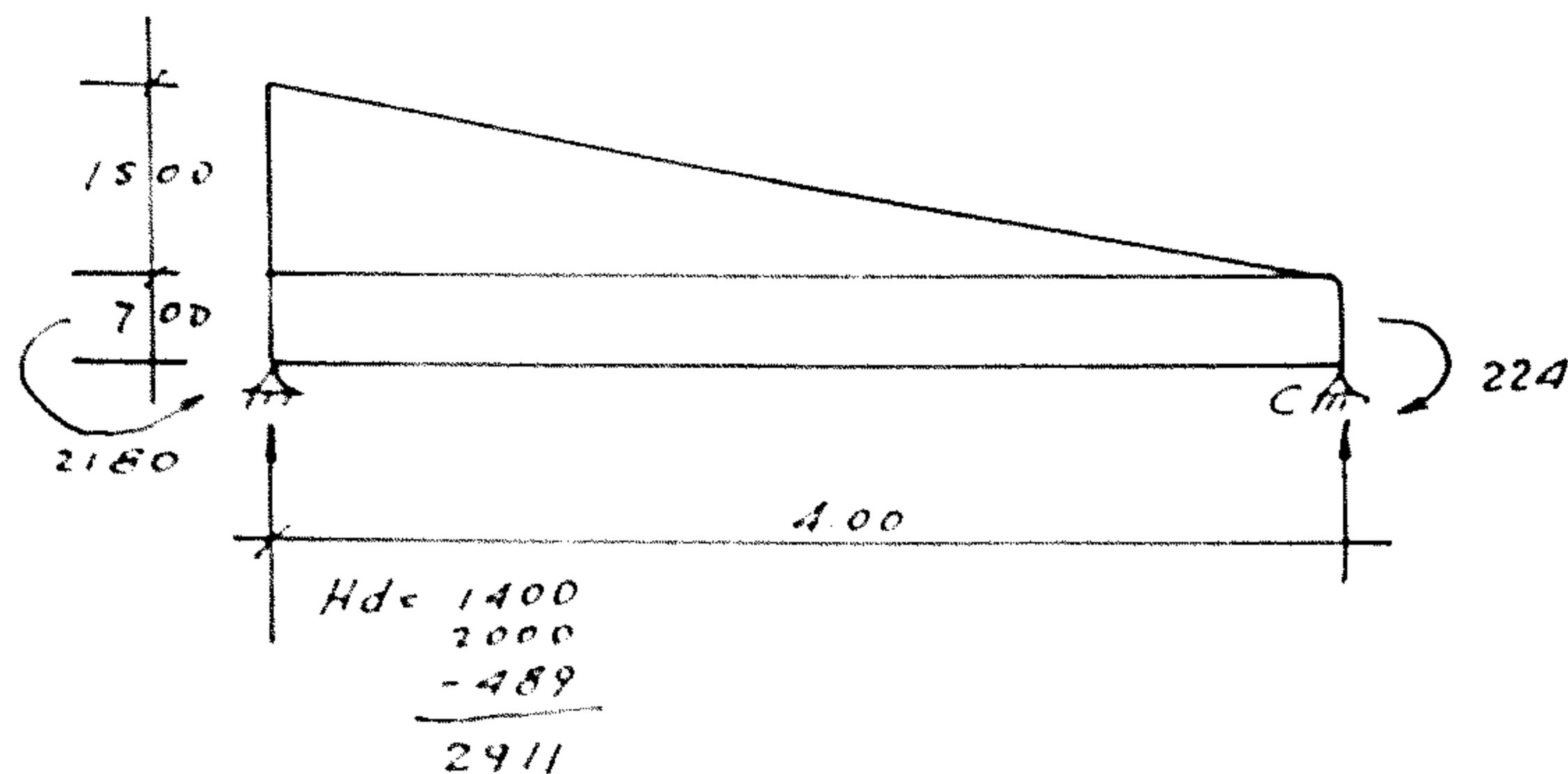
$$M_c = 3920 \times 3.18 + 980 \times 2.91 = 15320 \text{ Kg.m}$$

El momento en D para la misma posición del tren de cargas será:

$$M_D = 0.295 \times 15320 = 4520 \text{ Kg-m}$$

$$\frac{AM_{sc}}{L} = \frac{15320 + 4520}{4} = 4960 \text{ Kg.}$$

Debido al empuje de tierras hay que considerar la reacción horizontal producida en D.



$$H_D \text{ unif} = \frac{700 \times 4}{2} = 1400 \text{ kg}$$

$$H_D \text{ trian} = \frac{1500 \times 4}{3} = 2000 \text{ Kg}$$

$$H_{\text{mon}} = \frac{AM}{h} = \frac{224 - 2180}{4} = 489 \text{ kg.}$$

Luego:  $H = 11046 + 4960 - 2911 = 13.095 \text{ Kg.}$

El momento actuante en el tope de la zapata para esta condición es:

$$M = M_{p.f} + M_{sc} - M_{comp}$$

$$M = 9930 + 4520 - 2180 = 12.270 \text{ Kg-m.}$$

No se tomó en cuenta ni los momentos ni empuje horizontal que se originan con el fraguado pues se anulan con los producidos por aumento de temperatura; y los producidos por descenso de temperatura no se tomarán en cuenta por no producir condición desfavorable.

En resumen tenemos que las fuerzas que actúan para este caso en el tope de la zapata son:

$$V = 25528 \text{ Kg.}$$

$$H = 13095 \text{ Kg.}$$

$$M = 12270 \text{ Kg-m.}$$

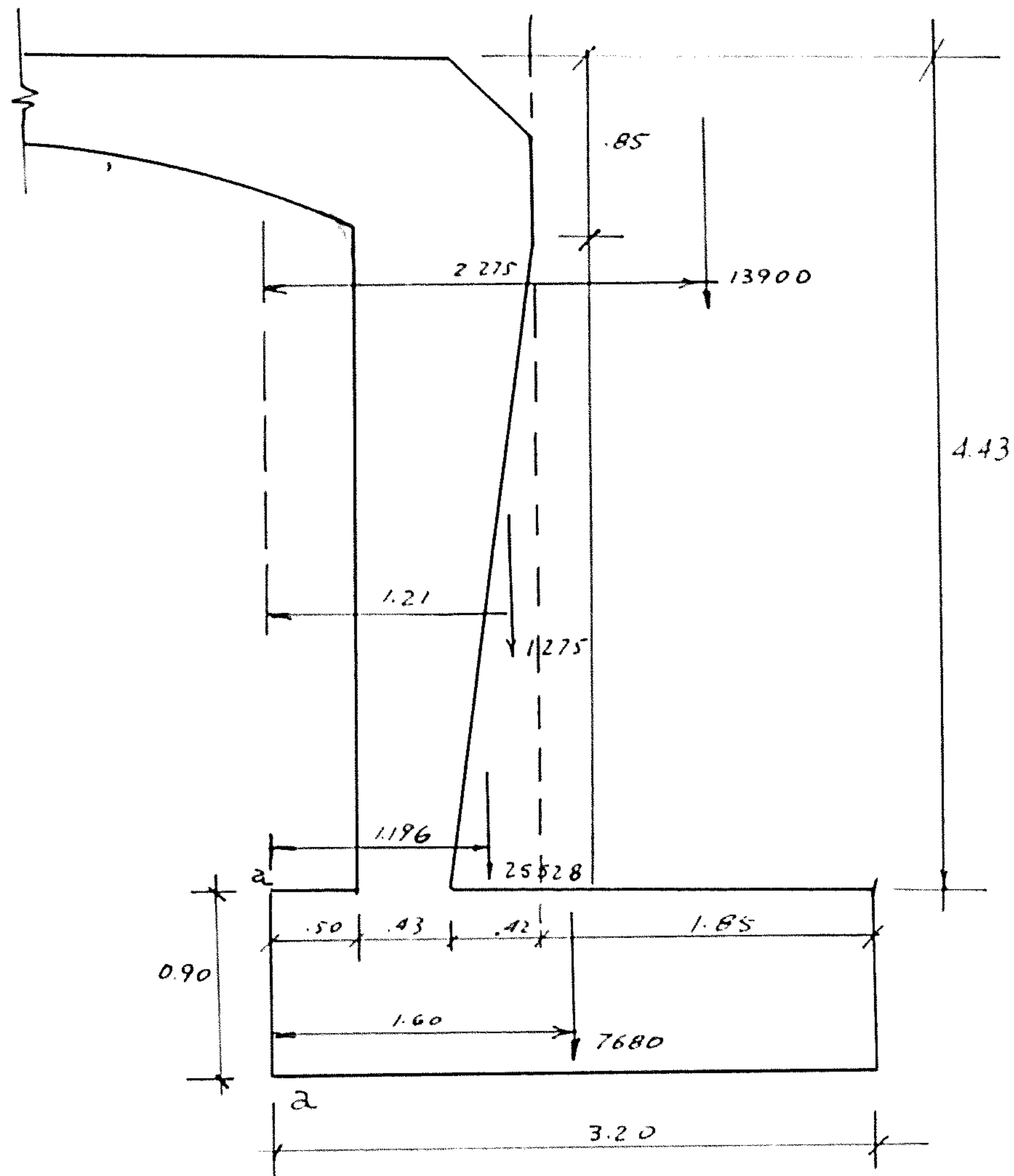
El momento lo trataremos como una fuerza excéntrica y su distancia al eje de la pierna será:

$$e = \frac{M}{V} = \frac{12270}{25528} = 0.481 \text{ m.}$$



PERFIL DE ENSAYO

Nos daremos el perfil de ensayo indicado en la figura y verificaremos luego su estabilidad.



No se considera sobrecarga sobre el material de relleno pues esa no sería la condición más desfavorable.

RESULTANTE DE LAS FUERZAS VERTICALES

Busquemos primero el peso del conglomerado y de la zapata.

Peso del rectángulo de conglomerado:  $1.84 \times 4.43 \times 1.00 \times 1700 = 13900 \text{ kg.}$

Peso del triángulo de conglomerado:  $0.42 \times 3.57 \times 1.00 / 2 \times 1.700 =$   
1275 kg.

Peso de la zapata  $8.20 \times 0.90 \times 1.00 \times 2.400 =$   
6920 Kg.

Tomando momentos respecto del eje aa.

$$\begin{array}{r} 13900 \times 2.275 = 31600 \\ 1275 \times 1.210 = 1541 \\ 25528 \times 1.196 = 30500 \\ \frac{6920 \times 1.600 = 11050}{47923} = \frac{74691}{74691} \end{array}$$

La distancia entre el punto de aplicación de la resultante vertical y el eje aa será:

$$x = \frac{74691}{47923} = 1.56$$

Conpondremos ahora la resultante vertical, con la fuerza horizontal, y veamos en que punto corta la resultante total a la base de la zapata para lo cual tomamos momento respecto de ese punto.

$$13095 \times 0.90 = 47923 \times x$$

$$x = \frac{13095}{47923} \times 90 = 0.248 \text{ m.}$$

veamos si pasa por el tercio central.

$$1.560 + 0.248 = 1.81 < 2.12 \text{ OK} \checkmark$$

La excentricidad será:

$$e = 1.81 - 1.60 = 0.21 \text{ m.}$$

Busquemos ahora las presiones:

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

$$p = \frac{47923}{100 \times 320} \left( 1 \pm \frac{6 \times 21}{320} \right) = \begin{array}{l} 2.09 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.91 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

### CASO 2o.

#### MAXIMO EMPUJE HORIZONTAL

Esta condición se produce cuando en C hay el máximo momento.

$$H_{\max} = \frac{M_{pp} + M_{sc}}{n} = H_{\text{emp}}$$

Donde:

$$M_{pp} = 44183 \text{ kg-m}$$

$$M_{sc} = 31447 \text{ kg-m}$$

$$H_{\text{emp}} = 2911 \text{ kg}$$

$$\text{Luego } H_{\max} = \frac{44183 + 31447}{4} - 2911 = 15996 \text{ kg.}$$

Las presiones verticales correspondientes son:

$$V_{pp} = 10965 + 7006 = 17971 \text{ kg.}$$

$$V_{sc} = 5780 \text{ kg}$$

$$V_{emp} = -23 \text{ kg.}$$

$$V = 23728$$

El momento actuante en estas condiciones es:

$$M = M_{pp} + M_{sc} - M_{emp}$$

$$M = 9930 + 7357 - 2180 = 15.105 \text{ kg-m}$$

La fuerza excéntrica actuante distará al eje de la pierna:

$$e = \frac{15105}{23728} = 0.637 \text{ m.}$$

### RESULTANTE DE LAS FUERZAS VERTICALES

Al igual que el caso anterior tomaremos momento res  
pecto al eje aa.

$$13900 \times 2.275 = 31600$$

$$1275 \times 1.210 = 1541$$

$$23728 \times 1.352 = 32500$$

$$\underline{6920} \times 1.600 = \underline{11050}$$

$$45813 \qquad \qquad \qquad 76691$$

El punto de aplicación de la resultante vertical  
dista del eje aa.

$$x = \frac{76691}{45813} = 1.674 \text{ m.}$$

Tomando momento respecto del punto en que la resul  
tante corta a la base de la zapata se tiene:

$$15.996 \times 0.90 = 45813 \text{ x"}$$

$$x'' = \frac{15996}{45813} \times 0.90 = 0.314 \text{ m.}$$

Veamos si cae en el tercio central

$$1.674 + 0.314 = 1.99 < 2.12 \text{ OK} \checkmark$$

La excentricidad será:

