

Escuela Nacional de Ingenieros

Departamento de Ingeniería Civil

C A M I N O S

Proyecto de Grado
Presentado por el ex-alumno

ISILIO FEBRES RODRIGUEZ

Para optar el Título de
INGENIERO CIVIL

Promoción

LIMA-PERU

1 9 5 4

I N D I C E

	Pág.
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS	2
Memoria y juego de planos	11
Estudio a efectuar	13
PRIMERA PARTE:	
<u>CAPITULO I RECONOCIMIENTO DE RUTA</u>	15
Definición de camino	15
Criterio Económico	15
Estudio del trabajo	16
Reconocimiento del terreno	17
Topografía de la zona	17
2.12 Pendientes	18
Trazos escogidos	21
Trazo rojo	22
SEGUNDA PARTE:	
<u>CAPITULO II TRAZO DEFINITIVO</u>	27
Características técnicas de la vía	27
Descripción del trazo	28
Velocidad directriz	31
Superficie de rodadura y bermas	32
Cunetas	33
Taludes	33
Bombdo	35
Radio de curvas horizontales	35
Sobreancho	38
Peralte	39
Visibilidad en planta	40
Visibilidad en perfil	42
Curvas de transición	45
Tipo de vehículo	45
Capacidad de ascenso	46
Distribución de la carga	50

CAPITULO III CONSTRUCCION Y DRENAJE

Secciones Transversales	54
Area de las secciones transversales	54
Cubicación de cortes y rellenos	54
Método de las areas medias	55
Esponjamiento y contracción de las tierras	56
Perfil de cortes y rellenos	59
Diagrama de masas	59
Propiedades del diagrama de masas	60
Inspección del diagrama de masas	60
Compensación de volúmenes	61
Volúmenes no compensados	62
Elección del equipo	63
Explosivos	68
Carga de los taladros	70
Trabajos con explosivos	71
Equipo necesario para la desagregación de rocas	74
Cimientos de los rellenos	75
Método de proctor	77
Forma de ejecutar los rellenos	81
Control de laboratorios durante la construcción de los rellenos	82
Construcción de rellenos en rocas	83
Sub-rasante y sub-bases	84
Equipo para los rellenos - Rodillos	85
Rendimiento de los rodillos	87
Valorización parcial de los Trabajos de explanación	89
Drenaje de caminos	101
Drenaje superficial	102
Subdrenaje	103
Drenaje de terraplenes	105
Drenaje de filtraciones	105
Drenaje y sub-drenaje de la sub-base, afirmado y pavimento	106
Altura de la rasante sobre el nivel de la mesa del agua	107
Drenaje del kilómetro en estudio	108
Control de la erosión	108
Control de erosión en las cunetas	108
Control de erosión en los taludes	109
Alcantarillas	110
Diseño	111
Cargas sobre las alcantarillas	112
Calculo de una alcantarilla de concreto armado del 1.00 M. de luz	113
Calculo de la losa	114

	Pág.
<u>CAPITULO IV PAVIMENTO Y OBRAS ACCESORIAS</u>	120
Pavimentos	120
Clasificación de suelos	120
Base o afirmado	123
Elección del pavimento	126
Pavimento asfálticos	127
Concreto asfáltico	128
Pavimento que se empleara en el presente proyecto	130
Bermas	136
Procesos para la construcción del firme estabilizado y pavimento asfáltico. Equipo mecánico	137
Maquinarias	142
Señalización	149
<u>CAPITULO V ESTUDIO ECONOMICO - ANALISIS DE PRECIOS</u>	
<u>PRESUPUESTO</u>	150
Especificaciones para la construcción del camino	165
PARTE TERCERA	
<u>CAPITULO VI DISEÑO Y CONSTRUCCION DE UN PUENTE</u>	169
Baranda de concreto armado	170
Vigas de concreto armado	184
Adherencia	211
Viguetas transversales	212
Vigueta 1 y 2	212
Vigueta 3	213
Vigueta 4	213
Estribos	214
Dispositivos de apoyo	214
Rodillos	214
Placas	215
Calculo de los estribos	218
Dispositivo de apoyo	246
Calculo del pilar	247
Elevación	247
Fuerzas que actúan según un eje paralelo al puente	248
Peso propio	248
Reacción del puente	249
Viento	249
Frenado	250
Sismo	250
Volteo	250

	Pág.
Fuerzas que actúan según un eje normal al eje del puente	251
Peso propio	251
Reacción del puente	251
Viento	251
Agua	252
Sismo	252
Columnas	258
Chequeo según un eje paralelo al eje del puente	266
Sismo	266
Chequeo según un eje normal al eje del puente	267
Viento	267
Viga de arriesotramiento	267
Acero	269
Encofrado del puente	270
Entablado para la base de la viga	271
Tablón del cantiliver	272
Tablón de la losa interior	273
Largueros	273
Base de concreto	276
PRESUPUESTO	277
Estribo izquierdo	277
Estribo derecho	282
Pilar intermedio	283
Puente	288
Dispositivos de apoyo	290
Especificaciones para la construcción del puente	291
BIBLIOGRAFIA	301

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

Departamento de Ingenieria Civil

PROYECTO DE CAMINOS PARA EL AÑO 1953

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) 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 # 1 al # 10 harán el Estudio de la ruta AB en el Plano # 1.

" " " # 11 " # 20 harán el Estudio de la ruta CD en el Plano # 2.

" " " # 21 " # 30 harán el Estudio de la ruta EF en el Plano # 3.

" " " # 31 " # 40 harán el Estudio de la ruta GH en el Plano # 4.

" " " # 41 " # 50 harán el Estudio de la ruta IJ en el Plano # 5.

" " " # 51 " # 60 harán el Estudio de la ruta KL en el Plano # 6.

De las rutas estudiadas, marcarán en el Plano, las

dos que encuentran más convenientes, y entre ellas se escogerá la que se estima la mejor, fundamentando ampliamente en la Memoria esta elección.

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

Los alumnos del # 1 al # 10 trabajarán sobre el Plano # 7 uniendo con trazo definitivo los puntos allí marcados, como sigue:

El alumno # 1	hará el trazo de	1	a	2
El alumno # 2	hará el trazo de	2	a	1
El alumno # 3	hará el trazo de	3	a	4
El alumno # 4	hará el trazo de	4	a	3

y así sucesivamente.

Los alumnos del # 11 al # 20 trabajarán en el Plano # 8 uniendo con trazo definitivo los puntos que allí se marcan en la forma siguiente:

El alumno # 11	hará el trazo de	11	a	12
El alumno # 12	hará el trazo de	12	a	11
El alumno # 13	hará el trazo de	13	a	14
El alumno # 14	hará el trazo de	14	a	13

En la misma forma procederán los alumnos del # 21 al 30 que trabajarán sobre el Plano # 9, los alumnos del # 31 al 40 trabajarán sobre el Plano # 10 y los alumnos del # 41 al 50 en el Plano # 11 y los alumnos del # 51 al 60 en el Plano # 12.

Harán el trazo definitivo completo, con perfil longitudinal, secciones transversales, metrado y Presupuesto, sólo del primer kilómetro a partir del punto de iniciación

del trazo. Los otros kilómetros deberán también ser 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 el estudio definitivo del kilómetro que le corresponda a cada alumno, se deberá tener en cuenta lo siguiente:

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

2.- 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 encuentra se adoptarán las características para topografía Plana, ondulada o accidentada.

3.- 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.

4.- 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	2.40 m.
Altura total	4.20 m.

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.

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

Para los alumnos del # 1 al # 10 - Plano # 7
Para los primeros 400 m. Rocas blandas.
Para los 300 m. siguientes materiales sueltos.
Para los últimos 300 m. 90% rocas duras y 10% de materiales sueltos.

Para los alumnos del # 11 al # 20 - Plano # 8
Para los primeros 200 m. materiales sueltos.
Para los 600 m. siguientes rocas duras.
Para los últimos 200 m. 40% rocas duras y 60% rocas blandas.

Para los alumnos del # 21 al # 30 - Plano # 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 # 31 al # 40 - Plano # 10
Para los primeros 400 m. materiales sueltos.
Para los 400 m. siguientes 50% materiales sueltos y 50% rocas blandas.

Para los alumnos del # 41 al # 50 - Plano # 11
Para los primeros 500 m. 70% materiales sueltos y 30% rocas blandas.
Para los 200 m. siguientes 100% materiales sueltos
Para los 300 m. restantes 30% rocas blandas, 10% rocas duras y 60% materiales sueltos.

Para los alumnos del # 51 al # 60 - Plano # 12
Para los primeros 500 m. 50% rocas blandas y 50% rocas duras.
Para los 500 m. restantes 100% rocas duras.

6.- Al hacerse el estudio deberá tenerse en cuenta que si bien se trata de construir una carretera de primer or

den, no debe descuidarse el factor económico, ya que debe 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 costo 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 la recomendación, y adjuntándose, como parte del Proyecto, los catálogos de los Fabricantes de las máquinas recomendadas.

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 de 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.

Se hará una valorización de los trabajos de explanación suponiendo que en todo el kilómetro se tiene un avance del 50% en el movimiento de tierras, con el fin de poder hacer un pago parcial a la empresa que tiene a su cargo los trabajos.

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 puedan considerarse necesario. Siendo la zona lluviosa, se deberá considerar algún sistema de control de erosión. Se darán planos y detalles de una alcantarilla metálica o de concreto de 1.00

m. de luz.

d) Pavimentos y obras accesorias.- Dado que la carretera es de primera clase y deberá 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 supondrá que las canteras de las cuales se va a sacar el material granular para el afirmado y el asfaltado están ubicadas a 3 Km. de la estaca 50 del kilómetro trazado. La cantera es de roca compacta. Se indicará el equipo necesario para la explotación de la cantera, así como su coordinación. Se darán algunas graduaciones recomendables para el afirmado y asfaltado.

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 de Bureau of Public Roads de los EE.UU.

Se harán diseños de secciones transversales tipo, 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) Proyecto de puentes. - Los alumnos de los números 1, 2, 3 inclusive diseñarán un puente del tipo que deseen elegir, de uno o varios tramos con vigas articuladas, continuas, pórticos o arcos. No se adoptarán soluciones de vigas simplemente apoyadas de pequeñas luces con pilares intermedios, pero sí se puede emplear puentes de acero de un solo tramo y en concreto pre-tensionado cualquier solución.

La sobrecarga será H20 S16 y las luces serán de 31 m. para el alumno # 1, 32 m. para el # 2, etc. hasta el # 30 al que le corresponderá 60 m.

El alumno tomará el plano y perfil adjunto para diseñar las bases del puente.

Los alumnos de los números 31 a 60 diseñarán un puente en pórtico para pasar la carretera del proyecto sobre otra existente. Las luces entre centros de apoyos y las sobrecargas serán las siguientes:

Sobrecargas	H20 S12	H15	H10
Luces	Número de orden del alumno		
11	31	41	51
12	32	42	52
13	33	43	53
14	34	44	54
15	35	45	55
16	36	46	56
17	37	47	57
18	38	48	58
19	39	49	59
20	40	50	60

Se adoptarán las especificaciones de la ASSHO.

f) Estudio económico, análisis de precios, presupuesto y especificaciones.- Según lo expuesto en el acápite "Construcciones 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 de hacerse con las máquinas usadas en la construcción del pavimento.

Se harán análisis de precios de las distintas etapas de la construcción del camino y del pavimento.

Conociéndose los precios unitarios y teniéndose a

la mano los metrados respectivos, se formularán los presupuestos para cada clase de obra, y se formulará también el presupuesto general del trabajo.

El alumno formulará un Pliego de especificaciones para la construcción del camino suponiendo que se va a entregar el kilómetro a una empresa contratista. En dichas especificaciones 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 capítulo "Trazo definitivo".

Para mejor ilustración de los alumnos se les aclarará que el Plano de 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 del cruce del río

en los planos al 2.000.

Además, tratándose de un estudio específico, no se aceptará Proyectos con copia de Normas, especificaciones o capítulos de textos existentes. El alumno debe de estudiar y analizar su problema particular.

Se presentarán como mínimo los siguientes planos:

1.- Plano general de reconocimiento de ruta Escala 1 : 50000.

2.- Perfiles longitudinales comparativos de los reconocimientos efectuados a Escala horizontal 1 : 50000 y vertical 1 : 5000.

3.- Plano del trazo definitivo a Escala 1 : 2000.

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 : 2000 horizontal y 1 : 200 vertical.

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

6.- Diseños 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.

Lima, 20 de marzo de 1953.

ESTUDIO A EFECTUAR

Habiéndole correspondido el No. 10 como número de orden al presente Proyecto de Grado, las especificaciones, para este caso en particular, son las siguientes:

a) Reconocimiento de ruta.- Se hará el estudio de la ruta AB en el Plano # 1.

b) Trazo definitivo.- Se trabajará sobre el Plano # 7, uniendo con trazo definitivo los puntos 10 a 9. La clasificación del terreno para el primer kilómetro será la siguiente:

Los primeros 400 m.	= Rocas blandas
Los 300 m. siguientes	= Materiales sueltos.
Los 300 m. finales	= 90% Rocas duras y 10% Materiales sueltos.

e) Diseño y construcción de un Puente.- El Puente se proyectará del tipo que se desee elegir, de uno o varios tramos con vigas articuladas, continuas, pórticos o arcos. No se adoptarán soluciones de vigas simplemente apoyadas de pequeñas luces con pilares intermedios pero sí se puede emplear puentes de acero de un solo tramo y en concreto pretensionado cualquiera solución. La sobrecarga será H20 S16, y la luz del puente será de 40 m.

El plano y perfil para diseñar las bases del puente es el correspondiente a los alumnos del # 1 al # 30.

PRIMERA PARTE

CAPITULO I

RECONOCIMIENTO DE RUTA

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

Los caminos deben ser proyectados atendiendo al costo de construcción, explotación y conservación de la obra.

En la construcción se deben tomar en cuenta el movimiento de tierras, muros de sostenimiento, obras de arte como alcantarillas y puentes, etc., pero tomando en cuenta la comodidad, rapidez y economía del transporte. A la vez estos factores deben estar unidos al costo de conservación, el cual depende de la longitud del camino y estabilidad de las características de los terrenos donde será construida la obra.

En los últimos años algunos países han tratado de solucionar el problema del transporte de pasajeros y mercancías, atendiendo más que todo al costo de explotación por medio de las supercarreteras, las cuales con sus curvas de gran

radio, tangentes de mucha longitud y pistas amplias en dos direcciones sin interrupciones, dan las máximas ventajas en cuanto a rapidez, economía, comodidad y seguridad del tráfico. Para que este método tenga éxito es necesario que haya bastantes transeúntes que quieran usar la carretera, pues su alto costo de construcción y conservación es amortizado por medio del pago de portazgo o peaje. Carreteras de este tipo se han construido más que todo en EE.UU. del Norte con capital del gobierno y privado, emitiendo bonos que son amortizados exclusivamente con los ingresos obtenidos por el pago de portazgo. En México, a fines de 1952, se abrió la carretera de Cuernavaca a ciudad de México; fué costeada en igual forma que las de EE.UU. del Norte y por el mismo sistema será a mortizada. En Venezuela, en diciembre de 1953, se dió al ser vicio público la Auto-pista Caracas-La Guayra con capital del gobierno que será recuperado en 20 años por medio del pago del peaje.

ESTUDIO DEL TRAZADO

El trazado de un camino depende del criterio del Ingeniero proyectista, por ésto debe ser hecho por los ingenieros de mayor experiencia y teniendo exacto conocimiento del terreno, así se podrán visualizar todos los factores que deben ser tomados en cuenta para la elección del trazado más conveniente.

RECONOCIMIENTO DEL TERRENO

Con el reconocimiento del terreno el Ingeniero obtiene las características más importantes de la zona en estudio. De esta manera está en capacidad de escoger entre todas las rutas posibles la más conveniente para llevar por ella la carretera. Durante el reconocimiento se seleccionarán los puntos de paso por abras en líneas de cumbre, cursos de agua, poblaciones, terrenos más favorables, grandes industrias y en general todos los datos necesarios para fijar el costo aproximado de la obra.

En nuestro caso particular sólo disponemos de un plano a Escala 1:50.000, por lo cual sólo tendremos un conocimiento muy general del terreno y la solución adoptada no podrá ser fundamentada con exacto razonamiento.

TOPOGRAFIA DE LA ZONA

La zona mostrada en el plano No. 1 a Escala 1:50.000, tiene las siguientes características topográficas: Alturas sobre el nivel del mar que oscilan entre los 4700 y 2500 m., estando los puntos A y B, que deben ser unidos, a 4175 y 2900 m. respectivamente. El plano está dividido verticalmente por un río caudaloso de laderas muy inclinadas; también hay otro río de menor caudal y con inclinación de laderas menos pronunciadas. Además, gran número de cursos meno

res de agua. El punto A se encuentra a la izquierda del río más importante, separado de él por un terreno bastante difícil donde hay una divisoria con varios puntos de paso. A la derecha del mismo río y a poca distancia hay otra divisoria también con varias abras; luego nos encontramos con el otro río importante que corre casi verticalmente al primero, a la derecha del cual se encuentra situado el punto B.

De la observación hecha en el plano se desprende que el problema de la unión de los puntos A y B por medio de líneas de pendiente debe ser resuelto en la siguiente forma, dividiéndolo en cuatro etapas:

- a) Estudio del trazo del punto A, al río que divide verticalmente el plano.
- b) Subir del río a la divisoria situada a la derecha de él.
- c) Bajar de la anterior divisoria hasta el río que corre normal al de mayor importancia.
- d) Subir desde este último río hasta el punto B.

Antes de continuar adelante copiaré el capítulo relativo a Pendientes de las "Normas para el estudio de Carreteras" aprobadas por la Dirección de Caminos del Ministerio de Fomento y Obras Públicas.

2.12 PENDIENTES

2.12.01.- Los valores que se admiten para las pendientes máxi

mes de acuerdo con la altitud son los siguientes:

ALTITUD	1a.y2a.CLASE	3a.y 4a.CLASE
0 - 1000 m.	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 pendientes máximas no excederá de 800 m.

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

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:

ALTITUD	1a.y 2a.CLASE	3a.y 4a.CLASE
0 - 1000	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 1-1/2 % mayores que la máxima, sin alterar la pendiente media de la sección. El plano con pendiente excepcional no excederá de 300 m.

- 2.12.06.- En las curvas de volteo de los desarrollos, la pendiente máxima admisible será 2% menor que las gija das en 2.12.01., no siendo aplicable en este caso la tolerancia 2.12.05.
- 2.12.07.- Cuando sea necesario vencer un fuerte desnivel, aun que no se requiera desarrollo artificial, se evita rá por regla general las contrapendientes.
- 2.12.08.- La longitud mínima para los cambios de pendientes, será de 200 m.; en las curvas de volteo podrá reducirse a 100 m. si se emplean los radios mínimos 2.06.07.
- 2.12.09.- En la selva la pendiente máxima no debe excederse de 4% para disminuir la erosión, salvo en tramos de suelo rocoso u otros estables.
- 2.12.10.- En zonas muy lluviosas o de difícil drenaje se evi tarán los tramos a nivel, recomendándose un mínimo de 0.5%.

Como se trata sólo de unir los puntos A y B con un trazo preliminar, emplearé las pendientes dadas en el 2.12.04 (pendientes máximas promedio), ya que al pasar al trazo defini tivo, esas pendientes serán mayores por la disminución de la longitud del trazo.

Para emplear las pendientes 2.12.04 es necesario pri mero elaborar un cuadro de aberturas de compás en cm. en la escala del plano. El cuadro fué elaborado de la siguiente ma-

nera :

$$L = \frac{h}{i} \times 100 = \frac{h}{i\%}$$

L = abertura del compás en metros.

h = distancia vertical entre curvas de nivel (25m. en el plano de Reconocimiento de ruta, 2 m. en el trazo definitivo).

i = altura que se logra con una abertura de compás.

i% = pendiente en por ciento.

Para reducir de metros, a centímetros en la escala del plano, se aplica:

$$L = \frac{h}{i} \times 100 \times \frac{100}{\text{Escala}}$$

Aplicando esta fórmula se obtiene:

	L(cm.) Esc1:50.000	L(cm.) Esc. 1:2000
0.5	10.00	20.00
1.0	5.00	10.00
1.5	3.33	6.66
2.0	2.50	5.00
2.5	2.00	4.00
3.0	1.66	3.33
3.5	1.43	2.86
4.0	1.25	2.50
4.5	1.11	2.22
5.0	1.00	2.00

TRAZOS ESCOGIDOS

Los resultados obtenidos del estudio de las cuatro etapas en las cuales se dividió el problema de la unión de los

puntos A y B, son los siguientes:

TRAZO ROJO

APA	PUNTO	PENDIENTE	DISTANCIA	COTA
a	A	-3.0 %	25.500 K.M.	4175.00 m.s.e.m.
	Z	-3.6 "	15.500 "	3400.00 "
b	O	+2.8 "	9.250 "	2850.00 "
	F	-3.8 "	17.750 "	3112.50 "
c	H	+1.7 "	4.750 "	2437.50 "
	I	-0.5 "	4.500 "	2518.75 "
d	J	+3.8 "	9.750 "	2500.00 "
	B			2900.00 "

Longitud total = 87.000 Km.

Pendiente media computada = 2.7%

Cursos de agua que cruza = 23

Cambios de pendiente = 7

TRAZO VERDE

APA	PUNTO	PENDIENTE	DISTANCIA	COTA
a	A	-1.2 %	14.250 K.M.	4175.00 m.s.e.m.
	D	-3.4 "	33.700 "	4000.00 "
b	E	+1.8 "	12.250 "	2900.00 "
	F'	+2.4 "	2.200 "	3100.00 "
	P	-3.0 "	2.500 "	3150.00 "
	Q	-2.8 "	5.500 "	3075.00 "
c	S	-3.8 "	13.700 "	2925.00 "
	R	+0.9 "	7.050 "	2425.00 "
	N	+1.4 "	1.750 "	2475.00 "
d	J	+3.8 "	9.750 "	2500.00 "
	B			2900.00 "

Longitud total = 102.650 km.

Pendiente media computada = 2.45 %

Cursos de agua que cruza = 25

Cambios de pendiente = 10

DISCUSION.- Basándonos en los resultados anteriormente anotados y en el examen del trazado en planta y perfil de las dos soluciones logradas, se hará la elección de la ruta más conveniente.

Longitud.- El trazo rojo es de menor longitud que el trazo verde en 15.650 Km. Es una ventaja a favor del trazo rojo, pues de la longitud de una carretera depende en mucho su costo de construcción, conservación y explotación.

Pendientes.- Es un factor íntimamente ligado a la longitud, pues a mayor pendiente menor longitud. El trazo verde tiene tres cambios de pendiente más que el rojo, también factor a favor del rojo.

Puentes.- Ambos trazos necesitan dos puentes por el cruce de los dos ríos que corren por la región. En realidad lo que interesa es la luz de los puentes, naturaleza del terreno donde irán los estribos, alturas máximas de agual del río, etc., y no tenemos ningún dato al respecto, luego es un factor que no influye en la elección del trazo.

Alcantarillas.- Sólo hay una diferencia de dos cursos de agua menores cruzados por los trazos a favor del trazo rojo. Pero, como en el caso del puente, no es posible decidir

la elección del trazo por el número de alcantarillas, siendo tan poca la diferencia, pues el costo depende de la longitud de alcantarillas.

Topografía y Cotas.- El trazo verde pasa por lugares de mayor altura que el rojo, lo cual influye favorablemente en el costo de explotación de la ruta en rojo.

En cuanto a la topografía del terreno cruzado por cada trazo, se examinará por etapas ya indicadas:

a) Desde el punto A hasta la divisoria próxima al río, los dos trazos corren por terrenos muy semejantes topográficamente. El trazo rojo consigue un terreno de poca inclinación que va desde antes de la divisoria hasta después de ella. Luego, entre la divisoria y el río, ambas rutas deben pasar por terrenos de gran inclinación hasta llegar al río, siendo esto inevitable, pues ya se dijo que este río es de las deras muy inclinadas.

b) Del río a la divisoria situada a la derecha de éste, el terreno es bastante inclinado y semejante para ambos trazos.

c) De la divisoria al segundo río, el trazo rojo va por terreno topográficamente favorable por su poca inclinación transversal. El trazo verde va al principio por terreno de gran inclinación para luego correr por terreno más o menos plano.

d) La subida del río al punto B es común para ambas

rutas, va por terreno de poca inclinación, y es de la menor longitud posible por haber usado la pendiente máxima promedio permisible.

Geología.- Es de los factores más importantes en lo que respecta a construcción y conservación del camino, pero, no hay ningún dato relativo a él, por lo cual no influirá en la elección de la ruta. ←

Conclusión.- Luego del examen de los factores anteriormente expuestos, sacamos en conclusión que el trazo rojo reúne más ventajas que el verde, por lo cual nos inclinamos por su elección.

SEGUNDA PARTE

CAPITULO II

TRAZO DEFINITIVO

CARACTERISTICAS TECNICAS DE LA VIA

De acuerdo con las "Normas para el estudio de Carreteras" aprobadas por la Dirección de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Fomento y O.P., y con los datos dados por las especificaciones y planos del presente proyecto, las características técnicas de la vía son:

Carretera de la. clase para dos vías de tránsito.

Topografía de la zona	Accidentada
Velocidad directriz	45 Km/hora
Superficie de rodadura	6.00 m.
Bermas	0.50 m.
Ancho de cunetas	0.50 m.
Profundidad de cunetas	0.30 m.
Radio mínimo de curvas	56.00 m.
Peralte máximo	8 %
Visibilidad del frenado	52 m.
Visibilidad doble	86 "
Visibilidad de paso	170 m.
Longitud recomendable para curvas verticales	80.00 m.
Pendientes máximas: 0-1000 m.	6.0 %
1000-2000	5.6 "
Pendientes medias máximas: 0-1000m.	4.6 "
1000-2000	4.2 "
Máximas precipitaciones pluviométricas diarias	30 mm.
Densidad de tránsito diario	500 camiones y 300 automóviles
Dimensiones y cargas máximas de los vehículos:	
Carga tipo	H15 S12
Longitud total	15.00 m.
Ancho total	2.40 "
Altura total	4.20 "

DESCRIPCION DEL TRAZO

El problema consiste en la unión del punto 10 con el punto 9, de cotas 1110.00 y 1040 respectivamente, situados en laderas de montañas separadas por un río de poca inclinación longitudinal.

Como el punto 9 está muy cercano al río, desde él se inició el trazo. De la observación del plano se desprende que imposible llegar al río bajando desde el punto 9 hacia la izquierda sin emplear curvas de volteo, luego es necesario resolver esta primera etapa de la ruta bajando la línea de pendiente hacia la derecha de 9, pero antes es conveniente seleccionar las zonas favorables para el paso del río y ver si es posible llegar a ellas con pendientes permisibles. De lo anterior se decidió bajar desde 9 con la máxima pendiente emdia (4.2%) mantenida en toda la ruta, pues de esta manera se llegaba a una de las zonas seleccionadas como favorables para el paso del río. Otros trazos se hicieron llegando a las zonas favorables de paso de río.

Ahora la segunda etapa consiste en bajar desde el punto 10 hasta el río tratando de llegar a algunos de los puntos del río seleccionados en la primera etapa.

Saliendo del punto 10 hacia la derecha se encuentran dos quebradas de laderas inclinadas y que forman una zona topográficamente muy irregular que obliga a una ruta con

muchos cambios de dirección; además es necesario emplear una curva de volteo para no salir del plano. Se continúa bajando hacia el río hasta llegar a él, lo cual puede hacerse lógicamente en varios puntos, con varios trazos de tanteo.

Saliendo del punto 10 hacia la izquierda el trazo de tanteo lleva una alineación más o menos uniforme, con el único inconveniente de encontrar una zona de aproximadamente 500 M. con inclinación transversal muy pronunciada. Continúa el trazo hasta llegar a una quebrada muy honda, y por consiguiente de laderas de mucha inclinación, donde la ruta hace un cambio completo de dirección hasta llegar a una abra. Hasta aquí se ha empleado la pendiente media máxima (4.2%).

Del abra al río el terreno es bastante plano y puede escogerse fácilmente la ruta más conveniente atendiendo más que todo a su longitud, pues todos los tanteos dan trazos semejantes en cuanto a la topografía del terreno que cruzan. La elegida como más conveniente fué la que llega a la cota 988 del río con pendiente 2.5%.

De todos los tanteos anteriormente descritos fué escogido como el mejor el que va de 9 al río con pendiente 4.2%, luego sube del río al abra antes citada con pendiente 2.5%, y de aquí al punto 10 continúa con pendiente 4.2%. Con esta ruta se cruzan 4 cursos menores de agua, y una vez el río. Sólo se han empleado tres cambios de pendiente.

Con la línea de pendiente que se tiene en el plano se trazaron las curvas y tangentes del camino tratando de no apartarse mucho de la configuración del terreno. Para llegar al trazo definitivo, antes se hicieron varios tanteos con el perfil longitudinal ubicando las pendientes de manera de obtener compensación de cortes y rellenos, siendo éstos los menores posibles; luego se trabajó con los perfiles transversales tomados de 20 en 20 metros para efectuar la compensación transversal de cortes y rellenos, o sea, ubicando los puntos ideales. Después de estos tanteos los resultados se pasaban al terreno, haciendo variar en cada ocasión parcial o totalmente el trazo efectuado antes. El perfil y compensación longitudinal se hizo de toda la carretera. Los perfiles y compensaciones transversales se hicieron sólo del primer kilómetro, para nuestro caso, partiendo del punto 10. El perfil longitudinal hizo ver la imposibilidad de trazar la curva No. 8 con radio de 56.00 m. por los grandes cortes que era necesario efectuar tratándose de una quebrada de laderas muy inclinadas, por tanto el radio de esta curva fué escogido en 35.00 m. por motivos que se explicarán más adelante. Los perfiles transversales del kilómetro de estudio en detalle, demostraron la imposibilidad de efectuar compensación transversal desde el kilómetro 0 + 520 hasta el 0 + 660, por estar en una zona que no admite rellenos debido a su gran inclinación, lo que trajo como consecuencia que una gran lon-

gitud de la carretera quedara en corte completo, y a la necesidad de colocar dos muros de sostenimiento que se muestran en las secciones transversales. El trazo definitivo quedó con una longitud de 3.776 m., 18 curvas horizontales que dan un promedio de 4.7 curvas por kilómetro, siete cambios de pendientes con cuatro curvas verticales, y 20 tangentes intermedias. Cada una de las características será descrita en detalle.

VELOCIDAD DIRECTRIZ

Velocidad directriz o de diseño es "aquella velocidad a la cual un conductor de habilidad media, manejando con razonable atención puede circular con entera seguridad". De acuerdo con la velocidad directriz se calculan todos los elementos del trazo de la carretera. Las Normas peruanas dan a este respecto los siguientes valores:

2.01.01.- Las velocidades directrices, o básicas, para la adopción de las características técnicas serán las siguientes:

TOPOGRAFIA

CLASE	Plana	Ondulada	Accidentada
1a.	100 Km.p.h	60 Km.p.h	45 Km.p.h.
.....			
.....			

2.01.02.- "Excepcionales".- Las velocidades directrices podrán ser reducidas hasta en un 20% en las curvas

de volteo, en desarrollos, etc.

Siendo la carretera de primera clase en topografía accidentada, la velocidad directriz es 45 Km.p.h.

SUPERFICIE DE RODADURA Y BERMAS

El ancho de superficie de rodadura de un camino depende de su importancia y topografía de la zona que cruza. De los mismos factores depende el ancho de bermas, que son hechas con el objeto de proteger la superficie de rodadura, y a la vez para servir a los vehículos accidentados; se construyen con igual inclinación a la pista de circulación y con materiales similares, pero de menor resistencia. Las Normas Peruanas al respecto dicen:

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

CLASE	SUP. DE RODADURA			BERMA		
	Plano	Ondulado	Accident.	Plano	Ondulado	Accident.
1a.	6.60	6.60	6.00	1.00	1.00	0.50
.....						
.....						

De acuerdo con esto, el ancho de superficie de rodadura y bermas serán 6.00 m. y 0.50 m. respectivamente.

CUNETAS

Son pequeños canales que van a los lados de la pista de circulación, sirven para la eliminación del agua que cae en superficie de rodadura. Las Normas Peruanas expresan a este respecto:

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

ZONA	PROFUNDIDAD	ANCHO
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.

Estando la carretera del presente proyecto en zona de sierra, las cunetas tendrán 0.30 m. de profundidad y 0.50m de ancho.

TALUDES

Las secciones transversales deben tener taludes con inclinación que dependa de la clase de material del terreno, y están dados de manera que no se produzcan derrumbes que puedan interrumpir el tráfico, ni deslizamientos que amenazan

destruir la pista de circulación cuando la inclinación natural del terreno es mayor que la del talud recomendable para hacer un relleno, entonces es necesario colocar muros de contención o sostenimiento que eviten el deslizamiento del terreno; es conveniente siempre evitar el empleo de muros, pero en algunos casos, como el del presente proyecto, es inevitable su colocación, entonces debe tratarse que sean de la menor altura posible para disminuir su costo.

En lo concerniente a taludes las Normas Peruanas especifican:

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:

TERRENO	VERTICAL	HORIZONTAL
1.- En roca y conglomerado cementado	10	1
2.- Conglomerados	3	1
3.- Tierra compacta	2	1
4.- Tierra suelta	1	1
5.- Arena	1	1 - 1/2

2.04.09.- En los rellenos, los taludes serán de modo general de 1:1 para enrocados, y 1:1 1/2 para los demás materiales.

Siguiendo lo aconsejado anteriormente, en el pre-

sente proyecto se emplearon los siguientes taludes:

Primeros 400 m.:	Rocas blandas
Talud de corte	10:1
Talud de relleno	1:1
300 m. siguientes:	Materiales sueltos
Talud de corte	1:1
Talud de relleno	1:1 1/2
Ultimos 300 m.:	90% Rocas duras y 10% Mat. S.
Talud de corte	10:1
Talud de relleno	1:1 1/2

BOMBEO

Se hace en los tramos rectos de los caminos como medida de protección del firme, pues hace que el agua caída en él corra a las cunetas y no se estanque. Se puede llevar a cabo haciendo la sección transversal del firme de forma triangular con una arista en el centro, o redondeándola en forma circular, pero siempre de manera que exista pendiente bajando hacia los lados. Las Normas Peruanas limitan el bombeo:

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

RADIO DE CURVAS HORIZONTALES

Los radios mínimos de las curvas horizontales están limitados por la categoría del camino y la topografía del terreno; así, las Normas Peruanas establecen:

2.06.01.- Los radios mínimos son los siguientes:

TOPOGRAFIA

Carreteras	Llana	Ondulada	Accidentada
1a. Clase	340 m.	110 m.	56 m.
.....			
.....			

Valores que han sido calculados con la siguiente fórmula:

$$R = \frac{v^2}{12g (p+f)}$$

En la cual:

V = velocidad en kms. por hora

p = peralte máximo en centésimos, cuyo valor se ha fijado en 0.08 para canteras de 1a. y 2a. clase.
0.10 para las de 3a. y 4a. clase.

f = coeficiente de fricción, dado por la fórmula empírica:

$$f = \frac{1}{1.43 v}$$

Todas las curvas horizontales del kilómetro en estudio tienen radio superior a 56 m. Pero en la otra parte del camino hay una curva, ya mencionada antes, en la cual fué necesario emplear un radio menor, escogido en 35 m. en virtud del 2.01.02 de las Normas Peruanas ya transcrito con anterioridad, de acuerdo con el cual la velocidad directriz queda reducida a:

$$V = 0.8 \times 45 = 36 \text{ Km./hora}$$

Y el radio mínimo correspondiente a esta velocidad directriz queda disminuído a:

$$f = \frac{1}{1.4 \cdot 3 \cdot 36} = 0.22$$

$$R = \frac{36^2}{128 (0.08 + 0.22)} = 35 \text{ m.}$$

Por esta sola curva, la velocidad directriz de toda la carretera se vería disminuida de 45 Km/h. a 36 Km/h.; pero con la debida señalización en las tangentes de acceso a la curva, se logra evitar disminución de las características técnicas de la vía, la cual sólo se efectuará en la curva de 35 m. de radio y tangentes de acceso.

Los datos de las seis curvas horizontales del primer kilómetro, son los siguientes:

<u>CURVA No. 1</u>	<u>CURVA No. 2</u>	<u>CURVA No. 3</u>
$\Delta = 25^\circ$	$\Delta = 49^\circ$	$\Delta = 17^\circ 30'$
R = 170 m.	R = 60 m.	R = 200 m.
L = 74.14 m.	L = 51.31 m.	L = 61.09 m.
S.T. = 37.69 m.	S.T. = 27.34 m.	S.T. = 30.78 m.
S.E. = 4.33 m.	S.E. = 5.94 m.	S.E. = 2.36 m.
P.C. = 0 + 36.00	P.C. = 0 + 220.00	P.C. = 0 + 480.00
C.P. = 0 + 110.14	C.P. = 0 + 271.31	C.P. = 0 + 541.09

<u>CURVA No. 4</u>	<u>CURVA No. 5</u>	<u>CURVA No. 6</u>
$\Delta = 26^{\circ} 45'$	$\Delta = 17^{\circ}$	$\Delta = 31^{\circ}$
$R = 160 \text{ m.}$	$R = 200 \text{ m.}$	$R = 120 \text{ m.}$
$L = 74.70 \text{ m.}$	$L = 59.34 \text{ m.}$	$L = 64.93 \text{ m.}$
$S.T. = 38.04 \text{ m.}$	$S.T. = 29.89 \text{ m.}$	$S.T. = 33.28 \text{ m.}$
$S.E. = 4.46 \text{ m.}$	$S.E. = 2.22 \text{ m.}$	$S.E. = 4.53 \text{ m.}$
$P.C. = 0 + 610.50$	$P.C. = 0 + 732.00$	$P.C. = 0 + 957.50$
$C.P. = 0 + 685.20$	$C.P. = 0 + 791.34$	$C.P. = 0 + 22.43$

SOBREANCHO

El ancho de la superficie de rodadura de un camino debe ser aumentado en las curvas horizontales para poder mantener la capacidad de tránsito, ya que los vehículos en las curvas ocupan mayor ancho que en las rectas, y además porque los conductores viendo mayor ancho en las curvas sienten mayor seguridad. Las Normas Peruanas expresan al respecto:

2.07.01.- El sobreancho será determinado por la fórmula:

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

S = sobreancho en metros.

n = números de vías en tráfico.

R = radio de la curva en metros.

V = velocidad directriz en Km. por hora.

l = distancia entre ejes del vehículo, fijada en 6.00 m.

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

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

La fórmula dada por 2.07.01 está resuelta por el gráfico No. 4 en las Normas; con él fueron obtenidos los siguientes sobreanchos para las seis curvas del primer kilómetro:

CURVA No. 1	S = 0.59 m.
CURVA No. 2	S = 1.20 m.
CURVA No. 3	S = 0.52 "
CURVA No. 4	S = 0.62 "
CURVA No. 5	S = 0.52 "
CURVA No. 6	S = 0.75 "

El sobreancho se hizo de acuerdo con 2.07.04., y por lo que se explicará más adelante al tratar de las curvas de transición, siguiendo el 2.07.06. de las Normas.

PERALTE

Es la inclinación que se da a la plataforma del camino en las curvas, para eliminar el peligro de deslizamiento y vuelco originado por la fuerza centrífuga, que actúa sobre

bre el vehículo y los pasajeros. Está reglamentado por las Normas Peruanas en la siguiente forma:

- 2.08.01.- El peralte (2.06.01.) fijado con valores máximos de 8% para las carreteras de 1a. y 2a. clase, y de 10% para las de 3a. y 4a., variará desde dichos valores 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 340m., y disminuirá proporcionalmente en 1/2% para cada 20 m. hasta radios de 580 m. Todas las curvas mayores de 580 m. de radio tendrán 2% de peralte.
- 2.08.04.- El giro del peralte se podrá hacer sobre el eje o el borde interno del pavimento, sin considerar añ sobreancho, que seguirá el peralte del resto de la calzada.

De acuerdo con lo transcrito anteriormente, y como todas las curvas del kilómetro son menores a 580 m., el peralte para todas las curvas horizontales será de 8%. Para efectuar la transición del peralte, se empleará el método del Estado de California, U.S.A., que se muestra en la figura No. 1.

VISIBILIDAD EN PLANTA

Visibilidad en un camino es la longitud de pista

dominada por el conductor de un vehículo. En una carretera deben considerarse tres clases de visibilidad expresadas por distancias:

a) Distancia simple de visibilidad o frenado, D_f , que es la mínima necesaria para que el conductor pueda detener su vehículo a la vista de un obstáculo.

b) Distancia de velocidad de paso, D_p , o sea, la necesaria para que un vehículo pase a otro que marcha en la misma dirección y a velocidad menor, y considerando que otro vehículo se acerca en sentido contrario.

c) Distancia doble de visibilidad, D_d , que es la mínima necesaria para que dos vehículos marchen en opuesta dirección y por la misma faja de la pista de tránsito, puedan ser maniobrados de manera de evitar el choque.

Las Normas Peruanas para el presente caso del Proyecto del kilómetro en estudio, da las siguientes distancias de visibilidad:

D_f	=	52	m.
D_d	=	86	"
D_p	=	170	"

La visibilidad de frenado está satisfecha en el tramo de 1 Km. que nos ocupa, ya que la menor tangente intermedia es de 46.80 m., y los 5.20 m. que faltan se obtienen en las curvas por el sobreancho y taludes. La visibilidad de paso debe tenerse a distancias no mayores de 5 Km.

En las curvas de visibilidad que debe tenerse es

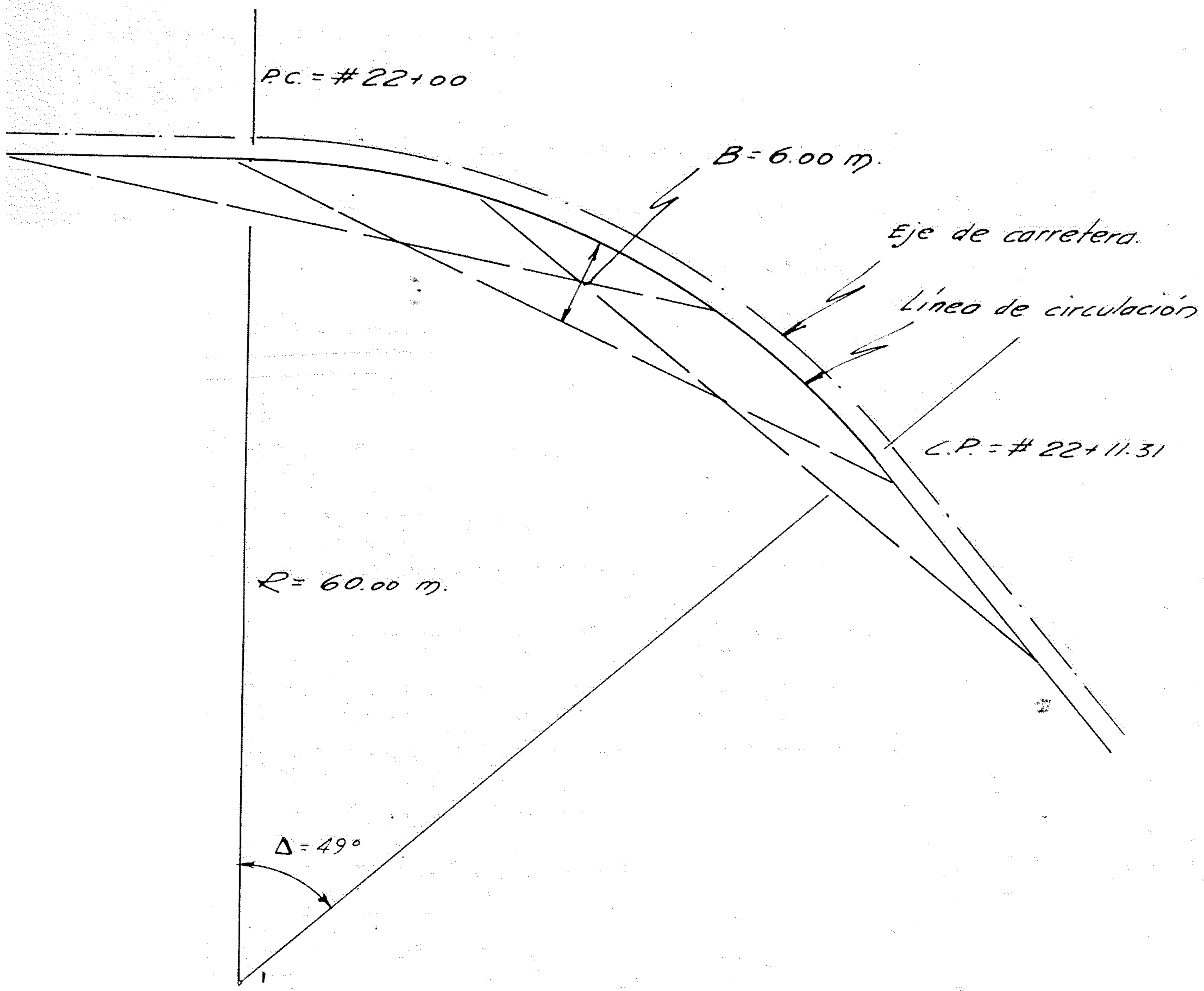


FIG. 2

VISIBILIDAD EN PLANTA : CURVA N° 2

la de frenado; se averigua si se tiene, por un método gráfico sencillo: se divide la línea de circulación en partes iguales, y por los puntos de división se trazan cuerdas de longitud dv y se obtiene la curva de despeje, la cual da la necesaria colocación de banquetas de visibilidad, que deben ser de 1.30 m. de altura como máximo. Tomando la curva No.2, que es la de condiciones más desfavorables por ser cerrada, en corte, y de menor radio (Fig. 2), se obtiene el siguiente resultado:

$$B = 6.40 \text{ m.}$$

Y en realidad en esa curva se tiene:

$$B = \frac{Q}{2} + \text{berma} + \frac{S}{2} + \text{cuneta} + \text{talud}$$

$$B = 1.50 + 0.50 + 0.60 + 0.50 + 0.13 = 3.23 \text{ m.}$$

O sea que se necesita una banqueta de visibilidad de:

$$6.40 - 3.23 = 2.77 \text{ m.}$$

Los cálculos hechos en otras curvas dieron como resultado, que no es necesario el empleo de banquetas de visibilidad.

VISIBILIDAD EN PERFIL

La visibilidad en perfil es tan importante como en plano, y se logra en los caminos por medio de las curvas verticales que se intercalan donde hay cambios de pendiente, para permitir a los conductores un tiempo prudencial de notar la presencia de obstáculos y vehículos. Las Normas Peruanas

establecen:

2.11.09.- En todos los cambios de pendiente cuya diferencia algebraica sea igual o mayor que 2%, se colocará curvas verticales parabólicas.

En los caminos con pavimento de tipo superior, se recomienda curvas a partir de 1% de diferencia de pendiente.

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

En el kilómetro de estudio no es necesario colocar curvas verticales, pues siendo el camino con pavimento de tipo superior, el único cambio de pendiente tiene como diferencia algebraica un valor menor de 1%. En el resto del camino si fué necesario el empleo de cuatro curvas verticales, las cuales se hicieron de 80 m. de longitud, y las correcciones de rasante recomendadas se indican en el perfil longitudinal.

CURVAS DE TRANSICION

Se colocan en plano en los caminos para evitar el peligro y la incomodidad que significa la aparición de la fuerza centrífuga en las curvas horizontales, pues un vehículo al pasar de una recta a una curva tiende a hacerlo de un modo paulatino y se sale de su línea de circulación; enton-

$$\begin{aligned} \text{CURVA No. 1 : } L_t &= \frac{45^3}{70 \times 170} = 5.57 \text{ m.} \\ \text{CURVA No. 2 : } L_t &= \frac{45^3}{70 \times 60} = 21.70 \text{ m.} \\ \text{CURVA No. 3 : } L_t &= \frac{45^3}{70 \times 200} = 6.51 \text{ m.} \\ \text{CURVA No. 4 : } L_t &= \frac{45^3}{70 \times 160} = 8.14 \text{ m.} \\ \text{CURVA No. 5 : } L_t &= \frac{45^3}{70 \times 200} = 6.51 \text{ m.} \\ \text{CURVA No. 6 : } L_t &= \frac{45^3}{70 \times 120} = 10.85 \text{ m.} \end{aligned}$$

Todos estos valores son menores a 40.00 m., por lo cual no es necesaria la colocación de curvas de transición ("Transition curves for Highways" de J. Barnett).

PENDIENTES

En la totalidad del trazo del camino se emplearon siete cambios de pendiente, ninguna de las cuales sale de los límites máximo y mínimo establecidos por las Normas Peruanas.

En cuanto a la longitud mínima de cambio de pendiente, se respetó lo establecido en el número 2.12.08., pues la menor longitud para cambio de pendiente empleada fué de 200 m. en el paso del río.

TIPO DE VEHICULO

Las dimensiones y cargas máximas de los vehículos

que circulan por el camino del presente proyecto, son las siguientes:

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

El camión que más se aproxima a estas condiciones, en existencia en el comercio es el Ford F-8 con semi-trailer, que tiene por características:

Capacidad del eje delantero	5500 lbs.
" " " trasero	17000 "
Longitud total aproximada	12.00 m.

CAPACIDAD DE ASCENSO

Es la pendiente máxima que un camión puede ascender con una carga determinada. Para el camión del presente proyecto se hará el correspondiente estudio, siendo los datos los siguientes:

Peso bruto del camión = 22000 lbs.
Motor de 155 H.P.
Velocidad directriz = 45 km/hora = 28 millas/hora.
Pavimento de tipo asfáltico.
Altura sobre el nivel del mar = 1000 m.
Torque máximo disponible = 284 lbs-pie a 2000 R.P.M
Porcentaje útil en directa, E = 90%.
Neumático 9.00 x 20 de 10 lonas.
Radio de la rueda = 1.58 pie.
Desmultiplicación en espiral en el eje trasero =
7.17 a 1

$\frac{20}{12}$

Desmultiplicaciones en la caja de cambio:

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
Retroceso	7.51	a 1

Productos "r" 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

A la velocidad directriz de 45 Km/hora = 28 millas/h se obtienen 250 R.P.M. de las ruedas, y 535 r.p. milla de las ruedas.

Esfuerzo tractor en marcha directa .- Es la medida del esfuerzo ejercido por las ruedas motrices en su punto de contacto con el suelo. Está dado por:

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

Siendo:

T = valor del par de fuerza en lbs.-pie

E = eficiencia de la línea de propulsión

r = desmultiplicación de engranajes

M = número de revoluciones del neumático por milla.

Reemplazando:

$$Et = 0.00119 \times 284 \times 7.17 \times 535 = 1169 \text{ lbs.}$$

Resistencia a la tracción .- La resistencia total

que debe vencer un vehículo para moverse por un camino es el resultado de la suma de varias resistencias:

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

Donde:

R_r = Resistencia a la rodadura.

R_a = " del aire.

R_i = " de las pendientes.

R_h = " de la altura.

Resistencia a la rodadura .- Es igual al producto del coeficiente de resistencia a la rodadura (ρ) por P.

$$R = \rho P$$

El coeficiente ρ depende de la velocidad del vehículo, presión y forma de los neumáticos, carga que actúa sobre los neumáticos, naturaleza de la superficie de rodadura, y pendiente del camino. Esto hace que su deducción analítica sea muy compleja, por lo cual su valor se ha determinado por resultados experimentales efectuados. De acuerdo con esto se admite que se pueda adoptar un valor de 12 para pavimentos asfálticos en buen estado de conservación, y por cada 1000 lbs. de peso bruto del camión.

Resistencia del aire .- Compuesta por la resistencia propiamente dicha que opone el aire al frente del vehículo, y la debida al vacío que se forma en la parte posterior del mismo. A esto se debe la forma aerodinámica que se le da a los automóviles. Su valor es:

$$R_a = K.S.V^2$$

K = coeficiente que varía entre 0.001 y 0.0025, depende de la forma y dimensiones del vehículo.

S = mayor sección transversal del vehículo.

V = velocidad del vehículo.

$$S = 2.40 \times 4.20 \times 10.76 = 104 \text{ pies}^2$$

Tomando: K = 0.0025 (valor máximo)

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

Resistencia de las pendientes .- Viene dada por la fuerza que se necesita para elevar la carga la altura expresada por la pendiente:

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

$$R_i = C_r - R_r = 10i$$

Esfuerzo neto disponible .- El esfuerzo disponible si sólo se considera la resistencia del aire, será:

$$E_d = E_t - R_a$$

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

Coficiente de rendimiento .- Es la tracción de la rueda en libras por 1000 lbs. de peso bruto del vehículo:

$$C_r = \frac{E_d \times 1000}{P_b}$$

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

Pendiente máxima al nivel del mar .- Aplicando la fórmula anteriormente anotada:

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

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

Efecto de la altura .- Se ha establecido que por cada 100 m. de altura, el motor pierde 1% de su potencia, luego a 1000 m. de altura la potencia del motor del vehículo será 139.50 H.P., que equivale al 90% de la potencia total del motor. Entonces la máxima pendiente que el vehículo puede ascender a 1000 m. de altura, será:

$$i = 0.90 \times 3.18 = 2.86\%$$

Valor éste que es muy inferior al empleado en el estudio del presente proyecto y al recomendado por las Normas Peruanas. Lo cual se debe a que se ha considerado una velocidad constante en todo momento, consideración falsa pues es variable a la entrada y salida de las rampas. Además el vehículo no asciende la rampa en marcha directa, lo hace cambiando a 3a. y 4a. para protección del motor, a la vez que se aumenta el torque en el eje trasero, y por consiguiente el esfuerzo en la llanta y el poder de arrastre.

DISTRIBUCION DE LA CARGA

Las cargas sobre un camión o un remolque se distribuyen en proporciones determinadas sobre el eje trasero y delantero. Para conocer esta proporción se necesitan tres datos:

1o.- Peso propio del camión en cada eje.

2o.- Peso de la carga útil.

3o.- Distancia entre ejes del camión, y distancia del centro de la carga útil hasta cada eje.

Llamando:

A: distancia del eje delantero al centro de la carga útil.

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

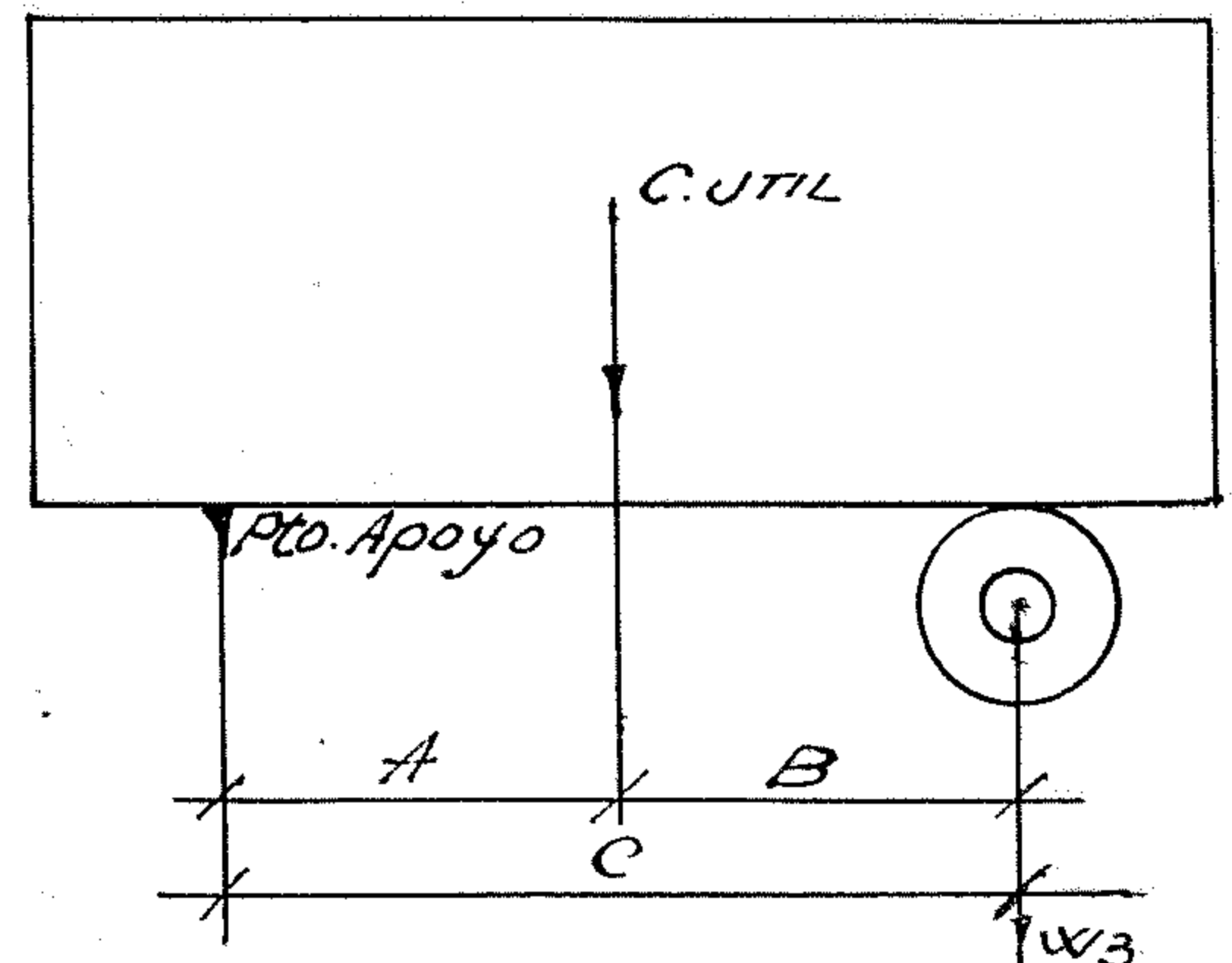
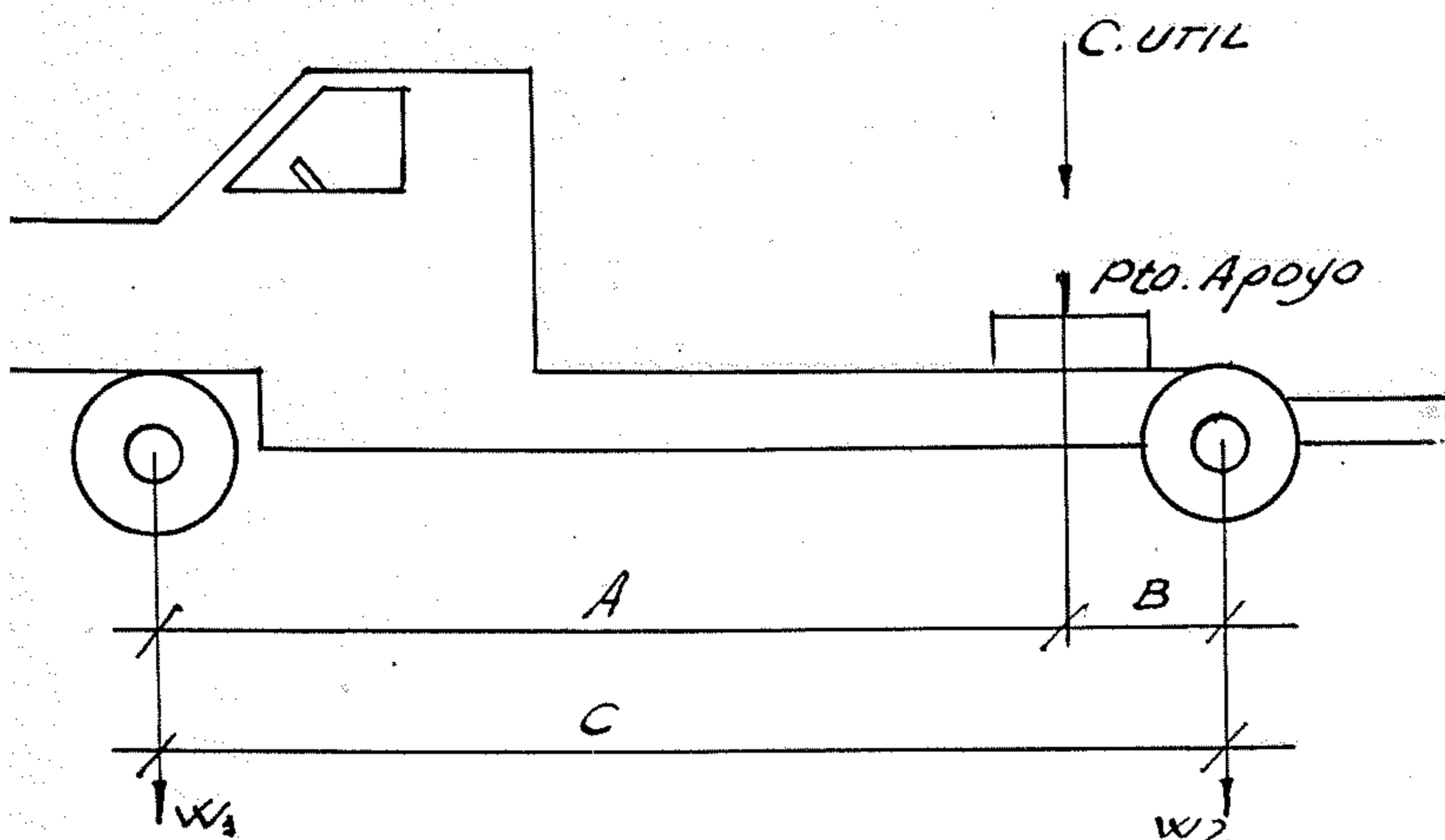
C: distancia entre ejes del camión.

Se tiene:

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

Carga útil sobre el eje delantero = $\frac{B}{C}$ x carga "

En el presente proyecto se considerará la distribución de cargas de un camión tractor con semi-remolque. La carga útil en el punto de apoyo del semi-remolque sobre el camión tractor, debe de ser calculada antes de analizarse la distribución de la carga sobre el camión tractor, ya que la carga útil en ese punto de apoyo es igual a la carga útil total sobre el tractor.



El cálculo se hace en dos etapas:

1a.) Cálculo de las cargas en el semi-remolque.

Peso vacío en el eje del semi-remolque =
6000 lbs.

Distancias:

A = B = 110"
C = 220"
Carga útil 20000 lbs.

La carga útil sobre el eje del semi-remolque es:

$$\frac{110}{220} \times 20000 = 10000 \text{ lbs.}$$

El peso total en el eje trasero:

$$W_3 = 10000 + 6000 = 16000 \text{ lbs.}$$

Como A = B, la carga útil sobre el punto de apoyo, o sea, la carga útil sobre el camión tractor, será: 10000 lbs

2a.) Cálculo de las cargas en el camión tractor.

Pesos vacíos:

En el eje delantero = 5000 lbs.

En el eje trasero = 7000 "

Carga útil calculada = 10000 "

Distancias:

A = 140"
B = 20"
C = 160"

La carga útil sobre el eje posterior es:

$$\frac{140}{160} \times 10000 = 8750 \text{ lbs.}$$

El peso total en el citado eje:

$$W_2 = 8750 + 7000 = 15750 \text{ lbs.}$$

La carga útil sobre el eje delantero:

$$\frac{20}{160} \times 10000 = 1250 \text{ lbs.}$$

El peso total sobre dicho eje es:

$$W_1 = 1250 + 5000 = 6250 \text{ lbs.}$$

Importancia de una buena distribución de cargas en

un camión .- Cuando se va a cargar un camión debe tomarse en cuenta que una mala distribución de cargas sobre la plataforma trae como consecuencia desgaste desigual de las llantas, inconvenientes sobre el motor del camión, y desuniforme desgaste en la pista de circulación. Lo cual se ve aumentado en las pendientes y curvas.

Si el camión se carga más hacia un lado que hacia el otro, las llantas de ese lado se desgastarán más por estar sometidas a mayores esfuerzos. Si la carga gravita más en el eje trasero, serán las llantas de ese eje las que tengan mayor desgaste. Y aún sobre el motor influye una mala distribución de cargas, pues se ve sometido a esfuerzos anormales, y a la transmisión y dirección también sufren por esta causa.

CAPITULO III

CONSTRUCCION Y DRENAJE

SECCIONES TRANSVERSALES

Ya se ha hecho el trazado en planta, ahora la etapa siguiente es sacar del plano del terreno las secciones transversales normales al eje del camino, para con ellas dibujadas poder ejecutar la cubicación de los cortes y rellenos. Como además se tiene el perfil longitudinal, se conocen las ordenadas de corte y relleno en el eje, luego es posible colocar la plataforma del camino en el perfil transversal del terreno como se muestra en el plano No. 5

AREA DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES

Con las secciones transversales del plano No. 5, se obtienen sus áreas. Hay varios métodos para la obtención de las áreas, el empleado en el presente proyecto fué el de descomponer el área total en figuras geométricas conocidas, a las cuales se le calcula el área que sumadas dan las áreas de corte y relleno en cada estaca.

CUBICACION DE CORTES Y RELLENOS

Se realizó la cubicación de cortes y rellenos por el método de las áreas medias, es un método sencillo que da

aproximación y es el empleado generalmente en los trabajos de carreteras. Si se desea mayor aproximación, se pueden hacer las correcciones prismoidales y por curvatura.

METODO DE LAS AREAS MEDIAS

Se calcula el volumen de tierra entre dos secciones transversales, como un prisma que tiene por bases las secciones transversales, y por altura la separación entre estacas:

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

Siendo:

V = Volumen de tierra entre dos secciones transversales.

S y S' = área de las secciones transversales.

D = Distancia entre secciones (20. para nuestro caso)

Se presentan diferentes casos, la fórmula anterior se aplica en cada uno de ellos en la siguiente forma:

10.- Las dos secciones están en corte, o las dos secciones están en relleno.

Se muestra en la figura No. 3

$$V_c = \frac{S + S'}{2} \times D = (S + S') 10 (M^3)$$

$$V_r = \frac{S + S'}{2} \times D = (S + S') 10 (M^3)$$

20.- Una sección en corte y otra en relleno.- Se

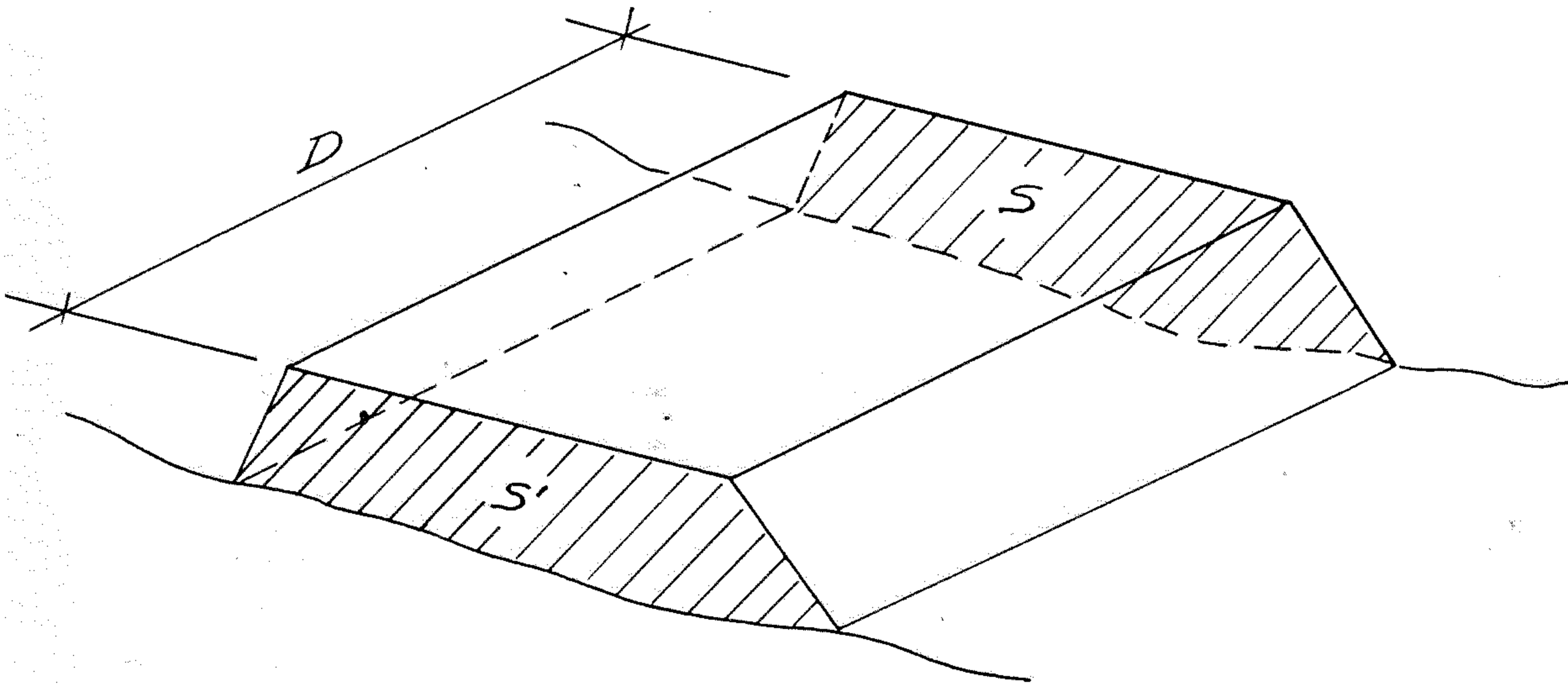


FIG. 3.- DOS SECCIONES EN CORTE O DOS SECCIONES EN RELLENO

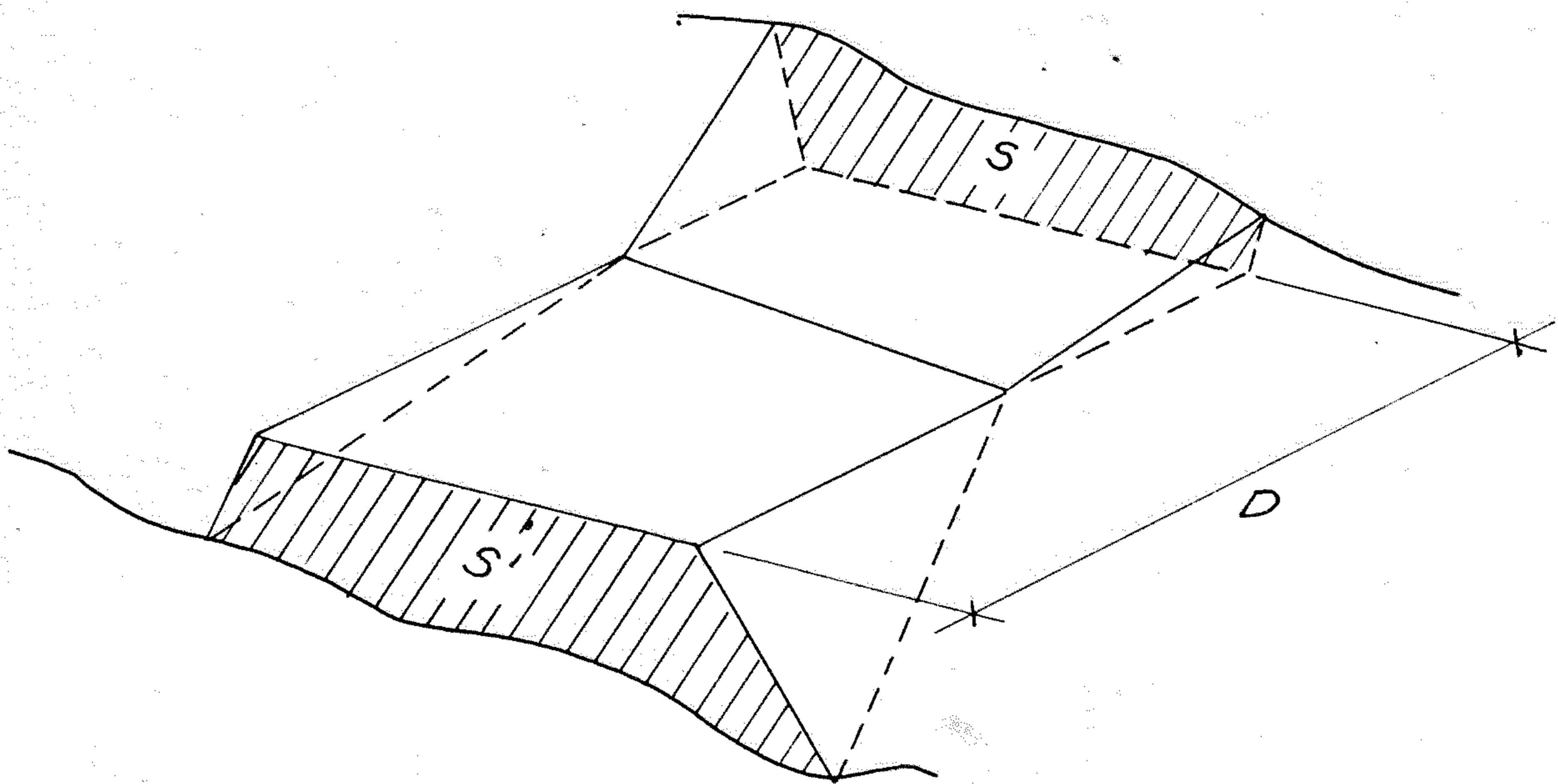


FIG. 4 UNA SECCION EN CORTE Y LA OTRA EN RELLENO

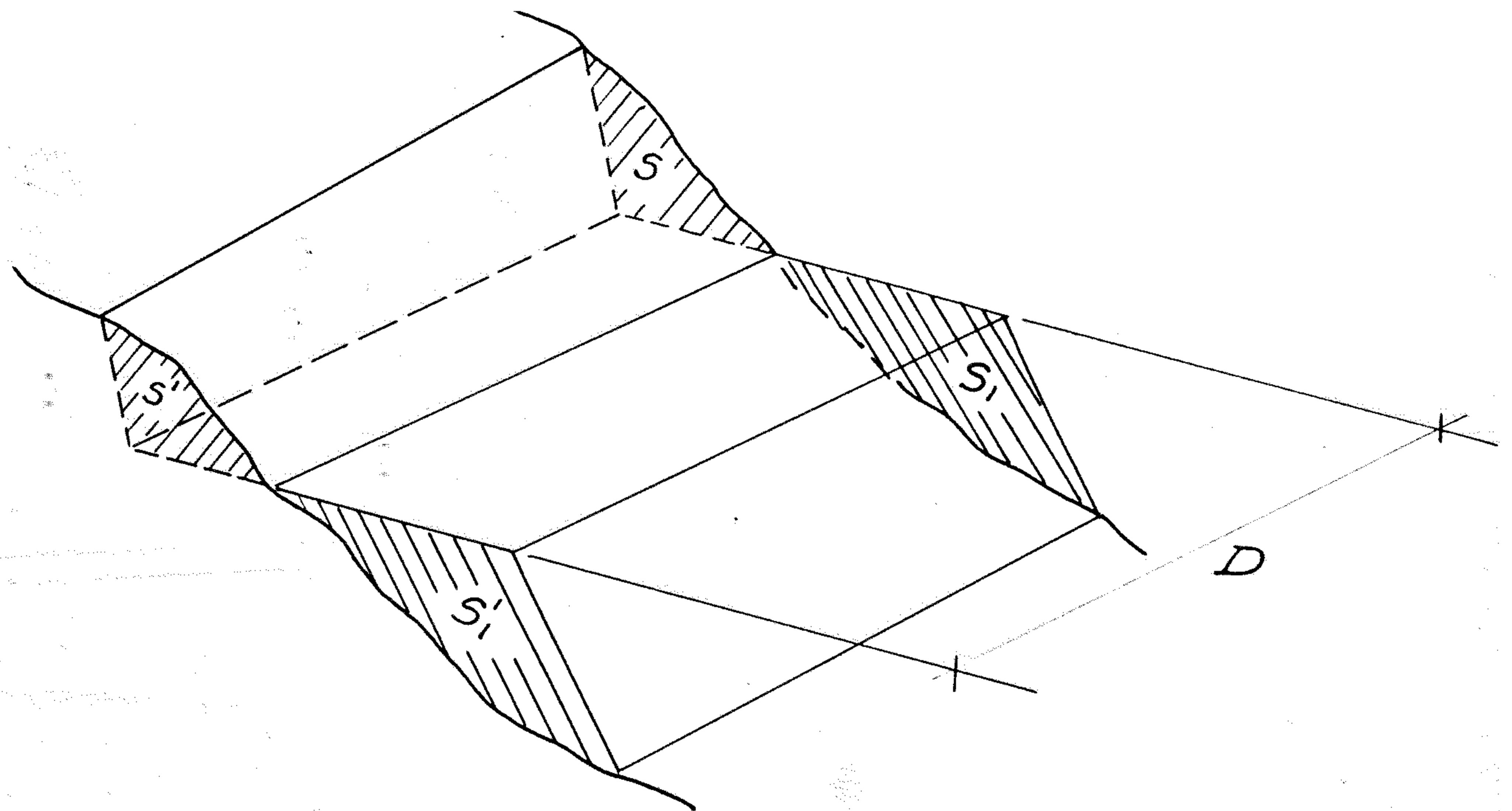


FIG. 5.- LAS DOS SECCIONES EN MEDIA LADERA
CORRESPONDIENDO LAS AREAS DE CORTE
Y LAS DE RELLENO

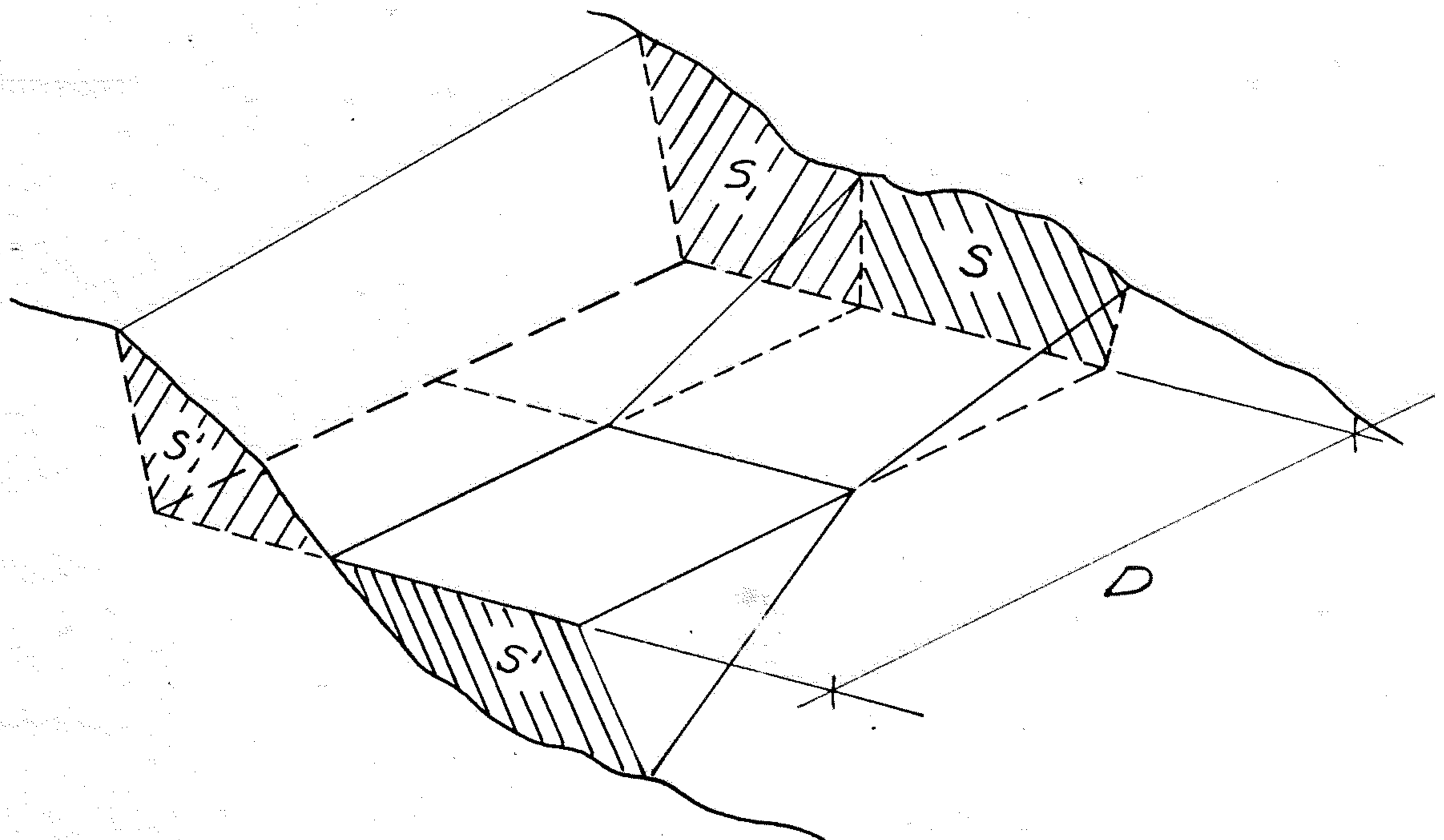


FIG. 6.- UNA SECCION EN CORTE O EN RELLENO
Y LA OTRA EN MEDIA LADERA

muestra en este caso en la figura No. 4.

$$V_c = \frac{s^2}{s + s'} \times \frac{D}{2} = \frac{s^2}{s + s'} \times 10 \quad (M^3)$$

$$V_r = \frac{s'^2}{s + s'} \times \frac{D}{2} = \frac{s'^2}{s + s'} \times 10 \quad (M^3)$$

3o.- Las dos secciones en media ladera correspondiéndose las áreas de corte y las de relleno.- Caso de la figura No.5

$$V_c = \frac{s + s'}{2} \times D = (s + s') \times 10 \quad (M^3)$$

$$V_r = \frac{s + s'}{2} \times D = (s_1 + s'_1) \times 10 \quad (M^3)$$

4o.- Una sección en media ladera, y la otra en corte o relleno

Caso de la figura No. 6

$$V_r = \frac{s'^2}{s + s'} \times \frac{D}{2} = \frac{s'^2}{s + s'} \times 10 \quad (M^3)$$

$$V_c' = (s' + s'_1) \times \frac{D}{2} = (s_1 + s'_1) \times 10 \quad (M^3)$$

$$V_{c_2} = \frac{s^2}{s + s'} \times \frac{D}{2} = \frac{s^2}{s + s'} \times 10 \quad (M^3)$$

El volumen de corte es:

$$V_c = V_{c_1} + V_{c_2}$$

ESPONJAMIENTO Y CONTRACCION DE LAS TIERRAS

Las tierras se encuentran en su estado natural ocupando un volumen que se hace mayor cuando son removidas. Este fenómeno se llama esponjamiento de las tierras, y se debe a que las tierras en sitio han sido acomodadas por largos

procesos geológicos, y luego cuando son removidas, sus partículas dejan entre si espacios vacíos que aumentan el volumen.

El fenómeno de esponjamiento de las tierras disminuye a medida que las partículas se van acomodando, y la disminución se hace aun mayor cuando se colocan las tierras en capas de altura pequeña, se riegan y compactan por métodos artificiales. Entonces el volumen que ocupan se hace menor al volumen natural en sitio. Este fenómeno se llama contracción de las tierras.

Ambos fenómenos lógicamente dependen de la naturaleza de las tierras; y en el caso de las rocas, se produce el esponjamiento, pero no la contracción, pues cuando han sido disgregadas con dinamita los trozos quedan de forma absolutamente irregular que siempre dejan vacíos entre ellos.