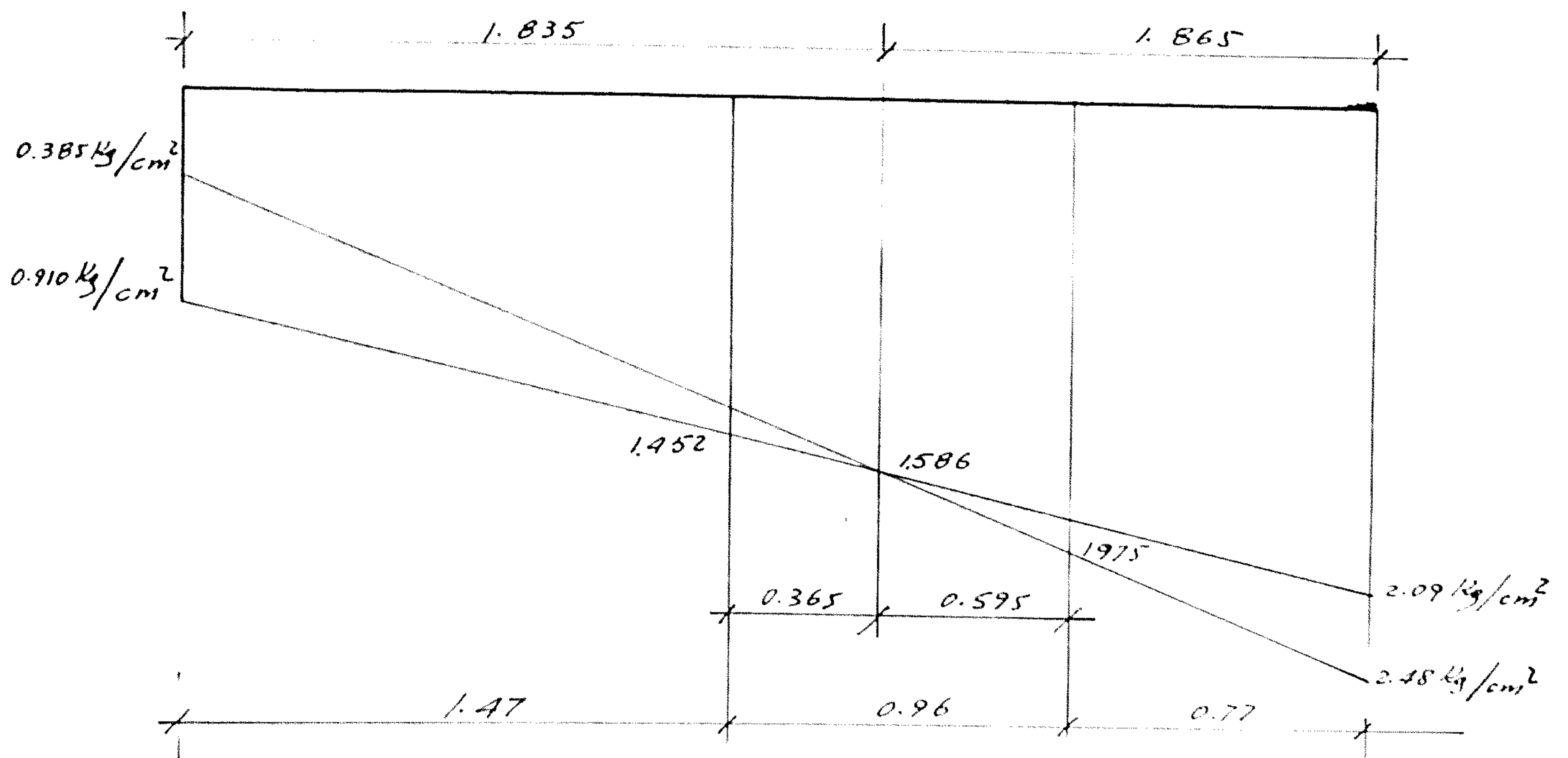
$$e = 1.99 - 1.60 = 0.39 \text{ m.}$$

Busquemos ahora las presiones:

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

$$p = \frac{45813}{100 \times 320} \left( 1 \pm \frac{6 \times 39}{320} \right) = \begin{matrix} 2.48 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.385 \text{ kg/cm}^2 \end{matrix}$$

Reuniendo las condiciones anteriores hagamos la en volvente de presiones:



La fuerza total máxima por metro de ancho es:

$$F = \frac{0.91 + 1.586}{2} \times 1.835 \times 1.00 + \frac{1.586 + 2.48}{2} \times 1.365 \times 1.00 = 50.600 \text{ kg.}$$

Para facilidad del cálculo y la distribución de los pilotes, supondremos el diagrama de presiones de forma trapezoidal, siendo la fuerza:

$$F = \frac{0.91 + 2.48}{2} \times 3.20 \times 1.00 = 54300 \text{ kg.}$$

### PILOTAJE

Se utilizará el Tipo de pilotes "H Beam", fabricado por la USS Steel, quien los recomienda especialmente en terrenos duros, debido a su fácil penetración y también son ventajosos en terrenos que están sujetos a posibles socavaciones.

Los pilotes a emplear son los denominados CBP-83, cuyas principales características tomadas del catálogo "Steel H Beam Bearing Piles" son:

Tipo	Tamaño Normal Pulg.	Peso lb/pie	Perímetro Neto pie	Valor de sustentación Lb/pie <sup>2</sup>	Carga Máxima Ton.Am	Profundidad de penetración pie
CBP-83	8x8	36	2.67	955	42	33

Para el hincamiento de los pilotes se empleará un martillo neumático, cuya energía por golpe es de 15000 lbs-pie. Con dicho martillo y en terreno formado por conglomerado no cementado, el rechazo por golpe es de 0.10 a 0.25 pulg.

Del catálogo ya nombrado, se obtuvo la fórmula que nos dá la profundidad de penetración:

$$l = \frac{P}{S \sum \xi}$$

Donde:

$l$  = profundidad de penetración en pies

$P$  = carga en el pilote en lbs.

$S$  = valor de sustentación en lb/pie<sup>2</sup>

$\sum \xi$  = perímetro neto de la sección en pies.

Colocaremos 3 pilotes por metro lineal de zapata, luego, la carga nominal sobre cada pilote será:

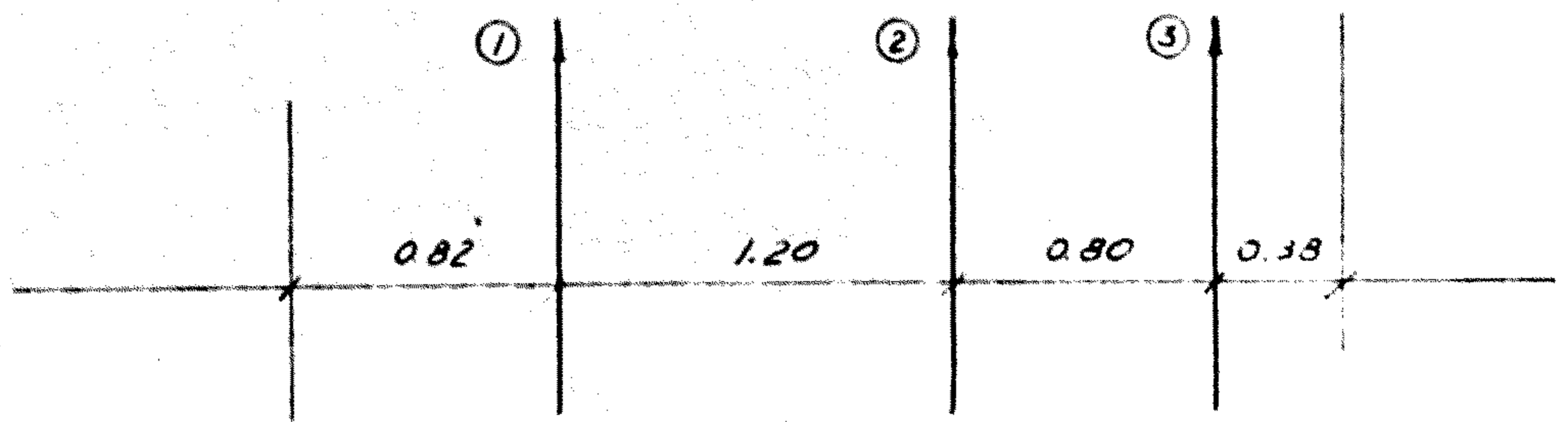
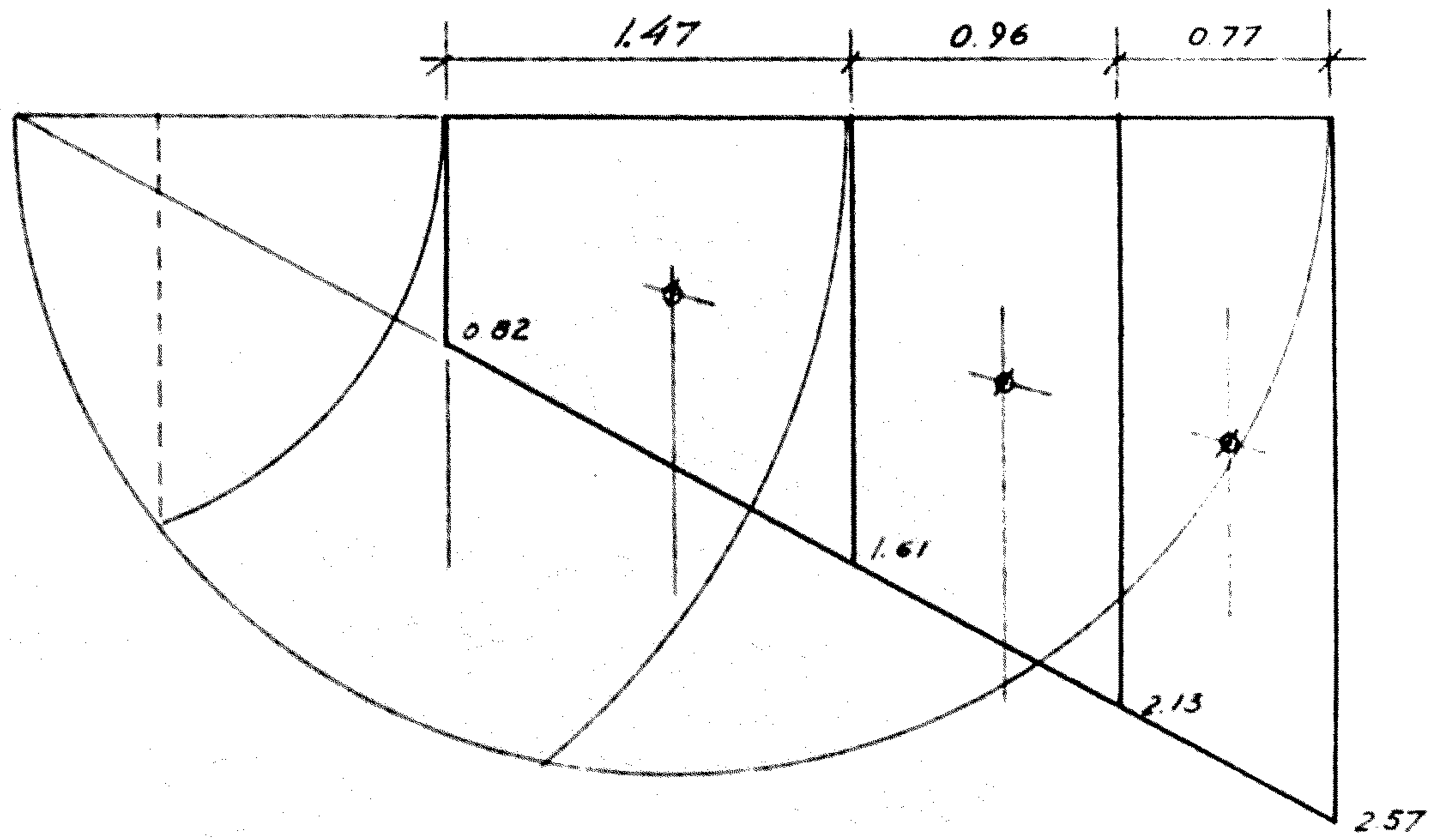
$$W_1 = \frac{W_T}{n} = \frac{54300}{3} = 18.100 \text{ kg.}$$

para resistir esta carga, es necesario hincarlo hasta:

$$l = \frac{18100 \times 2.205}{995 \times 2.67} = 15.03'$$

$$l = 4.58 \text{ m.}$$

Calculemos ahora, por el procedimiento gráfico la distribución de los pilotes en planta y las áreas del diagrama de presiones correspondientes.