Lógicamente los fenómenos anteriores deben ser tomados en cuenta para el movimiento de tierras de una carretera, ya que los volúmenes en sitio serán diferentes a los de corte o relleno, y éstos a su vez diferente entre sí. Por esto, en los trabajos de caminos se emplean factores de conversión "f" de acuerdo con el trabajo que se realiza y la naturaleza del terreno.

Se deben considerar entonces tres volúmenes diferentes ocupados por las tierras:

- 1o) Volumen en estado natural o en sitio.
- 2o) Volumen suelto, el ocupado por las tierras lue-

go efectuado al esponjamiento

3o) Volumen compactado, el ocupado por las tierras luego de efectuada la contracción.

Para transformar un volumen en otro, se han empleado en el presente proyecto los siguientes factores de conversión:

Para materiales sueltos:

De estado natural a estado suelto = 1.25

" " suelto " " compactado = 1.39

Para rocas en general:

De estado natural a estado suelto = 1.50

" " suelto " " compactado = 1.00

Los volúmenes ocupados por las tierras en los diferentes estados, intervienen en el movimiento de tierras con maquinarias, bajo las condiciones siguientes:

a) El volumen suelto se usa para expresar la capacidad de transporte del equipo.

b) El volumen en estado natural se transforma en volumen de material compactado, para saber cuantos M^3 es necesario cortar del terreno para realizar un determinado relleno compactado.

c) El volumen en estado natural se transforma a volumen suelto, para saber la capacidad necesaria del equipo que moverá ese volumen.

d) El volumen en estado suelto se transforma a volum

men compactado para saber el volumen final de los rellenos.

Para tener los volúmenes, que realmente se moverán en la compensación longitudinal, se elabora el siguiente cuadro de cubicación, donde los volúmenes de corte y relleno calculados con las secciones transversales, han sido transformados a volúmenes de material suelto (volúmenes corregidos), con los cuales se realiza la compensación transversal dándole signo menos (-) a los rellenos, y signo más (+) a los cortes. Se hace la resta estaca por estaca, y la suma algebraica de estos resultados da los datos necesarios para dibujar el "Diagrama de Masas".

PERFIL DE CORTES Y RELLENOS

Se dibuja el perfil de cortes y rellenos con los datos que aparecen en la columna "Diferencias de volumen", muestra los excesos de corte o relleno entre dos estacas (PLANO No. 6).

DIAGRAMA DE MASAS

El Diagrama de Masas se dibuja con los datos que da la columna "Suma Algebraica de Volúmenes", esos datos se llevan a escala sobre una línea de bases, donde se han marcado las estacas del camino, hacia arriba los de signo positivo, y hacia abajo los de signo negativo, uniendo estos puntos se obtiene el Diagrama de Masas (Plano No. 6).

PROPIEDADES DEL DIAGRAMA DE MASAS

10.- Cuando hay excesos de corte el diagrama es ascendente, y descendente cuando hay excesos de relleno.

20.- Cuando el perfil de cortes y Rellenos se hace cero, en el Diagrama de masas hay un máximo.

30.- Cuando el Diagrama de Masas corta la línea de base hay compensación longitudinal.

40.- Las paralelas a la línea de base determinan en el Diagrama de Masas, segmentos compensados en tre los dos puntos de corte. Estas paralelas son también líneas de balance.

50.- El área comprendida en un segmento cerrado, representa los momentos de transporte de los volúmenes que se compensan.

60.- El cuociente 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

El Diagrama de Masas del kilómetro de estudio del presente proyecto, se encuentra dentro de los casos en los cuales no presta toda la utilidad necesaria para el balance de tierras, debido a la topografía del terreno que cruza la carretera, el cual siendo muy inclinado en una gran zona no permite la consbrucción de rellenos y obliga a efectuar cor

tes completos o en media ladera, que hacen el volumen de cortes siempre mayor al volumen de rellenos, por lo cual el Diagrama de Masas sube constantemente y no es posible la elección de líneas de balance longitudinal; solo en pequeñas zonas es posible colocarlas y quedan casi todo el volumen de tierras, o una gran parte de él, sin ser compensado longitudinalmente, volúmenes estos que deben ser botados luego de efectuar la compensación transversal.

COMPENSACION DE VOLUMENES

Las líneas de balance que se logró colocar en el Diagrama de Masas se indican en el Plano No. 6. Aplicando la propiedad No. 6 del Diagrama de Masas se obtuvieron las distancias medias de transporte que se indican en el cuadro siguiente.

Tramo	Moment. de Trans. (M ³)	Orden. Máxima (vol.) (M ³)	Dist.Med. de Transp. (M)	Material	Estacas
II	105745	2048	52	Roca blanda	26+16 a 34+16
III	205694	3993	52	Material suelto	34+16 a 42+16
V	4413	353	13	Material suelto	46+06 a 48+11
VI	3875	310	13	Material suelto	48+11 a 50+16
VIII	417002	643	65	90%R.dura+10%M.S.	72+00 a 82+00
IX	22620	528	43	90%R.dura+10%M.S.	82+00 a 92+00

VOLUMENES NO COMPENSADOS

Como anteriormente se dijo, quedan zonas en la carretera en las cuales no hay compensación longitudinal, los volúmenes correspondientes serán botes. La distancia media de transporte se asume de 10 M. para los cortes completos, y 20 M. para los cortes en trinchera.

Tramo	Ordenada Máxima (Volumen) (M ³)	Dist. Media de Transporte (M ³)	Material	Estacas
I	3350	10	Roca blanda	Km.0 a 26+16
IV	4550	20	Material suelto	42+16 a 46+06
VII	9850	10	Material suelto	50+16 a 72+00
X	2488	20	90%R.dura+10%M.S.	92+00 a Km.1

Se ha incluido el tramo X suponiendo que la carretera termina en el Km. 1. En realidad si se hiciera el estudio de todo el camino, habría que llevar el Diagrama de Masas hasta el punto 9, y efectuar la compensación longitudinal de toda la vía.

ELECCION DEL EQUIPO

De acuerdo con la topografía del terreno, los volúmenes que deben ser transportados, y las distancias medias de transporte, se elige la maquinaria que efectuará el trabajo y se calcula la duración del mismo.

Vistos los volúmenes a mover, siendo el terreno de bastante inclinación en gran parte del camino, y estando las distancias medias de transporte entre 10 M. y 65 M., se empleará tractores con empujador en todo el movimiento de tierras, y el elegido es el Caterpillar D-7 de orugas con empujador an

gular 7-A.

Tractor Caterpillar D-7 con empujador angular 7-A.-

Los tractores caterpillar D-7 montados sobre orugas tienen como características principales las que muestra el catálogo adjunto. Es ideal para cortes completos o en media ladera, como es el caso de los bores del presente proyecto, pues su máximo rendimiento se obtiene con distancias de transporte de 10 M. a 20 M., y también en cortes profundos donde da buenos resultados, caso que se presenta varias veces en el kilómetro de estudio, además siendo la topografía bastante accidentada no es bueno un D-8 por su mucho peso, es más conveniente el D-7. Debe tenerse la precaución de que al efectuar los tiros de dinamita en las zonas rocosas para que el tractor pueda mover el material, este no quede fragmentado en pedazos muy pequeños, pues las orugas del tractor resbalarían sobre ellos.

El empujador angular 7-A que se acoplará al tractor tiene características específicas que se pueden ver en el catálogo adjunto. Tiene la ventaja de que el lampón puede girar sobre un pivote central o trabajar como empujador recto, además de poder subir o bajar verticalmente para cortar el terreno introduciéndose en él. Su mayor rendimiento es en trabajos a media ladera o corte completo, caso de casi todo el trazo. La capacidad es de 2.5 m³.

Cálculo del rendimiento del tractor Caterpillar D-7 con empujador angular 7-A.

El rendimiento se calcula por la fórmula:

$$\text{Rendimiento} = \frac{Q \times f \times 60 \times E}{C_m} \quad (\text{M}^3/\text{hora})$$

Donde:

$Q = 2.5 \text{ M}^3$ (capacidad del lampón en material suelto).

$f =$ factor de conversión de suelto a compactado.

$60 =$ minutos que hay en una hora.

$E = 60 \%$ (eficiencia).

$C_m =$ tiempo en minutos que dura un ciclo completo.

El factor "Cm" está formado por el tiempo fijo y el tiempo variable, que se calculan:

Tiempo fijo: es una ida y vuelta hay dos veces cambio de engranaje, o sea:

$$T_f = 10'' \times 2 = 20'' = 0.33 \text{ minutos.}$$

Tiempo variable:

Ida: con el lampon cargado y en la. o sea a 2.25 Km/h

$$T_{v_1} = \frac{\text{Distancia media de transporte} \times 60}{2.25 \times 1000} = (\text{minutos})$$

Vuelta: con el lampón descargado y en 4a, o sea, a 7.40 Km./h.

$$T_{v_2} = \frac{\text{Dist. media de transporte} \times 60}{7.40 \times 1000} = (\text{minutos}).$$

El tiempo del ciclo completo será:

$$C_m = T_f + T_{v_1} + T_{v_2}$$

Teniendo el rendimiento, se calcula el tiempo de trabajo en cada tramo:

$$T = \frac{\text{Volumen}}{\text{Rendimiento}} = \text{Horas}$$

Para el presente proyecto se ha obtenido los siguientes resultados:

Tramo	Dist. Med de Trans. (M)	Cm. (minutos)	f	Rendimiento (M ³ /hora)	Volumen (M ³)	Tiempos	
						Horas	Minuto
I	10	0.61	1.00	147.50	3350	22	42
II	52	1.62	1.00	55.60	2048	36	54
III	52	1.62	0.72	40.00	3993	99	45
IV	20	0.89	1.00	104.50	4550	43	32
V	13	0.65	0.72	99.60	353	3	32
VI	13	0.65	0.72	199.60	310	3	6
VII	10	0.61	1.00	147.50	9850	66	36
VIII	65	1.95	1.00	46.10	643	13	54
IX	43	1.40	1.00	64.30	528	8	13
X	20	0.89	1.00	104.50	2488	23	43
Total =						321 ^h	57 min.

Lineamientos generales para el planeamiento de la construcción

Para realizar el trabajo del movimiento de tierras se emplearán dos tractores, que serán distribuidos en la siguiente forma:

1er. Tractor: En los tramos I, II y III. Efectuará su trabajo en 159 h. 21 min.

2o.- Tractor: En todos los demás tramos. Efectuará su trabajo en 162 h. 36 min.

El 1er. tractor termina su trabajo, y al 2o. tractor le quedan 3 h. 15 min. de trabajo, el cual efectuado entre los dos tractores se reduce a 1 h. 37.5 min. Por lo tanto el trabajo tendrá una duración total de:

159 h. 21 min + 1 h. 38 min. = 160 h. 59 min. Que reducido a días de ocho horas de trabajo, equivale a:

20 días 59 min.

Luego, el trabajo de movimiento de tierras se efectuará en 20 días de 8 horas de trabajo, con dos tractores caterpillar D-7 con empujador 7-A acoplado.

EXPLOSIVOS

Para los trabajos de voladuras en zonas rocosas, en carreteras se emplea la dinamita como explosivo, que viene en forma de cartuchos. Existen fórmulas empíricas para conocer el volumen material desagregado por los tiros, y para saber

la carga necesaria de dinamita. Pero son fórmulas con las cuales no hay seguridad de obtener resultados aproximados, por lo cual en el presente proyecto se han tomado los resultados experimentales dados en el Manual de Hüte, son:

Para un m^3 de Roca dura se necesitan 0.3 Kg. de dinamita.

Para un m^3 de Roca blanda se necesitan 0.15 Kg. de dinamita.

Con estos valores y teniendo el volumen de roca que debe ser volada en el Km. de estudio, se puede calcular el total de dinamita necesario:

Se tiene:

$$\text{Rocas blandas} = 4611.5 \text{ M}^3$$

$$\text{Rocas duras} = 2865.9 \text{ M}^3$$

Cantidad de dinamita:

$$C = 4611.5 \times 0.15 + 2865.9 \times 0.3 = 1552 \text{ Kg.}$$

Los cartuchos de dinamita vienen en cajones de 20 Rg. conteniendo 200 cartuchos de 0.10 Rg. cada uno. Suponiendo 3 cartuchos por cada tiro, el número de tiros es:

$$\text{No} = \frac{1552}{3 \times 0.1} = 5173 \text{ tiros}$$

Y se necesitarán 78 cajones de 200 cartuchos cada uno. En cuanto a la longitud de mecha necesaria, depende de la forma de distribución de los tiros, y del tiempo que se quiera tener disponible entre el encendido y la explotación;

si se quiere tener un tiempo de 100 segundos, y la velocidad de encendido de la mecha es 1 cm/seg., se tendrá una longitud de mecha de 1.00 M. por cada tiro, o sea, un total de 5173 M. de mecha.

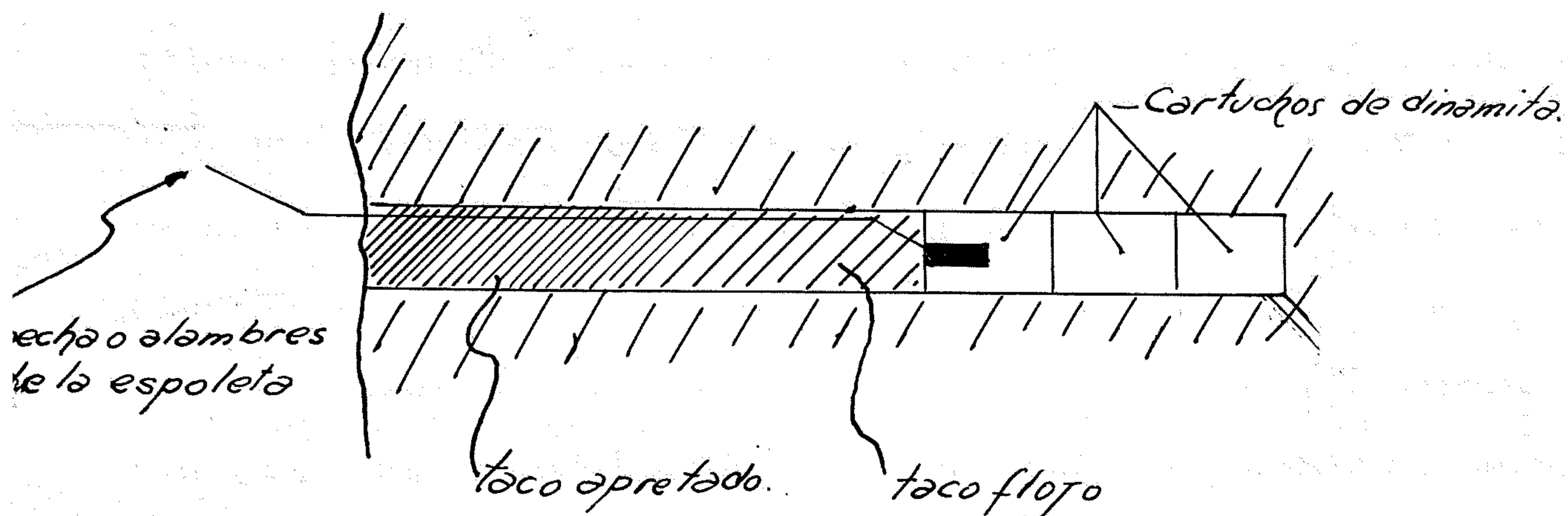
Los fulminantes empleados en estos trabajos son los No.6 que vienen en capas de 100 fulminantes. Para cada tiro se emplea un fulminante, o sea, un total de 5173 fulminantes, y serán necesarias 52 cajas de 100 unidades.

Los cálculos efectuados no son en ninguna manera exactos, pues cuando se trata de este tipo de trabajos se presentan muchas formas de cortes que hacen variar las cantidades de dinamita; además el rendimiento de trabajo dependerá también de la experiencia del barrenero.

CARGA DE LOS TALADROS

Luego de abiertos los taladros con la profundidad y ancho necesarios, y bien limpiados y despejados, se introducen los cartuchos de dinamita, empujándolos con el atacador y siendo el último en ser colocado el que lleva el fulminante. Se procede luego a introducir el material para atacar, que puede ser arcilla o arena seca, de acuerdo con el tamaño del tiro, dejando floja la primera parte del taco para evitar golpear el fulminante, y apretando el resto todo lo que sea posible, pero teniendo la precaución de que no se formen codos o dobleces en la mecha, pues ésto haría cortar el tiro o que quedaría en combustión latente. El taco se apreta con el atacador

es uno de los factores de los que depende en mucho el éxito del trabajo.



TRABAJOS CON EXPLOSIVOS

En carreteras los tiros se hacen con dos objetos: para remover los materiales o para desagregarlos; depende del tipo de corte y de la zona donde se efectúa el trabajo.

En todo caso el primer paso será marcar la ubicación, profundidad y dirección de los taladros, lo que se llama "trazar los tiros". Luego, si hubiera sobre la roca una capa gruesa de materiales sueltos, es conveniente quitarla descubriendo la roca. Entonces se procede a cargar los taladros y a efectuar los tiros en la forma ya descrita. Es importante tener en cuenta que el material pueda ser extraído y transportado con facilidad. De acuerdo con el tipo de corte que se tiene, los trabajos con explosivos serán en la si-

guiente forma:

a) Si la altura de Corte es muy baja.- Se hace lo que se llama un "raspado" de la roca, colocando gran cantidad de tiros cortos a mayor profundidad que la altura de corte de seada. (Fig. No. 7).

b) Cortes en laderas con cierta inclinación.- La forma de efectuarlos depende de si todo el material será expulsado, destinado a transportarlos, o que forme el relleno lateral.

En el primer caso se usan cargas fuertes, colocando los taladros a 1.50 ó 2.40 M. uno de otro, y en hileras de igual separación, procurando que todo el material sea arrojado y no sea necesario el carguío posterior. (Fig. No. 8).

Cuando el corte formará el relleno lateral, los tiros se hacen de manera de solo mover el material. Las distancias de los taladros son las mismas del caso anterior (Fig. No 9).

c) Cortes cerrados.- El trabajo en este tipo de cortes depende de la profundidad del mismo. Siempre que sobre la roca haya una capa de tierra mayor de 2 M. debe ser extraída antes de efectuar los tiros, si la capa de tierra es menor, se puede hacer volar con la roca. (F,g. No.10).

Cuando los cortes son muy profundos, se hacen por capas de 2.40 M. a 3.00 M. para hacer más fácil el trabajo del acarreo del material. Se procede de la siguiente manera:

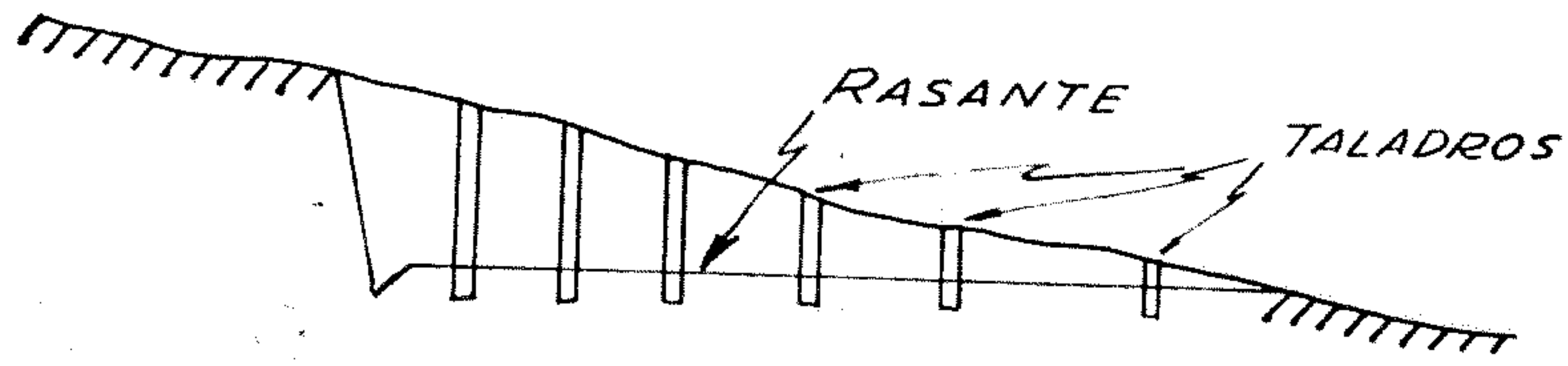


FIG. 7 ALTURA DE CORTE BAJA

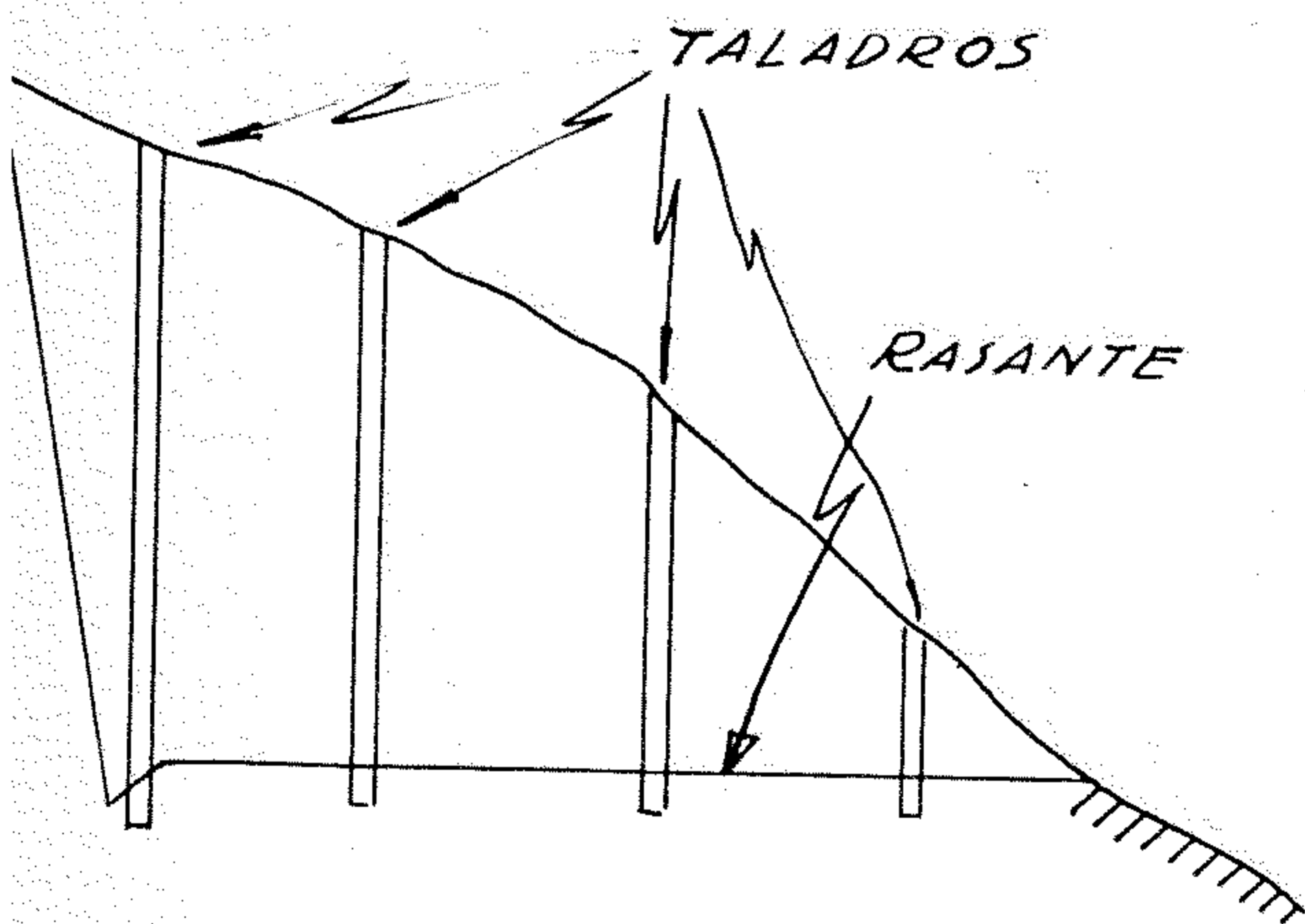


FIG. 8 CORTES EN LADERA CON CIERTA INCLINACION: PARA BOTAR TODO EL MATERIAL

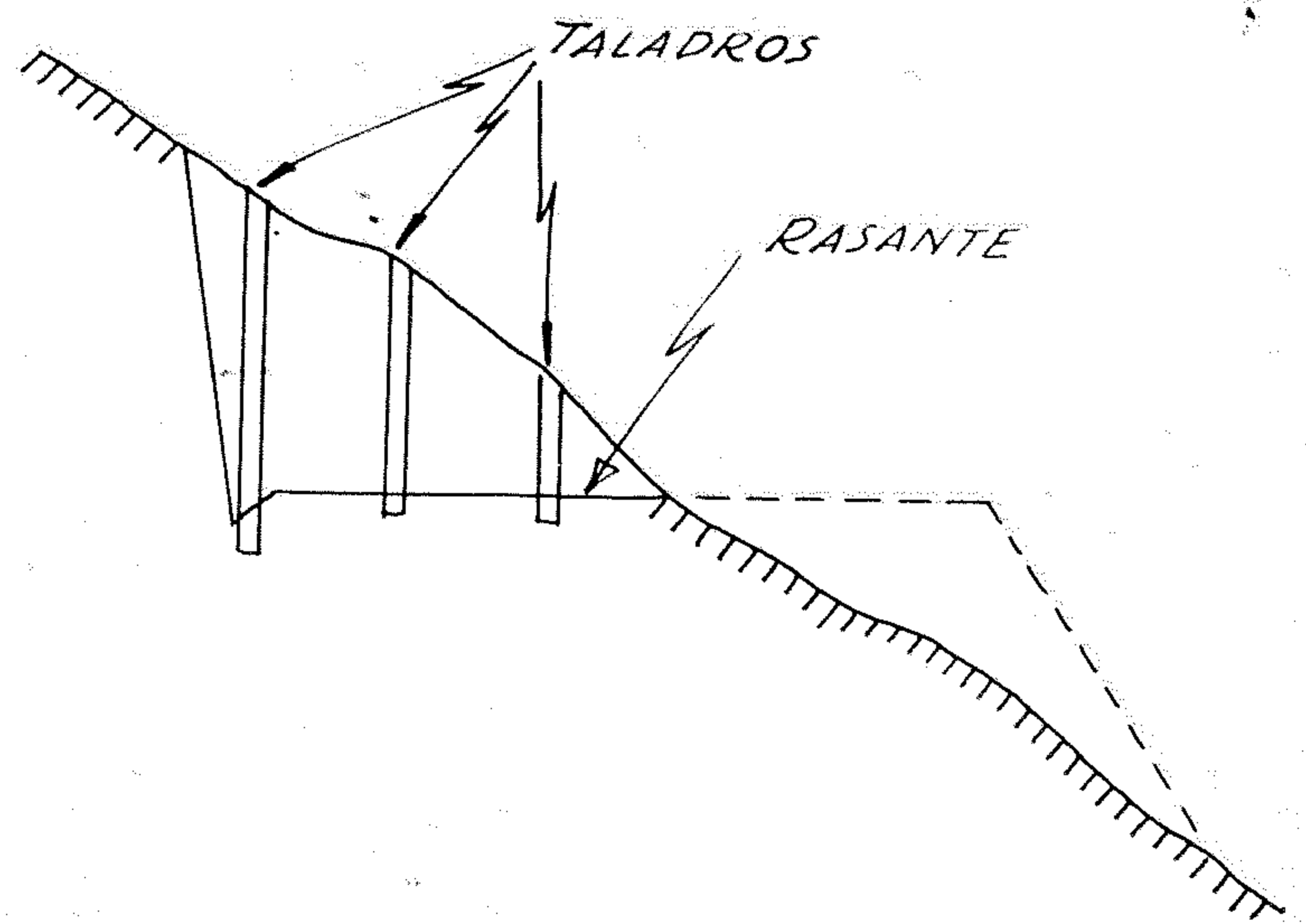
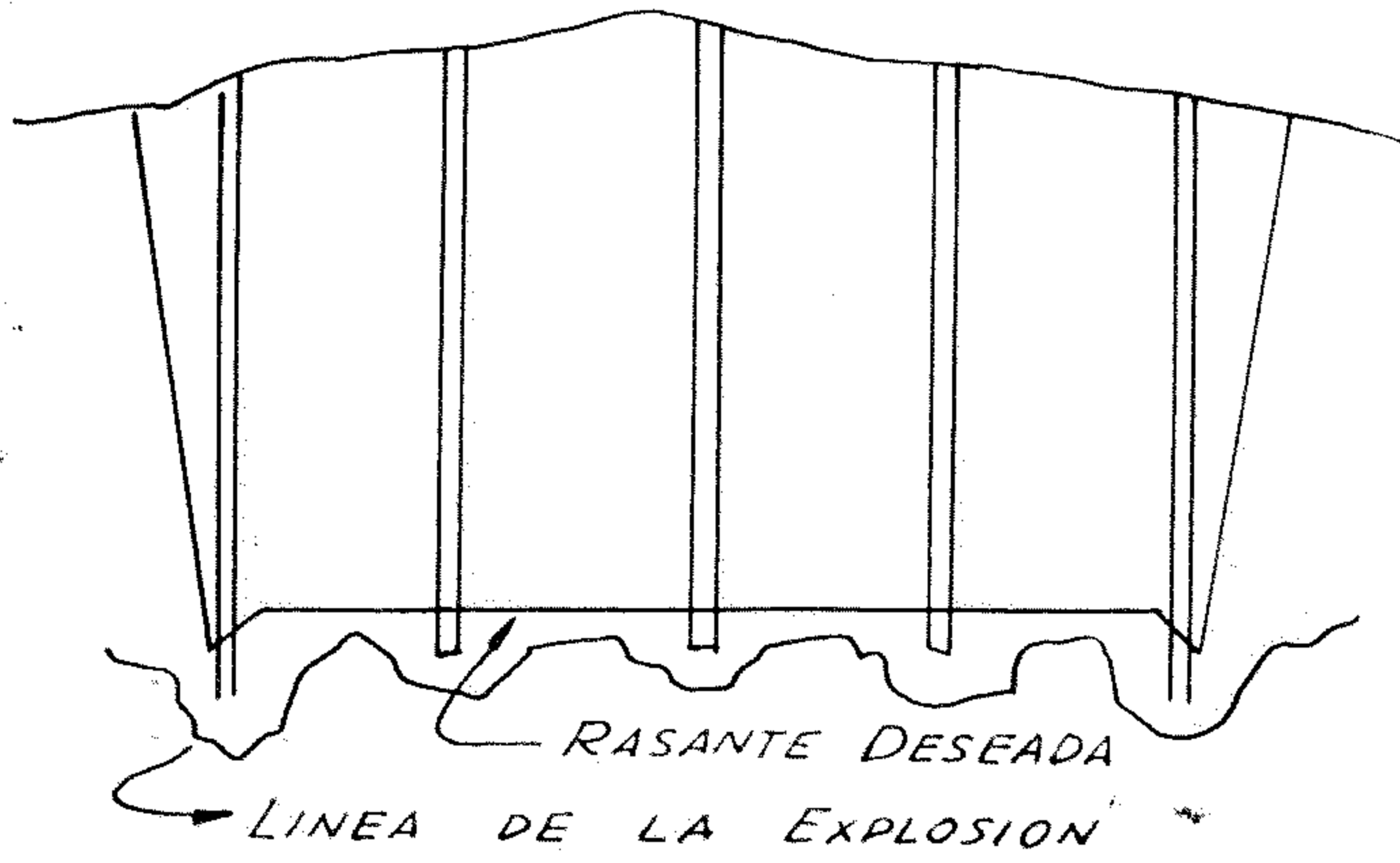


FIG. CORTES EN LADERA CON CIERTA INCLINACION: PARA EFECTUAR COMPENSACION TRANSVERSAL



CORTE C - C

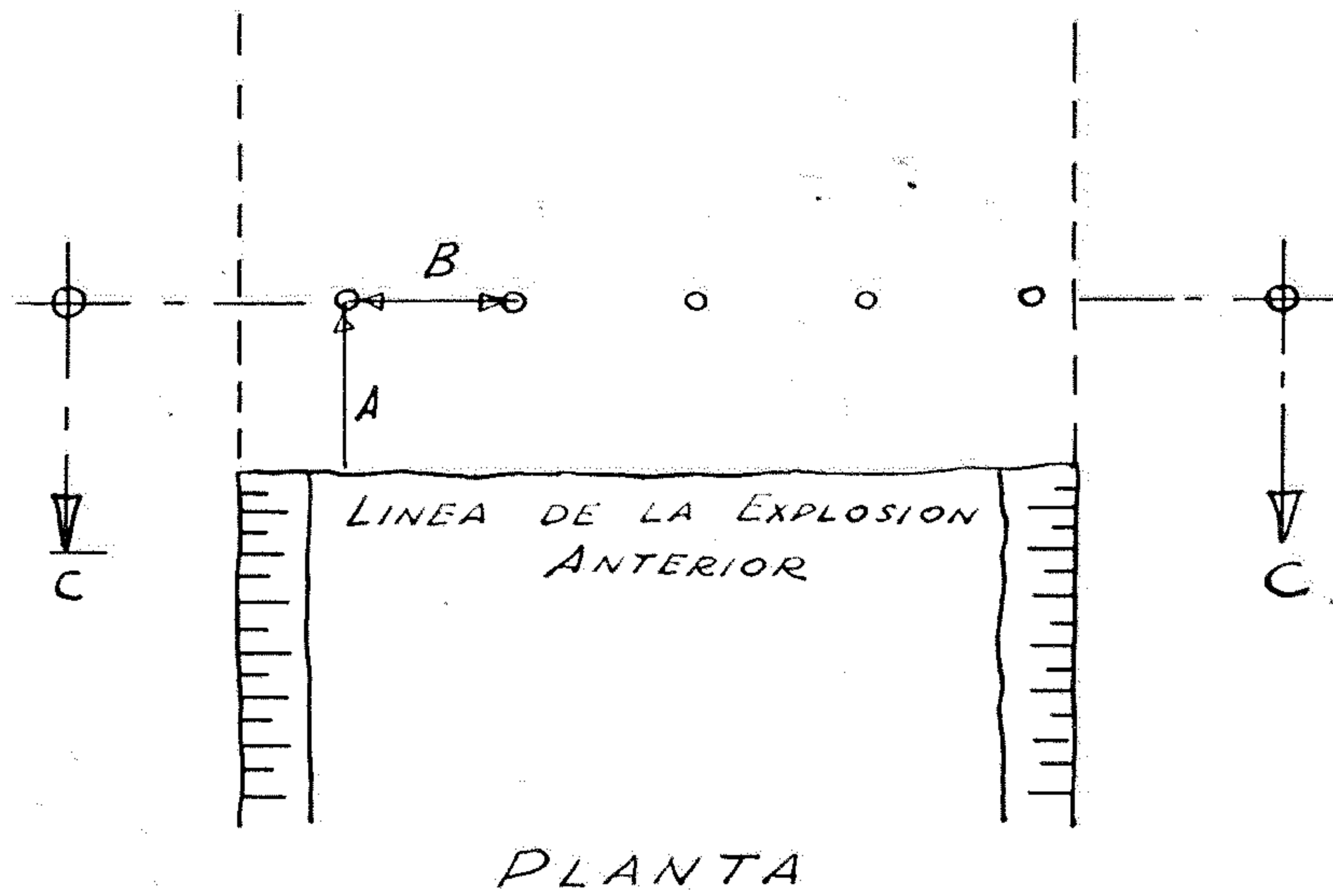


FIG. 10 TRABAJO CON DINAMITA EN CORTES CERRADOS

la distancia A entre la cara de la última explosión y la nueva hilera de taladros, es la mitad de la profundidad; y la distancia B entre los taladros es igual a A.

Cuando el corte no es muy profundo se extrae el material con una sola hilera de barrenos, la distancia A será un poco mayor que la profundidad del corte, y la distancia B algo menor a esa profundidad.

En ambos casos, los tiros se harán de manera de obtenerlos más profundos que la rasante deseada; y es aconsejable efectuarlos con espoletas para que los tiros sean simultáneos, obteniéndose así un mayor rendimiento.

EQUIPO NECESARIO PARA LA DESAGREGACION DE ROCAS

Se emplean martillos neumáticos accionados por compresoras de aire.

Emplearemos una compresora marca "Jaeger" modelo 125, con capacidad de 105 pies³ de aire por minuto a una presión de 100 lbs. Puede accionar dos martillos perforadores marca "Thor" modelo 35 de 35 lbs. Se adjuntan catálogos.

La adopción del equipo se debe a lo económico y de fácil manejo que son las compresoras y martillos recomendados. La compresora trabaja con petróleo, es de poco peso, y está montada sobre dos llantas neumáticas que facilitan su movimiento. Los martillos perforadores son livianos y muy fáciles de manejar; para obtener un mayor rendimiento con ellos, se les adapta barrenos de 1" de diámetro y brocas con intersecciones de carbono, de esta manera es posible perforar hasta 300 M. de taladro sin que pierdan el filo.

El rendimiento del trabajo con este equipo depende en mucho de la pericia del obrero, naturaleza de la roca, etc. con el objeto de tener datos aproximados, para los costos unitarios del presupuesto, se adoptarán los valores dados por los catálogos.

Rendimiento del martillo en roca dura = 30 M.en 8 hrs.
" " " " " blanda = 60 " " " "

Para obtener el máximo rendimiento con el equipo pa

ra la desagregación de rocas, debe tenerse en cuenta:

Para la compresora:

- a) Mantenerla lo más a nivel posible.
- b) Colocarla cerca de las herramientas que acciona.
- c) No sobrecargarla de trabajo haciéndola accionar más herramientas que su régimen de trabajo.
- d) Revisarla constantemente, y mantener bien lubricdas las partes debidas.

Para los martillos neumáticos:

- a) Mantener los barrenos bien aguzados.
- b) No usar cabezas o puntas de barrenos ya usados.
- c) Perforar los taladros lo más verticalmente posible para aprovechar el peso propio del martillo.
- d) Emplear manguera adicional del aire para la limpieza interior del martillo.
- e) Evitar los escapes de aire controlado la conexión entre la tubería de aire y el rompedor.
- f) Mantener las llaves bien ajustadas.

CIMIENTOS DE LOS RELLENOS

Antes de hacer los rellenos de una carretera, es necesario primero tener un conocimiento exacto de la naturaleza del terreno donde se han de asentar estos rellenos, así como la forma en que se presentan; y toda información de los terrenos que puedan tener relación con el camino en construccion

ción. Se logra esto realizando zondajes para extraer muestras del terreno a diferentes profundidades, y con los resultados obtenidos se elaboran perfiles geológicos, indicando todas sus características: estructura, potencia de los estratos color, materias extrañas, obstáculos, contenido de agua, nivel de la mesa de agua, velocidad de los zondajes, etc. Y luego hacer ensayos de carga en el terreno y el laboratorio. Para completar el conocimiento de las muestras, se someten a ensayos físico-químicos que aportan los datos de: composición elasticidad, plasticidad, densidad aparente, cohesión, finura de los granos, porosidad, permeabilidad, rozamiento interno, humedad de cada uno de los estratos.

Ya con el conocimiento completo de los suelos, es posible decidir cuáles serán los métodos más convenientes para la construcción de los rellenos, la calidad de los materiales a emplear, su distribución y preparación necesaria del terreno donde se asentarán los rellenos.

De los perfiles transversales, se obtienen los datos de altura de relleno y zona donde se asentará el terraplén, la cual débe ser limpiada completamente de troncos, arbustos y capa vegetal, y se procurará consolidar esa zona mediante rodillado u otro sistema que depende del terreno.

Al mismo tiempo se tomarán las medidas para llevar los taludes, y se ejecutan las obras del drenaje conveniente, si es que aún no se han realizado por requerirlo el terreno.

El caso en el cual el terreno es de mucha inclinación, se trata haciendo la limpieza del terreno formando graderías, y la construcción de cunetas en la parte superior para evitar la formación de planos de deslizamiento por las filtraciones de agua.

METODO DE PROCTOR

El material con el cual se cuenta para formar los rellenos, se clasifica de acuerdo con la clasificación dada por el Bureau of Public Roads de los EE.UU., que divide los suelos en 8 categorías considerando las propiedades de estabilidad, características de compactación y condiciones para la formación de los rellenos.

Cuando se va a construir un relleno deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

a) Los rellenos serán construídos con los mejores materiales disponibles, y en caso de no haberlos en cantidad suficiente, los de mejor calidad formarán la subrasante.

b) Si es necesario el uso de suelos capilares, la fuente de agua será aislada con capas de material granular.

c) Si el material para el relleno está formada por rocas y finos, se obtendrá suficiente densidad colocando los finos de manera que ocupen todos los vacíos dejados por las rocas.

d) Con las vibraciones del tránsito los materiales

finos tienden a bajar debilitándose la rasante.

e) El talud de los rellenos debe tener las inclinaciones indicadas para que no falle al esfuerzo de corte.

El material que formará el relleno llega al sitio de la obra en forma suelta y con gran cantidad de vacíos, sus partículas tienen poca cohesión. Este material para que sea estable debe ser compactado, con lo cual se logra hacer desaparecer los vacíos y se obtiene la máxima densidad y la cohesión necesaria para que pueda mantener prácticamente inalterable su volumen y forma de los agentes exteriores, siempre que no sean muy violentos. La compactación se efectúa colocando el material en capas delgadas, de manera que cada capa se compacta antes de colocar la siguiente encima.

El método de compactación ideado por el Profesor americano R.R. Proctor, se basa en la acción lubricante del agua sobre las partículas de los suelos, que al hacer disminuir la fricción existente entre las partículas cuando el suelo está seco, facilita la acomodación de las mismas y permite comprimir la masa. Con este método se ha demostrado que para cada suelo hay un contenido de humedad llamado "óptima humedad" que produce la mayor densidad denominada "máxima densidad" bajo una presión de compactación dada.

Para cada presión de compactación y contenido de humedad se obtiene una densidad de suelo, la cual se aumenta si se hace variar la presión y se mantiene constante el conteni

do de humedad. Luego, la mejor sería emplear las mayores presiones para obtener las mayores densidades, pero en carreteras esto no es posible debido a que el peso y dimensiones del equipo de compactación tienen un límite de condiciones de trabajo, y a que hay una determinada densidad que es suficiente para obtener la estabilidad mecánica del terreno.

La "máxima densidad" y "óptima humedad" de un suelo, se obtienen en el laboratorio mediante la prueba de compactación y densidad de Proctor, denominada por la A.A.S.H.O. como prueba T-99-49. Consiste en: Se toma una muestra de suelo de 6 lbs. de peso que ha pasado por el tamiz No. 4. Se seca al aire. Se la compacta en 3 capas sucesivas dentro de un cilindro de $1/30 \text{ pie}^3$ de volumen, mediante la distribución uniforme de 25 golpes con un pisón de 5.5 lbs. de peso que se deja caer desde una altura de 12" sobre cada capa. Se pesa el conjunto, restando al peso del conjunto obtenido, el peso del cilindro metálico, y multiplicando esta diferencia por 30, se obtiene el peso en libras por pie^3 de la masa de suelo compactada. Del interior de la muestra se sacan unos 100 grs. y se pesan, se secan al horno a 110°C durante 24 horas y se determina su contenido de humedad. Con el material de muestra que ha quedado se repite todo el proceso agregando previamente agua, de manera que el contenido de humedad aumente en 1%. Se repite el proceso hasta que la densidad de la muestra disminuye cuando se agrega agua.

La densidad de muestra en cada uno de los ensayos, se obtiene por la fórmula:

$$W'o = \frac{W'm}{W\% + 100} \times 100$$

Donde:

W'o = peso en libras del suelo seco compactado.

W'm = " " " " " húmedo

W% = contenido de humedad expresado en porcentaje.

Relaciones de humedad-densidad

Con los resultados obtenidos en cada uno de los ensayos, se confecciona el gráfico de humedad-densidad, llevando estos resultados en un sistema de coordenadas, donde el eje de las "x" representa contenidos de humedad, y el eje de las "y" densidades. Se obtienen puntos representativos de cada uno de los ensayos, los cuales al ser unidos forman una curva parabólica donde:

a) El óptimo contenido de humedad corresponde al punto más alto de la curva, bajo las condiciones de compactación indicadas.

b) La densidad máxima es la densidad correspondiente al óptimo contenido de humedad, bajo las condiciones de compactación indicadas.

En los trabajos de caminos generalmente se debe obtener en los rellenos una densidad del 90 al 95% de la máxima obtenida en los ensayos de laboratorio. Pero con el em-

pleo adecuado de los equipos de compactación es posible obtener mayores densidades.

FORMA DE EJECUTAR LOS RELLENOS

El material que formará el relleno puede provenir de cortes contiguos o de canteras, en todo caso se extiende en capas delgadas de 23 cms. de espesor como máximo y se les pasa motoniveladoras para darles uniformidad. Luego es preciso saber si tienen la humedad necesaria para obtener la densidad exigida; si tienen mucha agua se deja expuesto al sol para que se evapore alguna cantidad; si el material tiene poca humedad, se riega con tanques montados en camiones, y se les pasan arados para uniformizar la humedad. Lograda la humedad necesaria, se procede a la compactación por medio de rodillos, que pueden ser del tipo "pata de cabra" que compactan el material de abajo hacia arriba, o de cualquier otro tipo que compactan la capa por presión superficial. Los de mejor resultado son los "pata de cabra".

Los rodillos realizan la compactación por sucesivas pasadas, y se ha demostrado que para un rodillo que ejerce una determinada presión de compactación por unidad de área, la máxima densidad obtenible tiene un límite independiente del contenido de humedad o del número de pasadas que se hagan, y la única forma de obtener mayores densidades será utilizando rodillos más pesados. No hay un conocimiento exacto

del peso mínimo del rodillo para obtener una densidad fijada por pruebas de laboratorio, y la mejor forma de fijar ese peso y el número de pasadas es la observación directa en el campo.

Cuando se ha terminado la compactación de la primera capa, se hace lo mismo con las capas siguientes hasta llegar a la altura de la subrasante.

Este procedimiento se emplea solo en carreteras de primera clase en las que las necesidades del tránsito exijan la construcción inmediata del pavimento. En carreteras secundarias se deja que el relleno asiente por sí solo, pues los gastos adicionales de compactación no se justifican.

CONTROL DE LABORATORIOS DURANTE LA CONSTRUCCION DE LOS RELLENOS

Para el control de la relación humedad-densidad durante la construcción de los rellenos, se tendrá un laboratorio en los campamentos que constará del siguiente equipo:

- 1.- Molde de compactación Proctor.
- 2.- Apisonador.
- 3.- Balanza para pesar hasta 5 Kg. y sensible al gr.
- 4.- Regla de acero.
- 5.- Bandilejo y pala.
- 6.- Vasijas metálicas pequeñas.
- 7.- Platos y bandejas.

8.- Estufa y calentadores.

9.- Malla de 1/4" (No. 4).

Con el cual se harán los ensayos para obtener los datos necesarios para dibujar la curva de humedad-densidad del material que formará los rellenos.

El control se hace tomando muestras de cada capa de materiales que se extiende, más o menos una muestra cada 1000 m², y se someterán a dos pruebas: determinación de la humedad y determinación de la densidad, con las cuales se va controlando el trabajo.

Con el objeto de tener datos de valor permanente, se anotarán con precisión junto con los datos de las pruebas, la ubicación exacta de los lugares de donde se han tomado las muestras, refiriéndolas a un B.H., estaca, u otra marca estable.

CONSTRUCCION DE RELLENOS EN ROCAS

Para la construcción de rellenos con material que tenga un apreciable volumen de trozos de roca, se procede en la siguiente forma:

Como el costo de romper la roca en pedazos pequeños es muy alto, se tratará de usar los trozos más pequeños posibles, para extender el material en capas delgadas agregando material granular fino con el objeto de llenar los vacíos dejados por las rocas, y así obtener una masa compacta y du-

RA.

Cuando el porcentaje de rocas sea muy alto, no tiene objeto el control de la humedad del material empleado en llenar los vacíos dejados por las rocas.

Cuando los pedazos de roca sean pequeños y su forma lo permita, se colocan en capas delgadas y se les pasa rodillos de cilindros.

En materiales rocosos solo se emplean rodillos de cilindro, los neumáticos y "pata de cabra" no producen ningún efecto.

SUB-RASANTES Y SUB-BASES

La superficie superior de las explanaciones queda generalmente con el material un poco suelto, y en algunas ramas y piedras grandes que deben ser quitadas y reemplazadas por material seleccionado; luego se compacta con rodillos de cilindros para obtener una superficie alisada que forma la subrasante acabada. El especial cuidado que merece la subrasante se debe a que sobre ella va asentada la base o afirmado y luego la superficie de rodadura, es prácticamente el cimiento del pavimento, y por lo tanto su resistencia será la del pavimento. También debe estacarse y nivelarse para corregir cualquier defecto que hubiera y para que la subrasante quede en la sección transversal definitiva.

Algunas veces la subrasante es de mala calidad de

material, por lo cual es necesario extender sobre ella una capa de material seleccionado que formará la sub-base, dependiendo su espesor de estudios del terreno y debiendo ser bien compactada por rodillado, pues sobre ella irá la base y luego el pavimento. También se usarán las sub-bases cuando se trate de cortar el ascenso de la humedad capilar.

EQUIPO PARA LOS RELLENOS - RODILLOS

Ya se ha dicho que para la compactación de las explanaciones, afirmados y pavimentos se recomienda el empleo del rodillo. Veamos los principales tipos y los recomendables para el presente proyecto.

1.- Rodillos pata de cabra

Están formados por tambores metálicos, en cuya superficie exterior tienen un número variable de apéndices o patas de diseño especial. Los tambores pueden ser rellenos con agua, aceite o arena para obtener mayor presión unitaria. Van fijados a bastidores que les permite girar sobre su eje y ser halados por tractores mediante una barra de tiro. Cuando los tambores giran, las patas penetran en los materiales efectuando la compactación.

Se recomiendan para la compactación de las capas que forman los terraplenes; compactan toda clase de suelos con excepción de las arenas, gravas o roca chancada; también se emplean para compactar el afirmado siempre que tengan su-

ficiente material ligante.

Se empleará el rodillo pata de cabra marca "Amroc-ta" modelo M2-7. Características en catálogo adjunto.

2.- Rodillo de tres ruedas

Formados por tres cilindros de acero fundido: uno adelante de dirección y de ancho igual al diámetro y dos en la parte posterior más angostos y de mayor diámetro colocados de tal manera que ^{en} ~~en~~ planta sobresalen del cilindro delantero.

Se usan para: la primera rodillada de los terraplenes luego de haber sido compactados por capas mediante los rodillos pata de cabra, efectuando así la compactación de la subrasante; en la compactación de las capas de base de los afirmados de piedra chancada aunque tengan poco o ningún aglutinante; para la compactación de capas delgadas de materiales; para el rodillado especial de las superficies de mezclas asfálticas en caliente.

Se empleará un rodillo de tres ruedas marca "Austin" Western" tipo "Autocrat" de 10 toneladas, con propia propulsión de motor Diesel. Se adjunta catálogo.

3.- Rodillo neumático de 13 ruedas

Consisten en un bastidor en forma de caja al cual van acoplados dos sistemas de ejes, uno adelante y otro atrás con aros con llantas lisas: 6 adelante y 7 atrás, no tienen propulsión propia deben ser halados por tractores, y si se quieren aumentar de peso se cargan con arena.

Compactan por peso y por el "amasado" que ejercen sobre los materiales, lo cual se logra porque los ejes de las ruedas no son fijos y se obtiene un movimiento oscilatorio, lo cual produce movimiento lateral de la partícula del terreno y un mejor acomodo.

Se usan en la generalidad de los trabajos de formación de rellenos, y para compactar los pavimentos asfálticos trabajados en frío.

Se emplearán los rodillos marca "Bros" modelo 67 de 13 ruedas bomboleantes con ejes oscilantes. Se adjunta catálogo.

RENDIMIENTO DE LOS RODILLOS

El rendimiento de los rodillos se expresa en metros cúbicos de material suelto compactados en una hora, o en metros cuadrados. Depende de la clase de suelo, humedad, espesor de la capa y velocidad del rodillo.

Se calcula por la fórmula:

$$\text{Rendimiento} = \frac{E \times 60 \times S \times W \times D}{N} = \text{M}^3 \text{ de ma-}$$

terial suelto compactado por hora.

Donde:

E = eficiencia.

S = velocidad del recorrido en mts. por minuto.

W = ancho efectivo del rodillo en metros.

D = espesor de la capa de material suelto en mts.

N = número de pasadas del rodillo.

Rendimiento del rodillo pata de cabra

En la compactación de rellenos de materiales sueltos en capas de 20 cm. Rodillo marca "Amrocta" modelo M2-7.

$$E = 0.60$$

$$S = 3.54 \text{ Km/h} = 59 \text{ m/min.}$$

$$W = 9'10'' = 3.00 \text{ M}$$

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

$$N = 10$$

$$R = \frac{0.60 \times 60 \times 59 \times 3 \times 0.20}{10} = 127 \text{ m}^3/\text{h}$$

Rendimiento del rodillo de tres ruedas

Se empleará en la compactación de la última capa de 30 cm. en dos capas de 15 cm. cada una. Rodillo de 3 ruedas marca "Austin-Western" tipo "Autocrat" de 10 toneladas.

$$E = 0.60$$

$$S = 4.9 \text{ M.P.H.} = 131 \text{ m/min.}$$

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

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

$$N = 3$$

$$R = \frac{0.60 \times 60 \times 131 \times 1.93 \times 0.15}{3} = 455 \text{ m}^3/\text{h}$$

Rendimiento del rodillo neumático de 13 ruedas

$$E = 0.60$$

$$S = 7.40 \text{ Km/h} = 123 \text{ m/min.}$$

$$W = 84'' = 2.14 \text{ m.}$$

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

$$N = 3$$

$$R = \frac{0.60 \times 60 \times 123 \times 2.14 \times 0.15}{3} = 474 \text{ m}^3/\text{h.}$$

VALORIZACION PARCIAL DE LOS TRABAJOS DE EXPLANACION

Suponiendo que en todo el kilómetro se tiene un avance del 50% en el movimiento de tierras, se hará una valoración de los trabajos de explanación, con el fin de poder hacer un pago parcial a la empresa que tiene a su cargo los trabajos.

I.- EXPLANACIONES

a) Costo por hora de una compresora "Jaeger" modelo 125.

Costos fijos

Valor de la compresora \$/ 65.000.00

Valor recuperable (20%) \$/ 13.000.00

Depreciación \$/ 52.000.00

Costos fijos al año

Suponiendo que la vida económica de la maquinaria es de 5 años de 2000 horas de trabajo, la amortización anual será el 20% y los costos fijos al año son:

Amortización	20 %
Intereses	8 %
Mantenimiento y reparaciones	15 %
Almacenaje, guardianía, pérdidas	<u>3 %</u>
Total	46 %

Por lo tanto los costos fijos al año de la compresora serán: \$ 23.920.00.

Costos fijos por hora

Combustible(2 gal.petróleo a \$0.70 gal.)	\$1.40
Aceites y grasas	\$2.00
Kerosene y guaípe	\$0.50
Pequeños repuestos	<u>\$1.00</u>
	\$4.90

Costo horario de la compresora = 11.96 + 4.90 =
\$ 16.86 hora

b) Costo por hora de un martillo perforador de 35 lbs. marca Thor, modelo 35.

Costos fijos

Valor del martillo	\$ 4500.00
Dos mangueras de 50'	\$ 1200.00
Valor recuperable (20%)	<u>\$ 1140.00</u>
Depreciación	\$ 4560.00

Costos fijos al año

$$46 \% \text{ de } \$ 4560.00 = 2097.60 \$$$

Costos fijos por hora

$$\frac{2097.60}{2000} = \$ 1.04 \text{ hora}$$

Costo variable por hora

Apreciándolo en \$ 0.50

Costo horario del martillo perforador =

$$1.04 + 0.50 = \$ 1.54$$

c) Costo horario de los jornales

Maquinista de la compresora (\$30 diarios)	\$ 3.75
Dos taladradores (\$ 25 diarios c/u)	\$ 6.25
Leyes sociales, vacaciones, etc. (47 %)	\$ 4.70
Capataces y planilleros (10 %)	<u>\$ 1.00</u>
	\$15.70

Costo horario de una unidad perforadora

Compresora	\$ 16.86
Dos martillos	\$ 3.08
Jornales	<u>\$ 15.70</u>
	\$ 35.64 hora

d) Costo de desagregación de 1 m³ de roca dura.

Se ha considerado que en roca dura se obtiene un

rendimiento de 30 m.l. de barrenos en jornadas de 8 horas, de desagregándose 30 m³ de roca por martillo.

Siendo dos martillos la desagregación por hora será: $\frac{60}{8} = 7.50 \text{ m}^3/\text{hora}$

Y el costo por M³: $\frac{35.64}{7.50} = \$ 4.75 \text{ M}^3$

Las rocas con inserciones de carbono tungsteno pueden perforar 25 m.l. sin ser aguzadas, y pueden ser aguzadas 8 veces, se puede entonces taladrar:

$$8 \times 25 = 200 \text{ m.l.}$$

Siendo el costo de la broca de \$ 300.00 el costo por M³ será:

$$\frac{300}{200} = \$ 1.50 \text{ M}^3$$

Resumiendo:

Maquinaria y jornales	\$ 4.75
Brocas	\$ 1.50
Dinamita (0.30/m ³ a \$ 11.00)	\$ 3.30
1 M. de mecha	\$ 0.30
3 fulminantes	\$ 1.26
	<hr/>
	\$11.11

e) Costo de desagregación de 1 M² de roca blanda

Siendo el rendimiento de 60 m.l. en roca blanda, y haciendo iguales consideraciones que para roca dura, la desagregación por hora será: $\frac{120}{8} = 15.00 \text{ m}^3/\text{hora}$

Y el costo por M³: $\frac{35.64}{15.00} = \$ 2.37 \text{ m}^3$

Haciendo las mismas consideraciones anteriores, y sabiendo que se pueden perforar 50 m.l. sin aguzar la broca, se pueden taladrar: $8 \times 50 = 400 \text{ m.l.}$

El costo por M³ será: $\frac{300}{400} = \$ 0.75 \text{ m}^3$

Resumiendo:

Maquinaria y jornales	\$ 2.37
Brocas	\$ 0.75
Dinamita (0.15 Kg/m ³ a \$11.00 Kg)	\$ 1.65
1 metro de mecha	\$ 0.30
3 fulminantes	\$ 1.26
	<hr/>
	\$ 6.33

II.- EXCAVACION Y TRANSPORTE

a) Tractor "Caterpillar" D-7 con empujador 7-A

Costos fijos

Valor del tractor	\$ 250.000.00
Valor recuperable (20%)	\$ 50.000.00
	<hr/>
Depreciación	\$ 200.000.00

Costos fijos al año

46 % \$ 92.000.00

Costos fijos por hora

$$\frac{92.000.00}{2000} = \$ 46.00 \text{ hora}$$

Costos variables por hora

Maquinista (\$ 30 diarios)	\$ 3.75
Ayudante (\$ 20 diarios)	\$ 2.50
Leyes sociales, vacaciones, etc. (47%)	<u>\$ 2.94</u>
	\$ 9.19

2.- Combustibles

Petróleo (3 gal. a \$0.70 gal.)	\$ 2.10
Aceites y grasas	\$ 9.10
Guaípe, gasolina, etc.	\$ 1.00
Pequeños accesorios	<u>\$ 1.00</u>
	\$ 13.20

El costo horario del tractor es:

$$46.00 + 9.19 + 13.20 = \$ 68.39 \text{ hora}$$

Costo del acarreo por metro cúbico con el tractor

D-7 con empujador 7-A

El cuadro siguiente da los costos del acarreo por M³ en cada uno de los tramos, obtenidos dividiendo el costo horario del tractor entre los respectivos rendimientos.

Tramea	Dist. med. (M)	Rendim. (M ³ /h)	Costo acarreo (\$ / M ³)
I	10	147.50	0.46
II	52	55.60	1.23
III	52	40.00	1.71
IV	20	104.50	0.65
V	13	99.60	0.69
VI	13	99.60	0.69
VII	10	147.50	0.46
VIII	65	46.10	1.48
IX	43	64.30	1.06
X	20	104.50	0.65

III.- COMPACTACION DE RELLENOS

Los rellenos en el kilómetro son:

Tramos de material suelto: III, IV, V, VI, VII.

Tramos de material de roca: I, II, VIII, IX, X.

Los rellenos de materiales sueltos serán compactados con rodillos pata de cabra y neumático. Los de roca serán rodillador solo los 30 cm. últimos, en capas de 15 cm. con rodillo de 3 ruedas.

a) Rellenos de materiales sueltos

1.- Rodillo pata de cabra marca "Amrocta" modelo M2 - 7.

Costos fijos

Valor del rodillo	S/. 40.000.00
Valor recuperable (20%)	S/. 8.000.00
Depreciación	<u>S/. 32.000.00</u>

Costos fijos al año

46%	S/. 14.720.00
-----	---------------

Costos fijos por hora

$$\frac{14.720.00}{2000} = 7.36 \text{ hora}$$

Costos variables por hora

1.- Jornales:

Maquinista (S/, 30 diarios)	S/. 3.75
Ayudante (S/. 20 diarios)	S/. 2.50
Leyes sociales, vacaciones, etc.	
(47%)	<u>S/. 2.94</u>
	S/. 9.19

2.- Combustibles:

Petróleo (3 galones a S/. 0.70 gal.)	S/. 2.10
Aceite, grasas, etc.	S/. 2.00
Pequeños repuestos	<u>S/. 1.00</u>
	S/. 5.10

Costo horario del rodillo: $7.36 + 9.19 + 5.10 = S/. 21.65$ hora.

Costo por M³ de compactación

El rendimiento ya calculado del rodillo es: $127 \text{ m}^3 / \text{h.}$

El costo por M³ es:

$$\frac{21.65}{127} = 0.17 \text{ m}^3$$

Al cual se añade el riego, estimado en S/. 0.03 m^2 de 15 cm. de espesor, o sea:

$$\frac{0.03}{0.15} = S/. 0.20 \text{ m}^3$$

El costo total por M³ es: S/. 0.37 m^3

2.- Rodillo neumático marca "Bros" modelo 67 de 13 ruedas.

Costos fijos.

Valor del rodillo	S/. 45.000.00
Valor recuperable (20%)	<u>S/. 9.000.00</u>
Depreciación	S/. 36.000.00

Costos fijos al año

46% S/. 16.560.00

Costos fijos por hora

$$\frac{16.560.00}{2000} = S/. 8.28 \text{ hora}$$

Costo variable por hora

Igual al costo del rodillo pata de cabra:
S/. 14.29 hora

Costo horario del rodillo = $8.28 + 14.29 = S/. 22.57$ hora.

Costo por M³ de compactación

El rendimiento ya calculado del rodillo es:
47 m³/hora.

El costo por M³ es:

$$\frac{22.57}{47} = S/. 0.05 \text{ m}^3$$

Más el costo de riego = S/. 0.20 m³

Se tiene = $0.20 + 0.05 = S/. 0.25 \text{ m}^3$

Resumiendo: Costo de compactación de rellenos de ma
teriales sueltos por M³ es:

$$0.37 + 0.25 = S/. 0.62 \text{ m}^3.$$

b).- Relleno de materiales rocosos

1.- Rodillo de 3 ruedas marca "Austin Western" tipo "Autocrat"
de 10 toneladas.

Costos fijos

Valor del rodillo	S/. 210.000.00
Valor recuperable (20%)	<u>S/. 42.000.00</u>
Depreciación	S/. 168.000.00

Costos fijos al año

46% S/. 77,280.00

Costos fijos por hora

$$\frac{77.280.00}{2000} = S/. 38.64 \text{ hora}$$

Costo variable por hora

Igual al costo del rodillo pata de cabra:

S/. 14.29 hora

Costo total del horario del rodillo = $38.64 + 14.29 =$ S/.
52.43 h.

Costo por M³ de compactación

El rendimiento ya calculado del rodillo es:

455 m³/hora

El costo por M³ es:

$$\frac{52.43}{455} = \text{S/. } 0.12 \text{ m}^3$$

Más el costo de riego = 0.20 m³

Se tiene, costo horario del rodillo:

S/. 0.32 m³

COSTO TOTAL DE LOS TRABAJOS DE EXPLANACION DEL KILOMETRO

<u>P A R T I D A S</u>	<u>METRADO</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>	<u>PARCIALES</u>	<u>TOTALES</u>
<u>Explanaciones</u>				
Desagregación roca dura	2866	11.11	31.842.26	
Desagregación roca blanda	4612	6.33	29.193.96	
Acarreo tramo I	3350	0.46	1.541.00	
Acarreo tramo II	2048	1.23	1.519.04	
Acarreo tramo III	3993	1.71	6.828.03	
Acarreo tramo IV	4550	0.65	2.957.50	
Acarreo tramo V	353	0.69	243.57	
Acarreo tramo VI	310	0.69	213.90	
Acarreo tramo VII	9850	0.46	4.531.00	
Acarreo tramo VIII	643	1.48	951.64	
Acarreo tramo IX	528	1.06	559.68	
Acarreo tramo X	2488	0.65	1.617.20	
Compactación mat.sueltos	2229	0.62	1 381.98	
Compactación mat.rocosos	8536	0.32	2.731.52	88.112.2

Siendo el costo total de las explanaciones S/. 88.112.28, y como se ha supuesto que en todo el kilómetro se tiene un avance del 50% del movimiento de tierras, el pago parcial que se hará a la empresa que tiene a su cargo los trabajos, será la mitad del costo total, o sea:

$$\frac{88112.28}{2} = 44056.14 \text{ S/}.$$

Cantidad a la cual debe restársele el 10%, que será devuelto al contratista cuando sea entregado el trabajo terminado, y aprobado. O sea, el adelanto que se hará al contratista será:

$$44.056.14 - 44.05.61 = \underline{\underline{39.650.53 \text{ S/}}}.$$

DRENAJE DE CAMINOS

El drenaje de un camino es el factor más importante en cuanto al costo de conservación, pues con él se busca controlar el movimiento de las aguas superficiales y subterráneas, con el fin de que no afecten la estructura del camino, alejándolas lo más rápidamente de él. Será entonces necesario estudiar dos clases de drenaje: el drenaje superficial que se ocupa de las aguas que corren por la superficie, y el sub-drenaje o drenaje subterráneo que se ocupa de las aguas subterráneas.

DRENAJE SUPERFICIAL

Controla y dispone de las aguas superficiales provenientes de la precipitación directa sobre el camino y zonas adyacentes, con el objeto de que no se filtren dentro de las explanaciones o las erosione.

La superficie de rodadura del camino se drena mediante el bombeo, ya mencionado en el Trazo Definitivo, con lo cual se busca hacer correr el agua hacia la cunetas o taludes. Las cunetas se encargan de llevar el agua paralelamente al camino hasta las alcantarillas, y estas sacan el agua a través del camino.

Además de las cunetas laterales del camino, cuyas dimensiones fueron ya fijadas, se disponen cunetas llamadas de coronación en la parte alta de los taludes, que evitan la caída del agua superficial al camino. También se dispondrán cunetas cerca del pie de los taludes de los rellenos para defenderlos.

Las cunetas son del mismo material de los cortes y, llevan la misma pendiente del camino, pero esta para que su efecto de drenaje sea eficaz debe proporcionar al agua una velocidad no mayor a 1.50 m/seg. ni menor a 0.50 m/seg. evitando así la erosión. Cuando el caudal sea muy grande, o la pendiente del camino lo exija, las cunetas deben revestirse o hacerle gradines para evitar que sean erosionadas por la velocidad mayor de las aguas. Tanto el revestimiento como los gradines

puedan hacerse de piedras con mortero de cemento.

Todas las cunetas deben tener desagüe de manera que no se llegue a colmar su capacidad. Precauciones especiales en este sentido deben tomarse en los puntos bajos del terreno y en los lugares donde cambien las secciones de corte a relleno. Cuando el camino pase por una quebrada seca se disponen desagües de acuerdo con el caudal posible. Si el caudal es reducido se puede colocar una tubería, y si es mayor se colocarán dos o tres.

Cuando el camino cruza por terrenos planos con muy poca inclinación, se hace necesario levantar topográficamente el terreno para saber hacia donde tiene la inclinación y llevar en esa dirección los desagües.

En las zonas lluviosas es indispensable la ejecución de cunetas. La forma en V de las cunetas permite el que sean limpiadas rápidamente con las cuchillas de la motoniveladora.

SUBDRENAJE

No toda el agua de las precipitaciones corre por la superficie del suelo, una parte pasa al subsuelo y forma corrientes subterráneas, o se estanca formando reservorios sobre capas impermeables. En ambos casos interesan en la construcción del camino, pues aun cuando se encuentren a cierta profundidad, humedecen los materiales cercanos con el peligro que se produzcan fallas o deslizamientos por la acción lubricante del agua.

El agua de gravedad que existe en el subsuelo puede drenarse, pero el agua capilar no. Entonces es necesario hacer esta distinción para evitar la construcción de drenes costosos e inútiles, lo cual se lleva a efecto por medio de pozos donde se observa el comportamiento del agua subterránea y se establece qué tipo de agua hay.

El subdrenaje se proyectará para cortar el flujo de las corrientes subterráneas, o para bajar el nivel de la mesa de agua de manera que no sea un peligro para la estabilidad de los terraplenes, para lo cual debe conocerse la dirección y profundidad de las corrientes subterráneas.

La mesa de agua puede bajarse en algunos casos por medio de zanjas de drenaje abiertas longitudinalmente al terraplén.

En otros casos el sistema anterior no es suficiente, entonces es necesario el empleo de los verdaderos sub-drenajes, formados de la siguiente manera: tubos perforados de 4" a 12" de diámetro colocados en el fondo de zanjas en su parte inferior para evitar el paso de las aguas superficiales. Deben tomarse disposiciones especiales para evitar la obstrucción de las perforaciones de los tubos: el sello en la parte superior de la zanja para evitar que al bajar el agua superficial tape las perforaciones del tubo con los materiales que arrastra, los tubos deben colocarse con los huecos hacia abajo para que el agua al entrar no lleve materiales sueltos, el material de

relleno de la zanja debe ser arena y grava fina, nunca material chancado, pues pueden atascarse los drenes con el limo y la arcilla.

DRENAJE DE TERRAPLENES

Los terraplenes requieren precauciones especiales en el drenaje por su misma forma de construcción, ya que si la base se mejora podrían producirse asentamientos o fallar en el relleno. Se evita este peligro según sea la profundidad de la capa de material permeable:

a) Si no es muy profunda, se hacen en el terreno sobre el cual va asentado el relleno, zanjas longitudinales que se rellenan con materiales granulados y que intercepten la corriente de agua que pasa por la capa permeable sacándola fuera de la zona de la base mediante drenes transversales.

b) Si es muy profunda, se usan drenes verticales de arena, que son tubos perforados que se introducen verticalmente en el terreno y que se rellenan de arena. Los tubos se conectan cerca de la superficie a drenes transversales que extraen el agua constantemente.

DRENAJE DE FILTRACIONES

Cuando se hacen cortes en los cerros, generalmente se producen filtraciones debidas a las corrientes subterráneas, que pueden ser paralelas o transversales al camino, en el pri-

mer caso se hacen drenes paralelos, y en el segundo un dren transversal en la parte alta que corte totalmente la corriente. Cada caso de filtraciones y la manera de resolverlos, necesita un cuidadoso estudio de sus condiciones particulares. Se presentan dos casos típicos de filtraciones:

a) Cuando en el perfil longitudinal se pasa de corte a relleno, debido al plano de ruptura que se forma por la diferencia de suelos, se produce una por la diferencia de suelos, se produce una zona de filtración, entonces es necesario colocar allí un dren.

b) Cuando la rasante va a poca altura sobre una capa impermeable, sobre ésta tiende a formarse una acumulación de aguas filtradas que deben ser drenadas.

DRENAJE Y SUB-DRENAJE DE LA SUB-BASE, AFIRMADO Y PAVIMENTO

Además de lo ya dicho en cuanto a drenaje, hay principios aplicables especialmente al afirmado y pavimento.

Cuando el material que forma el terraplén y la subrasante pueden retener agua de capilaridad, ésta puede ser evaporada mientras no se coloque una superficie asfáltica o de concreto; al ser colocada esta superficie el agua capilar se acumula y sube hasta ella haciendo inestable el cimiento del pavimento. Se puede evitar el efecto de la humedad de muchas maneras.

a) Cortando la humedad capilar mediante la construc

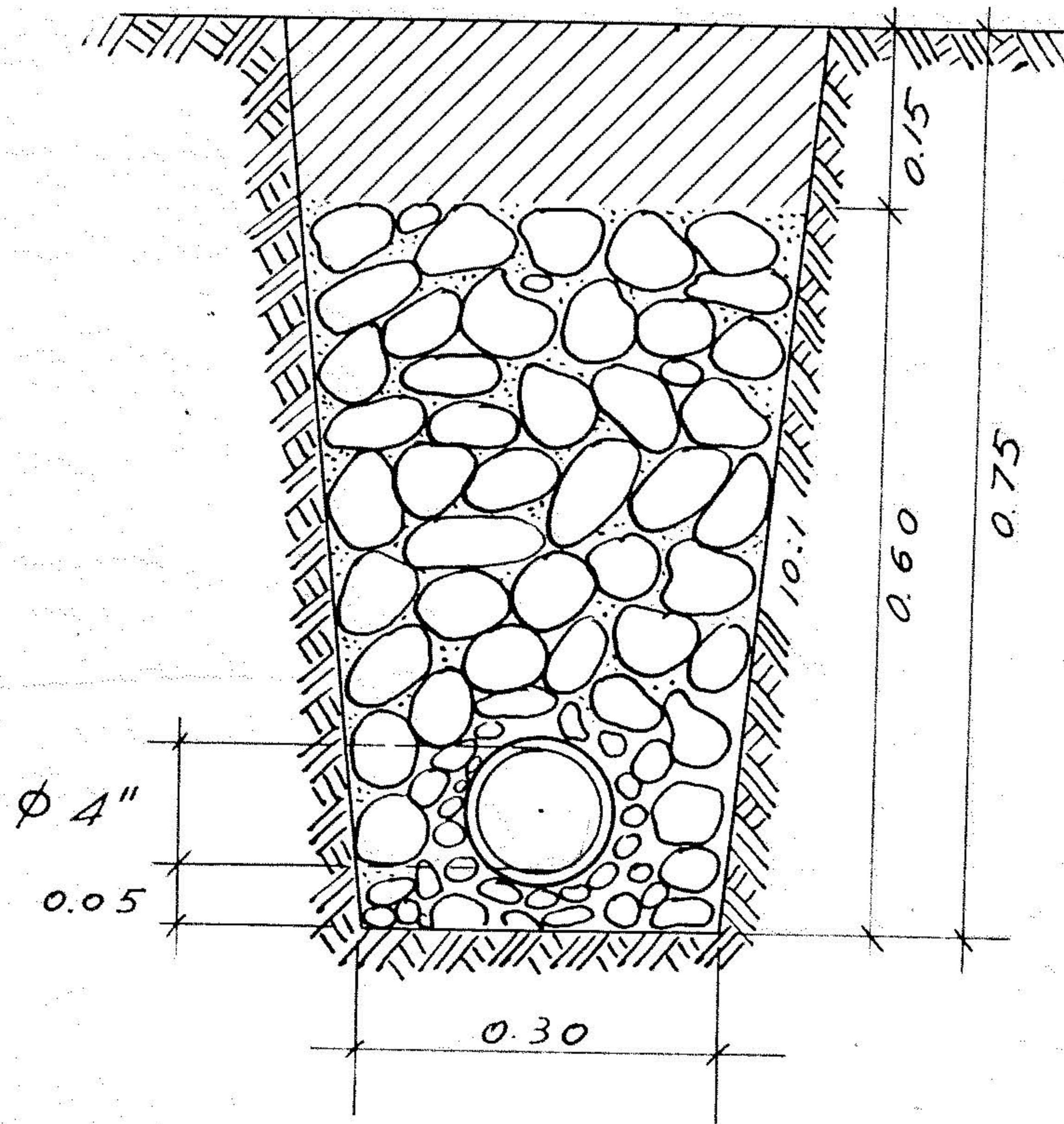


FIG. 11.- SUB-DRENAJE INDICANDO LAS MEDIDAS MINIMAS

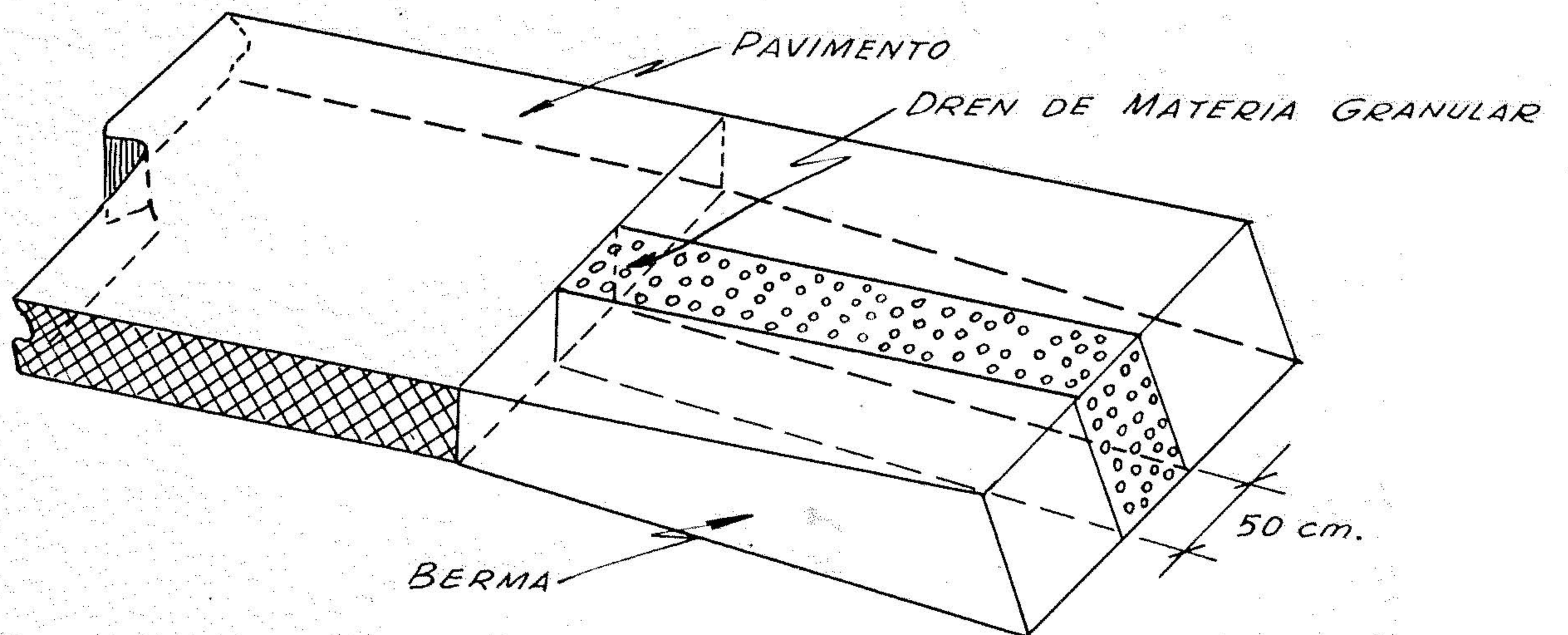


FIG. 12.- FORMA DE DRENAR EL AFIRMADO.

ción de una sub-base.

- b) Bajando el nivel de la mesa de agua.
- c) Levantando la rasante por rellenos.
- d) Empleando en la construcción el método de Proctor ya descrito.
- e) Intercalando en las bermas, en los lugares en que se tema que pueda haber humedad, drenes y material granular.

En la parte baja de las curvas verticales es recomendable usar drenes, pues en ellas tiende a acumularse agua.

ALTURA DE LA RASANTE SOBRE EL NIVEL DE LA MESA DE AGUA

La sub-rasante debe estar a una altura prudencial sobre la mesa de agua para evitar el peligro de la humedad en la estabilidad de ella.

El nivel de la mesa de agua puede hacerse bajar por los procedimientos ya descritos, pero es práctica usual ubicar la rasante en relleno de manera de tener una distancia mínima de 1.20 M. entre ella y la mesa de agua.

Es un factor que no se tomó en cuenta en el presente trabajo por la ausencia de datos al respecto, pero que siempre debe tenerse muy presente para el tanteo de la rasante.

DRENAJE DEL KILOMETRO EN ESTUDIO

Se muestra en el plano correspondiente. Es de hacer notar que por falta de datos referente a suelos y aguas subterráneas, solo se ha hecho un estudio en base de ciertas condiciones.

CONTROL DE LA EROSION

La acción erosiva de las aguas sobre las obras de un camino es un problema resuelto en parte por el drenaje, pero en zonas de precipitaciones intensas o de suelos con poca cohesión es necesario tomar disposiciones especiales para evitar el peligro de la erosión, no solo en el camino sino en los terrenos adyacentes.

CONTROL DE EROSION EN LAS CUNETAS

Ya fué tratado este punto cuando se habló de las cunetas, sin embargo es necesario tener en cuenta algunas consideraciones para los casos especiales, que se producen cuando la velocidad de la corriente es mayor de 60 cm./seg. y las cunetas pueden ser erosionadas:

a).- Si la pendiente de la cuneta no es mayor de 4 a 6%, se recomienda colocar pequeños vertederos formando escalones a lo largo de la cuneta, de manera que la pendiente entre ellos nosea mayor a 2%, y lo suficientemente cerca uno del otro

para que la erosión que pueda producirse inmediatamente bajo cada vertedero, no traiga molestias.

b).- Si la pendiente de la cuneta es mayor de 6%, se debe revestir la cuneta empalmándola con el pavimento del camino, evitando así la erosión que producirá el agua al pasar del pavimento a la cuneta.

CONTROL DE EROSION EN LOS TALUDES

Al tratar de drenajes, se dijo la conveniencia de colocar cunetas de coronación en los cortes y de base en los rellenos, interceptando así el agua que llevaría al talud. Pero en los taludes formados por materiales de poca cohesión, el problema de la erosión es bastante serio, hay diferentes sistemas para el control de este peligro.

a).- En los taludes puede controlarse la erosión sembrándoles leguminosas que tienden una red de raíces que resisten la velocidad de las aguas.

b).- Cuando los taludes son muy altos, lo mejor cortarlos en escalón y sembrar las leguminosas en los escalones.

c).- En intersección del talud de los rellenos altos con el terreno natural, es conveniente colocar canales revestidos que reciban las aguas que cae por las laderas y por el talud.

d).- Para taludes de cortes y rellenos no muy altos, el sistema es revestirlos con piedras acomodadas y unidas con

mortero de cemento. Si el talud es suave bastará con piedras acomodadas. También en este caso pueden revestirse los taludes con trozos de terreno ya sembrados en otro lugar que se sacan con lampa de manera que conserven sus raíces, y así simplemente se colocan en el talud, es un procedimiento muy rápido.

ALCANTARILLAS

Ya se ha dicho que las alcantarillas son estructuras que se construyen con el objeto de hacer pasar el agua por debajo de la carretera. En cuanto a su diseño, forma y ubicación, debe tomarse en cuenta.