La A.A.S.H.O. da las siguientes normas para pilotaje:

a) La separación mínima centro a centro de pilotes es de  $2.5d = 2.5 \times 8" = 20" = 51 \text{ cm.}$

b) La separación mínima entre el centro del pilote y la cara de la zapata es de:

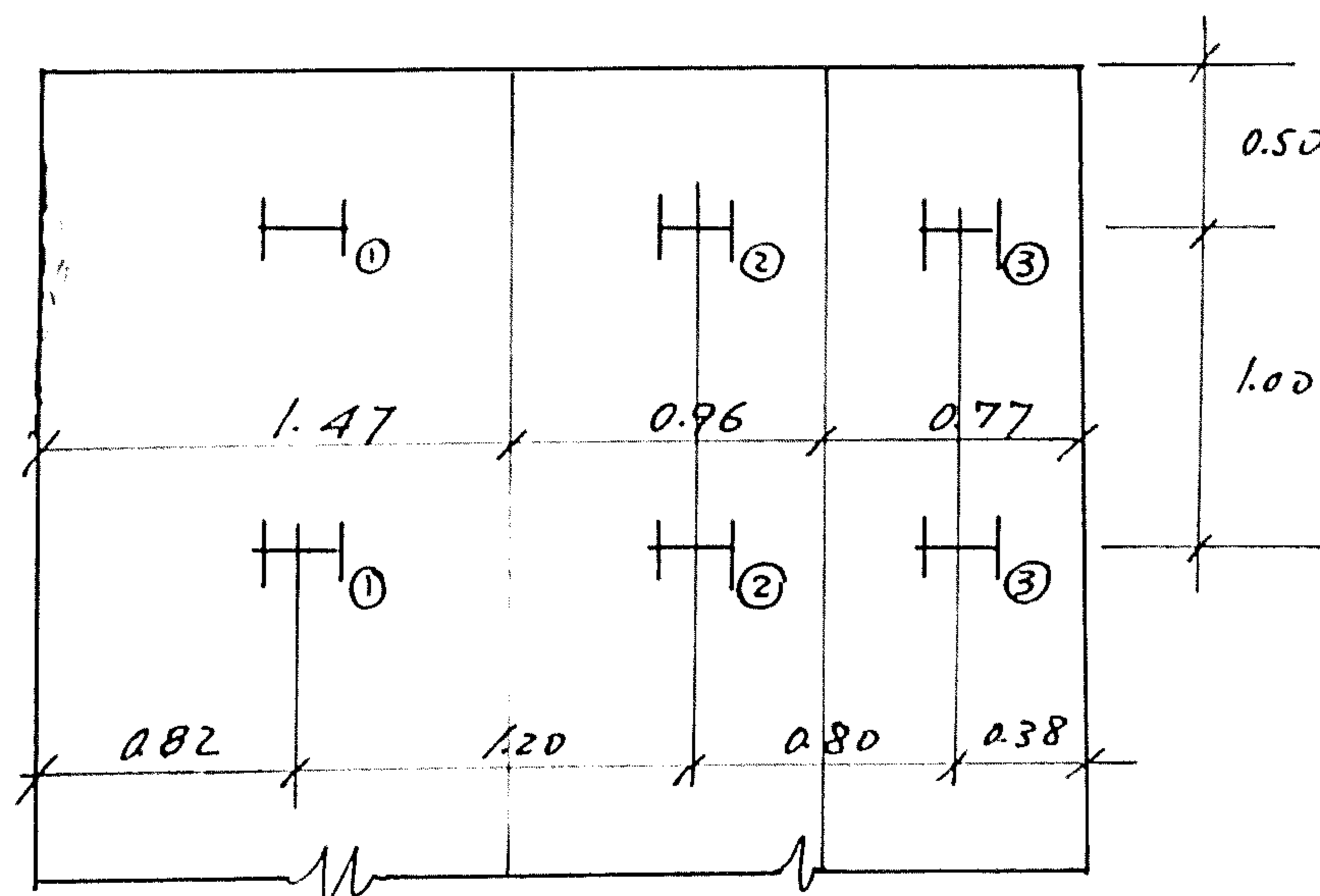
$$\frac{d}{2} + 9" = 4" + 9" = 13" = 33 \text{ cm.}$$

c) Los pilotes se introducirán en las zapatas una profundidad de  $12" = 30.5 \text{ cm.}$

d) El recubrimiento en la zapata es de  $3" = 7.5 \text{ cm.}$

El resultado del cálculo anteriormente satisface todas las especificaciones, pasemos ahora a la distribución en planta.

### DISTRIBUCION DE LOS PILOTES EN PLANTA



Las cargas verdaderas sobre cada pilote, obtenidas del diagrama de presiones serán:

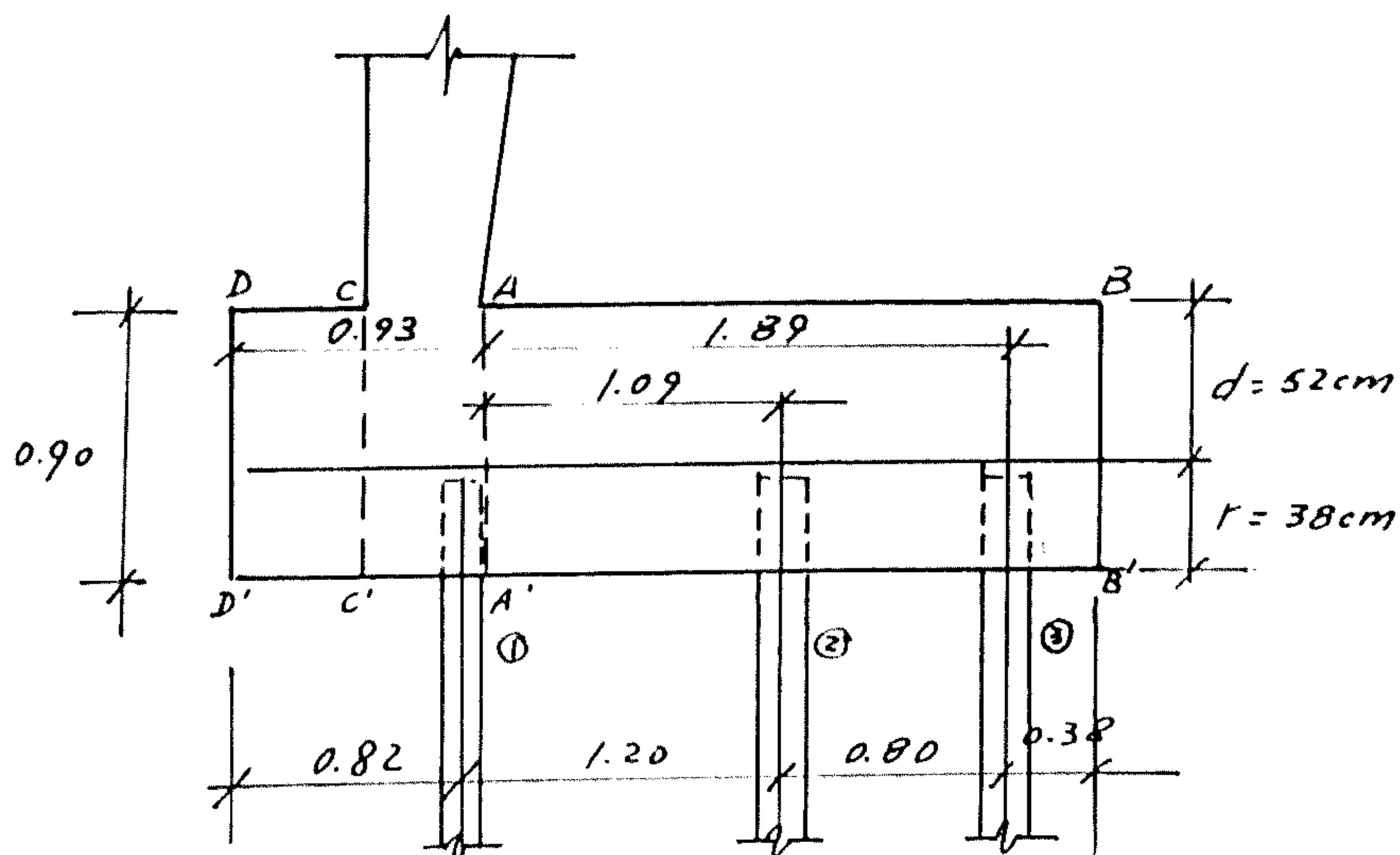
$$\text{Pilote (1)} \quad \frac{0.82 + 1.455}{2} \times 1.47 \times 1.00 = 16.700 \text{ kg.}$$

$$\text{Pilote (2)} \quad \frac{1.455 + 1.61}{2} \times 0.355 + \frac{1.61 + 2.034}{2} = 16.460 \text{ kg.}$$

$$\text{Pilote (3)} \quad \frac{2.034 + 2.57}{2} \times 0.77 = 17800 \text{ kg.}$$

Anteriormente ya se ha calculado que los pilotes para una carga de 18.1 T es preciso hincarlos hasta una profundidad de 4.58 m.; como las cargas verdaderas sobre los pilotes son menores, las profundidades de penetración requeridas también serán menores, pero por seguridad llevaremos los pilotes hasta el estrato rocoso, que se encuentra, aproximadamente a unos 6 m. por debajo de la base de la zapata.

### CALCULO DEL ACERO EN LA ZAPATA



El acero se calculará como en un cantiliver, el cual está sometido a fuerzas verticales; unas hacia abajo, como el peso de

la zapata y el peso de la tierra, y otras hacia arriba, las transmitidas por los pilotes.

Calculemos primero la parte AB

El peso de los materiales actuantes es:

Peso del rectángulo de tierra =  $1.84 \times 4.43 \times 1.00 \times 1.700 = 13.900$  kg.

Peso del triángulo de tierra =  $0.42 \times 3.57 \times \frac{100}{2} \times 1.700 = 1.275$  kg.

Peso de la zapata =  $1.00 \times 2.27 \times 0.90 \times 2.400 = 4.900$  kg.

Tomando momento respecto del eje AA':

a) De arriba hacia abajo:

$$\begin{array}{rcl} 13900 \times 1.345 & = & 18700 \\ 1275 \times 0.28 & = & 357 \\ \underline{4900} \times 1.135 & = & \underline{5560} \\ 20075 \text{ kg.} & & 24617 \text{ kg-m} \end{array}$$

b) De abajo hacia arriba:

$$\begin{array}{rcl} 16150 \times 1.09 & = & 17620 \\ \underline{17150} \times 1.89 & = & \underline{32400} \\ 33300 \text{ kg.} & & 50020 \text{ kg-m} \end{array}$$

Luego:

$$V_{\max} = 33300 - 20075 = 13225 \text{ kg (hacia arriba)}$$

$$M_{\max} = 50020 - 24617 = 25403 \text{ kg-m (cara inferior tendida)}$$

Chequeo de la altura:

$$d = \sqrt{\frac{M}{k}} = \sqrt{\frac{25403}{10.4}} = 49.5 = 50$$

$$h = 50 + 38 = 88 = 90 \text{ ok}$$

AREAS DE ACERO

a) Acero principal  $A_s = \frac{25403 \times 100}{1400 \times 0.89 \times 52} = 39.3 \text{ cm}^2 = \emptyset 1" @ 13 \text{ cm}$

b) Acero de repart.  $A_{s_r} = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 3.20}} = 30.9\%$

$A_{s_r} = 39.3 \times 0.309 = 12.15 \text{ cm}^2 = \emptyset 1" @ 40 \text{ cm.}$

CHEQUEO POR ESFUERZO CORTANTE Y ADHERENCIA

a) Fuerza cortante:

$$v = \frac{V_{\max}}{b_j d} = \frac{13225}{100 \times 0.89 \times 52} = 2.86 \text{ kg/cm}^2 < 4.2 \text{ kg/cm}^2 \text{ ok} \checkmark$$

es menor, que el permisible, según el ACI de:

$$0.2 f'c = 0.2 \times 210 = 4.2 \text{ kg/cm}^2$$

y por tanto no se necesitará ni estribos ni barras s dobladas.

b) Adherencia:

$$\mu = \frac{V_{\max}}{\sum o_j d} = \frac{13225}{0.89 \times 52 \times 1.4} = 4.64 \text{ kg/cm}^2 < 15.75 \text{ kg/cm}^2 \text{ ok} \checkmark$$

resulta también menor que  $15.75 = 7.5 \% f'c$  que es el valor máximo permisible cuando se usan barras estriadas y anclaje especial.

Calculemos ahora la parte CD. Esta actúa como un cantiliver bajo su propio peso:

$$V_{pp} = 1.00 \times 0.90 \times 0.50 \times 2.400 = 1080 \text{ kg.}$$

El momento máximo valdrá:

$$M = 1080 \times 0.25 = 270 \text{ kg-m.}$$

Area de Acero:

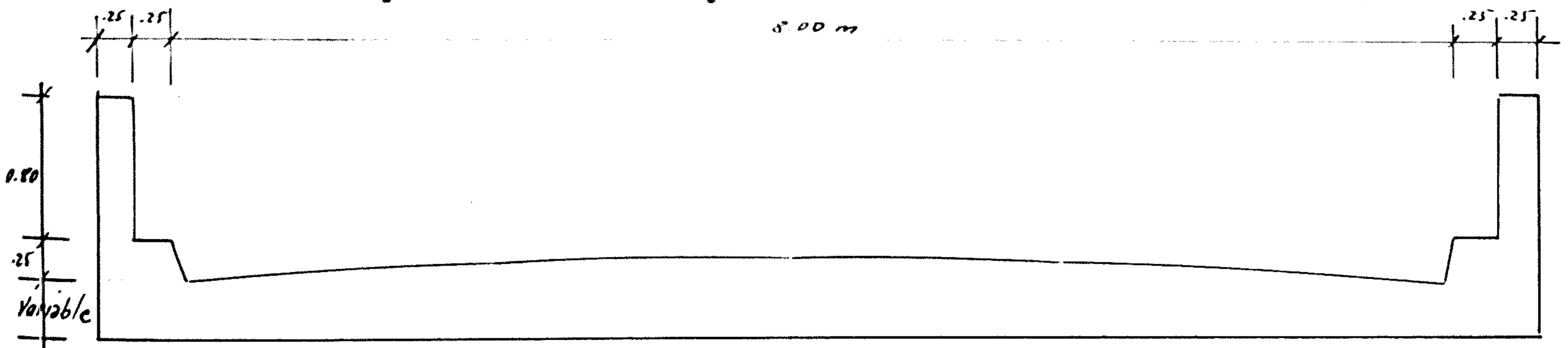
$$A_s = \frac{27000}{1400 \times 0.89 \times 52} = 0.42 \text{ cm}^2$$

Valor que es despreciable.

El chequeo del miembro vertical actuando como muro de sostenimiento no se hará por estar comprendido en los casos anteriores, que son los más desfavorables.

CALCULO DEL SARDINEL Y BARANDA

El Departamento de Puentes del Ministerio de Fomento y Obras Públicas, recomienda la siguiente sección transversal para caminos de primera clase en terreno accidentado.



Las normas de la A.A.S.H.O. indican que el sardinell se diseña para resistir una fuerza horizontal de 750 kg/ml. aplicada a 0.25 m. de la calzada, y que la baranda se calculará para resistir igualmente una fuerza horizontal de 225 kg/ml. aplicada en su parte superior.