- a).- La capacidad para desalojar rápidamente las aguas que a ella lleguen.
- b).- La resistencia para soportar el peso del relleno que carga sobre ella, y las cargas que el tránsito produce.
- c).- La pendiente suficiente para que el agua corra.
- d).- La salida, situada en la misma dirección que el eje longitudinal de la alcantarilla, para facilitar el movimiento de la corriente.
- e).- La dirección del eje longitudinal, oblicuo al eje del camino cuando reciba agua de las cunetas.
- f).- La entrada y salida cuando recibe agua de quebradas, estará dotada de muros de ala.
- g).- Si el agua viene de una cuneta, se le construirá una caja en forma de "U" que reciba el agua y la encauce.

h).- Si está colocada en un punto bajo del camino y le llega agua de ambos lados , se le construirán muros de cabe cera paralelos.

i).- Cuando el terreno sobre el cual va la alcantarilla puede ser sujeto a deslave, la salida será revestida para evitar la erosión.

j).- Los sitios donde deben ser ubicados las alcantarillas: quebradas, desagües de cunetas, puntos bajos que se pasen con rellenos.

DISEÑO

Para el diseño de las alcantarillas hay muchas fórmulas, la más empleada por dar resultados más precisos debido a que considera factores de observación directa, es la de Burki-Ziegler:

$$Q = M.R.c. \sqrt[4]{S/M}$$

donde:

Q = cantidad de agua que llega a la alcantarilla en pie 3/seg.

M = área de drenaje en acres.

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

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

C = Coeficiente que depende de la superficie drenada, vale:

0.75 para calles pavimentadas.

0.30 " los macadams.

0.25 " zonas agrícolas.

Con esta fórmula se obtiene el dato de la cantidad de agua que llega a la alcantarilla, con el cual se encuentra la sección en los manuales.

En el caso de quebradas pequeñas, por observaciones se puede apreciar el volumen probable de las aguas máximas y estimar así la desembocadura de la alcantarilla. Pero en los demás casos, el diseño hidráulico de una alcantarilla es bastante laborioso. Para el drenaje de las cunetas se hacen generalmente de 1.00 M. de luz, y en zonas lluviosas se les ubica cada 200 ó 300 M.

CARGAS SOBRE LAS ALCANTARILLAS

Sobre la alcantarilla actúa la carga estática del relleno sobre ella, y la dinámica debida al tránsito.

Al peso del relleno depende de la forma como fué hecho, de cómo se colocó la alcantarilla, de la clase de suelo que la soporta, y de la densidad del relleno.

La carga dinámica debida al tránsito, se reduce en 50% cuando el pavimento es rígido, y cuando es de grava, estabilizado u otro tipo de pavimento flexible no hay ninguna alteración en la carga.

Para amortiguar el impacto debido al tránsito, se da

como regla práctica el tener siempre un relleno de 30 cm. como mínimo sobre la cabeza de la alcantarilla.

CALCULO DE UNA ALCANTARILLA DE CONCRETO ARMADO DE 1.00 M. DE

LUZ

Se ha escogido una alcantarilla tipo loza.

DATOS:

Losa simple

Luz libre = 1.00 M.

Sobrecarga = H15 S12.

Altura del afirmado = 0.25 M.

Altura de la capa asfáltica = 0.05 M.

Peso del m^3 de concreto armado = 2400 Rg/ m^3

" " " " afirmado = 1600 Rg/ m^3

" " " " asfalto = 2000 Rg/ m^3

Alcantarilla normal al eje del tránsito, luego, ancho entre sardinales = 7.00 M.

De acuerdo con lo recomendado por el Departamento de Puentes y O. de A. del Ministerio de Fomento, se empleará:

$$f_c' = 210 \text{ Kg./cm}^2$$

$$f_s = 1400 \text{ "}$$

CALCULO DE LAS CONSTANTES DE DISEÑO

$$f_c = 1/3 f_c' = 70 \text{ Kg./cm}^2$$

$$n = 10$$

Valor de k:

$$k = \frac{1}{1 + \frac{fs}{nfc}} = \frac{1}{1 + \frac{1400}{10 \times 70}} = \frac{1}{3} = 0.33$$

Valor de j:

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

Valor de K:

$$k = \frac{1}{2} fc. j. k = \frac{1}{2} \times 70 \times \frac{8}{9} \times \frac{1}{3} = 10.4$$

CALCULO DE LA LOSA

Suponiendo un espesor de losa de:

$$t = 0.18 \text{ M.}$$

Peso propio:

$$p.p. = 1.00 \times 1.00 \times 0.18 \times 2400 = 432 \text{ Kg/m.l.}$$

Peso del afirmado:

$$p.a. = 1.00 \times 1.00 \times 0.25 \times 1600 = 400 \text{ Rg/m.l.}$$

Peso del asfalto:

$$p.asf. = 1.00 \times 1.00 \times 0.05 \times 2000 = 100 \text{ Rg/m.l.}$$

$$\text{Peso total} = 932 \text{ Rg/m.l.}$$

Máximo momento de peso muerto:

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{932 \times 1^2}{8} = 117 \text{ Kg - m.}$$

Ancho efectivo; siendo el refuerzo principal paralelo al tránsito, y $S = 3.60 \text{ m.}$

$$E = \frac{3.05N + W}{4N} = \frac{3.05 \times 2 + 7}{4 \times 2} = 1.64$$

Si consideramos el espesor del afirmado y asfalto:

$$E = 1.64 + 2 \times 0.30 = 2.24$$

El máximo ancho efectivo es:

$$E = \frac{W}{2N} = \frac{7}{2 \times 2} = 1.75$$

Impacto:

$$I = \frac{50}{3.28L + 125} = \frac{50}{3.28 \times 1 + 125} = 0.39$$

Máximo valor del impacto:

$$I \text{ máx.} = 30\%$$

La rueda más pesada es de 5443 Kg., su peso efectivo es:

$$P = \frac{5443 (1 + 0.30)}{1.75} = 4040 \text{ Kg.}$$

Máximo momento de sobrecarga e impacto:

$$M = \frac{Pl}{4} = \frac{4040 \times 1}{4} = 1010 \text{ Kg} \cdot \text{m.}$$

Momento total:

$$M_T = 117 + 1010 = 1127 \text{ Kg} \cdot \text{m.}$$

Chequeo de altura:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{1127 \times 100}{10.4 \times 100}} = 10.4 \text{ cm} \approx \text{II cm.}$$

$$t = 11 + 6 = 17 \text{ cm.} \quad \underline{\hspace{10em}} \quad \text{O.R.}$$

Tomo:

$$d = 12 \text{ cm.}$$

Acero principal:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{1127 \times 100}{1400 \times 0.89 \times 12} = 7.53 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.53 \text{ cm}^2 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad \emptyset 1/2 @ 17$$

Acero de repartición:

$$A_{s \text{ rep.}} = \frac{100}{\sqrt{3.28L}} = \frac{100}{\sqrt{3.28}} = 55.2\%$$

Por normas el acero de repartición máximo es el 50% del acero principal:

$$A_{s \text{ rep.}} = \emptyset 1/2 @ 34$$

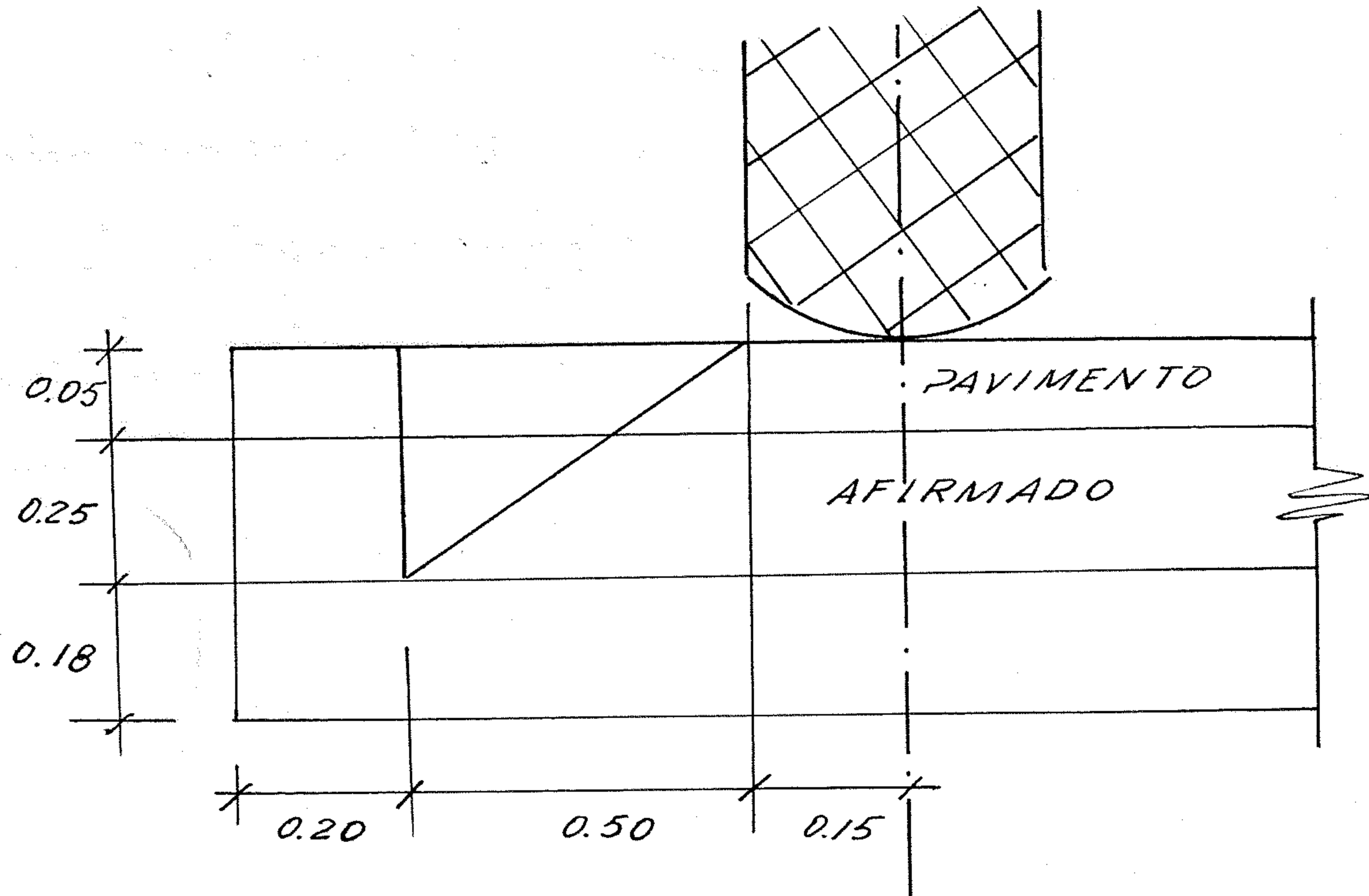
Acero de temperatura:

$$A_{s_t} = 0.001 \times b \times d = 0.001 \times 100 \times 12 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_t} = 1.2 \text{ cm}^2 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad \emptyset 3/8 @ 40 \text{ (en ambos sentidos).}$$

Viga Sardinell

Con el caso más desfavorable:



Momento de sobrecarga e impacto:

$$M_s = M \left(\frac{E}{2} - (0.50 \div 0.15) \right) = 1010 (0.88 - 0.65)$$

$$M_s = 1010 \times 0.23 = 232 \text{ Kg} - \text{m}.$$

Peso propio:

$$p.p. = 0.48 \times 0.20 \times 1.00 \times 2400 = 230 \text{ Kg/m.l.}$$

Momento de peso propio:

$$M = \frac{w l^2}{8} = \frac{230 \times 1^2}{8} = 29 \text{ Kg} - \text{m}.$$

Momento total:

$$M_T = 232 \div 29 = 261 \text{ Kg} - \text{m}.$$

Chequeo de altura:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{261 \times 100}{10.4 \times 20}} = 11.2 \text{ cm.} \approx 12 \text{ cm.}$$

$$h = 12 + 6 = 18 \text{ cm.} \quad \text{O.K.}$$

Teniendo 6 cm. de recubrimiento:

$$d = 42 \text{ cm} \quad h = 48 \text{ cm.}$$

Area de acero:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{261 \times 100}{1400 \times 0.89 \times 42} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.50 \text{ cm}^2 \quad \text{2 } \phi \text{ 1/2}$$

Estribos:

El peso efectivo de la rueda más pesada:

$$P = 4040 \times 0.23 = 929 \text{ Rg.}$$

Máximo esfuerzo cortante:

$$V = P + p \cdot p. / 2 = 929 + 115 = 1044 \text{ Rg.}$$

Luego:

$$v = \frac{V}{b \cdot j \cdot d} = \frac{1044}{20 \times 0.89 \times 42} = 1.40 \text{ Rg/cm}^2$$

No se necesitan estribos, pero deben colocarse según normas:

$$\phi \text{ 3/8 @ 35}$$

Diseño del apoyo fijo

El V máx. es igual a la mitad del peso propio de la losa, más el peso de una rueda:

$$V \text{ máx.} = \frac{932}{2} + 4040 = 4506 \text{ Kg.}$$

Area de acero:

$$A_s = \frac{V \text{ máx.}}{f_s} = \frac{4506}{1400} = 3.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.22 \text{ cm}^2 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad \phi \ 3/8 @ 22.$$

La V que corresponde a cada barra:

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

Esfuerzo de adherencia:

$$\mu_b = 0.05 f_c' = 0.05 \times 210 = 10.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego:

$$e = \frac{V}{\mu_b \cdot \xi_0} = \frac{992}{10.5 \times 2.98} = 30$$

Estribos y Muros

Los estribos de concreto ciclópeo serán hechos guiándose por el folleto "Alcantarillas tipo losa" del Departamento de Puentes y O. de A. del Ministerio de Fomento y O.P. en el cual las dimensiones de los estribos están dados en función de la altura "h" de la elevación, siendo la altura máxima permitida de 400 M. la inclinación de alas y altura de los extremos, fueron tomadas del caso de cursos de agua normales al camino, y de que éste está en relleno.

La presión transmitida por los estribos al relleno varía con la altura del estribo y la luz de la losa, pudiendo tomarse como promedio 2.5 Kg/cm^2 . Cuando la resistencia del suelo es menor de 2.0 Kg/cm^2 , este tipo de alcantarilla no debe ser empleado.

Fué tomado ^{el} ^{folleto} citado como guía, por no darse en las especificaciones del presente proyecto los datos de altura de elevación y profundidad de cimentación.

CAPITULO IV

PAVIMENTO Y OBRAS ACCESORIAS

PAVIMENTOS

En el capítulo anterior se describió la construcción de las explanaciones y coretes, ahora el paso siguiente, será la elección y construcción del pavimento.

Según las especificaciones del presente proyecto, es necesario tomar en cuenta las siguientes consideraciones: incluir el tipo de suelo dado en la clasificación de los suelos del Bureau of Public Roads de los E.E.U.U., la cantera de la cual se sacará el material para el afirmado y pavimento es de roca compacta y está situada a 3 Km. de la estaca 50 del trazado del kilómetro en estudio, y la carretera es de primera clase y soportará tráfico pesado. De acuerdo con estas consideraciones se harán el afirmado y pavimento.

CLASIFICACION DE SUELOS

El Bureau of Public Roads de los E.E.U.U., de acuerdo a la homogeneidad en la composición, clasifica los suelos en dos grandes grupos.

Grupo A.- Suelos de composición homogénea, que se subdividen en ocho subgrupos, del 1 al 8, atendiendo a: los constituyentes del suelo, a sus características, y al rendi-

miento como base de caminos.

Los que dan mejores resultados en las cimentaciones de caminos son los arenosos, que incluye los subgrupos siguientes:

Grupo	Constituyentes de los suelos	Características de los suelos	Comportamiento como bases
- 1	Buena graduación de los materiales: arena, arcilla y limo; excelente ligante.	Alta fricción interna, gran cohesión; no sufre detrimento por compactación, expansión, capilaridad o elasticidad.	Muy estables bajo la acción de las cargas en condiciones convenientes de humedad. Comportamiento satisfactorio cuando son sometidas a tratamiento superficial o cuando son empleadas como base de capas de rodadura relativamente delgadas.
- 2	Materiales finos y gruesos de mala graduación; mal ligante.	Alta fricción interna y alta cohesión solo bajo ciertas condiciones. Pueden sufrir detrimentos por compactación, expansión, capilaridad o elasticidad.	Muy estables cuando no hay humedad; pueden ablandarse por causa de lluvias o por ascenso capilar del agua de estratos inferiores cuando tienen un recubrimiento impermeable, que impide la evaporación, o se hacen polvorientos y sueltos después de una sequía prolongada.
- 3	Arena, sin ligante	Alta fricción interna, soffre detrimentos por capilaridad o elasticidad.	Inestables bajo la acción de las cargas, pero pueden hacerse estables en ciertas condiciones de humedad. No se dilatan o contraen en forma apreciable a causa de heladas, ofrece excelente sostén para pavimentos flexibles de espesor moderado y para pavimentos rígidos relativamente delgados.

Los otros subgrupos forman los suelos limosos (A-4 y A-5) y arcillosos (A-6, A-7, A-8).

Grupo B.- Suelos de composición homogénea, que ^{no} reaccionan irregularmente ante los agentes que actúan sobre ellos, por lo cual no deben ser empleados en carreteras.

Los suelos del kilómetro en estudio son: rocas duras, rocas blandas con materiales sueltos, y materiales sueltos, por tanto son del grupo de suelos arenosos, y al asimilarlos a la clasificación del Bureau of Public Roads de los E.E.U.U. quedan comprendidos en el subgrupo A-1, y tendrán las siguientes características:

Gradación: El material retenido en el tamiz No. 10 no constituye más del 50%.

La fracción que pasa el tamiz No. 10 consiste de:

arcilla 5 a 10 %

limo 10 a 20 %

arena 70 a 85 %

Tamaño efectivo promedio: 0.01 mm.

Coefficiente de uniformidad: mayor de 15.

^sConstantes:

Límite líquido: entre 14 y 25.

Índice de plasticidad: menor de 8.

Límite de contracción: entre 14 y 20.

Equivalente centrífugo de humedad: menor de 15.

BASE O AFIRMADO

Teniendo ya construídas las explanaciones como se ha descrito en el capítulo anterior, se procede a la construcción del firme estabilizado, que consta de dos etapas:

a) Preparación de la subrasante.- Ya se ha dicho la importancia de la subrasante (Sub-rasantes y Sub-Bases) como cimiento de la superficie de rodadura y por tanto el especial cuidado que deberá tenerse en su preparación.

Se procederá de la siguiente manera: los 15 cm. últimos de la explanación existente son escarificados, y luego todo este material aflojado se mezcla con la cuchilla del tractor pasándola hacia adelante y atrás, y agregando agua en la proporción necesaria, para que luego al efectuar la compactación con el rofillo pata de cabra se obtenga la máxima densidad y la sección transversal especificada.

La construcción de la subrasante se controlará haciendo las pruebas del contenido de humedad y densidad, y dibujando las curvas de compactación para cada uno de los suelos que se encuentren en la subrasante. Se conservarán muestras de los suelos cuyas curvas se han determinado, fijando la ubicación del sitio donde fueron tomadas por su distancia a la estaca más cercana del camino.

b) Firme estabilizado.- Solo cuando ya ha sido preparada la sub-rasante, se procederá a la construcción del firme

mado, teniendo en cuenta además que nunca se colocará la capa de afirmado sobre sub-rasantes que han sido ablandadas por la lluvia, debiendo esperar en tales casos que la sub-rasante vuelva a ser firme y seca.

El firme estabilizado es una mezcla ínfima de grava o piedra triturada, arena, arcilla ligante y agua, combinados de acuerdo a especificaciones establecidas. Se coloca sobre la sub-rasante previamente preparada en capas de características especificadas y en la forma que más adelante se explicará.

En nuestro caso el material con el cual se construirá el firme proviene de canteras de roca compacta, situadas a 3 Km. de la estaca No. 50 del kilómetro en estudio. La explotación de la cantera y las maquinarias a emplear, será tema a tratar más adelante.

El material que se empleará debe estar libre de materias orgánicas, pizarras blandas y demás elementos extraños. De acuerdo con lo establecido por el Departamento de Laboratorio e Investigaciones de la Dirección de Caminos del Ministerio de Fomento y O.P., debe tener la siguiente gradación:

Malla	% que pasa
1"	100
No. 4	35-65
No. 10	25-50
No. 40	15-30

No. 200

5-15

El material del afirmado se extenderá en dos capas de 7.5 cm. cada una después de haber sido compactadas. La primera capa debe cumplir con la granulometría dada anteriormente y luego de extendida se compactará con el rodillo neumático de 13 ruedas hasta que tenga una densidad de 2.0 como mínimo. La segunda capa se extiende luego de compactada la primera, se le agrega material ligante, en cantidad suficiente para llenar ciertos requisitos, que se ha colocado en montículos a lo largo del camino; la mezcla se efectúa con la cuchilla del tractor pasándola hacia adelante y atrás, y agregando agua en la proporción requerida, hasta lograr uniformidad del material, entonces se esparcirá el material con la cuchilla niveladora en una capa de sección uniforme, con el espesor y bombeo especificados; a continuación se procede a la compactación con rodillo neumático de 13 ruedas, terminándola con el de ruedas lisas de fierro, hasta obtener la compactación deseada.

Si se formen irregularidades en la superficie de alguna de las dos capas durante la compactación, serán borradas con la niveladora. Cada una de las capas compactadas debe estar completamente seca en todas sus partes antes de realizar el extendido de la capa siguiente. Cuando se procede a la compactación, el contenido de humedad de cada capa será el óptimo, o preferiblemente uno o dos por ciento superior

para facilitar la compactación. Pero la compactación final se hará con el óptimo contenido de humedad, para obtener la máxima densidad.

La construcción del firme se controlará en igual forma que la sub-rasante, con las curvas de compactación, comprobación de la gradación del material establecida, y el control de las constantes de los suelos. Las pruebas se harán con muestras tomadas cada 200 M. tanto del centro como de los bordes, y conservando pequeñas muestras en igual forma y con el mismo objeto que las de la sub-rasante.

El suelo ligante que se agrega a la segunda capa del firme estabilizado, es con el objeto de que esta segunda capa llene los siguientes requisitos:

1.- La fracción que pasa la malla No. 40 tendrá las siguientes características:

Límite líquido: no mayor de 25

Índice de plasticidad: entre 2 y 6

Será no menor que el 40% de la fracción que pasa la malla No. 10.

2.- La fracción que pasa la malla No. 200 no será mayor de $\frac{2}{3}$ y preferiblemente no mayor de $\frac{1}{2}$ de la fracción que pasa la malla No. 40.

ELECCION DEL PAVIMENTO

Para la elección del pavimento se debe tomar en

cuenta la importancia del camino, volumen de tráfico y tipo, costo de construcción y conservación, duración de la obra, etc.

Tomando en cuenta que en nuestro caso se trata de una carretera de primera clase, con un volumen de tránsito de 500 camiones y 300 automóviles diarios, se ha elegido un pavimento de tipo superior, que puede ser de materiales bituminosos o de concreto de cemento Portland.

Los pavimentos de concreto de cemento Portland son los más aconsejables por su calidad, duración y menor costo de conservación. Son pavimentos rígidos. Los pavimentos bituminosos son más ventajosos en cuanto al costo de la obra en sí, además de proporcionar una superficie de rodadura que satisface todas las condiciones deseadas en una carretera. Son pavimentos flexibles.

En el presente proyecto se ha elegido un tipo de pavimento bituminoso, que ofrece además de las ya expuestas, ventajas que se verán más adelante.

PAVIMENTOS ASFALTICOS

Los productos bituminosos empleados en carreteras son: rocas asfálticas, alquitranes, asfaltos nativos y de destilación del petróleo. De éstos, los aconsejables por sus ventajas y especificaciones del proyecto, son los productos

de destilación del petróleo, que han tenido muchas formas de aplicación en pavimentos de carreteras, llegándose hasta los pavimentos asfálticos de mezcla, como son los morteros, macadams y concretos asfálticos, que como son resultado de mezcla de los materiales efectuada fuera de la obra y en plantas construídas especialmente para estos trabajos, es posible obtener mayor compacidad en los revestimientos por la buena dosificación y uniformidad de las mezclas.

Moderadamente el concreto asfáltico es el más empleado por los buenos resultados logrados con él en la pavimentación de Carreteras.

CONCRETO ASFALTICO

El concreto asfáltico consiste en una mezcla de elementos pétreos de definida gradación con material asfáltico como aglutinante, en porcentajes convenientes para lograr una masa compacta uniforme de alta resistencia.

Los componentes pétreos empleados son: piedra partida, arena y polvo mineral (filler), dosificados de tal manera que los huecos dejados por la grava sean llenados en lo posible por el material fino. Y el material bituminoso que se emplea como aglutinante, es asfalto líquido en proporción definida. Siendo la preparación de la mezcla en frío o en caliente.

De los componentes de la mezcla, maquinaria empleada en su elaboración, transporte, extendido y compactado, de

pende la bondad del pavimento asfáltico. Con la maquinaria moderna para mezclado y transporte, y con los rodillos de compactación, es posible actualmente obtener pavimentos de concreto asfáltico de gran durabilidad y resistencia; además, tienen la ventaja de poderse aprovechar sucesivamente a medida que el tránsito aumente en intensidad y peso, pudiéndose colocar nuevas capas sobre las existentes si fuera necesario; de ésto se concluye también, que se adaptan a la construcción por etapas.

Los asfaltos son muy duros y compactos a la temperatura ambiente, y para ser empleados en los trabajos de pavimentación habría que fundirlos por medio del calor. Se evita esta operación llevándolos a estado líquido emulsionándolos o disolviéndolos. Lo más barato, cómodo y favorable es el empleo de asfaltos disueltos en sustancias volátiles, con los cuales se logra en una obra un endurecimiento del asfalto más o menos rápido, según el grado de volatilización del disolvente. Atendiendo al disolvente empleado, los asfaltos se clasifican en:

- Slow - Curing (SC) De curva lenta, se disuelve en Petróleo.
- Medium - Curing (MC) De curva media, se disuelve en Kerosene.
- Rapid - Curing (RC) De curva rápida, se disuelve en Gasolina.

Se emplean según el trabajo que van a desempeñar. En todo caso no contendrán agua y serán homogéneos.

PAVIMENTO QUE SE EMPLEARA EN EL PRESENTE PROYECTO

Visto todo lo anteriormente expuesto, se ha escogido para el presente proyecto, un pavimento de concreto asfáltico construido en caliente, de características expuestas más adelante.

Los materiales pétreos que se emplearán en el pavimento, serán obtenidos de las mismas canteras de donde provienen los del firme estabilizado. La explotación de la cantera, transporte de los materiales, y maquinarias empleadas en el trabajo, serán recomendadas más adelante.

La construcción del pavimento se hará en tres etapas:

- 1.- Imprimación de la base.
- 2.- Extendido y apisonado de la mezcla asfáltica.
- 3.- Sellado.

En cada una de estas etapas se empleará asfaltos que deben cumplir con las siguientes especificaciones: (Pruebas según la A.A.S.H.O. y A.S.T.M. de EE.UU.).

USO	Impri- mación	Mezcla y Sello
DESIGNACION	MC - 0	RC - 2
Punto de Inflamación °F	100	80
Viscosidad Furol a 77°F	75 - 150	---
" " " 122 °F	---	---
" " " 140°F	---	100 - 200
" " " 180°F	---	---
<u>Destilación</u>		
Destilado(% del destilado total a 680°F)		
a 374°F	---	---
a 437°F	25	40
a 500°F	40 - 70	65
a 600°F	75 - 93	87
Residuo de la destilación a 680°F		
% en volumen, por diferencia.	50	67
<u>Ensayo del residuo de destilación</u>		
Penetración a 77°F., 100 grs., 5 segundos	120 - 300	60 - 120
Ductilidad a 77°F	100	100
% soluble en tetracloruro de carbono	99.5	99.5
Temperatura de aplicación °F	50 - 120	100 - 175

Los agregados para la mezcla asfáltica en caliente, serán tomados de gradación cerrada o densa, cuyo tamaño máximo es de 2" con gran cantidad de polvo, y deberán cumplir con la siguiente gradación:

Malla	% que pasa
1"	100
3/4"	95-100
1/2"	75-90
# 4	45-60
# 10	35-47
# 40	23-33
# 80	16-24
# 200	6-12

A cuya graduación corresponde un porcentaje en peso de asfalto de 6.0% a 8.0%.

1.- IMPRIMACION DE LA BASE

La imprimación de la base se hace para impermeabilizarla y prepararla para el extendido de la mezcla asfáltica. Teniendo el firme estabilizado ya compactado y sin irregularidades en la superficie, se efectúa el riego de imprimación con un imprimador asfáltico, el recomendado por el Asphalt. Institute para el tipo de base estabilizada y bien compactada de material granular, es el MC-0 en una cantidad igual a 0.3 galones por yarda cuadrada (1.4 litros por metro cuadrado); en realidad lo ideal es que el imprimador sea absorbido completamente por la base en un periodo justo de 24 horas. El riego de imprimación se hará sobre toda superficie

de la base cuando ésta tenga una humedad no mayor de 3%; y la temperatura del imprimador será de 50°F a 120°F (35°C a 50°C).

2.- EXTENDIDO Y APISONADO DE LA MEZCLA ASFALTICA

Después de un tiempo de 24 horas como mínimo de realizado el riego de imprimación, se lleva a cabo el extendido de la mezcla asfáltica en caliente; antes de efectuarla se tendrá la precaución de revisar la superficie imprimada, y en caso de haberse producido en algunos puntos la desintegración del material, éste debe ser reemplazado. El extendido de la mezcla se hace por medios mecánicos, teniendo el cuidado de que todas las partículas sólidas estén cubiertas de asfalto, y de que la proporción y calidad de la mezcla esté dentro de los límites especificados, para lo cual se tomarán constantemente muestras de la mezcla que serán ensayadas en el laboratorio. Ya extendida la mezcla, y luego del tiempo necesario para que empiece su endurecimiento, se procede a efectuar el rodillado de compactación con los rodillos lisos de tres ruedas o tandem. Del rodillado depende en mucho la resistencia y durabilidad del pavimento, por lo cual es necesario tener ciertas precauciones:

a) El rodillado se hará en forma completa y uniforme para que el pavimento reciba igual compresión en todas sus partes.

b) El rodillado se hará en forma longitudinal de

los bordes hacia el centro, y cada pasada del rodillo debe cubrir la anterior en más o menos la mitad de una rueda posterior.

c) Cada pasada del rodillo, cubrirá en forma longitudinal cuando menos 1.00 M. del rodillado anterior.

d) La máxima velocidad del rodillo será de 4 Km/h.

e) El rodillado se efectuará hasta que desaparezcan las marcas dejadas por las ruedas.

f) Las ruedas del rodillo se humedecen con agua por medio de tanques especiales acoplados a la máquina, para evitar que la mezcla se pegue a las ruedas.

La uniformidad de la superficie luego de rodillada, se comprobará por medio de una regla de 3.00 M. de largo para corregir las irregularidades que puedan existir. Cuando la mezcla resulte suelta o defectuosa, será reemplazada por material fresco.

Para tener una unión continua en las juntas de las capas colocadas diariamente, se cortará la capa anterior en una profundidad o ancho tal que se tenga una mezcla fresca, evitándose la formación de pestañas.

3.- SELLADO

La capa de sellado se coloca sobre la mezcla asfáltica rodillada, cuando ésta ya se haya endurecido. El objeto de la capa de sellado es:

a) Evitar la entrada de humedad en el pavimento sellando la superficie.

b) Reducir la circulación del aire a través de la capa o colchón de pavimento disminuyendo el efecto de oxidación.

c) Producir una superficie antideslizante.

d) Aumentar la resistencia al desgaste del tránsito (abrasión).

e) Hacer la superficie más visible en la noche.

El sellado se hará regando la superficie con asfalto RC-2 en igual forma como se realizó la imprimación, y esparciendo luego la arena gruesa, seca y limpia. Por último se efectuará el rodillado de esta capa con rodillos lisos tandem hasta obtener una buena compactación. Un par de horas después de terminado el sellado, se puede dar el camino al tráfico.

La cantidad exacta de asfalto y arena que debe ser empleada en la capa de sello depende de muchos factores, entre los que están la porosidad de la superficie asfáltica ya colocada, la compactación que se desea obtener, etc. Lo ideal es lograr una superficie que no exude ni deje suelto en exceso el material arenoso. Si hay mucha exudación se produce pegajosidad entre las llantas de los vehículos y la superficie de rodadura, y si hay exceso en la arena agregada, queda material suelto que constituye un peligro para el tráfico.

Luego, la dosificación exacta de los componentes de la capa de sello se hará aprovechando los resultados obtenidos como favorables en casos similares, y en el presente lo aconsejable es: un litro de asfalto RC-2 por metro cuadrado, y 15 a 20 kg. de arena por metro cuadrado.

La superficie terminada debe quedar sin depresiones apreciables, que serán controladas con la regla de 3.00 M.

BERMAS

En los pavimentos asfálticos como el descrito, no hay peligro de que se corran una vez endurecidos, y no necesitarán protección lateral por esta causa. Pero, con el fin ya descrito en capítulos anteriores, se colocarán bermas de 0.50 M. de ancho, formadas por una capa de grava de 5 cm. de espesor, que se cubre con gravilla menuda y se riega con asfalto.

CALCULO DEL ESPESOR DEL PAVIMENTO

No existe ningún método exacto para calcular el espesor de los pavimentos flexibles, el que se acepta actualmente como más exacto, es el expuesto por el Ingo. F.V. Rea-gel, que ha elaborado un gráfico con el cual se calcula el espesor total de pavimento flexible más afirmado, tomando en cuenta el tipo e intensidad del tráfico y calidad del suelo que forma la subrasante. Los datos, para nuestro caso, nece

sarios para el empleo del gráfico son:

Tipo de suelo: A-1

Indice de grupo: 0

Tráfico pesado de más de 300 vehículos diarios.

Con los culaes se obtiene un espesor de pavimento más base de:

$$t = 7'' = 17.80 \text{ cm.}$$

Pero tomando ahora en cuenta que las especificaciones indican un espesor de superficie de rodadura entre 2" y 3" y que en pavimentos de tipo flexible es aconsejable tener una base no menor de 4" de espesor, lo cual se ha cumplido en el presente proyecto, pues el afirmado ya se ha dicho que se haría de 15 cm. en dos capas de 7.5 cm. cada una. El pavimento más base quedará diseñado en el siguiente espesor:

Superficie de rodadura (2") = 5 cm.

Afirmado estabilizado = 15 cm.

Total = 20 cm.

Esto en los rellenos, en los cortes en roca bastará una pequeña capa de firme estabilizado como refine de la superficie para colocar el pavimento asfáltico.

PROCESOS PARA LA CONSTRUCCION DEL FIRME ESTABILIZADO Y PAVIMENTO ASFALTICO. EQUIPO MECANICO

La preparación y transporte de los materiales que forman el firme estabilizado y el pavimento asfáltico, consta de una serie de procesos que deben ser ordenados con todo

cuidado para obtener el mayor rendimiento en los trabajos. En cada uno de los pasos que serán descritos más adelante, será necesario el empleo de maquinarias especializadas. Lo ideal en todo trabajo en el cual se a necesario el empleo de equipo mevánico, como es el caso de la construcción de una carretera, es la uniformidad de la marca del euipo para simplificar el problema de los repuestos y del servúcio mecánico, ya que, pueden mantenerse en los campamentos Stocks de repuestos adaptables a varias máquinas. Esto no se puede lograr sino cuando en el mercado se puede obtener toda la maquinaria que se desee de la misma marca, lo cual es imposible en trabajos de carreteras donde las maquinarias son muy variadas. Además, algunas casas fabricantes tienen diseños exclusivos de maquinarias que son los de mejor rendimiento.

En el presente proyecto no fué posible lograr mayor uniformidad en el equipo, por no poder obtener todos los catálogos deseados.

El trabajo será ordemado de la manera siguiente:

Explotación de la Canteras. - La piedra se extrae de la cantera por medio de explosivos y martillos perforadores, como se ha visto al tratar de los cortes en roca, procurando obtener la mayor fragmentación del material, ya que bloques de piedra de regular tamaño deben ser fragmentados a mano para que puedan ser trabajados luego en las picadoras de piedra, lo cual aumenta el costo de la obra y la retarda.

De la cantera a la chancadora, el material desagregado es pasado con la colaboración de un tractor.

Preparación de la piedra.- Se ha visto ya, que en la construcción del firme estabilizado y el pavimento asfáltico, se necesita material pétreo de gradación definida. Para esto es necesario el empleo de maquinaria picadora y clasificadora.

Las picadoras de piedra tienen: para la producción de grava machacadoras, que pueden ser de mandíbula o giratorias; para la producción de gravilla y arena, molinos, que pueden ser de martillos, cónicos o de rodillos. El material obtenido de las picadoras es clasificado por su tamaño por medio de cribas, que pueden ser planas o cilíndricas, y luego limpiado y almacenado en silos, de donde será transportado a la carretera por medio de camiones volquetes para la construcción del firme estabilizado, o pasa a las máquinas mezcladoras para la elaboración de la mezcla asfáltica del pavimento.

Firme estabilizado.- El material es llevado a la Carretera en los camiones volquetes, y compactado con rodillos, como ya se ha dicho.

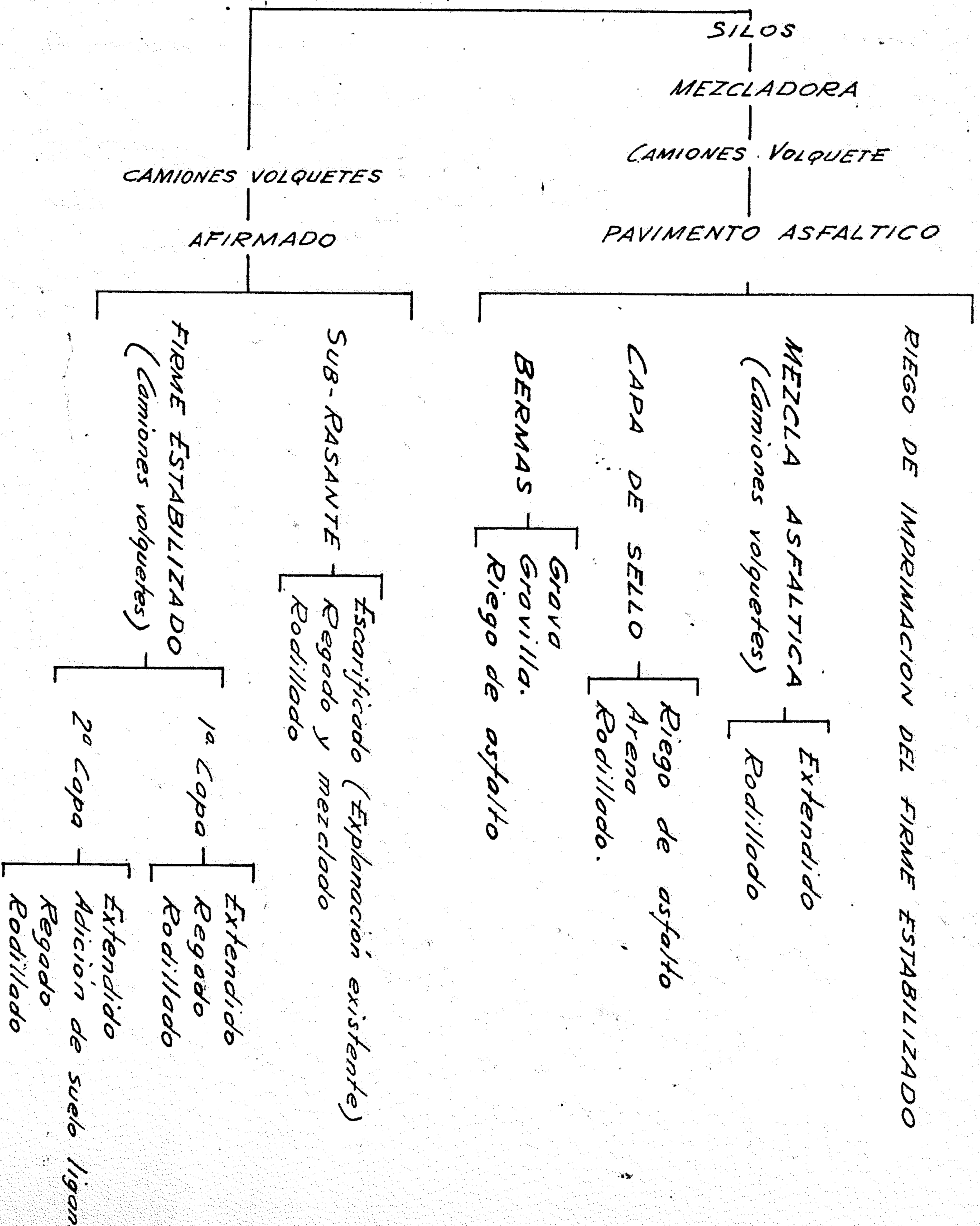
Mezcla asfáltica.- De los silos el material pasa a la máquina mezcladora, que efectúa la mezcla de los agregados con la sustancia bituminosa, en caliente. De aquí sale la mezcla ya preparada a camiones volquetes que la llavan

CANTERA

TRACTOR CON EMPUJADOR

CHANCADORA {
Machacadora
Molinos

CLASIFICACION Y LIMPIEZA DE ARIDOS



al camino.

Pavimento asfáltico.- Los volquetes con esparcidora acoplada, van extendiendo la mezcla asfáltica que luego es compactada por medio de rodillos, como ya se ha indicado.

Además hay trabajos intermedios, como son el regado del firme con camiones tanques, la nivelación de las superficies, el riego de imprimación y de sellado.

MAQUINARIAS

1o.) Compresora y martillos.- Para la desagregación de la roca compacta de la cantera, se empleará el mismo equipo y dinamita que se usó en los cortes: Compresora "Jaeger" y martillos "Thor".

2o.) Tractor con empujador.- Se empleará el tractor Caterpillar D-7 con empujador 7-A para cargar la chancadora.

3o.) Chancadora.- Para la preparación de la piedra se ha escogido la chancadora "Western-Austin" transportable, con machacadora de mandíbula y molinos^y clasificadores adaptados. Tiene un rendimiento de 387 a 550 Ton/hora de grava, y 200 Ton/hora de material de 3/4" a 1 1/2".

4o.) Silos.- Para alimentar la planta mezcladora de asfalto, se emplearán los silos transportables con alimentador controlable marca "Barber-Greene" modelo 815, montado sobre llantas neumáticas, que tienen una capacidad de 50 a 225 Ton/hora según la regulación. Se adaptan a la mezcladora de asfalto.

5o.) Mezcladora.- La mezcla en caliente de los materiales pétreos con el asfalto se hará en una planta mezcladora marca "Barber-Greene", modelo "Utility", de proceso continuo montada sobre llantas neumáticas. Consta de:

a) Elevador de fríos modelo 881.

b) Secador de áridos modelo 835 con elevador rotativo.

c) Colector de polvo.

d) Elevador de material caliente modelo 880.

e) Mezcladora de los áridos con el asfalto en caliente modelo 845, con unidades de control granulométrico y alimentadores dosificadores. La mezcladora es de paletas dobles que asegura la uniformidad de la mezcla, que es descargada directamente en los camiones volquetes. Tienen una capacidad que se acerca a las 60 Ton/hora.

6o.) Camiones volquetes.- Serán las unidades transportadoras del material preparado por la chancadora, cuando se trate de construir el firme estabilizado, o de la mezcla asfáltica realizada por la mezcladora para la pavimentación.

De acuerdo con la producción horaria de material del equipo picador o mezclador, de la distancia a recorrer, de la capacidad de los camiones y de la naturaleza del material a transportar, se calcula el número de camiones volquetes necesarios para obtener el máximo rendimiento y viene dado por:

$$N = 1 + \frac{60 \left[(d/v_1) + T_L + (d/v_2) + T_2 \right]}{n.Cm.}$$

Donde:

N = número de camiones necesarios.

n = ciclos requeridos para llenar un camión.

C_m = ciclo total en segundos.

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

T_1 = tiempo en minutos para vaciar el camión.

v_2 = velocidad del camión descargado en m/min.

T_2 = tiempo requerido para que el camión se cuadre para ser cargado.

d = distancia de transporte en metros.

Para el presente caso, como la cantera está a 3 Km de la estaca 50 del kilómetro en estudio y todo el equipo picador y mezclador está en la cantera, la distancia media de transporte en ambas operaciones será de 3000 m. y las velocidades también serán iguales para las operaciones que se realizarán con los volquetes. Luego:

$$d = 3000 \text{ M.}$$

$$v_1 = 30 \text{ Km/hora} = 500 \text{ m/min.}$$

$$v_2 = 60 \text{ " } = 1000 \text{ "}$$

Para el transporte del material para el firme estabilizado, siendo la producción de la chancadora variable según el tamaño de la piedra, asumiendo que el rendimiento es de 300 ton/hora que equivale aproximadamente a 160 m³/hora, se tardará 70 segundos en cargar un camión de 3m³ de capacidad, lo cual realiza en un solo ciclo ($n = 1$) por ser de producción continua. Y asumiendo además el tiempo para que el camión se cuadre para ser cargado, y el tiempo necesario para vaciar el material en el camino, como se indica. Se tendrá:

$$C_m = 70 \text{ seg.}$$

$$n = 1$$

$$T_1 = 0.5 \text{ min.}$$

$$T_2 = 1.0 \text{ min.}$$

Luego, reemplazando en la fórmula:

$$N = 1 + \frac{60 \left[\frac{(3000)}{(500)} + 0.5 + \frac{(3000)}{(1000)} + 1 \right]}{70} = 10$$

Luego, se necesitarán 10 camiones volquetes para efectuar en forma eficiente el transporte del material para la construcción del firme estabilizado.

Para el transporte de la mezcla asfáltica con la cual se construirá el pavimento, se calculará el mínimo de camiones haciendo consideraciones similares a las anteriores. La mezcladora tiene una producción de 60 ton/hora que equivale aproximadamente a 30 m³ de mezcla asfáltica en una hora, luego, se tardará 360 seg. en cargar un camión de 3 m³ de capacidad, y lo hará en un solo ciclo por ser de producción continua. Asumiendo los tiempos T₁ y T₂ en las cantidades que se indica, se tiene:

$$C_m = 360 \text{ seg.}$$

$$n = 1$$

$$T_1 = 5 \text{ minutos}$$

$$T_2 = 1 \text{ minuto.}$$

Luego reemplazando en la fórmula:

$$N = 1 + \frac{60 \left[\frac{(3000)}{(500)} + 5 + \frac{(3000)}{(1000)} + 1 \right]}{360} = 4$$

Luego se necesitarán 4 camiones volquetes para efectuar en forma eficiente el transporte de la mezcla asfáltica para la construcción del pavimento.

7o.) Niveladora. - Se empleará una motoniveladora "Caterpillar" Diesel No. 12, que tiene propulsión propia en 6 velocidades hacia adelante y 2 hacia atrás, montada sobre llantas neumáticas sencillas de baja presión. La nivelación la efectúa con una cuchilla de 3.66 M. de ancho, que puede ser inclinada horizontalmente para la nivelación de terraplenes, o verticalmente para efectuar coretes de cunetas y arreglo de taludes.

Se empleará con una cuchilla para realizar la nivelación del firme estabilizado, y para la construcción de las cunetas. Se le adapta una escarificadora para la preparación de la subrasante que luego se va nivelando con la cuchilla.

El rendimiento de la motoniveladora se calcula por la fórmula:

$$T = \frac{P_1 \times D \times E}{S_1} + \frac{P_2 \times D \times E}{S_2} + \dots$$

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.

En la realización del afirmado, asumimos que el estudio y nivelado del material se efectúa en 10 viajes:

5 viajes enganchada en 2a. : $S_1 = 5.8$ Km/hora

3 " " " 3a. : $S_2 = 8.8$ "

2 " " " 4a. : $S_3 = 13.6$ "

Reemplazando:

$$T = 2 \left(\frac{5 \times 0.60}{5.8} + \frac{3 \times 0.60}{8.8} + \frac{2 \times 0.60}{13.6} \right) = 4.74 \text{ h/Km.}$$

Como la cuchilla tiene 3.66 M. de ancho y la carretera tiene 7.00 M. de ancho, se necesitarán dos pasadas y a eso se debe el factor 2 de la fórmula.

El rendimiento será:

$$R = \frac{1000 \times 7}{4.74} = 1480 \text{ m}^2/\text{hora}$$

8o.) Rodillos.- La compactación de los rellenos se hace con los rodillos ya indicados en el capítulo anterior, y en la forma explicada.

9o.) Tanque regador.- Se empleará un camión tanque para el regado del agua en las explanaciones y firme estabilizado, cuando sea necesario aumentar el porcentaje de humedad del material. El riego se hará con especial cuidado para obtener las proporciones de agua indicadas por las prue-

bas de laboratorio.

10o.) Tanque distribuidor.- Para el riego de impri-
mación y sellado, se empleará el camión tanque "Spray Master"
marca "Littleford". Puede aplicar a presión el asfalto ca-
liente o frío con igual efectividad, lo hace con gran presi-
ción y rapidez; y en el caso de aplicación en calor, éste es
tá uniforme en todo el tanque.

11o.) Esparcidora.- Para el extendido y nivelado
de la mezcla asfáltica, se empleará la acabadora "Barber-
Greene" modelo 879-A. Esta acabadora es de gran eficiencia
en el extendido de mezclas asfálticas en caliente, pues reci-
be directamente en una tolva la mezcla de los camiones, a
los cuales va empujando, y luego la extiende y nivela, al
mismo tiempo que realiza un primer apisonado de la mezcla.
Realiza el trabajo dando el espesor deseado a la capa asfál-
tica, y en una franja de ancho igual a media superficie de
rodadura. La esparcidora empleada proporciona la ventaja de
se nivelando la superficie, pues cuando encuentra alguna i-
rregularidad la nivela y llena dejando una superficie tersa
y pareja, sin tener que usar formas ni moldes.

12o.) Rodillo tandem de dos ejes.- Se empleará pa-
ra el rodillado final del pavimento asfáltico un rodillo tan-
dem de dos ejes marca "Austin-Western" de propulsión propia,
que trabaja por pasadas largas y sucesivas sobre el mismo si-
tio.

El rendimiento está dado por la fórmula:

$$R = \frac{E \times 60 \times S \times W \times D}{N}$$

Donde:

E = factor de eficiencia = 60%

S = velocidad en m/min. = 3.6 Km/h = 60 m/min.

W = ancho efectivo del rodillo en mts. = 50" = 1.27m.

D = espesor de la capa de material en metros =

5 cm. = 0.05 m.

N = número de pasadas del rodillo. = 4

Reemplazando:

$$R = \frac{0.60 \times 60 \times 60 \times 1.27 \times 0.05}{4} = 34.3 \text{ m}^3/\text{hora.}$$

13o.) Herramientas. - Se tendrá un taller con todas las herramientas necesarias para la reparación y conservación del equipo mecánico. Se dispondrá además de un grupo electrógeno y un grupo de soldadura.

SEÑALIZACION

La señalización se hará guiándose por el "Manual de Señalización de las Carreteras del Perú", publicado por la Dirección de Caminos del Ministerio de Fomento y O.P.

La señalización del kilómetro en estudio se muestra en el plano adjunto.

CAPITULO V

ESTUDIO ECONOMICO - ANALISIS DE PRECIOS.- PRESUPUESTO

I.- COSTO DE RECONOCIMIENTO

Un Ingeniero Jefe	S/. 70.00 día
Un Ingeniero ayudante	50.00 "
Dos cadeneros	24.00 "
Leyes sociales (50 %)	72.00 "
Depreciación de instrumentos (10 %)	<u>14.40 "</u>
Costo total	S/.230.40 día.

Se empleará medio día en los trabajos del Reconocimiento, su costo será: S/.115.20

II.- COSTO DEL TRAZO

Un Ingeniero Jefe	S/. 70.00 día
Un Ingeniero ayudante	50.00 "
Un Topógrafo	35.00 "
Dos cadeneros	24.00 "
Un estanquero	12.00 "
Un porta-instrumentos	12.00 "
Estacas	12.00 "
Leyes Sociales (50 %)	107.50 "
Depreciación de instrumentos (10 %)	<u>21.50 "</u>
Costo total	S/.344.00 día

Se empleará un día para el trazo del kilómetro, su costo será: S/. 344.00

III.- EXPLANACIONES

Ya calculado el costo al hacer la valorización parcial del kilómetro, será: S/. 88.112.28

IV:- AFIRMADO

a) Extracción del material de la cantera.- Será igual al costo de desagregación de roca dura, ya ha sido calculado, es: S/.11.11 m³

El tractor D-7 con empujador 7-A hará el trabajo de cargar la chancadora, y el precio por m³ de material acarreado es igual al costo de acarreo de roca con distancia media de transporte de 20.M. será: S/. 0.65 m³

El costo total de la extracción del material, será la suma de los dos: S/.11.76 m³

B) Preparación de la piedra.- Se hará en la chancadora "Austin - Western" ya especificada.

Costos fijos

Valor de la planta	S/.1.500.000.00
Valor recuperable (20%)	<u>300.000.00</u>
Depreciación	S/.11200.000.00

Costos fijos al año

46 %

S/. 552,000.00

Costo fijo por hora

$$\frac{552.000.00}{2000} = \text{S/} . 276.00 \text{ hora.}$$

Costo variables por hora

1.- Jornales

1 maquinista (S.60 día)	S/. 7.50
2 Ayudantes (S/.20 día c/u)	5.00
Leyes sociales, vacaciones, etc. (47%)	<u>5.88</u>
	S/.18.38

2.- Combustible

Petróleo (10 gal. á 0.70 gal.)	S/. 7.00
Aceite y grasas	15.00
Pequeños repuestos	<u>5.00</u>
	S/.27.00

Costo total por hora

$$276 + 18.38 + 27 = \text{S/} . 321.38$$

Costo del m³ de material chancado.- Siendo de rendimiento de 160 m³/hora aproximadamente, el costo por m³ será:

$$\frac{321.38}{160} = \text{S/} . 2.02 \text{ m}^3$$

c) Transporte del material

Costos fijos por volquete

Valor del volquete	S/. 120.000.00
Valor recuperable (20%)	<u>24.000.00</u>
Depreciación	S/. 96.000.00

Costos fijos al año

46%

S/. 44.160.00

Costos fijo por hora

$$\frac{44160.00}{2000} = \text{S/} . 22.08 \text{ hora.}$$

Costos variables por hora

1.- Jornales

Chofer (S/. 30 día) S/. 3.75

Ayudante (S/. 20 día) 2.50

Leyes sociales, vacaciones, etc
(47 %) 2.94

S/. 9.19

2.- Combustibles

Gasolina (2.5 gal a S/. 1.50 gal). S/. 3.75

Aceite 0.25

Pequeños repuestos 0.50

S/. 4.50

Costo total por hora

$$22.08 + 9.19 + 4.50 = \text{S/} . 35.77 \text{ hora.}$$

Como se emplearán 10 camiones volquetes, y el rendimiento de la chancadora es de $160 \text{ m}^3/\text{hora}$, el costo del transporte será:

$$\frac{10 \times 35.77}{160} = \text{S/} . 2.24 \text{ m}^3$$

El costo total del material del afirmado, será:

Desagregación	S/. 11.76
Preparación	2.02
Transporte	<u>2.24</u>
	S/. 16.02

Que en capas de 10 cm. de espesor, será:

S/. 1.60 m²

d) Nivelación

Se hará con la motoniveladora "Caterpillar"

No. 12.

Costo fijo

Valor de la motoniveladora	S/. 300.000.00
Valor recuperable (20 %)	<u>60.000.00</u>
Depreciación	S/. 240.000.00

Costo fijo al año

46 % S/. 110.400.00

Costo fijo por hora

$\frac{110.400.00}{2000} =$ S/. 55.20 hora.

Costo variable por hora

1.- Jornales

Mquinista (S/. 30 día)	S/. 3.75
Ayudante (S/. 20 día)	2.50
Leyes sociales, vacaciones, etc (47%)	<u>2.94</u>
	S/. 9 .19

2.- Combustibles

Petróleo (3 gal á 0.70 gal)	S/. 2.10
Aceite, grasas, etc .	2.00
Pequeños repuestos	<u>1.00</u>
	S/. 5.10

Costo total por hora

$$55.20 + 9.19 + 5.10 =$$

S/. 69.49 hora,

Costo por m³ de nivelación

Siendo el rendimiento de la motoniveladora de 1480 m²/hora, el costo por m² será:

$$\frac{69.49}{1480} = \underline{\underline{S/. 0.05 \text{ m}^2}}$$

f) Compactación

Se hará con el rodillo neumático de 13 ruedas, y el tandem de 3 ruedas.

1.- Con rodillo neumático

Costo de operación por hora: S/. 22.57 hora.

Rendimiento:

$$R \left(\frac{\text{m}^2}{\text{h}} \right) = \frac{R(\text{m}^3/\text{h})}{D} = \frac{474}{0.15} = 3160 \text{ m}^2/\text{h}.$$

Costo por m² rodillado:

$$\frac{22.57}{3160} = \underline{\underline{S/. 0.01 \text{ m}^2}}$$

2.- Con rodillo de tres ejes

Costo de operación por hora: S/. 52.43 hora.

Rendimiento:

$$R \text{ (m}^2\text{/h)} = \frac{R \text{ (m}^3\text{/h)}}{D} = \frac{455}{0.15} = 3030 \text{ m}^2\text{/hora.}$$

Costo por m² rodillado:

$$\frac{52.43}{3030} = \text{S/} .02 \text{ m}^2$$

3.- Riego.- Ya calculado, será = S/. 0.03 m².

Costo total compactación

$$0.01 + 0.02 + 0.03 = \underline{\underline{\text{S/} .06 \text{ m}^2}}$$

V.- PAVIMENTO

a).- Riego de Imprimación

Costos fijos

Valor del tanque distribuidor	S/. 200.000.00
Valor recuperable (20%)	<u>40.000.00</u>
Depreciación	S/. 160.000.00

Costos fijos al año

$$46\% \quad \text{S/} . 73.6000.00$$

Costos fijos por hora

$$\underline{73.600.00} = \text{S/} . 36.80$$

2000

Costo variable por hora

Igual al de los camiones volquetes: S/. 13.69 hora

Costo total por hora

$$36.80 + 13.69 = \text{S/} . 50.49 \text{ Hora.}$$

Costo por m² del riego de imprimación

Para un rendimiento de 800 m²/hora del tanque distribuidor, su costo de operación será:

$$\frac{50.49}{800} = \text{S/} .06 \text{ m}^2$$

Costo del asfalto MC-0

$$\text{Asfalto MC-0 (1.4 lts/m}^2 \text{ a S/} .035 \text{ lt)} = \text{S/} .049 \text{ m}^2$$

Costo de la arena

$$\text{Arena (0.01 m}^3\text{/m}^2 \text{ a S/} .25.00 \text{ m}^3) = \text{S/} .025 \text{ m}^2$$

Costo barrido preliminar

Que asumimos en

$$\text{S/} .010 \text{ m}^2$$

Costo total de Imprimación

$$0.06 + 0.49 + 0.25 + 0.10 = \underline{\underline{\text{S/} .090 \text{ m}^2}}$$

b) Preparado de la mezcla asfáltica

Costos fijos

Valor de la mezcladora

Con todos sus aditamentos

$$\text{S/} .1.800.000.00$$

Valor recuperable (20%)

$$\underline{\underline{360.000.00}}$$

Depreciación

$$\text{S/} .1.440.000.00$$

Costos fijos al año

46%

$$\text{S/} . 662.400.00$$

Costo fijo por hora

$$\frac{662.400.00}{2000} = \text{S/} .331.20 \text{ hora.}$$

2000

Costos variables por hora

1.- Jornales

2 Maquinistas (S/. 60 días c/u)	S/. 15.00
20 Ayudantes (S/. 20 días c/u)	50.00
Leyes sociales, vacaciones, etc. (47%)	<u>30.55</u>
	S/. 95.55

2.- Combustibles

Petróleo (10 gal a 0.70 gal)	S/. 7.00
Aceite y grasas	15.00
Pequeños repuestos	<u>5.00</u>
	S/. 27.00

Costo total por hora

$$331.20 + 95.55 + 27.00 = \underline{\text{S/. 453.75 hora}}$$

Costo del m² de preparado de la mezcla

Siendo el rendimiento de la mezcladora de 60 Ton/hora = 30 m³/hora, que al ser compactado se reduce a 24 m³/hora, y siendo el espesor de la capa asfáltica del pavimento de 5 = cm., se tendrá que con 1.00 m³ de mezcla se pavimentan:

$$\frac{1.00}{0.05} = 20.00 \text{ m}^2$$

Luego, el costo por m² será:

$$\frac{453.75}{24 \times 20} = \underline{\text{S/. 0.95 m}^2}$$

Costo de los materiales por m²

1.- Costo del asfalto RC-2

En la preparación de la mezcla se necesita 6.0 a 8.0% de asfalto en peso, considerando que se agrega 7% como rpro

medio, equivale a 109 libras por m^3 de mezcla a S/. 0.35 litro, será:

$$\frac{109 \times 0.35}{20} = \text{S/} . 1.91 \text{ m}^2$$

2.- Costo de arena y grava

Extracción de la piedra	S/. 11.76 m^3
Machacado del material	<u>S/. 2.02 m^3</u>
	S/. 13.78 m^3

Que en capas de 5 cm. de espesor, será S/. 0.69 m^2

Costo total de preparación de la mezcla

$$0.95 + 1.91 + 0.69 = \underline{\underline{\text{S/} . 3.55 \text{ m}^2}}$$

c) Transporte de la mezcla asfáltica

Costo horario de los volquetes = S/. 35.77 hora.

Como se emplearán 4 volquetes, el costo por m^2 será:

$$\frac{4 \times 35.77}{24 \times 20} = \underline{\underline{\text{S/} . 0.29 \text{ m}^2}}$$

Costo total de la mezcla

Preparación	S/. 3.55 m^2
Transporte	<u>S/. 0.29 m^2</u>
Total	<u><u>S/. 3.84 m^2</u></u>

d).- Extendido de la mezcla asfáltica

Costo fijo

Valor de la acabadora "Barber-Greene"	S/. 280.000.00
Valor recuperable (20%)	<u>56.000.00</u>
Depreciación	S/. 224.000.00

Costos fijos al año

46% S/. 103.040.00

Costos fijo por hora

$\frac{103.040.00}{2000} =$ S/. 51.52 hora

2000

Costo variable por hora

Se considera igual a los rodillos neumáticos =

S/. 22.57 hora.

Costo total

$51.52 + 22.57 =$ S/. 74.09

Costo del m² de extendido de la mezcla

$\frac{74.09}{24 \times 20} =$ S/. 0.15 m²

e).- Rodillado

Se hará con los rodillos neumáticos y tandem de dos ejes.

Costo por m² con rodillos neumáticos

S/. 0.01 m²

Con los rodillos de dos ejes "Austin-Western" :

Costos fijos

Valor del rodillo S/. 150.000.00

Valor recuperable (20%) 30.000.00

Depreciación S/. 120.000.00

Costos fijos al año

46% S/. 55.200.00

Costo fijo por hora

$$\frac{55.200.00}{2000} = \$ 27.60 \text{ hora.}$$

Costo variable por hora

Igual que los de 3 ruedas = \$ 52.43 hora.

Costo total por hora

$$27.60 + 52.43 = \$ 80.03 \text{ hora}$$

Costo por m² compactado

$$R(\text{m}^2/\text{h}) = \frac{R(\text{m}^3/\text{h})}{D} = \frac{34.30}{0.05} = 686 \text{ m}^2/\text{hora}$$

El costo será:

$$\frac{80.03}{686} = \$ 0.12 \text{ m}^2$$

Costo total del rodillado

$$0.01 + 0.12 = \$ 0.13 \text{ m}^2$$

Costo total de la mezcla asfáltica

Preparación de la mezcla	\$ 3.55 m ²
Transporte	0.15
Extendido	0.15
Rodillado	0.12
Total	<u>\$ 3.97 m²</u>

f) Sellado

1 litro de asfalto RC-2 por m ²	\$/ 0.35 m ²
Riego	0.06
Arena, 20 Kg. por m ²	0.30
Extendido y rodillado	<u>0.12</u>
	\$/ 0.83 m ²

Jornales

Los jornales se calculan para un rendimiento de 3000 m²/día de sellado.

1 sobrestante (\$/ 30 días)	\$/ 0.01 m ²
8 obreros (\$/ 12 día c/u)	0.03
Leyes sociales, vacaciones, etc. (47%)	<u>0.02</u>
	\$/ 0.06 m ²

Barrido

Igual al preliminar para Imprimación = \$/ 0.10 m²

Costo total del sellado

$$0.83 + 0.06 + 0.10 = \underline{\underline{\$/ 0.99 m^2}}$$

VI.- BERMAS

Considerando precios unitarios iguales que para el afirmado:

Extracción, preparación y transporte	\$/ 1.60 m ²
Nivelación, riego y rodillado	0.11
Riego de asfalto (1 litro/m ² a \$/ 0.35 litro)	<u>0.35</u>
Total	<u><u>\$/ 2.06 m²</u></u>

VII.- DRENAJE

No es posible dar una cifra exacta por carecer de los datos necesarios. La estimaremos así:

\$/ 30.000.00

VIII.- SEÑALIZACION

También la estimaremos aproximadamente, será:

\$/ 15.000.00

Costo total del kilómetro en estudio

PARTIDAS	METRADO	PRECIO UNITARIO	PARCIALES	TOTALES
I.- Reconocimiento			115.20	115.20
II.- Trazo			344.00	344.00
III.- Explanaciones				
Desagregación roca dura	2866 M ³	11.11	31842.26	
" " blanda	4612	6.33	29193.96	
Acarreo tramo I	3350	0.46	1541.00	
" " II	2048	1.23	1541.00	
" " III	3993	1.71	6828.03	
" " IV	4550	0.65	2957.50	
" " V	353	0.69	243.57	
" " VI	310	0.69	213.90	
" " VII	9850	0.46	4531.00	
" " VIII	643	1.48	951.64	
" " IX	528	1.06	559.68	
" " X	2488	0.65	1617.20	
Compactación materiales Suelos	2229	0.62	1381.98	
Compactación materiales Rocosos	8536	0.32	2731.52	88.112.28
IV.- Afirmado				
Extracción, preparación y transporte	7000 M ²	1.60	1120.00	
Nivelación	7000	0.05	350.00	
Compactación	7000	0.06	420.00	11.970.00
V.- Pavimento				
Imprimación	6000 M ²	0.90	5.400.00	
Mezcla asfáltica	6000	3.97	23.820.00	
Sello	6000	0.99	5.940.00	35.160.00
VI.- Bermas	1000 M ²	2.06	2.060.00	2.060.00
VII.- Drenaje			30.000.00	30.000.00
VIII.- Señalización			15.000.00	15.000.00
IX.- Utilidad contratista 12%				21.931.38
X.- Imprevistos.- 5%				9.145.08
Inversión total = \$/			213.837.94	

ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCION DEL CAMINO

Limpieza y desenraice

En el área comprendida entre las estacas de borde del camino, o zona de ocupación, deben ser completamente extirpados todos los árboles, y al cortarlos se debe hacer a úna altura tal que permita el desenraice. En el presente caso como se trabajará con equipo mecánico, tractor D-7 con empujador 7-A, el desenraice se hará obligatoriamente.

Solo los árboles que se encuentran dentro de la zona de ocupación, serán cortados, Igual cuidado se tendrá en caso de que sea necesario quemar.

Se considera como madera útil o aprovechable, los troncos sensiblemente rectos de 0.10 m. de diámetro o más, y de 1.50 m. de longitud, siempre que estén sanos. El árbol que pueda producir madera útil, se despoja del remaje y se troza de acuerdo con indicaciones del Ingeniero, y se deposita dentro del derecho de vía en pilas cuidadosamente dispuestas.

Las ramas, desperdicios, etc., se queman en la zona de ocupación, no en el derecho de vía. Si no pueden quemarse, se apilan en el límite de la zona derecho de vía en pilas con 20 m. de separación como mínimo.

Explanaciones

Comprenden las excavaciones y terraplenes.

Todos los materiales adecuados que se obtengan de las excavaciones, se emplearán en los terraplenes. El material sobrante de las excavaciones no se amontonará a los lados del camino, si no se empleará en la ampliación uniforme de los terraplenes.

Turba, estiércol, champa y cualquier otro material inadecuado que se encuentre a menos de 50 cm. abajo de la subrasante del proyecto, no serán empleados en la construcción de terraplenes, se extenderá uniformemente en todos los lugares bajos, fuera de las estacas de pie de talud y dentro del derecho de vía.

En caso de faltar material para los terraplenes se efectuará la ampliación de los cortes.

Deberá tenerse un buen dren en la construcción del camino. La construcción de las alcantarillas y cunetas deberá ir por lo menos 500 m. delante de las explanaciones, sin perjudicarlas.

Con el objeto de evitar derrumbes, el material malo en excavaciones será reemplazado por otro adecuado.

Raíces o troncos o materia orgánica en taludes de corte o relleno se cortan al ras.

Las excavaciones en roca se harán hasta 30 cm. por

debajo de la subrasante. Por ningún concepto se aceptará salientes a menos de 15 cm. la subrasante.

Terraplenes

Los terraplenes se harán en capas de 60 cm. de espesor como máximo, y que abarquen todo el ancho del camino. Nunca en los terraplenes se empleará barro o arcilla mojada ni materias orgánicas.

Cuando la pendiente del terreno donde se apoyará el terraplén es igual o mayor de 4:1, se ara profundamente para asegurar la cimentación del terraplén. Para terrenos con inclinación demasiado fuerte es necesario construir escalones.

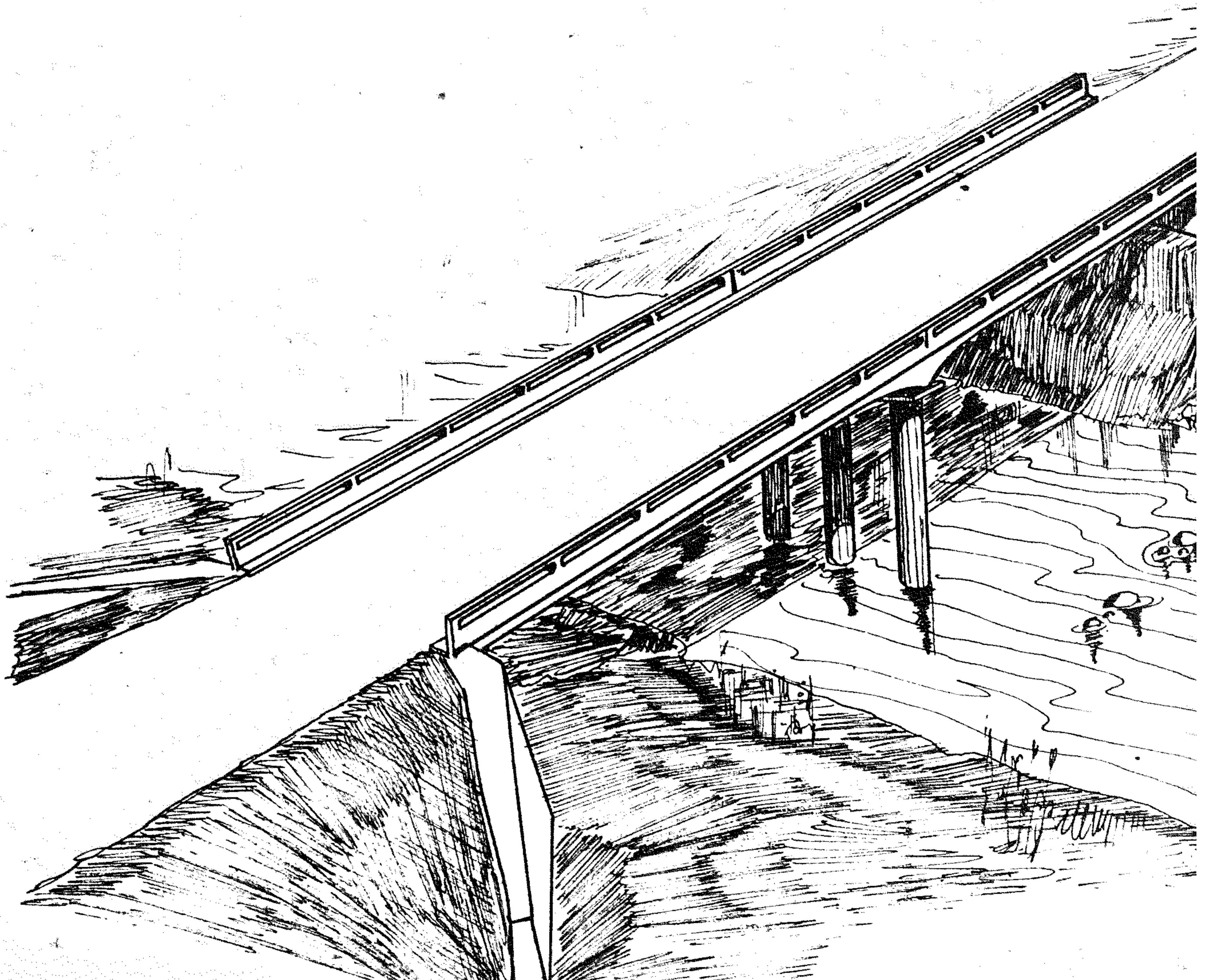
Los préstamos solo serán tomados luego de ser seccionados y trazados, nunca antes, y en forma de facilitar la estimación del material usado. Se debe evitar dejar luego de presiones en el terreno que pueda producir el estancamiento de las aguas.

Acabado final de las excavaciones

Debe tomarse especial cuidado que las secciones y pendientes del camino sean las aprobadas en el proyecto. El contratista se encargará de la conservación del camino hasta entregar la obra, así como mantener limpio el drenaje hasta entonces. Para tener una compresión uniforme el tráfico se dará a todo lo ancho de la subrasante.

PARTE TERCERA

puente



CAPITULO VI

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE UN PUENTE

De acuerdo con las especificaciones correspondientes al presente proyecto, se hará el diseño y construcción de un puente de 40 m. de luz para una sobrecarga H 20 S 16.

El plano de ubicación y perfil de terreno adjuntos, dan los siguientes datos:

Cota de rasante: 2981.00 m.

Nivel de aguas máximas: 2975.80 m.

Nivel de aguas ordinarias: 2974.00 m.

Nivel de aguas mínimas: 2971.00 m.

Tipo de terreno:

Margen derecha: Roca pizarrosa dura.

Margen izquierdo: Arena, Cascajo, pedrones.

Como las márgenes del río están constituidas por terrenos en los cuales pueden hacerse buenas cimentaciones, podría pensarse en un puente en arco, pero la distancia entre el nivel de aguas máximas y la cota de rasante es muy pequeña para la luz del puente, lo cual obligaría a diseñar un arco de flecha muy reducida, o sea, el arco no sería económico, pues en este tipo de puente a mayor flecha mayor economía.

También ha podido pensarse en la construcción de un puente cantilever, pero el puente continuo ofrece ventajas en

cuanto a economía, pues necesita menor cantidad de acero y concreto, y menor número de apoyos. Además, para la construcción de un puente cantilever ~~sería necesario colocar un apoyo en el lecho del río,~~ desventaja que no tiene el puente continuo, cuyo apoyo intermedio podrá colocarse en terreno seco durante la época de estiaje o aguas mínimas.

Visto todo lo anterior, la solución que se ha adoptado es la de un puente continuo de dos tramos de 20 m. de concreto armado.

Los apoyos extremos serán móviles (rodillos) sobre estribos de concreto ciclópeo. El apoyo intermedio será fijo sobre un pilar aligerado de concreto armado. El puente será del tipo de puente continuo de vigas T o sea de tablero superior, y las vigas serán acarteladas parabólicamente.

El concreto y acero que se emplearán en la construcción del puente serán de las siguientes resistencias:

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fc = 70 \text{ "}$$

$$fs = 1400 \text{ "}$$

BARANDA DE CONCRETO ARMADO

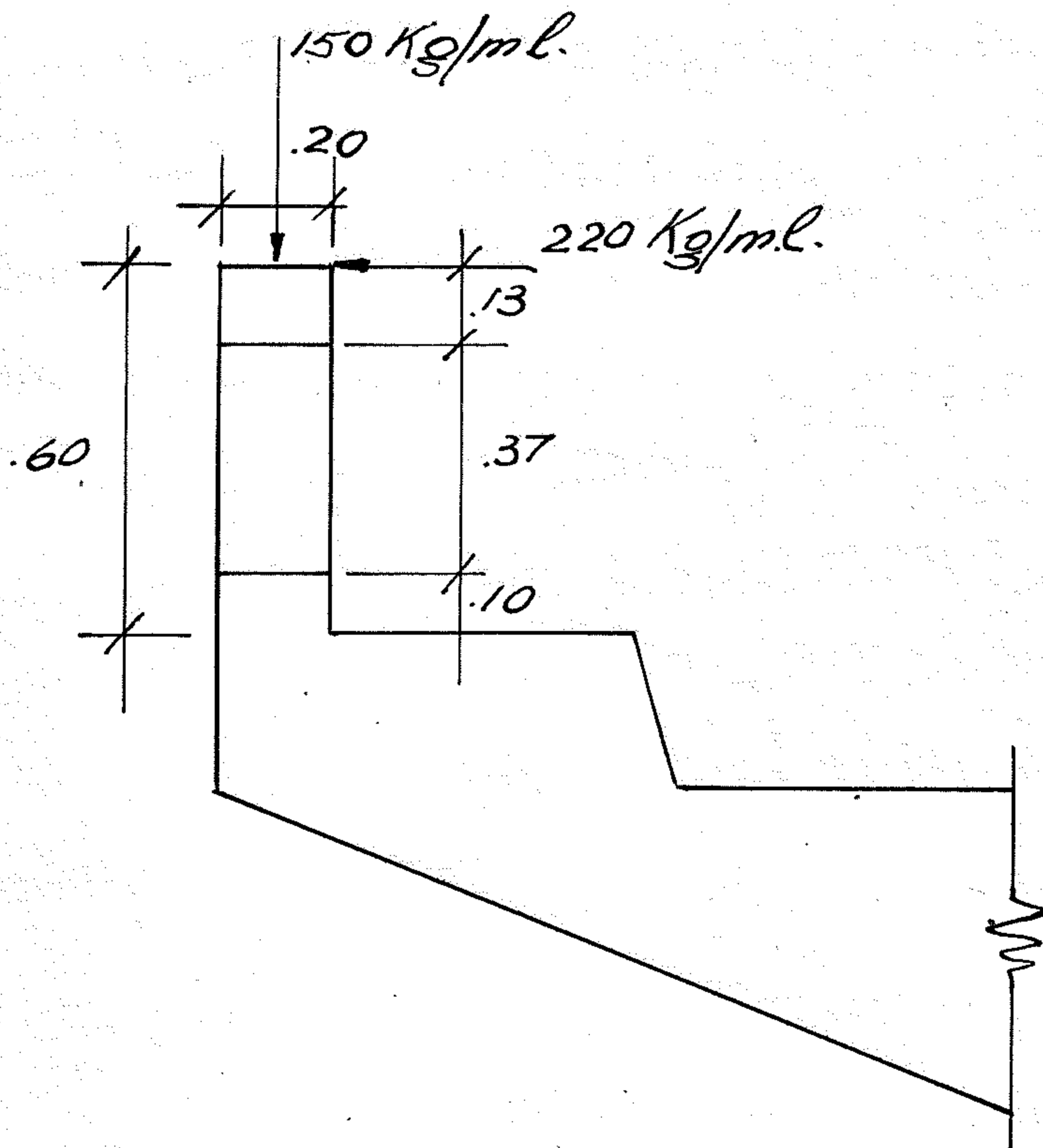
La baranda tendrá igual longitud que el puente, o sea, 40 m. Se hará en dos tramos de 20 m. cada uno con una junta de dilatación en la mitad, de manera que coincida con el pilar intermedio del puente.

Por normas, las cargas para diseño de barandas de concreto armado son:

Vertical = 150 Kg/ml (wr)

Horizontal = 220 " (wh)

Que actúan como se indica:



Las dimensiones que se indican en la figura, fueron las adoptadas luego de efectuar los cálculos con las cargas dadas por las normas. Una vista general se muestra en el plano No.

La baranda está formada por una viga superior que se apoya en columnas verticales en una separación entre ejes

de 3.30 m., lo cual da una luz libre para cada tramo de la viga de 3.00 m., pues el ancho de la columna es de 30 cm. La base de la baranda es de 10 cm. de altura y forma un todo con el sardinel.

Con las dimensiones antes dichas, se obtiene una baranda de 40 m. formada por 12 tramos de 3.30 m. de luz.

El cálculo de la baranda se hizo de la siguiente manera:

Cálculo de las vigas

Bajo cargas verticales:

$$W_v = 150 \text{ Kg/m.l.}$$

$$p.p = 0.20 \times 0.13 \times 2400 = 62 \text{ Kg/m.l.}$$

$$W_t = 150 + 62 = 212 \text{ Kg/m.l.}$$

El momento máximo para vigas continuas de más de tres tramos es:

$$M_v = \frac{-1}{10} \times W_t \times l_1^2 = \frac{1}{10} \times 212 \times 3^2 = 190 \text{ Kg-m.}$$

Altura útil correspondiente:

$$d_v = 0.313 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.313 \sqrt{\frac{190 \times 100}{20}} = 9.65 \text{ cm.}$$

$$d_v = 9.65 \approx 10 \text{ cm.}$$

Cantidad de acero:

$$A_{s_v} = \frac{190 \times 100}{0.889 \times 10 \times 1400} = 1.52 \text{ cm}^2 \text{ } 2\phi 3/8''$$

Bajo cargas horizontales:

$$W_h = 220 \text{ Kg/m.l.}$$

$$M_h = \frac{1}{10} \times W_h \times l^2 = \frac{1}{10} \times 220 \times 3^2 = 198 \text{ Kg/m.}$$

Altura útil correspondiente:

$$d_h = 0.313 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.313 \sqrt{\frac{198 \times 100}{13}} = 12.70 \text{ cm.}$$

Adopto: $d = 17 \text{ cm.}$

Cantidad de acero:

$$A_{s_h} = \frac{198 \times 100}{0.889 \times 17 \times 1400} = 0.94 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi/3/8$$

El acero total es:

$$A_s = 4 \phi 3/8$$

Como el recubrimiento del acero será de 3 cm., se tiene una viga de 20 x 13. La colocación del acero se muestra en el plano correspondiente.

Se colocará estribos de 1/4 @ 15 para armar la viga.

Cálculo de las columnas

$$h = 60 \text{ cm.}$$

$$s = 30 \times 20 = 600 \text{ cm}^2$$

$$W_v = 150 \times 3.30 = 495 \text{ Kg.}$$

$$W_h = 220 \times 3.30 = 726 \text{ Kg.}$$

$$p.p = 0.20 \times 3.30 \times 0.60 \times 2400 = 87 \text{ Kg.}$$

$$P. \text{ de la viga} = 62 \times 3 = 186 \text{ Kg.}$$

Como columna:

$$P = W_v + p.p. + p.v.$$

$$P = 495 + 87 + 186 = 768 \text{ Kg.}$$

Relación de altura a menor dimensión:

$$\frac{h}{d} = \frac{0.60}{0.20} = 3 < 10 \text{ columna corta.}$$

Se aplicará:

$$p.g. = \frac{\frac{P}{0.8 A_g} - 0.225 f'_c}{f_s}$$

$$p.g. = \frac{\frac{768}{0.8 \times 600} - 0.225 \times 210}{1400} = \text{cuantía negativa}$$

Como cantilever:

$$P = W_h = 726 \text{ Kg.}$$

El momento será:

$$M = 726 \times 0.60 = 436 \text{ Kg-m.}$$

La cantidad de acero:

$$A_s = \frac{436 \times 100}{0.889 \times 17 \times 1400} = 2.06 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.06 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 1/2$$

El acero obtenido por el cálculo se coloca en la parte interior de la baranda.