En el presente proyecto se va a aumentar la loza en 25 cms. en los extremos o sea en los sardineles de 50 cms. cada uno, y colocar a estos, acero suficiente para que resistan 975 kg/ml.

$$A's = \frac{975}{1400} = 0.70 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

El momento en la base del sardinel será:

$$M = 750 \times 0.25 + 225 \times 1.05 = 424 \text{ kg/ml.}$$

El área de acero necesario será:

$$A_B = \frac{42400}{1400 \times 0.89 \times 43} = 0.79 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Resultan valores muy pequeños por lo que se usara  $\phi$  1/2" @ 25 cm. Tanto para el sardinel como en la baranda se colocará la misma cantidad de acero como acero de repartición; o sea:

$$A_{s_r} = \phi 1/2" @ 25 \text{ cm.}$$

## ENCOFRADO

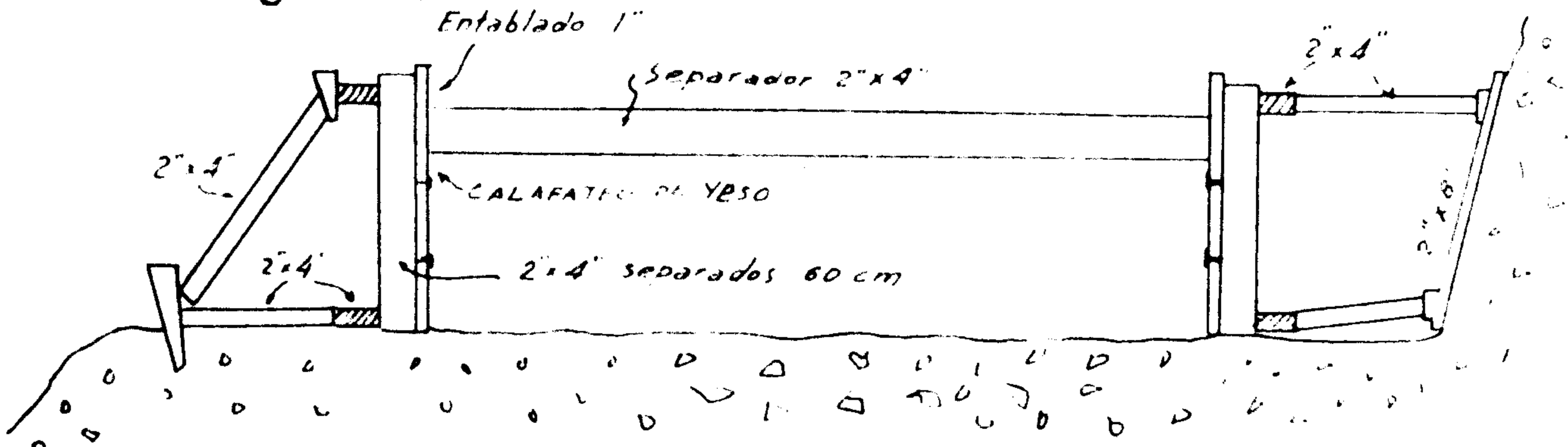
La madera que utilizaremos para encofrado será PINO

OREGON con las siguientes características:

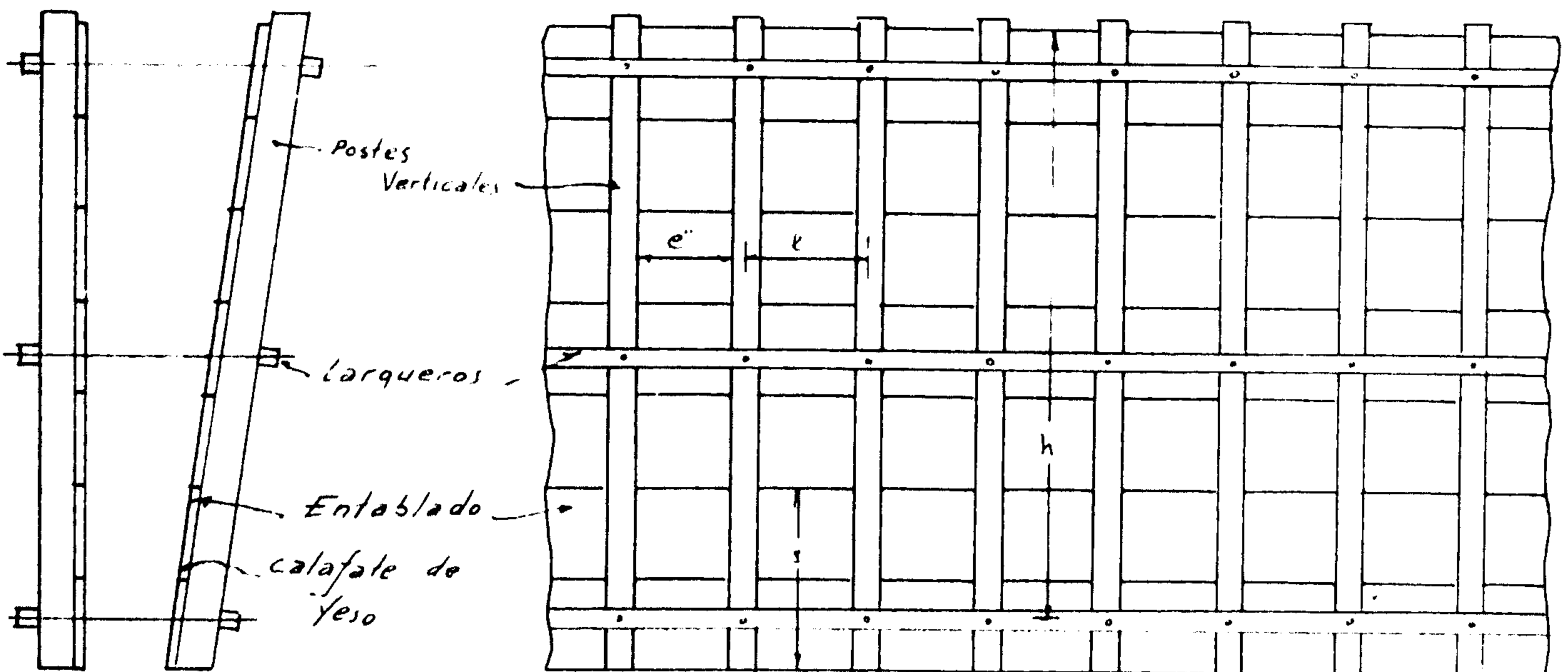
NOMBRE	E Kg/cm <sup>2</sup>	PESO ESPECIFICO Kg/m <sup>3</sup>	TRACCION Kg/cm <sup>2</sup>	COMPRESION Kg/cm <sup>2</sup>		Flexion Kg/cm <sup>2</sup>	CORTE Kg/cm <sup>2</sup>		APLASTAMIENTO Kg/cm <sup>2</sup>	
				Sentido 1- fibras	Normal 2 fibras		Sentido de fibras	Normal a fibras	Sentido de fibras	Normal a fibras
Pino Oregon (Pineta)	90000	780	20	50	20	100	15	30.40	100	40

### ENCOFRADO DE LA ZAPATA DERECHA

El encofrado de esta zapata está formado por un cajón de 9.00 x 3.20 x 0.90. La obra de WYNN no trae cálculos para este tipo de encofrados y expone una serie de modelos para diferentes alturas de zapata. Para la nuestra tendremos la siguiente:



### ENCOFRADO DE LA PIERNA DERECHA



Para el diseño del encofrado nos hemos seguido por la obra de A.E.WYNN, titulada: "Desing and Construction of Form work for concrete structures".

### DIMENSIONAMIENTO

El espesor del entablado será de  $1\ 1/2"$  (4 cm.); de los postes verticales  $6"x6"$  (15x15 cm.) y de los largueros  $4"x6"$  (10 x 15 cm.).

### SEPARACION DE LOS POSTES

Para encontrar la separación de los postes verticales, entramos a la tabla No.2 de la citada obra de WYNN, con:

Altura de la pared = 11.7'

se obtiene:  
 $1' = 20"$   
Espesor del entablado  $d = 1\ 1/2"$

luego

$$l = 1' + 6" = 20" + 6" = 26" = 66 \text{ cms.}$$

### SEPARACION ENTRE LARGUEROS

Esta separación se obtiene de la tabla No.10

teniendo	{	Sección de los postes $6"x6"$	}	obtenemos	$12" = 30 \text{ cm}$
		Espesor del entablado $1\ 1/2"$			$57" = 145 \text{ cm}$
		Altura de la pared $12'$			$63" = 160 \text{ cm}$



Estas separaciones obtenidas están medidas de abajo hacia arriba, el último larguero estará a 22 cm. del tope del miembro vertical.

### PRESION SOBRE LOS LARGUEROS

La presión sobre los largueros está dada por la fórmula  $P = wh'l_s$  donde:

$w$  = densidad del concreto sin fraguar = 100 lb/pie<sup>3</sup> para

$$2d > h > 10'$$

$h'$  = altura desde el tope del miembro vertical = 10.72'

$l$  = separación entre postes = 26" = 2.17"

$s$  = separación correspondiente al larguero considerado =

$$12" + 57/2" = 3.38'$$

Se calculará la presión sobre el larguero inferior pues sobre este será la máxima ejercida:

$$P = 100 \times 10.72' \times 2.17' \times 3.38' = 7870 \text{ lbs.} = 3570 \text{ kg.}$$

### ANCHO DE LAS TABLAS

Se hará usando tablas de 50 cms. de ancho, tamaño usado por considerarse fácil de obtener y de maniobrar. La unión de las tablas se hará a tope, efectuando un calafateo con yeso, en todas las juntas, para evitar el empobrecimiento de la mezcla por pérdida de la solución agua-cemento.

### CHEQUEO DE LOS POSTES

Chequearemos el tramo comprendido entre los dos largueros inferiores y supondremos una carga repartida de:

$$w = \frac{P}{S} = \frac{3570}{1.45} = 2460 \text{ kg/ml.}$$

El máximo momento actuante en dicho tramo será:

$$M = \frac{wl^2}{10} = \frac{2460 \times 1.45^2}{10} = 515 \text{ kg-m.}$$

El momento resistente de la sección es:

$$M_r = \frac{bd^2r}{6} = \frac{15 \times 15^2 \times 100}{6} = 565 \text{ kg-m}$$

### CHEQUEO DE LOS LARGUEROS

Los largueros, solo están sometidos a fuerzas cortantes en sus apoyos, que valen 3570 kg. De la resistencia de materiales se tiene que:

$$V_{\max} = \frac{3}{2} \frac{V}{bh} = \frac{3}{2} \times \frac{3570}{10 \times 15} = 35.6 \text{ kg/cm}^2$$

El pino oregón resiste según la tabla de especificaciones anterior de 30-40 kg/cm<sup>2</sup> de esfuerzo de corte normal a las fibras, luego está correcto.

### DISEÑO DE LOS PERNOS

La carga que actúa sobre cada perno es:

$$P = 3570 \times 2 = 7140 \text{ kg.}$$

El área de acero necesaria será:

$$A_s = \frac{7140}{1400} = 5.07 \text{ cm}^2$$

Usaremos pernos de  $\phi 1"$  y los huecos se abrirán de  $1 \frac{1}{4}"$ .

### DISEÑO DE LAS ARANDELAS

El área requerida para la plancha metálica que a va a repartir los esfuerzos a la madera, de modo que esta no falle por cizallamiento, será igual a la fuerza actuante dividida entre el esfuerzo permisible de la madera al corte normal a las fibras, más el área del hueco.

$$A_s = \frac{P}{f_c} + \text{Area del hueco}$$

$$A_s = \frac{3570}{40} + 7.95 = 98 \text{ cm}^2$$

Usaremos por tanto una lámina de  $4" \times 4"$  (10x10 cms.)

### Espesor de la lámina:

Se tomará de la fórmula dada por WYNN en su obra ya citada:

$$t = \frac{1}{220} \sqrt{\frac{wAp}{d}}$$

Donde:

t = espesor de la lámina (pulg.)

w = presión en la lámina (lbs/pulg<sup>2</sup>)

A = diferencia entre el área de la lámina y el área de la tuerca (pulg.<sup>2</sup>).

p = proyección de la lámina sobre el extremo de la tuerca (pulg.).

d = lado de la tuerca.

Usaremos tuercas de 2" y tendremos que:

$$w = 40 \text{ kg/cm}^2 = 13.7 \text{ lbs/pulg}^2$$

$$A = 16 - 4 = 12 \text{ pulg}^2.$$

$$p = 1"$$

$$d = 2"$$

luego:

$$t = \frac{1}{220} \sqrt{\frac{13.7 \times 12 \times 1}{2}} = 0.0411" = 1/16"$$

$$t = 1/16"$$

#### ENCOFRADO DE LA PIERNA IZQUIERDA

Debido a que en esta pierna no se colocará encofrado del lado de la roca sino, como ya se dijo, una lámina de cartón comprimido, para evitar el empotramiento, hay que diseñar una disposición distinta, ya que no es posible colocar los pernos, por tanto, se colocarán puntales inclinados y apoyados en cada uno de los largueros.