Es necesario también colocar por normas, acero en la parte exterior. Se colocará $2 \phi 1/4$

Por seguridad y para formar la estructura, se colo

can estribos de 1/4 @ 17.

Como el recubrimiento es de 3 cm., se tienen columnas de 20 x 30, que serán en número de 26 por ser doble la correspondiente a la junta de dilatación.

La colocación del acero se muestra en el plano correspondiente.

Base

Como acero de temperatura y por seguridad, se colocan 2Ø 1/4 como se muestra en el plano de la baranda.

Peso de la baranda

$$\text{Columnas} = \frac{0.20 \times 0.30 \times 0.60 \times 2400 \times 7}{20} = 30 \text{ Kg/m.l.}$$

$$\text{Viga} = 0.13 \times 0.20 \times 2400 = 62 \text{ Kg/m.l.}$$

$$\text{Base} = 0.10 \times 0.20 \times 2400 = 48 \text{ Kg/m.l.}$$

$$\text{Peso total} = 30 + 62 + 48 = 140 \text{ Kg/m.l.}$$

Losa de concreto armado

Como el puente es de vigas, la losa irá armada en sentido normal al tránsito, y se calculará como losa continua de dos tramos con dos voladizos extremos, apoyada sobre tres vigas de 60 cm. de base y separación entre ejes, de 2.60 m., luego la luz libre de la losa será de 2.00 m. Los voladizos serán de 0.95 m. y tendrán en su parte superior el sardinel ya la baranda. El perfil transversal se muestra en el plano de la baranda.

El cálculo de la losa se hizo primero adoptando un

Ver dim 9

espesor total de 20 cm., resultando el momento negativo de la losa superior al momento del voladizo, por lo cual es necesario reducir el espesor de la losa para lograr la igualdad de los momentos. El objeto de esto es armar el voladizo con el mismo acero de la losa central.

Se adoptó entonces:

$$h = 16 \text{ cm.}$$

$$d = 13 \text{ cm.}$$

Se realiza el cálculo de la manera siguiente:

Voladizo

Momentos de peso propio:

$$\text{Baranda} = 140 \times 0.85 = 119 \text{ Kg-m.}$$

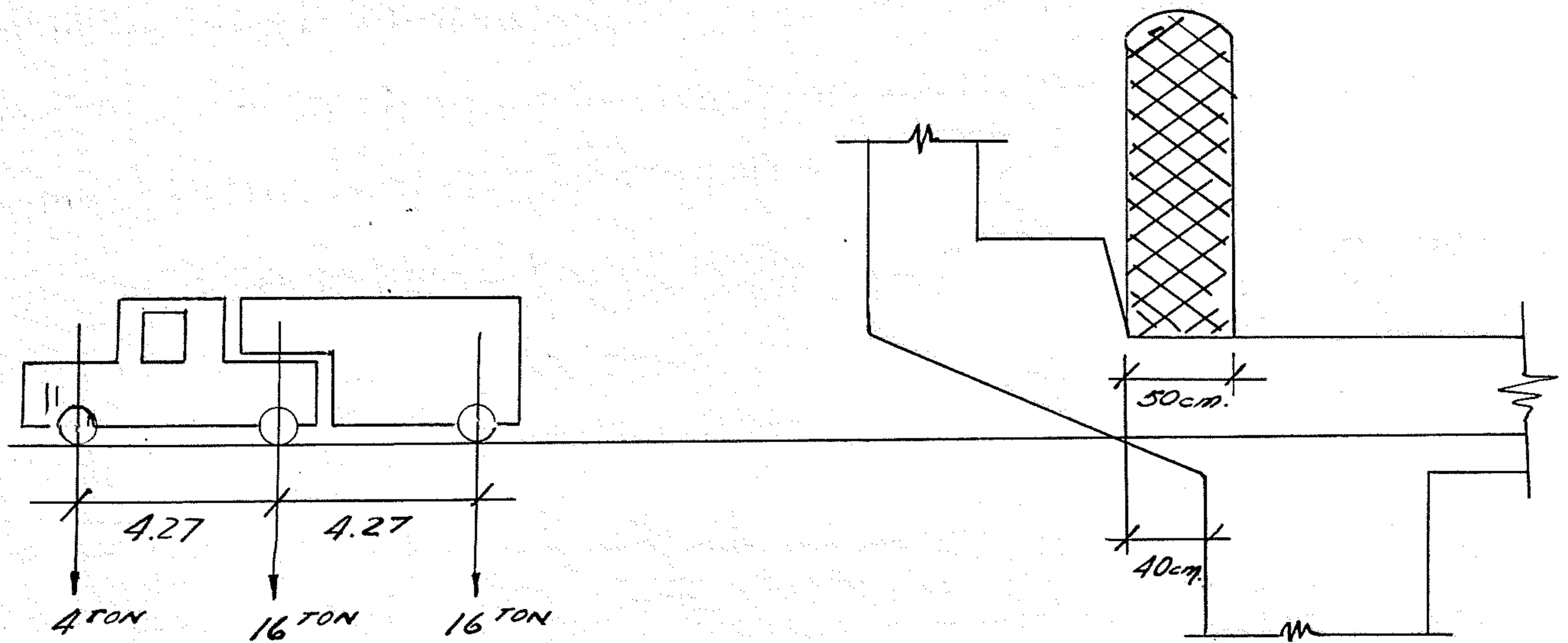
$$\text{Sardinel} = 0.25 \times 0.525 \times 0.675 \times 2400 = 213 \text{ Kg-m.}$$

$$\text{Losa} = \frac{1}{2} \times 0.16 \times 0.95 \times 0.32 \times 100 \times 2400 = 58 \text{ Kg-m.}$$

$$M \text{ p.p.} = 119 + 213 + 58 = 390 \text{ Kg-m.}$$

Momento de sobrecarga:

Según las especificaciones la sobrecarga móvil será el camión tipo con semitrailer H 20 S 16, que tiene las siguientes características:



El área de contacto de la llanta con el pavimento es de 20", o sean 50 cm., de los cuales, como muestra la figura, solo cargan 40 cm. sobre el voladizo.

Según las normas de la A.S.S.H.O. para cantilever armado normal al tránsito, el ancho efectivo es:

$$E = 0.8 X + 1.14$$

Siendo X el brazo de palanca de la rueda de la carga móvil:

$$X = 0.20 \text{ cm.}$$

Luego:

$$E = 0.8 \times 0.20 + 1.14 = 1.30 \text{ m.}$$

Según las normas de la A.S.S.H.O. para puentes ca-

retereros, el impacto de la sobrecarga móvil sobre el puente se calcula por la fórmula:

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

Siendo L la luz de ^{el elemento calculado.} cada tramo del puente:

$$L = 20.00 \text{ m}$$

Luego:

$$I = \frac{50}{3.28 \times 20 + 125} = 0.26 > 30$$

Valor éste que representa un porcentaje del momento que debe agregarse al momento calculado.

Como cada eje más pesado del camión tiene dos ruedas de 8 Ton. cada una, y 8 Ton. inglesas equivalen a 7250 Kg., el momento se sobrecarga considerando el ancho efectivo y el impacto, será:

$$M_{s/c} = \frac{7250 \times 0.40}{0.50} \times \frac{1.26}{1.30} \times 0.20 = 1125 \text{ Kg-m.}$$

El momento total del voladizo será:

$$M_T = M_{p.p.} + M_{s/c}$$

$$M_T = 390 + 1125 = 1515 \text{ Kg-m.}$$

Losa Central

Momentos de peso propio:

$$\text{Peso propio de la losa} = 0.16 \times 2400 \times 1.00 = 384 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso de la capa de asf.} = 0.05 \times 2000 \times 1.00 \times 1.00 = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso total:} = 484 \text{ Kg/m}^2$$

Momentos de peso propio

Para los momentos negativos en el apoyo se considera la losa perfectamente empotrada:

$$- M = \frac{484 \times 2^2}{12} = 161 \text{ Kg.-m.}$$

Para el momento positivo máximo en la losa, se considera 50% de empotramiento:

$$+ M = \frac{484 \times 2^2}{8} - \frac{484 \times 2^2}{24} = 161 \text{ Kg.-m.}$$

Momentos de sobrecarga

Las normas de la A.A.S.H.O. dan para el ancho efectivo en losas armadas normalmente al tránsito y de luz libre menor a 2.10 m., el siguiente valor:

$$E = 0.6S + 0.76$$

Siendo la luz libre de los tramos de la losa:

$$S = 2.00 \text{ m.}$$

Luego:

$$E = 0.6 \times 2 + 0.76 = 1.96 \text{ m.}$$

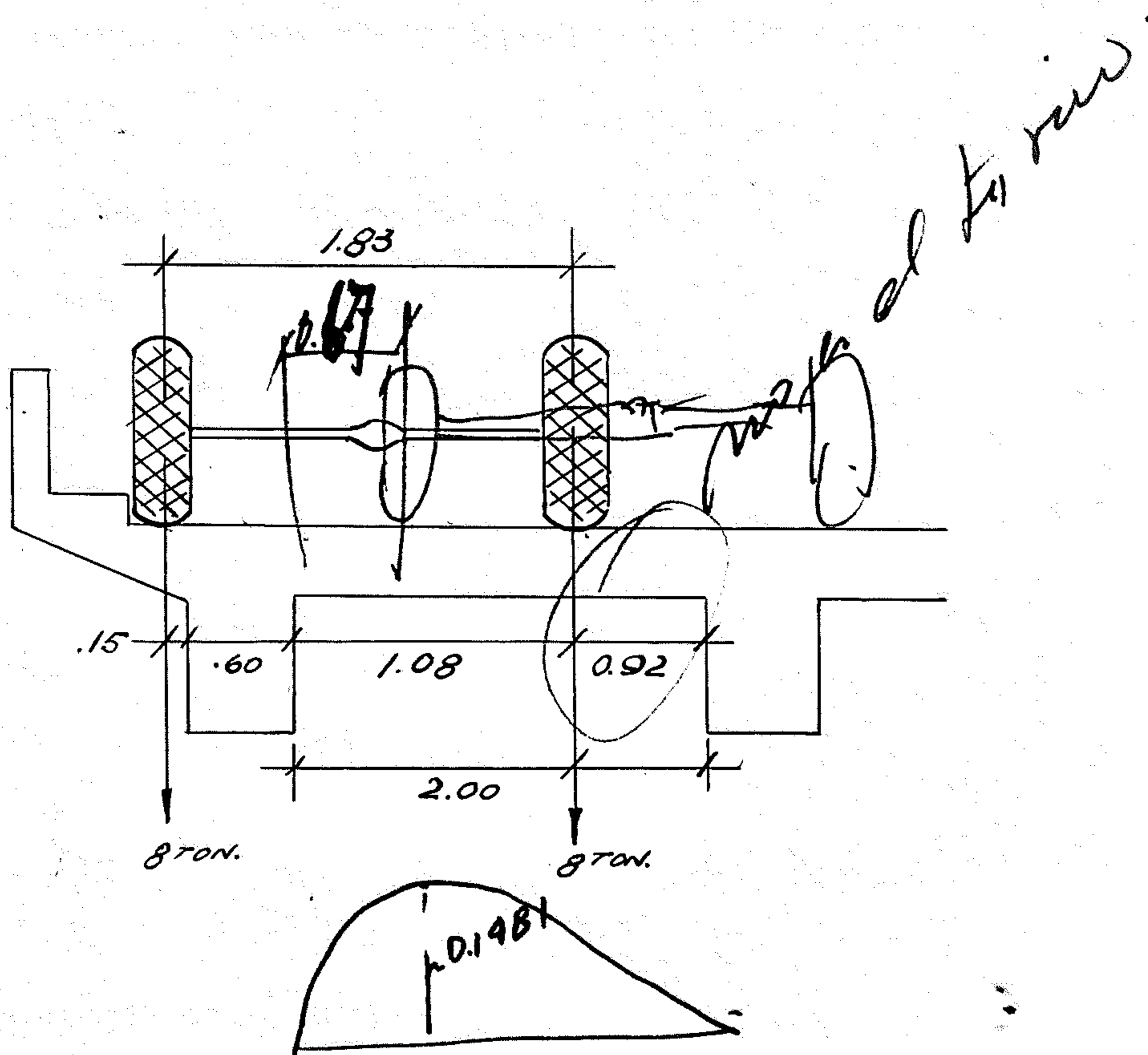
El impacto es igual al ya calculado para el voladizo:

$$I = 1.26$$

Para el momento negativo se considera la losa con empotramiento perfecto. Para losas empotradas, la ordenada máxima se produce a 1/3 del apoyo y vale 0.15.

$$- M = 0.15 \times \frac{7250 \times 2}{1.96} \times 1.26 = 1400 \text{ Kg.-m.}$$

La posición más desfavorable de la sobrecarga móvil sobre la losa es:



Para el momento positivo se considera 50% de empotramiento:

$$+M = \frac{7250 \times 1.08 \times 0.92}{2 \times 1.96} \times 1.26 - 0.5 \times \frac{0.15 \times 7250 \times 2}{1.96} \times 1.26 = 1380 \text{ Kg}$$

Los momentos totales en la losa serán:

$$- M_T = 161 + 1400 = 1561 \text{ Kg-m.}$$

$$+ M_T = 161 + 1380 = 1541 \text{ Kg-m.}$$

El momento negativo de la losa central resultó aproximadamente igual al momento del voladizo, que era lo que

se buscaba para emplear el mismo fierro en las dos.

Altura útil:

Se calcula con el momento que ha resultado mayor en valor absoluto.

$$d = 0.313 \sqrt{M} = 0.313 \sqrt{1561} = 12.4 \text{ cm.} \approx 13 \text{ cm.}$$

La losa tendrá entonces:

$$d = 13 \text{ cm.}$$

$$h = 16'' \text{ ww.}$$

$$r = 3''$$

Cálculo del acero

Acero principal:

$$A_s = \frac{1561 \times 100}{0.889 \times 13 \times 1400} = 9.65 \text{ cm}^2$$

Acero de temperatura:

$$A_s = 0.001 \times 13 \times 100 = 1.30 \text{ cm}^2$$

Acero de repartición:

$$A_s = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 2}} = 40\% \text{ del acero principal.}$$

Acero sobre viguetas:

$$A_s = 0.003 \times 13 \times 100 = 3.90 \text{ cm}^2$$

En el sentido en el cual va el acero principal no se coloca el acero de temperatura en forma individual sino que se suma al principal. Luego, el acero principal será:

$$\text{Acero principal} = 9.65 + 1.30 = 10.95 \text{ cm}^2$$

En el sentido normal el acero principal, se coloca en la parte superior el acero de temperatura. En la parte inferior se coloca el mayor entre el de temperatura y el de repartición.

El acero de repartición es el 40% del acero principal:

$$\text{Acero de repartición} = 0.40 \times 10.95 = 4.38 \text{ cm}^2$$

Luego, en la parte inferior de la losa, se colocará solo el acero de repartición.

El acero sobre viguetas se coloca en forma de barras que tienen la longitud el ancho de viguetas más $\phi 90$ cm. a cada lado

El espaciamiento de los aceros es:

$$\text{Acero principal} = 10.95 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 1/2 @ 11.50$$

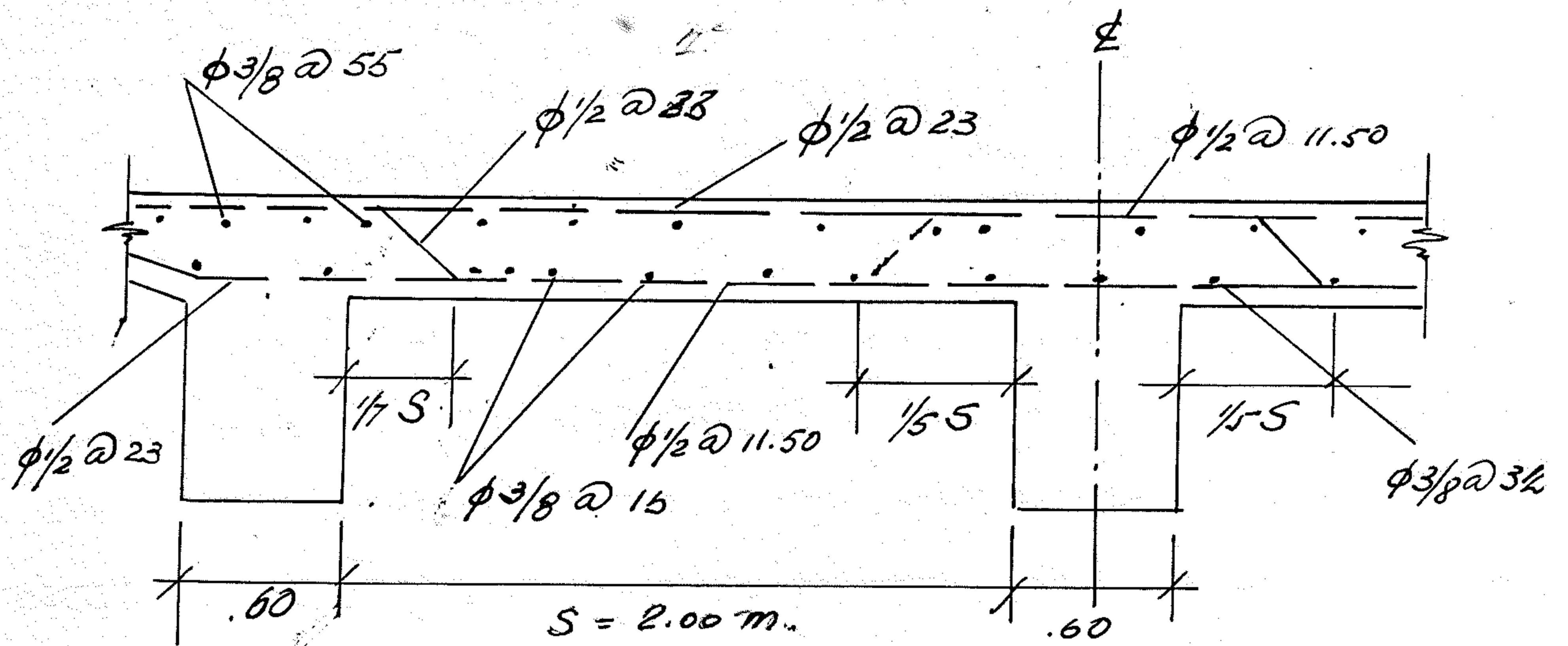
$$\text{Acero de repartición} = 4.38 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 3/8 @ 16 (a32)$$

$$\text{Acero de temperatura} = 1.30 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 3/8 @ 55$$

$$\text{Acero sobre viguetas} = 3.90 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 3/8 @ 18$$

Este espaciamiento no puede mantenerse en todos los casos por las dimensiones de la losa.

También en el caso del acero de temperatura el espaciamiento se reduce sobre las vigas para servir de amarre para los estribos de la viga.



El doblado y colocación del fierro en detalle, se muestra en el plano de la losa.

VIGAS DE CONCRETO ARMADO

La losa, ya calculada y diseñada, va apoyada sobre tres vigas de concreto armado, que serán las encargadas de transmitir las cargas a los estribos y pilar.

Como es posible colocar el pilar de apoyo en la mitad de la luz total del puente, las vigas podrán hacerse simétricas con respecto a dicho pilar, o sea, en dos tramos de 20 ms. cada uno, lo cual facilita el cálculo ya que solo será necesario efectuarlo en un tramo y el otro será idéntico.

Se hará, entonces, el cálculo de un tramo de 20 m. de la viga total de 40 m.

Con el objeto de dar a la losa un bombeo de 2%, la viga central se eleva en su base con respecto a las otras en una cantidad de 6.6 cm. La forma de apoyos se verá más adelante. La viga que se calculará, tendrá las siguientes características:

Largo total = 20 m.

Ancho de la base = 0.60 m.

Altura en el apoyo sobre el pilar = 2.40 m.

Altura en el apoyo sobre el estribo = 1.20 m.

Tendrá acartelamiento parabólico hasta la mitad de la luz. *por que?*

Estas dimensiones fueron tomadas luego de hacer un tanteo donde era necesaria la colocación de acero en compresión, y guiándonos además por vigas ya calculadas, y por rela-

ciones de alturas recomendadas por normas.

Las vigas generalmente se acartelan con el objeto de que las alturas sean las necesarias para los momentos, o sea, tratando de adaptar la sección a la envolvente de momentos. Con ésto se logra ahorro de material y mayor belleza arquitectónica.

El cálculo de la viga se hará por el procedimiento de Hardy Cross, empleando gráficos, que se explicarán más adelante, para lo cual es necesario primero el conocimiento de las siguientes constantes:

Relación de longitud de viga acartelada: como el acartelamiento se hará hasta la mitad de la luz:

$$a = \frac{L.\text{acartelada}}{L.\text{Total}} = \frac{10}{20} = 0.5$$

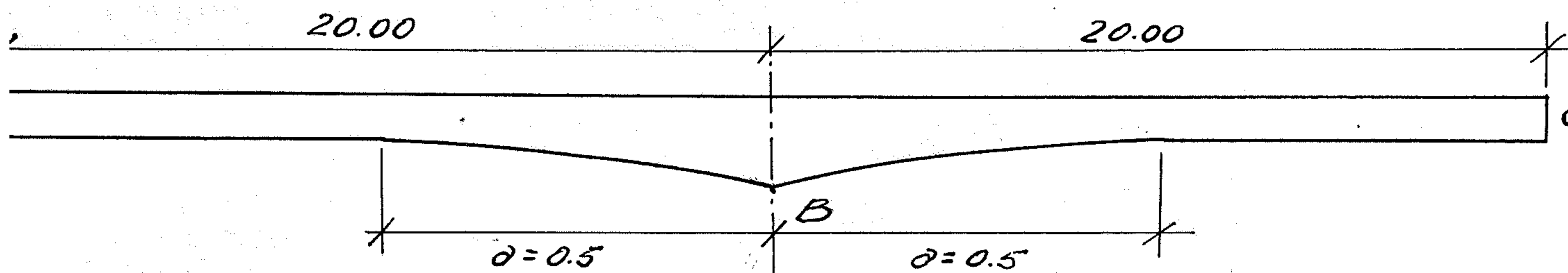
$$a = 0.5$$

Relación de mínimo y máximo momento de Inercia de la sección de la viga:

$$b = \frac{\text{min. } I}{\text{max. } I} = \frac{60 \times 120^3 / 12}{60 \times 240^3 / 12} = \frac{12}{24} = 0.125$$

$$b = 0.125$$

Coefficientes de Rigidez: Para cada extremo de la viga hay un grupo de gráficos que tienen como eje horizontal la relación "a", y como eje vertical la relación "b", y curvas que dan la rigidez del miembro.



Para nuestro caso se ha obtenido:

Extremo delgado: $k' = 4.80$

" acartelado: $k' = 9.20$

Luego:

$$k'_{AB} = k'_{CB} = 4.80$$

$$k'_{BA} = k'_{BC} = 9.20$$

Coefficientes de compensación: Como para el caso de los Coeficientes de rigidez, también existen grupos de gráficos para cada extremo de la viga.

Para nuestro caso se ha obtenido:

$$C_{AB} = C_{CB} = -0.83$$

$$C_{BA} = C_{BC} = -0.43$$

Corrección de k' : Los coeficientes de rigidez obtenidos anteriormente fué considerando que la viga está perfectamente empotrada en sus extremos, lo cual no es cierto: el extremo que apoya sobre el estribo lo hace libremente y en él no hay momento, el otro extremo es un apoyo fijo sobre el pilar; luego el primer k' se anulará y el segundo disminuirá:

$$k_{AB} = k_{CB} = 0$$

$$k_{BA} = k_{BC} = (1 - C_{AB} C_{BA}) k'_{BA}$$

$$k_{BA} = k_{BC} = 1 - (-0.83) (-0.43) \times 9.20$$

$$k_{BA} = k_{BC} = (1 - 0.357) \times 9.20 = 5.91$$

$$k_{BA} = k_{BC} = 5.91$$

Rigideces: Se obtienen por la fórmula:

$$k = \frac{k \cdot I_{min} \cdot E}{L}$$

Luego:

$$k_{AB} = k_{CB} = 0$$

$$k_{BA} = k_{BC} = \frac{5.91 \times I_{min} \times E}{20} = 0.2955 I_{min} \cdot E$$

Coefficientes de distribución:

$$D_{BA} = D_{BC} = \frac{k_{BA}}{k_{BA} + k_{BC}}$$

$$D_{BA} = D_{BC} = \frac{0.2955 I_{min} \cdot E}{0.2955 I_{min} \cdot E + 0.2955 I_{min} \cdot E} = \frac{1}{2} = 0.5$$

$$D_{BA} = D_{BC} = 0.5$$

$$D_{AB} = D_{CB} = 0$$

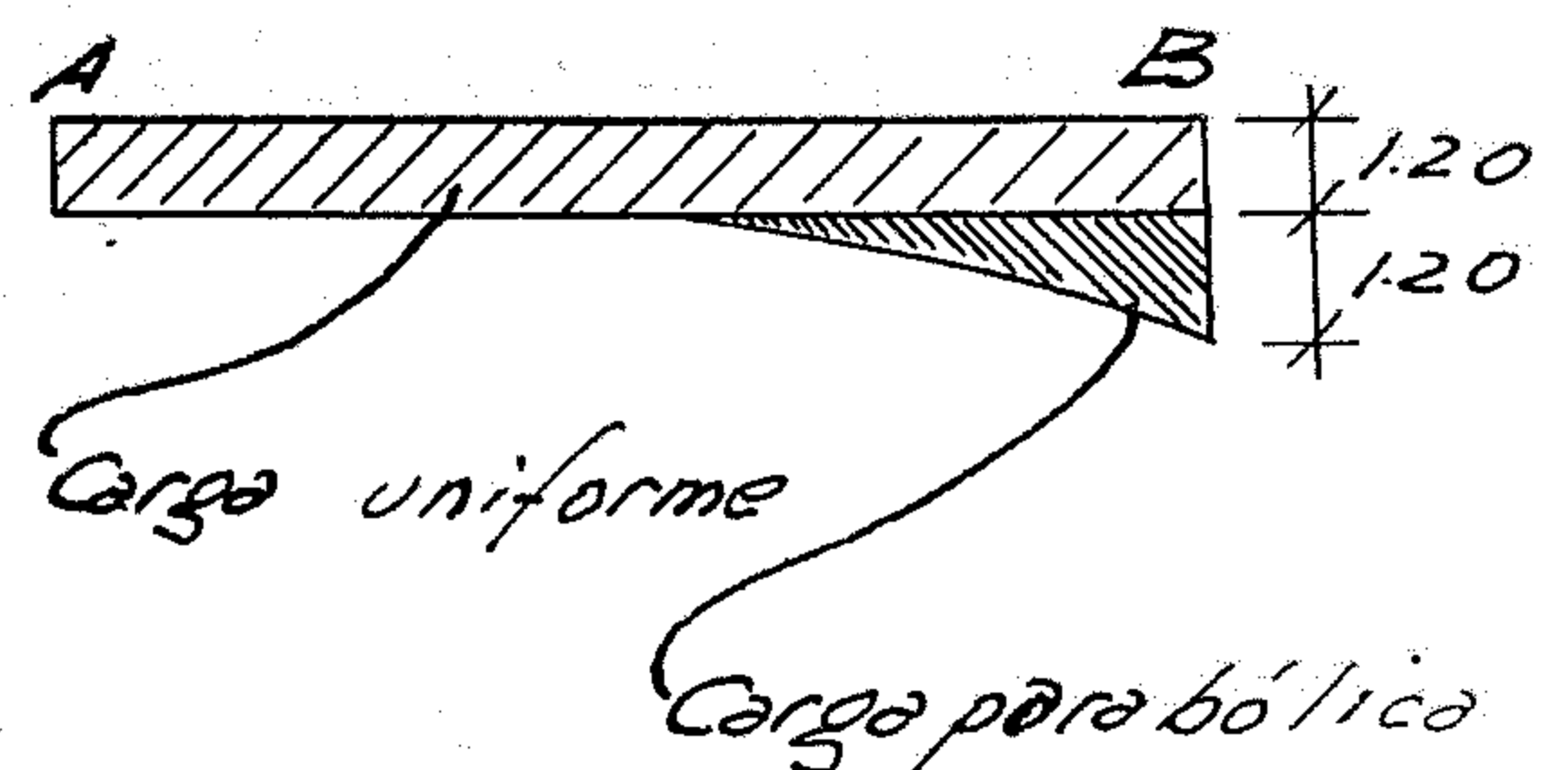
Coefficientes de momentos de empotramiento: También

se obtienen de gráficos semejantes a los anteriores:

Carga uniforme:

$$f_{AB} = f_{CB} = 0.063$$

$$f_{BA} = f_{BC} = 0.132$$



Carga Parabólica:

$$f_{AB} = f_{CB} = 0.003$$

$$f_{BA} = f_{BC} = 0.017$$

Momentos de empotramiento: Son los momentos considerando la viga como perfectamente empotrada en sus extremos. Se obtienen por la fórmula.

$$M^f = f \times w \times l^2$$

Para la carga uniforme:

$$\text{Peso propio de la viga} = 0.60 \times 1.00 \times 2400 \times 1.04 = 1498 \text{ Kg/m.l.}$$

$$\text{" de la baranda} = 140 \text{ "}$$

$$\text{Peso de la losa} = 1.60 \times 0.16 \times 1.00 \times 2400 + 58/0.32 = 796 \text{ Kg/m.l.}$$

$$\text{" del sardinel} = 213/0.675 = 316 \text{ "}$$

$$\text{" " asfalto} = 2.00 \times 0.05 \times 1.00 \times 2000 = -240 \text{ "}$$

$$W = 2990 \text{ Kg/m.l.}$$

$$M^F_{AB} = M^F_{CB} = 0.063 \times 2990 \times 20^2 = 75320 \text{ Kg-m.}$$

$$M^F_{BA} = M^F_{BC} = 0.132 \times 2990 \times 20^2 = 158000$$

Para carga parabólica:

$$W = 1.20 \times 0.60 \times 1.00 \times 2400 = 1730 \text{ Kg/m.l.}$$

$$M^F_{BA} = M^F_{CB} = 0.003 \times 1730 \times 20^2 = 2080 \text{ Kg-m.}$$

$$M^F_{BA} = M^F_{BC} = 0.017 \times 1730 \times 20^2 = 11800 \text{ Kg-m.}$$

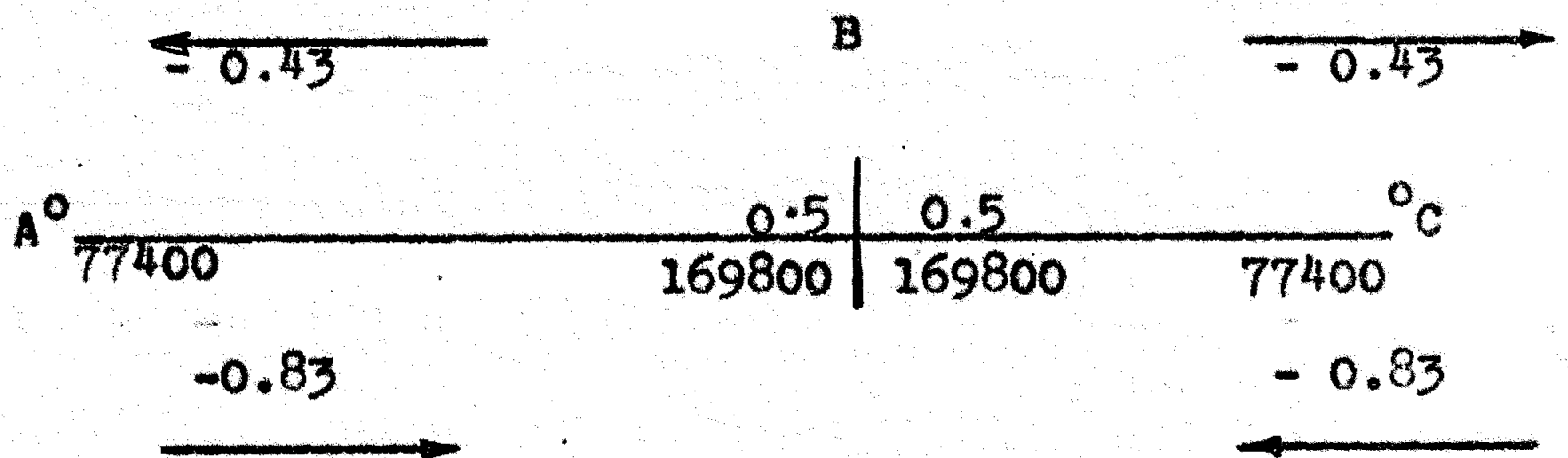
Momentos totales de empotramiento:

$$M^F_{AB} = M^F_{CB} = 75320 + 2080 = 77400 \text{ Kg-m.}$$

$$M^F_{BA} = M^F_{BC} = 158000 + 11800 = 169800 \text{ Kg-m.}$$

Momentos Finales:

Ya con todos los datos obtenidos estamos en condiciones de efectuar los ciclos distributivos del procedimiento de Hardy Cross para calcular los momentos finales en los apoyos:



Se empleará fórmulas para puentes continuos, que dan directamente los momentos finales en los apoyos sin necesidad de realizar los ciclos distributivos de Hardy Cross.

Para puentes de dos tramos:

$$M_{AB} = 0$$

$$M_{BA} = (1 - D_{BA}) M_1$$

$$M_{BC} = D_{BC} \times M_1$$

$$M_{CB} = 0$$

Siendo:

$$1 - D_{BA} = D_{BC} = 0.5 \text{ Por ser simétricos los tramos.}$$

$$M_1 = M_{BA}^F - C_{AB} M_{AB}^F$$

$$M_1 = 169800 - (-0.83) 77400 = 234000 \text{ Kg-m.}$$

Reemplazando:

$$M_{BA} = 0.5 \times 234000 = 117000 \text{ Kg-m.}$$

Los momentos finales en los apoyos serán:

$$M_{AB} = M_{CB} = 0$$

$$M_{BA} = M_{BC} = 117000 \text{ Kg-m.}$$

Momentos Isostáticos:

Son los momentos positivos en la viga como si ésta estuviera simplemente apoyada.

Carga uniforme: El diagrama es una parábola y solo será necesario calcular el máximo que se produce en la mitad:

$$M_{\text{máx}} = \frac{w \times l^2}{8} = \frac{2990 \times 20^2}{8} = 149500 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{\text{máx}} = 149500 \text{ Kg-m.}$$

Carga parabólica: Se calculará cada décimo de luz por medio de coeficientes para carga parabólica.

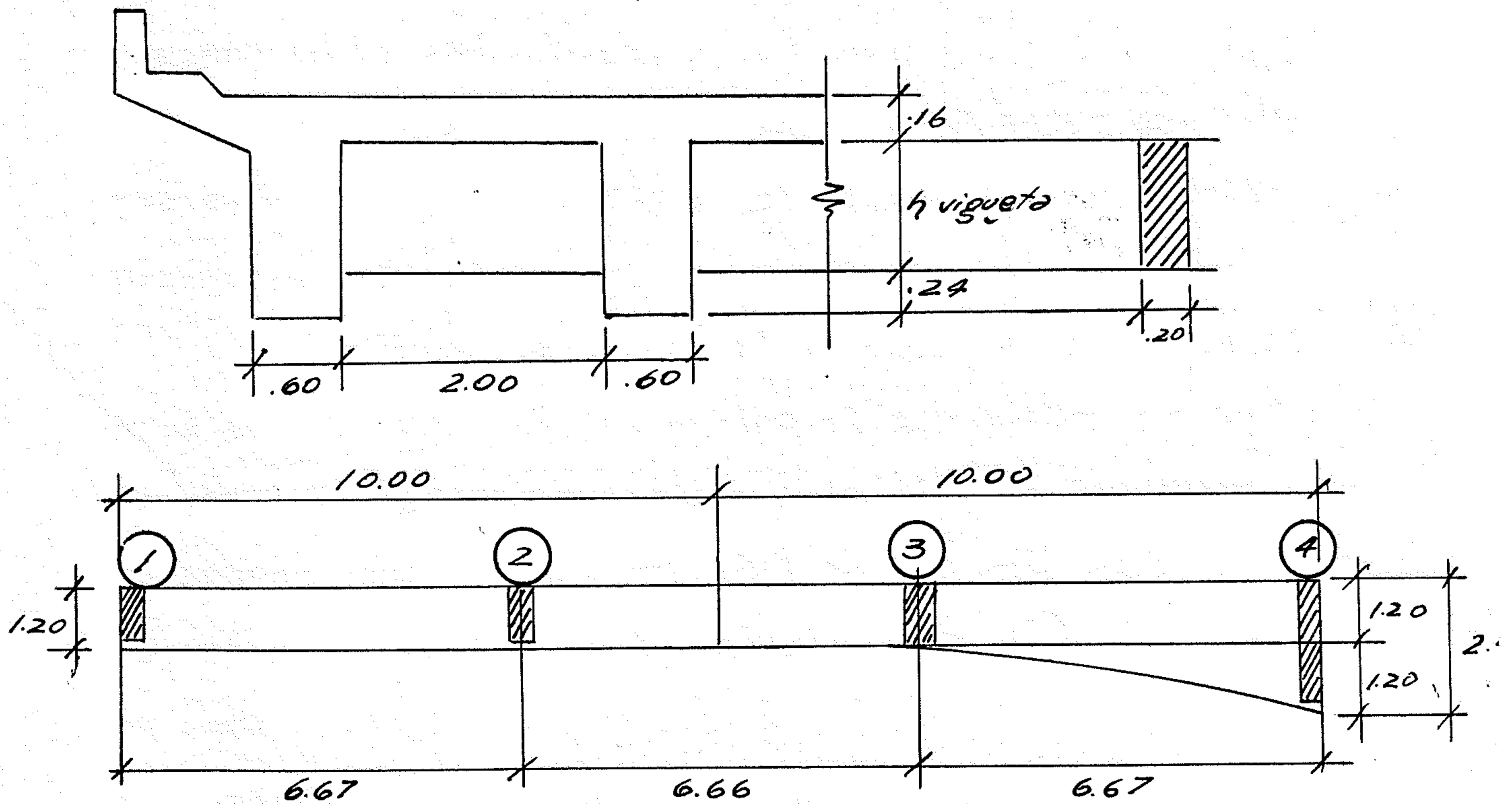
$$\text{La fórmula es: } M = \text{Coef.} \times w \times l^2$$

Los momentos serán cada décimo de luz:

0.1-	0.0020	x	1730	x	20 ⁻²	=	1380	Kg-m.
0.2-	0.0041	x				=	2760	"
0.3-	0.0061	x				=	4220	"
0.4-	0.0082	x				=	5660	"
0.5-	0.0102	x				=	7050	"
0.6-	0.0122	x				=	8440	"
0.7-	0.0140	x				=	9650	"
0.8-	0.0140	x				=	9650	"
0.9-	0.0100	x				=	6900	"

Momentos producidos por las viguetas Transversales:

En cada tramos de 20 m. de viga se colocarán cuatro viguetas transversales de 20 cm. de base, y de altura variable según su situación.



La altura de las viguetas es: $h_1 = 0.80$ m.

$$h_2 = -0.80 \text{ "}$$

$$h_3 = 0.93 \text{ "}$$

$$h_4 = 2.00 \text{ "}$$

El peso de las viguetas que gravita sobre la viga será:

$$\text{Vigueta 1} = 0.80 \times 0.20 \times 1.00 \times 2400 = 384 \text{ Kg.}$$

$$\text{" 2} = 0.80 \times 0.20 \times 1.00 \times 2400 = 384 \text{ "}$$

$$\text{" 3} = 0.93 \times 0.20 \times 1.00 \times 2400 = 446 \text{ "}$$

$$\text{" 4} = 2.00 \times 0.20 \times 1.00 \times 2400 = 960 \text{ "}$$

Solo producen momento sobre la viga, las viguetas 2

y 3; las viguetas 1 y 4 no producen momentos por estar directamente sobre los apoyos.

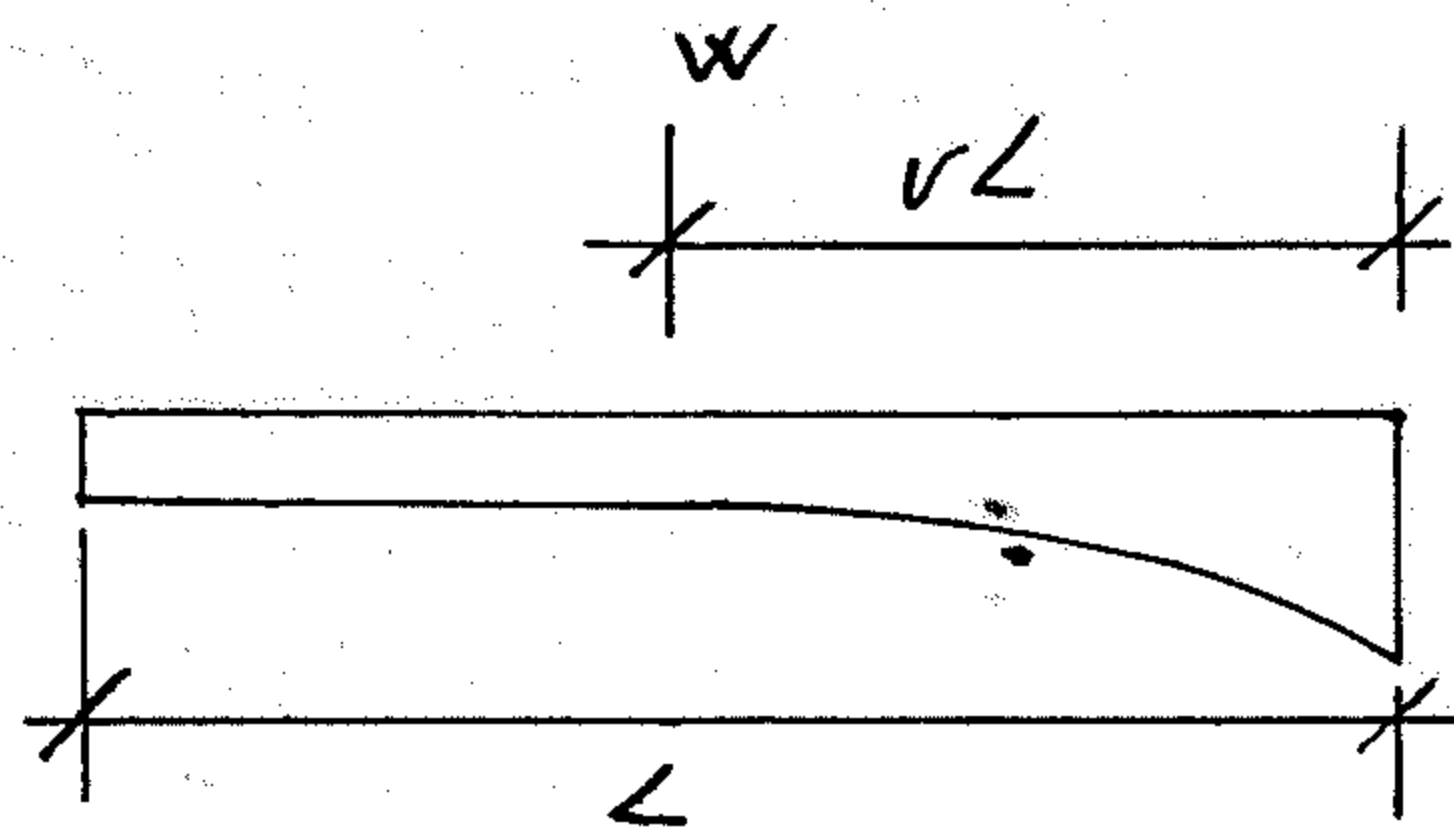
Para buscar los momentos producidos por las viguetas se empleará el método simplificado de Hardy Cross ya empleado anteriormente.