Los puntales serán de 4" x 4"  
 los dos inferiores estarán a  
 45° y el último formará un ángulo tal que:

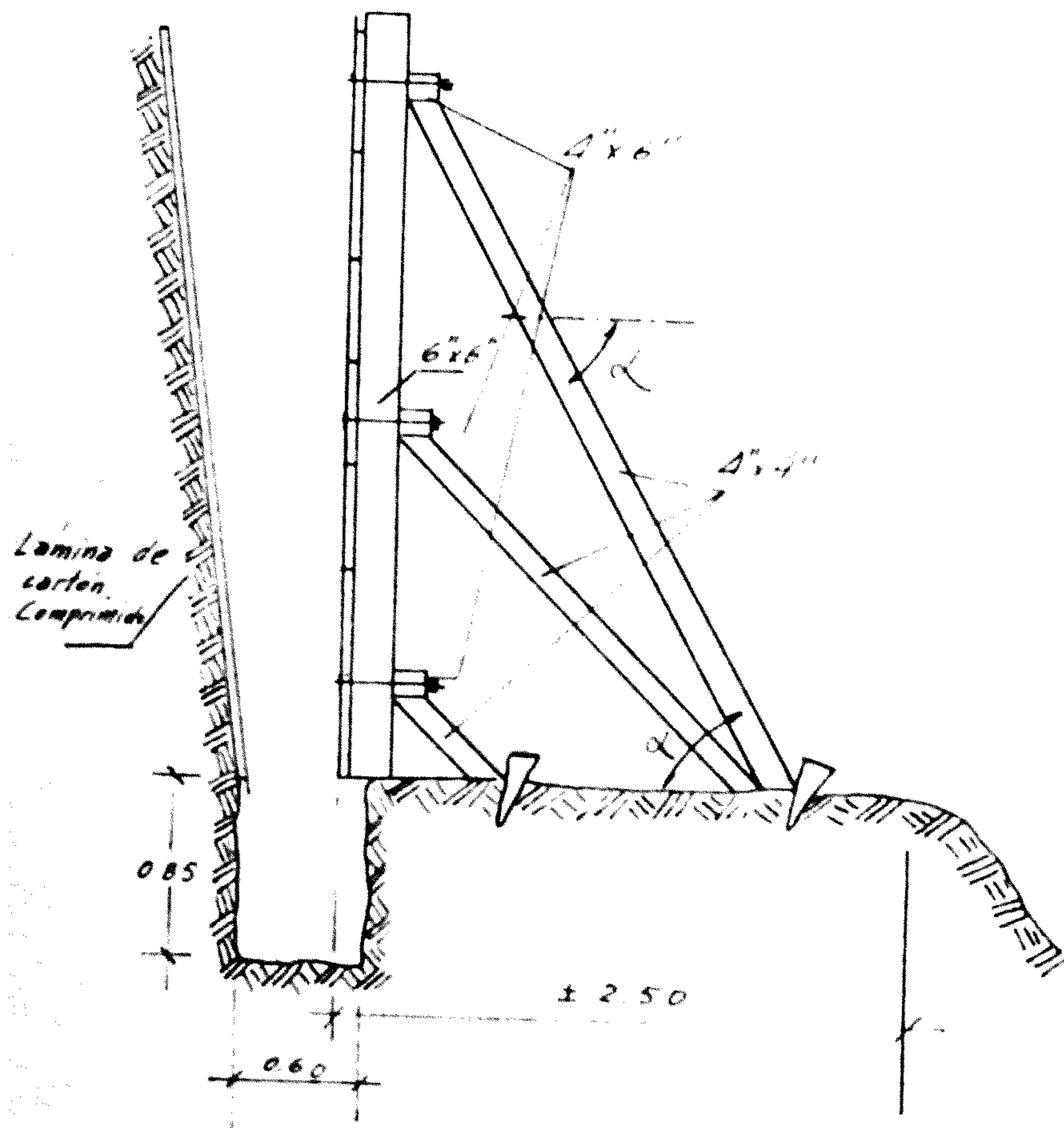
$$\begin{aligned} \text{tg} &= \frac{3.35}{1.75} = 1.91 \\ &= 62^\circ \end{aligned}$$

Chequearemos estos puntales:

$$N = \frac{3570}{\cos 45^\circ} = 5050 \text{ kg.}$$

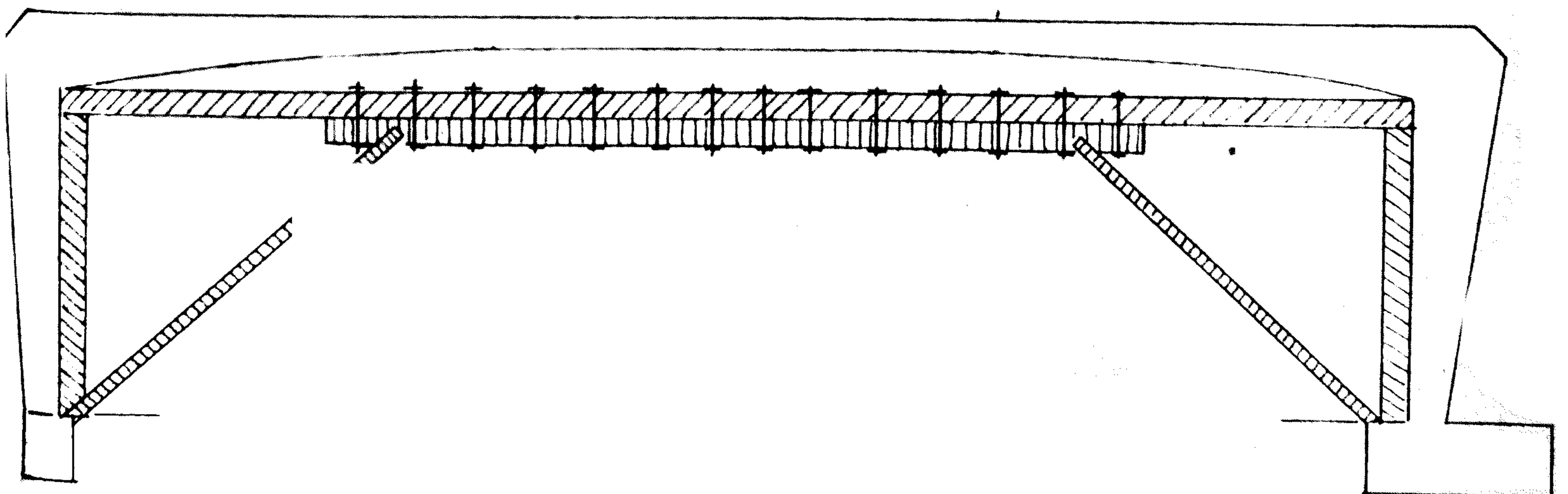
$$v = \frac{5050}{10 \times 10} = 50.5 \text{ kg/cm}^2$$

No se chequeará el puntal superior pues aunque tiene una inclinación mayor la fuerza que actúa en el larguero es mucho menor.



### DISEÑO DEL FALSO PUENTE

El falso puente estará constituido por viguetas horizontales, postes verticales y puntales inclinados, tal y como se muestra en la figura.



Para calcular la carga que actúa sobre el falso puente, supondremos que el peso del elemento horizontal es una carga uniformemente repartida, y por razones de seguridad personas, carretillas, que transiten sobre el puente, le añadiremos una sobrecarga de 100 kg/ml.

El peso del miembro horizontal por metro será:

$$W = 916 + \frac{1225}{3} = 1325 \text{ kg/ml.}$$

$$W_T = 1325 + 100 = 1425 \text{ kg/ml.}$$

La vigueta horizontal la podemos considerar como un miembro continuo, aunque los apoyos no constituyen empotramientos perfectos y como el error ocasionado por esta suposición es pequeño, utilizaremos el método de Distribución de momentos, para encontrar los momentos en los apoyos. La sección de los elementos será de 6" x 10" (15 x 25 cms) y en el tramo central se colocarán dos viguetas, debidamente encoladas y enpernadas para que trabajen como un solo elemento de 15 x 50 cms.

Busquemos ahora, los momentos de inercia y los coeficientes, para poder aplicar el método de Cross y encontrar los momentos en los apoyos.

$$I_1 = \frac{15 \times 25^3}{12} = 19600 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = \frac{15 \times 50^3}{12} = 156\,300 \text{ cm}^4$$

$$K_1 = \frac{19600}{4.14} = 46.40 \quad \frac{3}{4} K_1 = 35.50$$

$$K_2 = \frac{156.300}{8.29} = 189$$

Los factores de distribución serán:

$$F_1 = \frac{k_1'}{k_1' + k_2} = \frac{35.50}{224.50} = 0.16$$

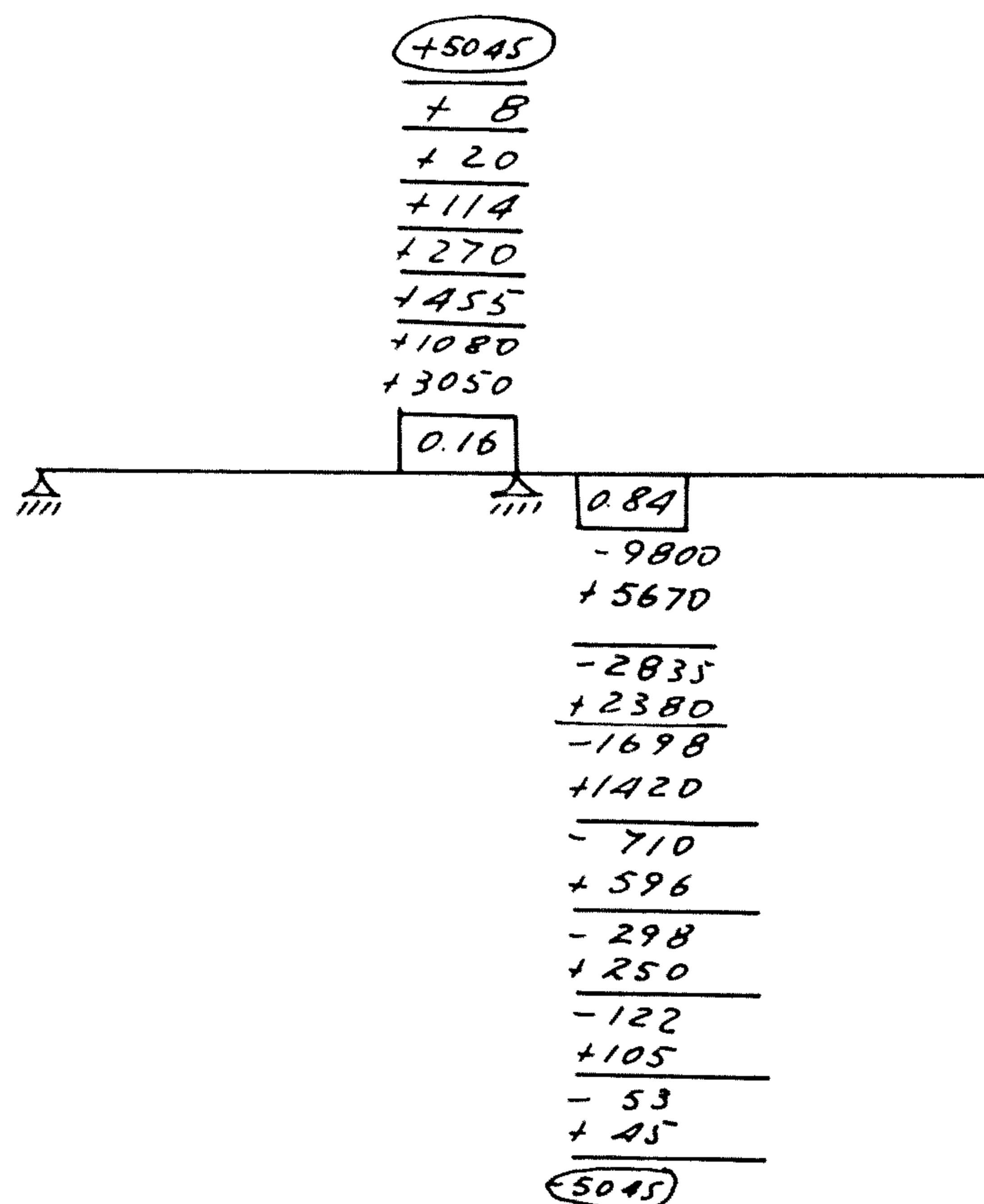
$$F_2 = \frac{k_2}{k_1' + k_2} = \frac{189}{224.50} = 0.84$$

Los momentos de empotramiento son:

$$M_1 = \frac{wl_1^2}{8} = \frac{1425 \times 4.14^2}{8} = 3050 \text{ kg-m.}$$

$$M_2 = \frac{wl_2^2}{10} = \frac{1425 \times 8.29^2}{10} = 9.800 \text{ kg-m}$$

Con estos momentos de empotramiento podemos entrar a efectuar la distribución de momentos correspondiente:



El máximo momento positivo en los tramos extremos es:

$$M = 3050 - 2523 = 527 \text{ kg-m.}$$

En el tramo central:

$$\frac{wl^2}{8} = \frac{1425 \times 8.29^2}{8} = 12230 \text{ kg-m.}$$

$$M = 12230 - 5045 = 7185 \text{ kg-m.}$$



Los momentos resistentes de la sección son:

$$\text{Tramos extremos: } M_{r_1} = \frac{15 \times 25^2 \times 100}{6} = 1570 \text{ kg-m}$$

$$\text{Tramo central: } M_{r_1} = \frac{15 \times 50^2 \times 100}{6} = 6250 \text{ kg-m}$$

La separación entre cada dos armaduras del falso puente será:

$$\text{En los extremos: } s_1 = \frac{1750}{527} = 3.12 \text{ m.}$$

$$\text{En el centro: } s_1 = \frac{6250}{7185} = 0.88 \text{ m.}$$

Colocaremos 11 armaduras en total a una separación de 82 cm.

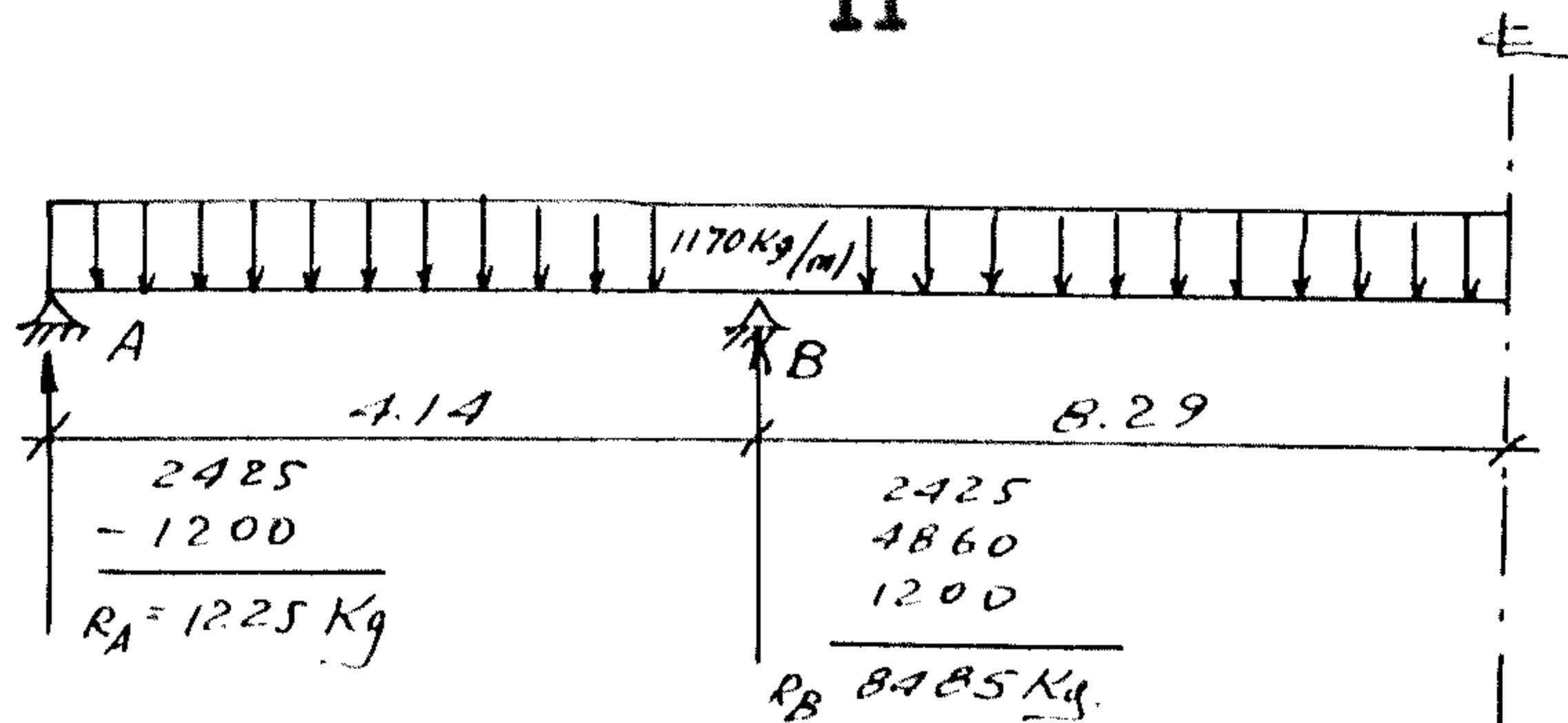
### REACCIONES EN LA VIGA CONTINUA

Sobre cada una de las armaduras actúa una carga uniformemente repartida igual a:

$$w = \frac{1425 \times 9}{11} = 1170 \text{ kg/ml.}$$

El momento actuante en los apoyos intermedios de una armadura es:

$$M = \frac{5045 \times 9}{11} = 4980 \text{ kg-m.}$$



Las reacciones isostáticas son:

$$R_A = \frac{1170 \times 4.14}{2} = 2425 \text{ kg.}$$

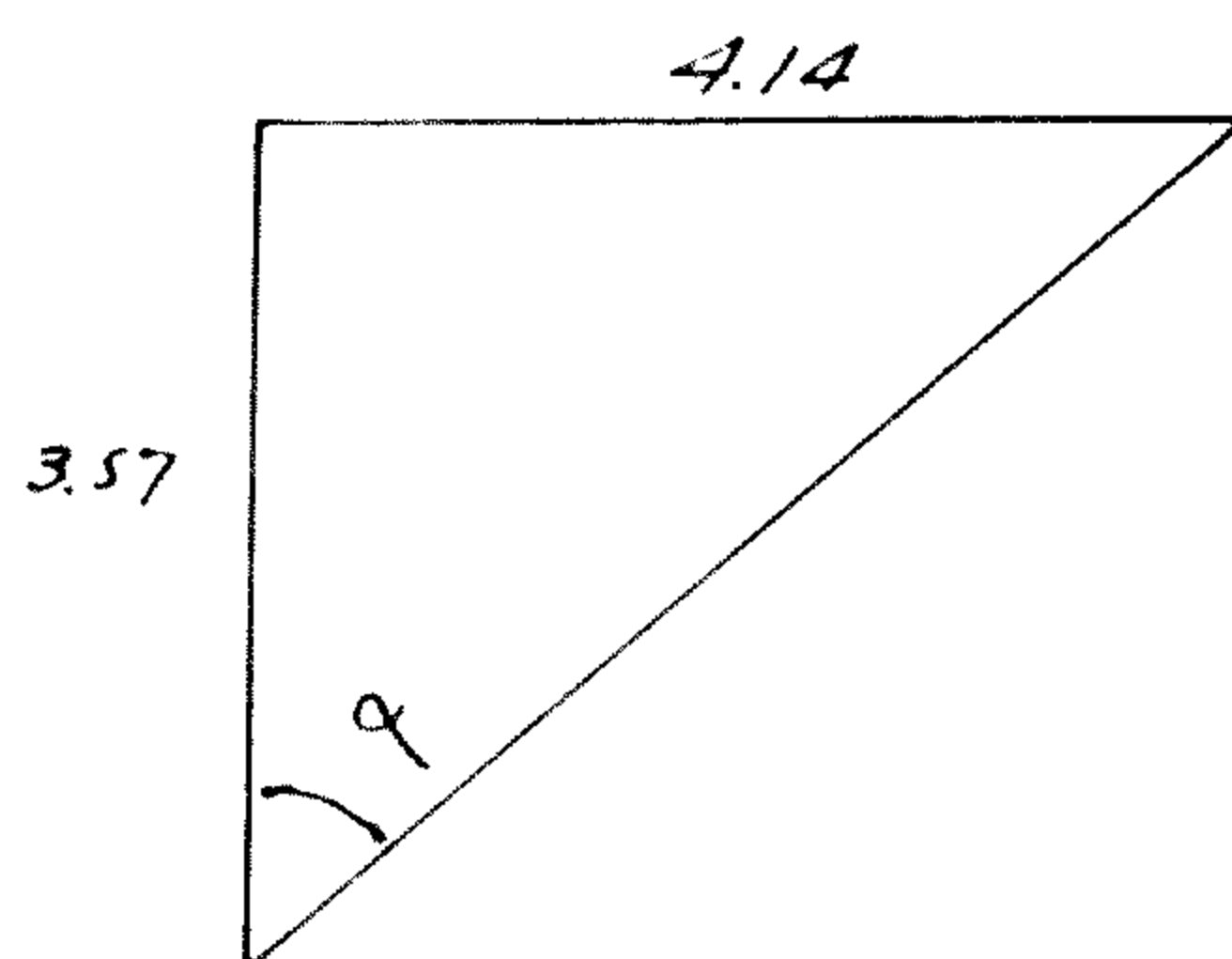
$$R_B = \frac{1170 \times 8.29}{2} = 4860 \text{ kg.}$$

La reacción hiperestática es:

$$R'_A = R'_B = \frac{M_B - M_A}{AB} = \frac{4980}{4.14} = 1200 \text{ kg.}$$

Esta reacción en A es hacia abajo y en B hacia arriba.

La dirección de la reacción en B es inclinada un ángulo tal que:



$$\text{tg } \alpha = \frac{4.14}{3.57} = 1.160$$

$$\alpha = 49^{\circ}15''$$

La componente inclinada de la reacción es:

$$P = \frac{V}{\cos \alpha} = \frac{8485}{0.65276} = 13.000 \text{ kg.}$$

La componente horizontal será:

$$H = V \text{ tg } \alpha = 8485 \times 1.160 = 9850 \text{ kg.}$$

CHEQUEO DE LOS POSTES VERTICALES

$$V = \frac{V}{bh} = \frac{1225}{15 \times 15} = 5.45 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{OKv}$$

CALCULO DE LOS PUNTALES INCLINADOS

$$V = \frac{N}{bh} \qquad V = 50 \text{ kg/cm}^2 \text{ para compresión}$$

paralela a las fibras.

$$bh = \frac{N}{V} = \frac{13000}{50} = 260 \text{ cm}^2$$

Asumiendo  $bh = \sqrt{260} = 16.12 \text{ cm.}$

Usaremos puntales de 6.5"x6.5" (16.5x16.5 cm.)

CHEQUEO DE LA UNION ENTRE LA VIGUETA INFERIOR Y EL PUNTAL  
INCLINADO

La fuerza cortante existente en el tope del puntal es:  $H = 9850 \text{ kg.}$

El esfuerzo en la unión será:

$$V = \frac{9850}{16.5 \times 16.5} = 362 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{OKv}$$

CHEQUEO DE LA VIGUETA INFERIOR

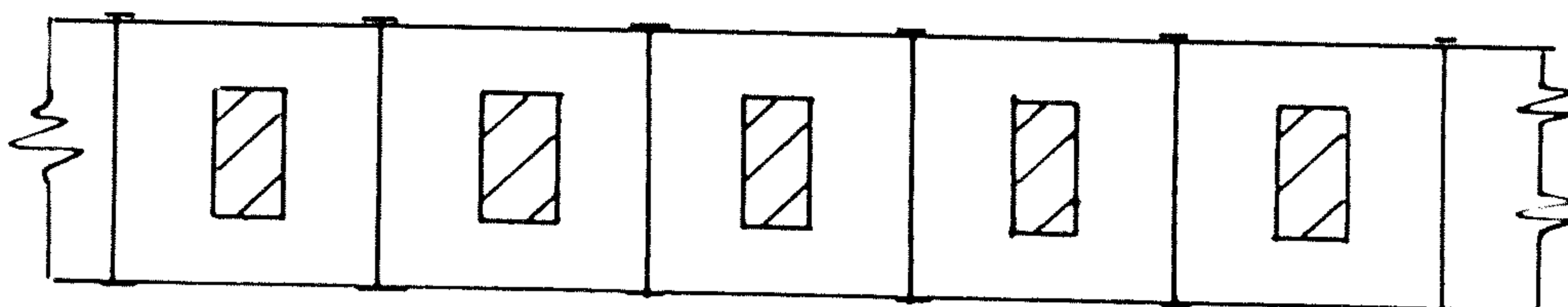
La vigueta inferior está sometida a una fuerza axial que es la componente horizontal de la reacción en los apoyos intermedios.

Esta fuerza vale:  $2H = 2 \times 9850 = 19700 \text{ Kg.}$

$$V = \frac{19700}{15 \times 25} = 50 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{OKv}$$

### UNION ENTRE LAS VIGUETAS

En el tramo central del falso puente, es imprescindible unir íntimamente las viguetas superior e inferior, para que trabaje como un solo elemento; para tal efecto vamos a diseñar un sistema que consta de una serie de dados de madera que van incrustados por mitad en cada una de las viguetas, y para que formen un elemento sólido, entre cada dos dados colocaremos un perno con su arandela en la forma que se muestra a continuación.



En el plano de contacto de las dos viguetas hay un esfuerzo que viene dado por la fórmula:

$$\tau_{\max} = \frac{3}{2} \frac{V_{\max}}{bh}$$

$$\tau_{\max} = \frac{3}{2} \times \frac{8485}{15 \times 50} = 17.0 \text{ Kg/cm}^2$$

La fuerza total en el plano es:

$$F = 17 \times 15 \times 4.14 = 105800 \text{ Kgs.}$$

Los dados de madera los colocaremos con las fibras

normales a los esfuerzos, resistiendo en esta forma hasta 40 kg/cm<sup>2</sup>.

El área necesaria de dados será:

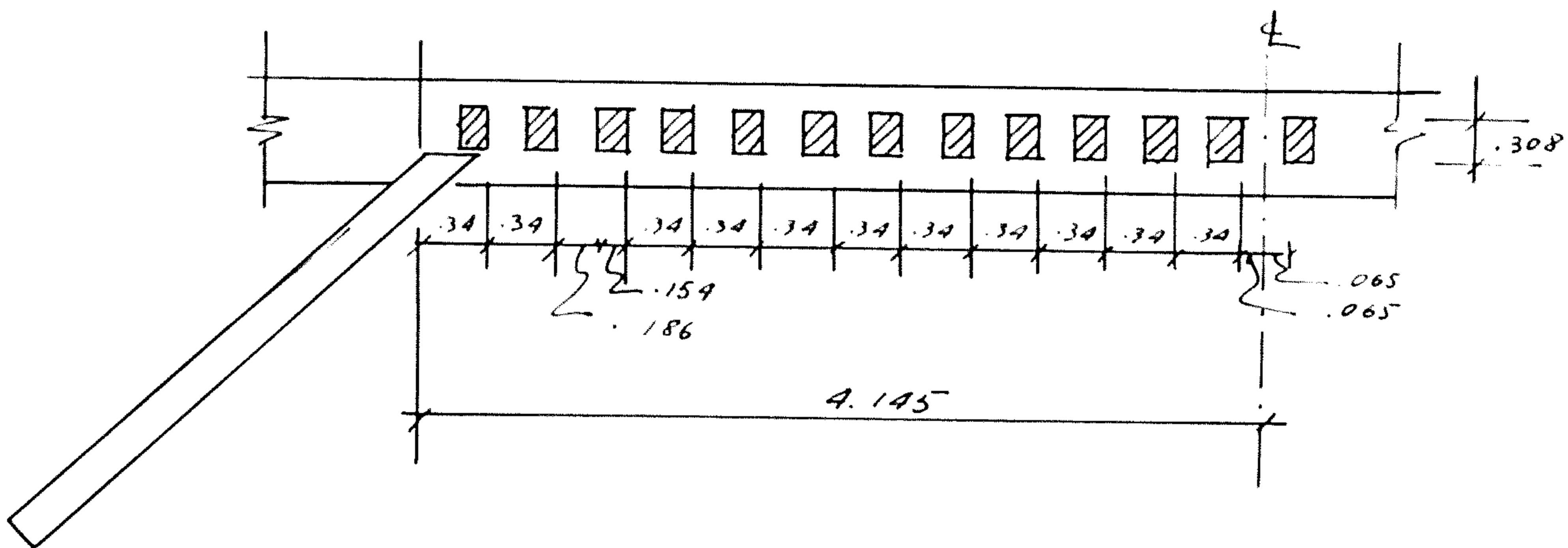
$$\Delta = \frac{105.800}{40} = 2640 \text{ cm}^2$$

Si usamos dados de 6"x6" (15x15 cms) con área de 36 pulg<sup>2</sup> = 232 cm<sup>2</sup> c/u.

El número de dados será:

$$N = \frac{2640}{232} = 12$$

La separación de los dados se hará en la forma siguiente:



### ALTURA DE LOS DADOS

Sobre cada uno de ellos actúa una fuerza de:

$$F_1 = \frac{105.800}{12} = 8800 \text{ Kg.}$$

Que repartida por mitades entre la parte superior y la infe-

rior es:

$$F = \frac{8800}{2} = 4.400 \text{ kg.}$$

Debemos lograr que el esfuerzo de compresión normal a las fibras no sea mayor de 20 kg/cm<sup>2</sup> para que el dado no falle.

$$V = \frac{F}{bh} \qquad h = \frac{F}{bv}$$
$$h = \frac{4400}{20 \times 15} = 14.7 \text{ 6"}$$

La altura de los dados será de  $h_d = 12"$ . Anteriormente habíamos dicho que para lograr una íntima unión entre las viguetas es necesario colocar pernos entre cada dos dados, los cuales serán de  $1/2"$ .

#### SEPARACION DE LAS SOLERAS

La separación entre las soleras que soportan el entablado, se calcula sabiendo que la deflexión máxima de dicho entablado no debe ser superior a  $S/400$  siendo "S" la separación entre las soleras.

Para obtener la expresión de la deflexión en el entablado sacaremos un promedio de las deflexiones considerando como simplemente apoyado, y como empotrado.

La deflexión será:

$$D = \frac{5WS^4}{384 EI \times 2} + \frac{WS^4}{384 EI \times 2} = \frac{WS^4}{128 EI}$$

Como  $\Delta \frac{s}{400}$  tendremos:

$$\frac{s}{400} = \frac{W s^4}{128EI}$$

$$s = \sqrt[3]{\frac{0.32 EI}{W}}$$

El entablado está formado por tablas de  $1 \frac{1}{2}$ " de espesor y 30 cm. de ancho.

El momento de inercia será:

$$I = \frac{30 \times 3.8^3}{12} = 1.38 \text{ cm}^4$$

La carga uniforme que soporta cada tabla será:

$$W = \frac{1425}{2} = 713 \text{ kg/ml}$$

Luego:

$$s = \sqrt[3]{\frac{0.32 \times 90.000 \times 138}{713}} = 82.2 \text{ cm}$$

Por simetría colocaremos 20 separadas 78.9 cm. centro a centro.

### ALTURA DE LAS SOLERAS

La ecuación de la parábola del intrados es:

$$y = \frac{x^2}{1.3420}$$

Las alturas de las soleras serán:

$$h = 51 \text{ -y-} \text{espesor de la tabla}$$

$$h = 51 \text{ -y-} 3.8 = 47.2 \text{ -y}$$

<b>x</b> <b>cm</b>	<b>y</b> <b>cm</b>	<b>h = 47.2 - y</b> <b>cm</b>
39.45	0.1	49.1
118.35	1.0	46.2
199.25	2.9	44.3
276.15	5.7	41.5
355.05	9.4	37.8
434.95	14.1	33.1
513.85	19.6	27.6
592.75	26.0	21.2
671.65	33.5	13.7
750.75	42.0	5.2



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

10.) MATERIALES.- El puente lo hemos diseñado para un concreto de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y para ello el laboratorio indicó usar una mezola 1:1:2 y relación de agua elemento = 0.47. Según lo anterior la cantidad de materiales en peso por saco de cemento será:

Cemento	1 saco = 42.5 kg.
Arena	42.5 kg.
Grava	85.0 kg.
Agua	$0.47 \times 42.5 = 20 \text{ kg.}$

Si suponemos que el peso del concreto es de  $2.300 \text{ kg/cm}^3$ , el factor por el cual hay que multiplicar, el peso de los agregados para obtener  $1 \text{ m}^3$  de concreto será:

$$Z = \frac{2.300}{42.5 + 42.5 + 85.0 + 20} = 12.1$$

para  $1 \text{ m}^3$  de concreto se necesitan:

Cemento	514.3 kg. (12.1 saco)
Arena	514.3 kg.
Grava	1028.5 kg.
Agua	242.0 kg.

Si la densidad de la arena es 1.37 y la de la grava 1.45, la proporción en volumen será:

Cemento	12.1 sacos
Arena	0.375 $\text{m}^3$

Grava	0.709 m <sup>3</sup>
Agua	0.252 m <sup>3</sup>

De los planos respectivos obtendremos los datos de las cantidades de materiales que se necesitan para la construcción del puente, estos son:

Acero	23630 kg.
Concreto	202.01 m <sup>3</sup>
Madera	22874 pie <sup>2</sup>

Luego: por m<sup>3</sup> de concreto se necesitará:

Acero	117 kg.
Madera	37.8 pie <sup>2</sup> (3 usos)

Además se han fijado:

Clavos	1 kg/100 kg de acero = 1.35 kg
Alambre	1 kg/100 kg de acero = 1.35 kg

Luego, y teniendo en cuenta los precios que se pagan en Lima, los materiales a entrar en 1 m<sup>3</sup> de concreto armado serán:

Cemento	12.1 sacos	a \$ 49.00	saco = \$ 592.90
Arena	0.375 m <sup>3</sup>	a \$ 25.00 m <sup>3</sup>	= 9.38
Grava	0.709 m <sup>3</sup>	a \$ 25.00 m <sup>3</sup>	= 17.75
Acero	117.00 kgs	a \$ 2.50 kg	= 292.00
Madera	37.80 pie <sup>2</sup>	a \$ 2.60 pie <sup>2</sup>	= 98.30
Clavos	1.35 kg	a \$ 8.00 kg	= 10.80
Alambre	1.35 kg	a \$ 6.00 kg	= <u>9.10</u>
Total de Materiales			\$ 1030 ,23 m <sup>3</sup>

2o) MANO DE OBRA

Encofrado: 113.2 pie<sup>2</sup>/m<sup>3</sup> a \$ 0.50 pie<sup>2</sup> = 56.60

Desencofrado: 113.2 pie<sup>2</sup>/m<sup>3</sup> a \$ 0.05 pie<sup>2</sup> = 5.66

Doblado y colocación del

acero de refuerzo: 117.0kg/m<sup>3</sup> \$ 0.50 kg = 58.50

Preparación y vaciado del

concreto: a \$14.00 m<sup>3</sup> = 14.00

Curado del concreto: a \$ 0.40 m<sup>3</sup> = 0.40

Leyes sociales 50 % = 67.58

Herramientas menores \$ 2.00 m<sup>3</sup> = 2.00

Total mano de obra = S/.204.74 m<sup>3</sup>

Resumiendo tenemos que el m<sup>3</sup> de concreto armado va

le:

Materiales \$ 1.030.23

Mano de obra \$ 204.74

Transporte 5 % \$ 61.75

T o t a l \$ 1296.72 m<sup>3</sup>

3o) PILOTAJE

Los pilotes que usaremos como ya se dijo anteriormente tendrán una longitud aproximada de 6.00 m.

La casa V.S.S. Steel nos proporcionó el precio para los pilotes de 36 lbs/pie, el cuales es de \$ 6.93 por 100 lbs, lo cual equivale a S/. 786.00 por pilote de 6.00 m. de longitud.

HINCA

Para el hincado de los pilotes utilizaremos un martillo a vapor de doble acción marca Mc Kienan-Terry, Modelo S-5, cuyas principales características son:

Peso neto	=	14.000	lbs.
Peso del martillo	=	5 000	lbs.
Carrera del émbolo	=	19"	
Energía por golpe	=	16 700	pie-lbs.
No. de golpes por minuto	=	80.	

COSTO DE OPERACION

Costos fijos

Valor del martillo	\$	130.000.00
Valor de la caldera	\$	50.000.00
Cables, mangueras, Instalación de agua para la caldera	\$	20.000.00
Castillos de madera (20.000 pie <sup>2</sup> )	\$	70.000.00
Winche	\$	45.000.00
Valor recuperable 20 %	\$	63.000.00
		<hr/>
t o t a l	S/.	252.000.00

Costo fijo al año

Amortización	20 %	
Intereses	8 %	
Mantenimiento y reparaciones	15 %	
Almacenaje y guardianía	<u>3 %</u>	
	46 %	₡.115.920.00

Costo fijo por hora

$$\frac{115.920.00}{2000} = ₡. 57.96$$

Costo variable por hora

a) Jornales:

1 Capataz a \$ 50 diario	₡. 6.25
1 maestro Winchero a \$35 día	4.38
8 operarios a \$20 diario c/u	20.00
Leyes sociales, vacaciones, etc. 50 %	<u>15.37</u>
	₡.46.00

b) Combustibles:

Petroleo 5 gal. a \$0.70 gl.	₡. 3.50
Aceite y grasas	10.00
Pequeños repuestos	<u>2.00</u>
	₡.15.50

Costo total por hora

$$\text{Será igual a: } 57.96 + 46.00 + 15.50 = ₡.119.46$$

COSTO DE LA HINCA DE UN PILOTE

SI suponemos un rechazo de 0.20" o sea 0.5 cms. por golpe, y como el martillo dá 80 golpes por minuto y suponiendo un factor de eficiencia de 0.60, tendremos que el rendimiento será de:

$$R = \frac{0.5 \times 80 \times 60 \times 0.6}{6} = 2.4 \text{ pilotes/hora}$$

Luego: el costo de la hinca de un pilote de 6 m. será:

$$\frac{119.46}{24} = \text{¢. } 49.75$$

OTROS

En el Ministerio de Fomento y Obras Públicas, nos facilitaron los siguientes precios unitarios para puentes:

Corte en roca blanda	= ¢. 60.00 m3
Corte en conglomerado no cementado	= ¢. 25.00 m3
Relleno en conglomerado no cementado	= ¢. 5.00 m3
Asfalto	= ¢. 15.00 m2
Enchapado de la baranda	= ¢. 250.00 ml
Pulido y pintura de cemento	= ¢. 17.00 m2

PRESUPUESTO

PARTIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<u>EXCAVACIONES</u>				
En Roca	78.56m <sup>3</sup>	\$ 60.00	\$ 4713.60	
En conglomerado	406.30m <sup>3</sup>	\$ 25.00	\$ 10157.50	\$ 14.871.10
<u>PILOTAJE</u>				
Pilotes	27 unid	\$ 786.00	\$ 21.222.00	
Hinea	27 unid	\$ 49.75	1.343.25	\$ 22.565.25
<u>PUENTE</u>				
Concreto Armado	202.01m <sup>3</sup>	\$ 1296.72	\$261.950.41	
Asfalto	139.36m <sup>2</sup>	\$ 15.00	2085.00	
Enchapado baranda	49.80m <sup>1</sup>	\$ 250.00	12450.00	
Pulido y pintura	107.19m <sup>2</sup>	\$ 17.00	1820.00	\$ 278305.41
<u>RELLENO</u>				
De Conglomerado	182.30	\$ 5.00	\$ 912.00	\$ 912.00
<u>UTILIDAD</u>				
Contratista	12 %		\$	\$ 37998.45
<u>IMPREVISTOS</u>				
	5 %			\$ 1583.27
<b>T O T A L    \$/. 356.235.48</b>				

## ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCION DEL PUNTE

### ENCOFRADOS

La madera deberá estar bien seca con el fin de prevenir posibles alabeamientos.

Todos las juntas y pequeñas rajaduras de la madera deberán ser calafateadas con yeso a fin de prevenir el empobrecimiento de la mezcla por pérdida de la solución agua-cemento.

El encofrado se hará de madera cepillada en ambas caras y machihembrada; impregnando la superficie interior con petróleo para facilitar el desencofrado.

Los encofrados deberán tener interiormente, de manera exacta, las medidas indicadas para la estructura terminada.

### ACERO DE REFUERZO

El acero de refuerzo que se utilice deberá ser del tipo denominado "Acero de grado intermedio" con un yield point mínimo a la tracción de 2800 kg/cm<sup>2</sup> y una carga de rotura mínima de 4200 kg/cm<sup>2</sup>. La carga de trabajo considerada en los diseños es de 1400 kg/cm<sup>2</sup> para el acero de tracción y 2n veces d la carga de trabajo del concreto para el acero a compresión. Deberá tenerse en cuenta para cualquier sustitu



ción que se desee hacer, la cual será debidamente autorizada por escrito por el Ingeniero residente de la obra.

Las barras de refuerzo que se empleen deberán ser corrugadas, pudiendo el ingeniero inspector de la obra escoger el tipo de formación que desee. No deberán usarse por ningún motivo, barras de refuerzo lisas,

Deberá utilizarse solamente el acero producido por el procedimiento de horno abierto,

Las barras deberán ser rectas y limpias, sin manchas de grasa y sin escamas de herrumbre. En caso necesario deberán limpiarse con escobilla de acero o frotarse con arena.

Los ganchos terminales de las barras deberán deblarse sobre un diámetro mínimo de cuatro veces el diámetro de la barra, a  $180^{\circ}$ , y prolongarse en forma recta una longitud mínima de cuatro diámetros.

El empalme de las barras deberá hacerse con una longitud de 50 diámetros según se indica en los planos.

Todos los empalmes y todos los cruces de dos fierros deberán asegurarse con alambre negro No. 16.

Deberá asegurarse la separación exacta entre la armadura y el encofrado por intermedio de taquitos de concreto pre fabricado, así como también, la separación entre fierros.

El ingeniero encargado de la obra, constatará todo lo anteriormente dicho antes de permitir el vaciado del concreto.

### AGREGADO GRUESO

El agregado grueso estará compuesto de piedra triturada (natural o artificialmente).

El tamaño máximo de la piedra estará comprendido entre  $1/5$  y  $1/10$  de la dimensión mínima de la sección de concreto por llenar, y no mayor del  $2/3$  de la separación libre mínima del acero de refuerzo.

El agregado grueso deberá tener un desgaste no mayor del 40%, sometido a prueba en la máquina de los ángeles.

Sometido a 5 ciclos de ensayo de durabilidad por medio del sulfato de sodio, la pérdida de su peso no deberá ser superior a 12%.

El agregado grueso no deberá contener fragmentos blandos en proporción mayor del 5%, carbón o lignito en proporción mayor de 1%, arcilla en proporción mayor del 0.25%, materiales que pasen por la malla 200 en proporción mayor de 1%, ni piedras de forma alargada en proporción mayor del 15%.

El peso aparente no deberá ser menor de 1120 kg/m<sup>3</sup>.

El tamaño de las piedras que forman el agregado grueso deberá ser variable, debiendo el laboratorio de la dirección de caminos aprobarla o indicar las correcciones que sean necesarias.

### AGREGADO FINO

El agregado fino podrá ser de arena natural o arti

ficial proveniente de la trituración de piedra, grava o es  
co  
ria de altos hornos enfriada al aire.

La arena deberá estar desprovista de impurezas orgánicas. Sometida a prueba por el método colorimétrico deberá presentar un color más claro que el normal. En cualquier caso, al ser sometidas a compresión probetas preparadas con la arena que se desea utilizar, el resultado no deberá ser inferior al 90% del que se obtiene con muestras preparadas con arenas conocidas.

El agregado fino, sometido a prueba de durabilidad por medio del sulfato de sodio, su pérdida en peso deberá es  
ta  
r comprendida entre 8 y 12% después de 5 ciclos.

La arena que constituye el agregado fino no deberá contener arcilla en proporción mayor de 1%, carbón o lignito en proporción mayor de 1% y materiales finos que pasen la ma  
lla  
200 en proporción mayor del 4%.

La granulometría del material deberá estar compren  
dida  
entre los límites siguientes:

Pasa la malla de 3/8	100 %
Pasa la malla No.4	45. 1 %
Pasa la malla No.16	45. 8 %
Pasa la malla No.50 de	10 a 30 %
Pasa la malla No. 100 de	2 a 10 %

El módulo de fineza de la arena estará comprendido entre 2.20 y 3.30.

Al efectuar el control de la granulometría de los materiales, el módulo de finura no podrá variar en más de 0.20 del módulo de finura de arena con la cual se hizo el diseño de mezcla. En caso contrario, la arena será rechazada o, si es aceptada, deberá hacerse la corrección correspondiente en el dosaje.

### AGUA

El agua que se emplee en la preparación de concreto no deberá tener cantidades perjudiciales de gas carbónico libre, materia orgánica, limo, azúcar, aceite, alcalis ni otras impurezas.

No deberán sobrepasarse los siguientes límites:

Sulfatos (SO <sub>4</sub> )	300 partes por millón.
Cloruros (Cl)	300 " " "
Sales de magnesia (MgO)	150 " " "
Materia orgánica	10 " " "
Sólidos solubles	1500 " " "
Sólidos en suspensión	1000 " " "

El PH del agua deberá estar comprendido entre 4.5 y 8.5.

Si no se dispone de laboratorio se probará el agua contra ácidos empleando papel litmus azul que tornará a rojo rápidamente si hubiese ácidos en cantidad alarmante. Para

probar el agua contra bases se empleará el papel litmus rojo que tornará a azul rápidamente si hubiera álcalis en cantidad alarmante. Si el cambio de color fuese en forma lenta, se podrá emplear el agua, siempre y cuando los colores finales no sean subidos.

Si el agua disponible es turbia, deberá proveerse de depósitos para su estancamiento y sedimentación antes de su uso.

### Cemento

El cemento a utilizar será el tipo Portland normal. No deberá presentar fraguado falso prematuro. Tampoco deberá presentar fraguado debido a exposición prolongada a la intemperie.

### DISEÑO DE LA MEZCLA

El diseño de la mezcla deberá hacerse en el laboratorio en cuenta:

a) La resistencia mínima a la rotura será de 210 kg/cm<sup>2</sup> a los 28 días.

b) La cantidad de agua por saco de cemento no será mayor de 6 1/2 galones, para tener en cuenta la resistencia al intemperismo.

c) El asentamiento de la mezcla en el cono de 12" no será inferior a 2" en el caso de vibrarse el concreto con

vibrador mecánico de alta frecuencia; en caso contrario el asentamiento mínimo será de 3".

#### ACELERANTES DE FRAGUA

El uso de acelerantes de fragua estará sujeto a la aprobación del laboratorio, el cual informará sobre la calidad del producto, la proporción en que debe usarse y la corrección necesaria en el diseño de la mezcla.

#### MEDIDA DE LOS MATERIALES

Las tandas serán proporcionadas teniendo como base el saco de cemento entero. No admitiéndose tandas a base de fracciones de sacos de cemento.

El diseño de la mezcla tiene en cuenta la proporción en peso de los materiales. Por lo cual se deberá hacer la corrección necesaria para convertir el dosaje en peso, a dosaje en volumen. El dosaje dado por el laboratorio corresponderá a los materiales secos, debiendo corregirse de acuerdo al porcentaje de humedad que éstos puedan presentar en el momento de ser utilizados.

#### MEZCLADO DEL CONCRETO

El mezclado del concreto se hará siempre a máquina. La capacidad mínima de la mezcladora será la que utilice un saco de cemento por tanda. No se deberá sobrepasar la canti

dad indicada por el fabricante.

El tiempo mínimo de mezcladora será de 1 minuto para mezcladoras hasta de  $0.760 \text{ m}^3$ . Por cada  $0.4 \text{ m}^3$  en más de capacidad de la mezcladora se añadirán 15 segundos. El tiempo de mezclado se empezará a contar desde el momento en que todos los materiales, incluso el agua, se hallan girando en la mezcladora.

Durante el tiempo de mezclado la velocidad de giro del tambor será aquella para la cual ha sido diseñada la mezcladora, pero no será menor de 14 ni mayor de 20 revoluciones por minuto.

El tambor de la mezcladora deberá descargarse en su totalidad antes de volver a cargarlo.

### TRANSPORTE Y COLOCACION DEL CONCRETO

Antes de iniciar la colocación del concreto, el ingeniero encargado de la obra revisará los encofrados y armaduras, comprobando que estén de acuerdo a lo indicado en los planos.

El llenado de la super estructura se hará partiendo del centro hacia los extremos de manera de impedir trepidaciones en las partes ya llenadas motivadas por el transporte del concreto. Los miembros verticales preferiblemente deberán ser llenados en una sola operación. (Se advierte que el encofrado ha sido diseñado para soportar el llenado en esa forma).

Antes de iniciar el llenado, el ingeniero inspector se asegurará de que el volumen total de los materiales a acumulados y la capacidad de las mezcladoras esté de acuerdo al volumen de concreto por llenar. En previsión de que pueda paralizarse una mezcladora, el llenado se iniciará con un mínimo de dos mezcladoras.

El encofrado deberá remojarse antes de iniciarse el llenado de concreto y limpiarse su interior de virutas, recortes de madera, etc.

#### VIBRADO DEL CONCRETO

Inmediatamente después de su colocación el concreto deberá ser vibrado mecánicamente.

El vibrado deberá ser interno y no de los encofrados.

El equipo deberá transmitir al concreto no menos de 4500 revoluciones por minuto.

La intensidad de la vibración debe ser tal que un concreto de una pulgada de asentamiento sea visiblemente afectado en un radio de por lo menos 45 cm.

El número de vibradores deberá estar de acuerdo con la capacidad de las mezcladoras que se utilice, de manera de poder vibrar el concreto inmediatamente después de colocado.

El concreto deberá ser manipulado especial y cuidadosamente alrededor del acero de refuerzo y en las esqui-



nas de los encofrados.

El vibrador deberá ser colocado el tiempo suficiente para asegurar la compactación del concreto, pero no tanto como para que cause segregación de los materiales.

El vibrador será aplicado en puntos uniformemente espaciados a distancias no mayores del doble del radio de la zona que visiblemente afecta el vibrador.

El vibrado deberá completarse con un apisonado con varilla de fierro en los lugares imposibles de alcanzar con el vibrador.

El concreto deberá ser colocado y vibrado en capas horizontales de un espesor máximo de 12".

#### JUNTAS DE LLENADO

Las juntas de llenado previstas en el diseño están indicadas en los planos respectivos. En el caso de necesitar se hacer juntas de llenado no previstas en el diseño, éstas serán fijadas por el ingeniero inspector de la obra.

Antes de proseguir el llenado de las juntas, serán limpiadas con escobilla de acero y cubiertas con una pasta, de cemento y agua, prosiguiendo el llenado antes de que esta pasta haya fraguado.

#### CURADO Y PROTECCION DEL CONCRETO

Tan pronto como sea posible y no después de 6 horas

de colocado el concreto, deberá iniciarse el curado del concreto cubriendo su superficie con una capa de arena de 2" de espesor y manteniéndola la constantemente húmeda.

El curado del concreto deberá hacerse en una forma continua por un período no menor de 7 días a partir de la fecha de llenado.

No deberá permitirse el llenado del concreto si la temperatura es menor o amenaza ser menor, en los días siguientes al llenado, de 4° centígrados, o mayor de 40° centígrados.

Desencofrado: Los tiempos mínimos de desencofrado serán los siguientes: Para el encofrado de los miembros verticales, 3 días. Para el fondo de la losa horizontal, 14 días.

Si durante el endurecimiento del concreto hubiera habido días de heladas, se prolongarán los plazos anteriores en tantos días como hayan durado,

Si se ha usado acelerantes de fragua, los plazos pueden reducirse de acuerdo al tipo y cantidad del acelerante usado y con autorización expresa del Ingeniero inspector de la obra.

Al efectuar el desencofrado deberá evitarse trepidaciones que perjudiquen al concreto, para lo cual, durante la construcción del falso puente, se colocarán entre éste y sus apoyos, cajas de arena o cuñas de madera que permitan un fácil desencofrado.

### Desagüe de la Losa

Para facilitar el desagüe de la losa, ésta deberá llevar un bombeo transversal de 1% de su ancho, el cual se hará siguiendo una curva parabólica normal.

Junto a los sardineles se colocarán tubos de hierro galvanizado en la forma, posición y diámetros indicados en los planos, pero de una dimensión no menor de 3", y una separación no mayor de 6.00 metros.

El centro de la sección transversal de los tubos deberá estar contenido en la recta formada por la intersección del sardinel con la losa.

Los tubos de desagüe se prolongarán cuando menos 6" hacia abajo de la superficie inferior de la losa, y serán colocados en tal forma que el agua que descarguen carga libremente sin tocar ninguna parte de la estructura.

### BARANDAS Y SARDINELES

Las barandas y sardineles serán confeccionados de acuerdo a los planos respectivos, después de efectuado el desencofrado del puente, de manera que no tomen las deflexiones de éste ni esfuerzo algunos.

Deberá tenerse especial cuidado con el alineamiento de las barandas, tanto vertical como horizontal.

SUPERFICIE DE RODADURA

La superficie de rodadura será una capa asfáltica de 2" de espesor.

La mezcla asfáltica será hecha con asfalto líquido del tipo R C-2 en una proporción del 5 al 6% del peso de los agregados.

La granulometría de los agregados deberá estar comprendida entre los siguientes límites:

Pasa la malla de 1"	100%
" " " " 1/2"	75 a 90 %
" " " No. 4	50 a 70 %
" " " " 10	35 a 50 %
" " " " 40	20 a 30 %
" " " " 200	0 a 3 %

La mezcla de preferencia se colocará en dos capas que se compactarán cuidadosamente; la primera capa estará formada por los materiales con la graduación indicada y la segunda deberá tener materiales más finos, es decir que todo el material pasará por la malla de 3/4" y estará dentro de los límites indicados.

ACABADO DEL CONCRETO DEL PUENTE

Toda la superficie del puente deberá terminarse puliéndola con piedra esmeril accionada por un eje giratorio me

cánico. La velocidad de giro y el diámetro de la piedra, a sí como su dureza será tal que permita obtener una superficie uniforme y sin manchas.

Luego se cubrirá la superficie con una pintura a base de cemento. Deberá tenerse especial cuidado en mojar la superficie abundantemente antes de pintarla, y no efectuar el trabajo durante las horas en que esté espuesta al sol.

Se gravará en el extremo de una de las barandas, la fecha de llenado del puente y la sobrecarga para la que ha sido diseñado.

Encima de cada miembro vertical se gravará la cota de cimentación respectiva, refiriéndola a la cota de la rasante.

---

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

a) CAMINO

Boletín de la Dirección de Caminos y Ferrocarriles (Nos. 3 y

4) Ministerio de Fomento y O.P.

Caminos: J.L. Escario

Apuntes de Caminos: Universidad Central de Venezuela.

Apuntes de Caminos: Ing. Raúl Parraud.

Curvas con transición para Caminos: J. Barnett.

Highway Design and Construction: Bruce and Clarkeson

Highway Engineering: Bateman

Asphalt Handbook - The Asphalt Institute

Hot-Mix Asphaltic Concrete Pavig - The Asphalt Institute

Manual de Señalización- Ministerio de Fomento y O.P.

b) PUENTE

Reinforced Concrete Structures: Peabody

The Rigid Frame Bridge: Hayden and Barron

Apuntes de Puentes: Ing. Juan Quiroga.

Streugth of Materials: Timoshenko.

Manual de Concreto: Ministerio de Obras Públicas - Venezue-  
la.

Analysis of Rigid Frame Concrete Bridges: Portland Cement

Association

**Reinforced Concrete Design: C.W. Dunham**

**Design and Construction of Formwork For Concrete Structures,**

**A.E. Wynn.**

**Continuous Concrete Bridge: Portland Cement Association**

**Normas para la Construcción de Puentes: AASHO.**

**Continuous Frame of Reinforced Concrete: Cross and Morgan.**

---