Los coeficientes "f" se obtienen de gráficos para carga concentrada, en los cuales el eje horizontal es la distancia del extremo acartelado a la cual se encuentra la carga concentrada, el eje vertical da los valores de "f", y las curvas representan el valor "b". Hay un grupo de curvas para cada relación "a".

Vigueta 2:

$$v_{xL} = 13.33$$

$$v = \frac{13.33}{20} = 0.667$$



En el grupo de gráficos para

a = 0.5 correspondientes al extremo

acartelado, se busca el valor v = 0.667 obtenido en el eje horizontal, se intercepta con la curva correspondiente a la relación b = 0.125, y en el eje vertical se lee el correspondiente valor de "f". En el presente caso es necesario interpolar entre los valores de "b" 0.10 y 0.20, pues la curva para b = 0.125 no existe.

Se obtuvieron los siguientes valores:

$$f_{BA} = 0.144$$

$$f_{AB} = 0.122$$

Los momentos fijos serán:

$$M^{FBA} = 0.144 \times 384 \times 20 = 1100 \text{ kg-m.}$$

$$M^{FAB} = 0.122 \times 384 \times 20 = 935 \text{ kg-m.}$$

Los momentos finales:

$$M_{BA} = (1-DBA) M_1 = 0.5 M_1$$

$$M_{BA} = 0.5 (M^{FBA} - CAB M^{FAB})$$

$$M_{BA} = 0.5 \cdot 1100 - (-0.83) \times 935 = 940 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BA} = 940 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{AB} = 0$$

Vigueta 3:

$$vxL = 6.67$$

$$V = \frac{6.67}{20} = 0.334$$

Se procede igual que para el caso anterior y se obtiene:

$$f_{BA} = 0.225$$

$$f_{AB} = 0.041$$

Momentos fijos:

$$M^{FBA} = 0.225 \times 446 \times 20 = 2000 \text{ Kg-m.}$$

$$M^{FAB} = 0.041 \times 446 \times 20 = 370 \text{ Kg-m.}$$

Momentos finales:

$$M_{BA} = 0.5 (2000 + 0.83 \times 370) = 1160 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BA} = 1160 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{AB} = 0$$

Momentos isostáticos producidos por las viguetas:

Vigueta 2:

$$M = \frac{384 \times 6.67 \times 13.33}{20} = 1720 \text{ Kg-m.}$$

Vigueta 3:

$$M = \frac{446 \times 6.67 \times 13.33}{20} = 1980 \text{ Kg-m.}$$

Los diagramas de momento son triangulares, los valores obtenidos son los del momento máximo.

Envolvente total de momentos por cargas estáticas:

El momento negativo total en el apoyo sobre el pilar, es la suma de los momentos finales calculados:

$$(-) M = 117000 + 1160 + 940 = 119100 \text{ Kg-m.}$$

$$(-) M = 119100 \text{ Kg-m.}$$

Los diagramas de momentos isostáticos que se han obtenido, se suman y se obtiene una curva toda positiva.

La envolvente total de momentos por cargas estáticas se obtiene de la siguiente manera: En el apoyo intermedio sobre el pilar se lleva el valor del momento negativo total obtenido, se obtiene un punto que unido con el punto cero sobre el apoyo extremo sobre el estribo, no hay momento por ser apoyo libre, determina una recta, a partir de la cual se miden hacia abajo los valores de la curva de momentos isostáticos cada décimo de luz, o sea, cada 2.00 m. Se adjunta la envolvente así obtenida.

Momentos de sobrecarga.- Se calculan por medio de las líneas de influencia. Cada décimo de luz se coloca una carga unidad, se calcula el momento de empotramiento, y reemplazando en la fórmula para momentos finales se obtienen los puntos

que unidos forman la Línea de Influencia.

La Línea de Influencia del apoyo B se obtiene aplicando la fórmula:

$$M_{BA} = (1-DBA) M_1 = 0.5 M_1$$

$$M_{BA} = 0.5 (M^{F}_{BA} - CAB M^{F}_{AB})$$

$$M_{BA} = 0.5 M^{F}_{BA} + 0.425 M^{F}_{AB}$$

Tabulando esta fórmula:

SECCION	Mom. de Empot.		Mom. Empot. x Coef.		Ordenada de L.I.
	M^{F}_{BA}	M^{F}_{AB}	$0.5M^{F}_{BA}$	$0.425M^{F}_{AB}$	
0.1	0.030	0.090	0.015	0.038	0.053
0.2	0.076	0.120	0.038	0.051	0.089
0.3	0.140	0.130	0.070	0.055	0.125
0.4	0.200	0.110	0.100	0.047	0.147
0.5	0.235	0.090	0.118	0.038	0.156
0.6	0.250	0.060	0.125	0.026	0.151
0.7	0.230	0.035	0.115	0.015	0.130
0.8	0.180	0.015	0.090	0.006	0.096
0.9	0.110	0.010	0.055	0.004	0.059

Los momentos fijos de la fórmula que aparecen tabulados, fueron obtenidos directamente de los gráficos pues se trata de una carga unidad la que ha sido colocada cada décimo de luz. Hay un grupo de gráficos para cada relación "b" y para cada extremo de la viga. El eje horizontal está dividido

en décimos que representan décimos de luz, y la vertical de los valores "f". Para cada relación "b" hay un grupo de curvas para cada relación "a".

La Línea de Influencia obtenida por la tabla anterior es del apoyo B, tanto para cargas en el primer tramo como para cargas en el segundo, por simétrico el puente.

Con la línea de Influencia de B y los momentos isostáticos producidos por una carga unidad cada décimo de luz, por medio del procedimiento gráfico que se muestra en la figura adjunta se dibujaron las líneas de influencia de la viga cada décimo de luz.

Las líneas de Influencia cada décimo de luz se muestran en dibujo aparte.

Los valores de los momentos isostáticos producidos por una carga unidad son:

0.1—0.09 L

0.2—0.16 L

0.3—0.21 L

0.4—0.24 L

0.5—0.25 L

0.6—0.24 L

0.7—0.21 L

0.8—0.16 L

0.9—0.09 L

Por medio de las líneas de Influencia se obtiene la envolvente de momentos de sobrecarga de la siguiente manera:

El tren de cargas dado por las especificaciones del presente proyecto, camión tipo H20.S16, se coloca en la posición más desfavorable, o sea, la que produce mayor momento, en cada línea de Influencia primero sobre las áreas positivas y luego sobre las negativas. Las ordenadas debajo de cada rueda se multiplican por el peso correspondiente de la rueda y por la luz del puente, este producto da el momento máximo positivo o negativo correspondiente al punto de la viga con cuya línea de influencia se ha trabajado.

Los resultados obtenidos, son los siguientes:

0.1	+ M =	(0.139x7250+0.03x1810) 20 =	21286	Kg-m.
	- M =	(0.03x7250+0.009x1810) 20 =	4676	"
0.2	+ M =	(0.228x7250+0.044x1810)20 =	34592	"
	- M =	(0.06x7250+0.019x1810)20 =	9388	"
0.3	+ M =	(0.273x7250+0.051x1810)20 =	41446	"
	- M =	(0.088x7250+0.026x1810)20 =	13682	"
0.4	+ M =	(0.276x7250+0.078x1810)20 =	42820	"
	- M =	(0.116x7250+0.034x1810)20 =	18032	"
0.5	+ M =	(0.251x7250+0.082x1810)20 =	39380	"
	- M =	(0.148x7250+0.043x1810)20 =	22960	"
0.6	+ M =	(0.217x7250+0.062x1810)20 =	33740	"
	- M =	(0.174x7250+0.051x1810)20 =	27048	"
0.7	+ M =	(0.155x7250+0.032x1810)20 =	23560	"
	- M =	(0.204x7250+0.061x1810)20 =	31820	"

$$\begin{aligned} 0.8 \quad + M &= (0.084 \times 7250) 20 &= 12200 \quad " \\ & - M &= (0.259 \times 7250 + 0.1 \times 1810) 20 &= 41220 \quad " \\ 0.9 \quad + M &= 0.038 \times 7250 \times 20 &= 5510 \quad " \\ & - M &= (0.424 \times 7250 + 0.107 \times 1810) 20 &= 64680 \quad " \\ 1.0 \quad + M &= 0 \\ & - M &= (0.575 \times 7250 + 0.219 \times 1810) 20 &= 91140 \quad " \end{aligned}$$

Impacto:

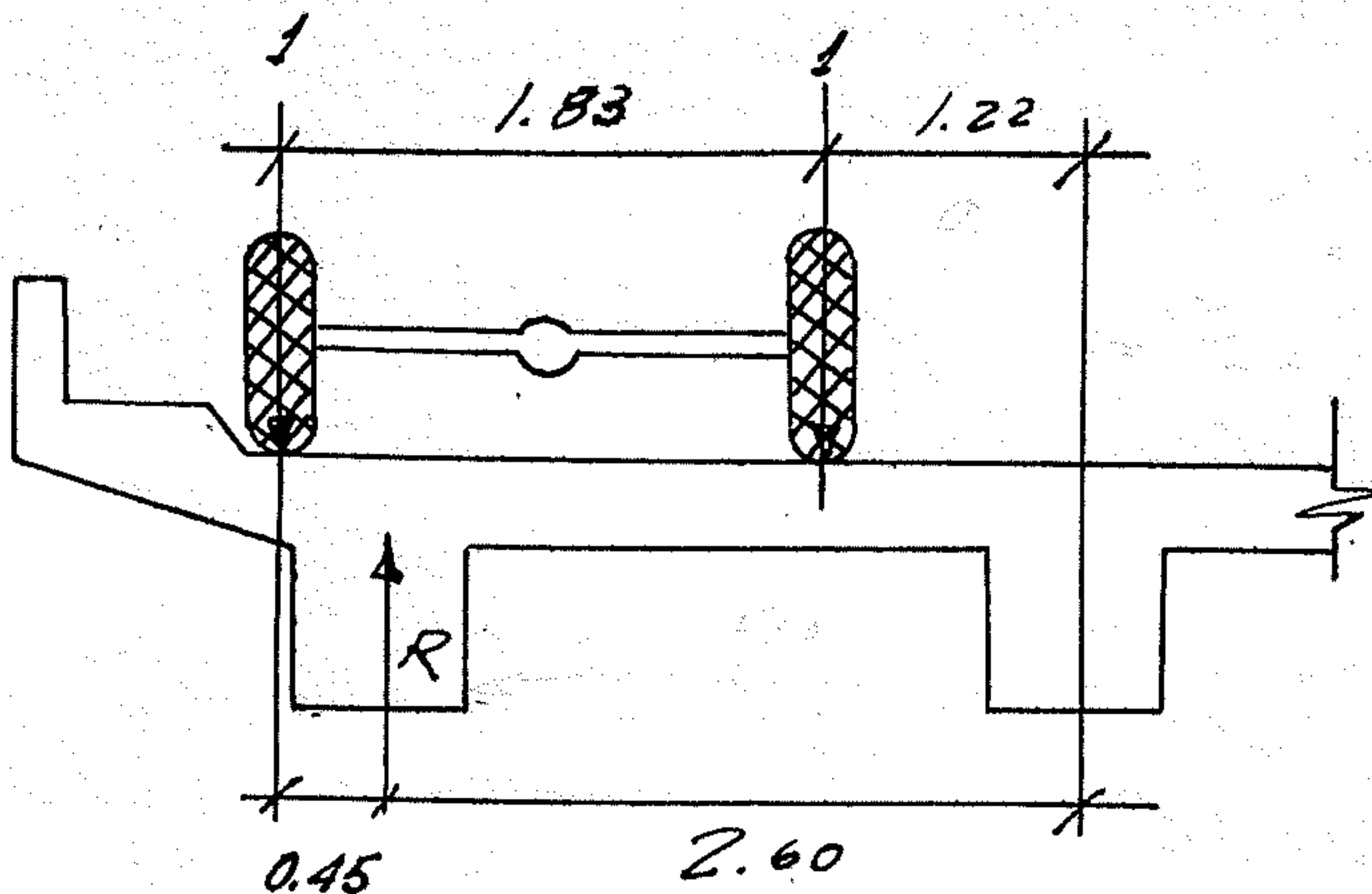
Ya ha sido calculado: $I = 1.26$

Concentración de carga:

Por tratarse de una viga exterior se calcula como la reacción de la viga. Colocando el camión tipo en la posición más desfavorable y considerando que la losa se apoya simplemente sobre las vigas, se consideran las ruedas de peso unitario, y al peso de una, se agrega la reacción de la viga producida por la otra rueda.

$$R = 1 + \frac{Pa}{L}$$

$$R = 1 + \frac{1 \times 1.22}{2.60} = 1.47$$



Concentración de carga = 1.47.

Momentos Finales de Sobrecarga:

Los momentos calculados de sobrecarga se ven aumentados por el impacto, y por la concentración de carga, ya que siendo la losa solidaria con las vigas como una se deflexiona influye sobre las otras.

0.1	+ M = 21286 x 1.26 x 1.47 = 39400	Kg-m.
	- M = 4676 x 1.26 x 1.47 = 8650	"
0.2	+ M = 34592 x	= 64000 "
	- M = 9388 x	= 17400 "
0.3	+ M = 41446 x	= 76600 "
	- M = 13682 x	= 25300 "
0.4	+ M = 42820 x	= 79400 "
	- M = 18032 x	= 33400 "
0.5	+ M = 39380 x	= 73000 "
	- M = 22960 x	= 42500 "
0.6	+ M = 33740 x	= 62500 "
	- M = 27048 x	= 51000 "
0.7	+ M = 23560 x	= 43600 "
	- M = 31820 x	= 58900 "
0.8	+ M = 12200 x	= 22600 "
	- M = 41220 x	= 76400 "
0.9	+ M = 5510 x	= 10700 "
	- M = 64680 x	= 119700 "
1.0	+ M = 0	= 0 "
	- M = -91140 x	= 169000 "

Estos resultados llevados a escala en un eje de coord

denadas forman la envolvente de momentos de sobrecarga.

Envolvente total de Momentos:

La envolvente total de momentos se dibuja de la misma manera siguiente: a la envolvente de momentos de cargas estáticas se le suman algebraicamente los momentos negativos de sobrecarga, y luego los positivos. En figura aparte se muestra la Envolvente total de momentos. Los momentos totales definitivos son:

0.1	+ M = 84400	Kg-m.
0.2	+ M = 139000	"
0.3	+ M = 172600	"
0.4	+ M = 182000	"
0.5	+ M = 170000	"
0.6	+ M = 142500	"
0.7	+ M = 95600 - M = 6900	"
0.8	+ M = 32600 - M = 66400	"
0.9	- M = 165700	"
1.0	- M = 288100	"

Chequeo de Secciones

Como la losa y la viga serán llenadas juntas formarán un todo monolítico, y para chequear las secciones de la viga cada décimo de luz, se considerará que ^{para} los momentos negativos trabaja como viga rectangular, y para los momentos positivos trabaja como viga T siendo la losa las alas de la

viga.

Apoio B

Como viga rectangular: $M = 288100$ Kg-m.

$$h = 2.40 \text{ m.}$$

$$b = 0.60 \text{ m.}$$

$$d = 0.313 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.313 \sqrt{\frac{288100 \times 100}{60}}$$

$$d = 217 \text{ cm.}$$

Sección 0.9

Como viga rectangular: $M = 165700$ Kg-m.

$$h = 1.968 \text{ m.}$$

$$b = 0.60 \text{ m.}$$

$$d = 0.313 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.313 \sqrt{\frac{165700 \times 100}{60}}$$

$$d = 164 \text{ cm.}$$

Sección 0.8

Como viga rectangular: $M = 66400$ Kg-m.

$$h = 1.632 \text{ m.}$$

$$b = 0.60 \text{ m.}$$

$$d = 0.313 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.313 \sqrt{\frac{66400 \times 100}{60}}$$

$$d = 104 \text{ cm.}$$

Sección 0.4

Corresponde al punto de máximo momento positivo, deberá ser chequeada como viga T: $M = 182000$ Kg-m.

$$\begin{aligned}h &= 1.20 \text{ m.} \\b' &= 0.60 \text{ m.} \\t &= 16 \text{ cm.} \\f_c &= 70 \text{ Kg/cm}^2. \\k &= 0.403 \\k &= 10.2\end{aligned}$$

Tomando: $d = 100 \text{ cm.}$

El ancho b de alas se calcula según normas:

$$b \leq L/4 \leq 20/4 \leq 5 \text{ m.}$$

$$b \leq s' \leq 2 \text{ m.}$$

$$b \leq b' + 12 t \leq 0.60 + 1.92 \leq 2.52$$

Tomo el resultado menor: $b = 2.00 \text{ m.}$

Aplicando la fórmula:

$$K_T = \frac{f_c}{2} \times \frac{t}{d} \left(2 - \frac{t}{kd} - \frac{t}{d} + \frac{2}{3k} \frac{t^2}{d^2} \right)$$

$$K_T = \frac{70}{2} \times \frac{16}{100} \left(2 - \frac{16}{0.403 \times 100} - \frac{16}{100} + \frac{2}{3 \times 0.403} \times \frac{256}{10000} \right)$$

$$K_T = 8.32$$

El momento para una viga rectangular:

$$M_{rec.} = K \times b \times d^2 = 10.2 \times 60 \times 10000 = 61200 \text{ Kg-m.}$$

El momento remanente con el cual se calculará la altura útil:

$$M_{rem.} = 182000 - 61200 = 120800 \text{ Kg-m.}$$

la altura útil:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K_T (b - b')}} = \sqrt{\frac{120800}{8.32 (2 - 0.60)}} = 101.5 \text{ cm} > 100 \text{ cm.}$$

Como puede verse por el resultado obtenido, la sección no chequea, pues el "d" calculado ha resultado mayor que el asumido. Será necesario el empleo de acero en compresión, como se verá más adelante.

Cálculo del acero

Siguiendo las normas, el recubrimiento y separación entre cabillas será en todos sentidos, igual a 7.5 cm.

Apoyo B

$$M = 288100 \text{ kg-m.}$$

$$f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$j = 0.889$$

$$k = 10.2$$

$$b = 60 \text{ cm.}$$

$$h = 2.40 \text{ m.}$$

Suponiendo 3 capas de cabillas:

$$d = 225 \text{ cm.}$$

El área de acero negativo:

$$(-) A_s = \frac{M}{f_s j x d} = \frac{288100 \times 100}{1400 \times 0.889 \times 225} = 103 \text{ cm}^2$$

$$(-) A_s \quad 103 \text{ cm}^2 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 21\emptyset 1" \text{ (Tres capas de 7 cabillas cada una)}$$

Sección 0.4

Como viga T con $d = 100 \text{ cm.}$

$$A_{s1} = \frac{f_c x k}{2 f_s} x b' x d = \frac{70 \times 0.403}{2 \times 1400} x 60 \times 100 = 60.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{f_c}{f_s} x \frac{(b - b') t (2kd - t)}{2kd}$$

$$A_{s2} = \frac{70}{1400} \times \frac{(200-60) 16 (2 \times 0.403 \times 100 - 16)}{2 \times 0.403 \times 100} = 89.8 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ total} = 60.5 + 89.8 = 150.3 \text{ cm}^2 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 30 \text{ } \emptyset \text{ 1"}$$

Se dispondrá el acero positivo en 4 capas de 7 \emptyset 1" cada una, y una capa de 2 \emptyset 1", como se indica en el plano correspondiente de la viga.

Como anteriormente se dijo, es necesario el empleo de acero en comprensión, Se calcula de la manera siguiente:

$$M_{rec.} = 61200 \text{ Kg-m.}$$

$$M_T \text{ virtual} = K_T (b - b') d^2 = 8.32 (200-60) 10000 = 116500 \text{ Kg-m.}$$

$$M \text{ viga}_T = 61200 + 116500 = 177700 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{rem.} = 182000 - 177700 = 4300 \text{ Kg-m.}$$

El acero necesario será:

$$A_{s_c} = \frac{M_{rem.}}{f_s (d-d')} = \frac{4300 \times 100}{1400 (100-9.5)} = 3.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_c} = 3.40 \text{ cm}^2 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad \rightarrow \quad 5 \text{ } \emptyset \text{ 3/8}$$

Cantidad de acero que queda satisfecha por el acero que ha sido colocado en la losa en forma de acero de temperatura y de repartición, que son en total 8 \emptyset 3/8, o sea, aun quedarían 3 \emptyset 3/8. No será entonces necesario agregar más acero para satisfacer las exigencias del momento remanente.

Doblado de Acero

El doblado y colocación del acero se muestra en el plano de la viga. Se hace dibujando la curva envolvente de acero que se adjunta., formada, como se indica, por la tabla

siguiente:

Sección	M	d	$\frac{M}{fsxjxd}$
0.1	+ 84400	100.0	67.0
0.2	+ 139000	100.0	110.1
0.3	+ 172600	100.0	137.0
0.4	+ 182000	100.0	144.2
0.5	+ 170000	100.0	135.0
0.6	+ 142500	104.5	108.0
0.7	+ 95600	119.9	63.2
0.8	+ 32600	143.2	18.1
0.7	- 6900	124.9	4.5
0.8	- 66400	148.2	35.9
0.9	- 165700	181.8	73.1
1.0	- 288100	225.0	102.6

Llevando a escala los valores de la última columna y uniendo los puntos representativos, se obtiene la curva envolvente de acero, cuya ordenada máxima, positiva y negativa, se divide en partes de acuerdo al número de cabillas por capas; las horizontales determinan en su intersección con la curva, los puntos donde pueden irse doblando las capas de cabillas en la forma establecida en el caso de enclaje especial, que es el tipo de anclaje empleado en el presente proyecto.

Diagramas de Fuerzas Cortantes para Cargas Estáticas

Carga uniforme

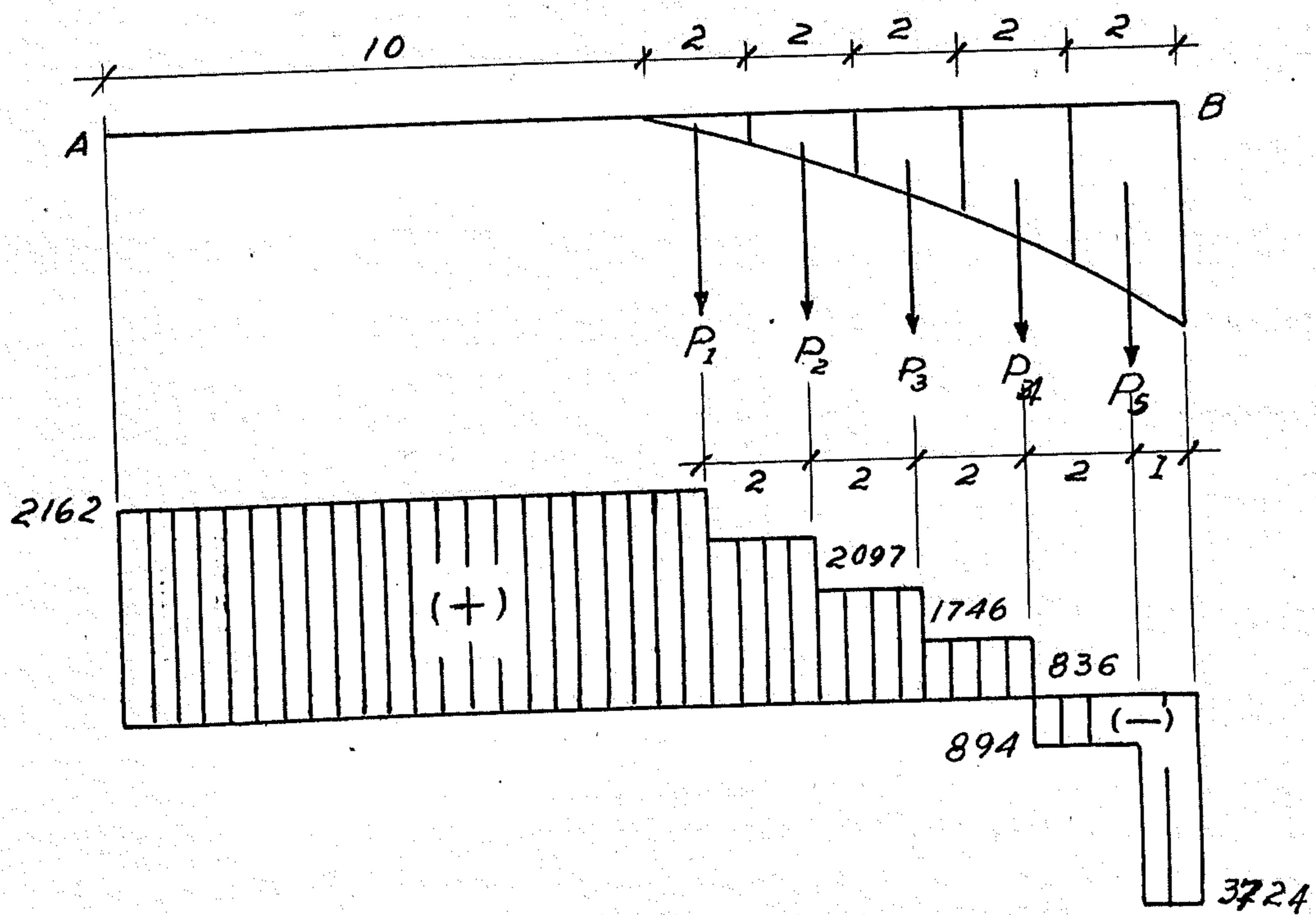
Como una viga simplemente apoyada de 20 m. de luz y con una carga uniformemente distribuida de 2990 Kg/m.1.

Fuerza cortante en los apoyos:

$$V = \frac{2990 \times 20}{2} = 29900 \text{ Kg.}$$

Carga Parabólica

Asimilándola a cargas concentradas representativas de los pesos de secciones hechas cada 2 m.



- $h_1 = 0.045 \text{ m.}$
- $h_2 = 0.199 \text{ m.}$
- $h_3 = 0.432 \text{ m.}$
- $h_4 = 0.768 \text{ m.}$
- $h_5 = 1.200 \text{ m.}$

$$P_1 = 2 \times 0.60 \times 2400 \times \frac{0.045}{2} = 65 \text{ Kg.}$$

$$P_2 = 2 \times 0.60 \times 2400 \times \frac{0.045 + 0.199}{2} = 351 \text{ Kg.}$$

$$P_3 = 2 \times 0.60 \times 2400 \times \frac{0.199 + 0.432}{2} = 910 \text{ Kg.}$$

$$P_4 = 2 \times 0.60 \times 2400 \times \frac{0.432 + 0.768}{2} = 1730 \text{ Kg.}$$

$$P_5 = 2 \times 0.60 \times 2400 \times \frac{0.768 + 1.200}{2} = 2830 \text{ Kg.}$$

$$R_A = 2162 \text{ Kg.}$$

$$R_B = 3724 \text{ Kg.}$$

El diagrama resultante se muestra en el dibujo anterior.

Envolvente de Fuerzas Cortantes de Cargas Estáticas

Los dos diagramas que se han obtenido, se suman. Luego se hace la corrección por momento como se indica en el diagrama, para así tomar en cuenta la diferencia de apoyo de los extremos:

$$\text{Corrección} = \frac{M_{\text{max.}}}{L} = \frac{119100}{20} = 5955 \text{ Kg.}$$

Envolvente de Fuerzas cortantes de sobre-carga

Se obtiene aplicando el método gráfico de Winkler, como se indica en la figura correspondiente, colocando el tren de cargas H20S16 en la posición más desfavorable.

Luego el diagrama obtenido debe ser corregido por momentos, buscando el momento que se produce para la posición

de la sobrecarga con la cual se ha obtenido el diagrama anterior, y dividiéndolo entre la luz del tramo.

$$\text{Corrección} = \frac{M_{\text{máx.}}}{L} = \frac{53000}{20} = 2650 \text{ kg.}$$

Envolvente total de Fuerzas Cortantes

La envolvente total se obtiene sumando algebraicamente los dos diagramas anteriores.

Ahora la envolvente obtenida se corrige por $\text{tg}\alpha$, o sea, tomando en cuenta el acartelamiento parabólico de la viga:

$$V = V' \pm \frac{M}{d} \text{tg}\alpha$$

Siendo:

V = fuerza cortante definitiva en la sección.

V' = fuerza cortante calculada en la sección.

M = momento total en la sección.

d = altura útil en la sección

α = ángulo que forma la tangente a la parábola de acartelamiento con la horizontal, en la sección considerada.

El signo \pm se pone: Si aumenta el momento y aumenta la sección el signo es $-$. Si aumenta el momento y disminuye la sección se pone $+$.

Cálculo de las Tangentes:

$$\text{tg}\alpha = \frac{4f(1-\frac{2x}{l})}{l}$$

$$\text{tg}\alpha_{1.0} = \frac{4 \times 1.20}{20} \left(1 - \frac{2 \times 0}{20} \right) = 0.240$$

$$\text{tg}\alpha_{0.9} = \frac{4 \times 1.20}{20} \left(1 - \frac{2 \times 2}{20} \right) = 0.192$$

$$\text{tg } \alpha 0.8 = \frac{4 \times 1.20}{20} \left(1 - \frac{2 \times 4}{20} \right) = 0.144$$

$$\text{tg } \alpha 0.7 = \frac{4 \times 1.20}{20} \left(1 - \frac{2 \times 6}{20} \right) = 0.096$$

$$\text{tg } \alpha 0.6 = \frac{4 \times 1.20}{20} \left(1 - \frac{2 \times 8}{20} \right) = 0.048$$

$$\text{tg } \alpha 0.5 = \frac{4 \times 1.20}{20} \left(1 - \frac{2 \times 10}{20} \right) = 0.$$

FUERZAS CORTANTES TOTALES

$$V_{0.0} = + 41150 \quad \text{Kg.}$$

$$V_{0.1} = + 32650 \quad "$$

$$V_{0.2} = + 24750 \quad "$$

$$V_{0.3} = + 16900 \quad "$$

$$V_{0.4} = + 9600 \quad "$$

$$- 5350$$

$$V_{0.5} = + 2050 \quad "$$

$$- 13000 \quad "$$

$$V_{0.6} = - 20900 - \frac{142500}{104.5} \times 0.048 = - 20966 \quad \text{Kg.}$$

$$V_{0.7} = - 28500 + \frac{6900}{124.9} \times 0.096 = - 28446 \quad "$$

$$V_{0.8} = - 37000 + \frac{66400}{148.2} \times 0.144 = - 36935 \quad "$$

$$V_{0.9} = - 47000 + \frac{165700}{181.8} \times 0.192 = - 46825 \quad "$$

$$V_{1.0} = - 57600 + \frac{288100}{225} \times 0.240 = - 57292 \quad "$$

Envolvente de "v" Unitarios

Se calcula la tabla siguiente:

Sección	V	d	$\frac{V}{j.d.b.}$
0.0	+ 41150	100.0	7.63
0.1	+ 32650	100.0	6.05
0.2	+ 24750	100.0	4.58
0.3	+ 16900	100.0	3.13
0.4	+19600	100.0	1.78
0.5	+ 2050	100.0	0.38
0.4	- 5350	100.0	0.99
0.5	- 13000	100.0	2.40
0.6	- 20966	104.5	3.70
0.7	- 28446	124.9	4.23
0.8	- 36935	148.2	4.62
0.9	- 46825	181.8	4.79
1.0	- 57292	225.0	4.75

La última columna de la tabla representa los esfuerzos unitarios de corte en cada sección de la viga. Llevando estos valores en un eje de coordenadas se obtiene la envolvente de V unitarios.

Como se empleará anclaje especial, el esfuerzo unitario que absorbe el concreto es:

$$V_c = 0.03 f'c = 0.03 \times 210 = 6.30 \text{ Kg/cm}^2$$

Trazando en la envolvente de V. unitarios una hori-

zontal a la altura del valor 6.30 Kg/cm^2 , la zona que quede por encima necesitará estribos. En el presente caso solo será necesario colocar estribos en los apoyos extremos.

Empleando estribos de $3/8''$, la separación S entre ellos se calcula:

$$V_c = V_c \times b \times d \times j = 6.3 \times 60 \times 100 \times 0.90 = 24070 \text{ Kg}$$

Queda para ser absorbido por los estribos:

$$V' = V - V_c = 41150 - 34020 = 7130 \text{ Kg.}$$

La separación de estribos:

$$S = \frac{A_s \times f_s \times j \times d}{V'} = \frac{2 \times 0.71 \times 1400 \times 0.90 \times 100}{7130} = 25 \text{ cm}$$

Luego: $\square 3/8 @ 25$ (el primero 12.5 del extremo de la viga).

Por cuestión constructiva para armar la estructura de acero se colocarán $\square 3/8'' @ 1.00.$, como se indica en el plano correspondiente.

ADHERENCIA

Para barras corrugadas con anclaje especial, las normas dan como esfuerzo unitario de adherencia:

$$u = 0.075 f_c' = 0.075 \times 210 = 15.75 \text{ Kg/cm}^2$$

Chequeando en el apoyo para el momento negativo con la fuerza cortante correspondiente.

$$u = \frac{V}{j \times d \times o} = \frac{57292}{0.90 \times 225 \times 21 \times 8} = 1.68 \text{ Kg/cm}^2 \quad \underline{\text{O.K.}}$$

En los puntos de inflexión para el momento positivo con la fuerza cortante correspondiente:

$$u = \frac{V}{jx dx \sum o} \frac{42000}{0.90 \times 160 \times 8 \times 8} = 4.55 \text{ kg/cm}^2. \quad \underline{\text{O.K.}}$$

VIGUETAS TRANSVERSALES

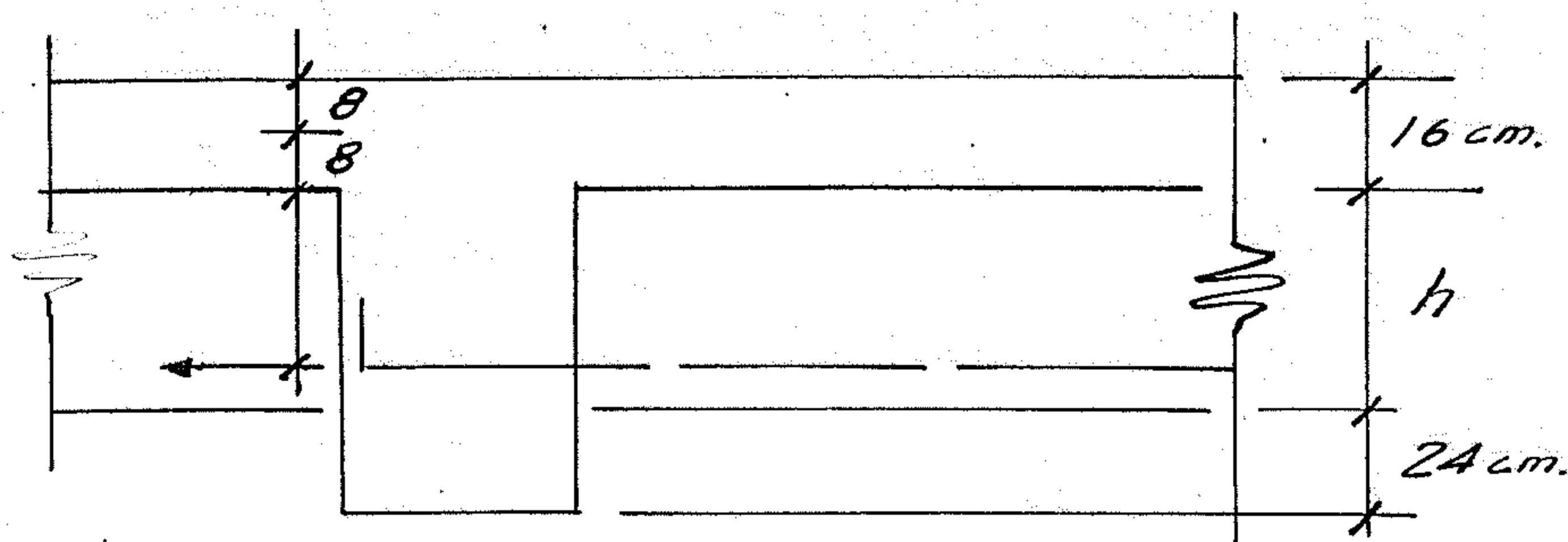
Las viguetas transversales se colocan no para soportar las cargas, sino para evitar la torsión de las viguetas longitudinales.

El momento negativo en la losa es:

$$- M_{\text{Losa}} = 1561 \text{ kg-m.}$$

El momento de torsión en la vigueta será:

$$M_{\text{vig.}} = 1561 \times 6.66 \times 0.7 = 7280 \text{ kg-m.}$$



VIGUETAS 1 y 2:

$$h = 80 \text{ cm.}$$

$$F = \frac{7280}{0.88} = 8260 \text{ kg.}$$

$$A_s = \frac{8260}{1400} = 5.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.003 \times 20 \times 80 = 4.80 \text{ cm}^2$$

Se toma el mayor acero:

$$A_s = 5.90 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3 \text{ } \phi \text{ } 5/8''$$

VIGUETAS 3:

$$h = 93 \text{ cm.}$$

$$F = \frac{7280}{1.01} = 7200 \text{ Kg.}$$

$$A_s = \frac{7200}{1400} = 5.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.003 \times 20 \times 93 = 5.58 \text{ cm}^2$$

Se toma el que resulta mayor:

$$A_s = 5.58 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2 \text{ } \phi \text{ } 3/4''$$

VIGUETA 4

$$h = 200 \text{ cm.}$$

$$F = \frac{7280}{208} = 7000 \text{ Kg.}$$

$$A_s = \frac{7000}{1400} = 5.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.003 \times 20 \times 200 = 12 \text{ cm}^2$$

Se tomará el mayor:

$$A_s = 12 \text{ cm}^2 \longrightarrow 1 \text{ } \phi \text{ } 1'' + 2 \text{ } \phi \text{ } 7/8''$$

Por normas, todas las viguetas deben llevar estribos con 20 cm. de separación. Se colocarán:

■ $3/8'' @ 20$ En todas las viguetas.

Con el objeto de amarrar los estribos, se colocará $\phi 1/4$ en la parte superior de las viguetas, como se muestra en el plano correspondiente.

ESTRIBOS

Los dos apoyos extremos del puente serán estribos de concreto ciclópeo, los cuales transmitirán al terreno en forma de presiones, las reacciones del puente.

El puente trasmite su carga a los estribos por medio de dispositivos de apoyo, que pueden ser de diferentes tipos. En el presente caso en particular se empleará en ambos estribos dispositivos de apoyo del tipo de rodillos.

DISPOSITIVOS DE APOYO

Los dispositivos de apoyo de rodillos consta de dos placas de metal ancladas, una en la parte inferior de la viga, y la otra en la cajuela del estribo. Entre las dos placas se coloca un rodillo, o varios si es necesario, el cual teóricamente hace contacto con las placas solo en una línea recta, y permite dilataciones de la viga.

El diseño y cálculo de las placas y rodillos se hace de la siguiente manera:

RODILLOS:

El largo del rodillo se toma igual al ancho de la viga que cargará sobre él, menos 5 cm. a cada lado para los topes:

Largo del rodillo: $l = 50$ cm.

El radio se calcula aplicando la fórmula:

$$f = 0.42 \sqrt{\frac{p}{r} \times E}$$

donde:

E = módulo de elasticidad del rodillo y de las
placas = 2100 Ton/cm².

r = radio del rodillo.

$$p = \frac{\text{Reacción del puente}}{\text{Longitud de rodillo}} = \frac{41150}{50} = 825 \text{ Kg/cm.}$$

$$P = 0.825 \text{ Ton/cm.}$$

f = depende del material y del número de rodillos.

Para un rodillo de acero moldeado vale
6 Ton/cm².

$$f. = 6 \text{ Ton/cm}^2.$$

Despejando "r" y reemplazando valores:

$$r = \frac{0.42^2 \times p \times E}{f^2} = 0.1764 \times \frac{0.825 \times 2100}{36} = 8.5 \text{ cm.}$$

$$d = 17 \text{ cm. (Diámetro del rodillo).}$$

PLACAS:

Las placas se hacen del mismo largo que el rodillo:

Largo de la placa: l = 60 cm.

El área total de la placa:

$$A = \frac{R}{f_c}$$

donde:

R = reacción del puente

f_c = 70 Kg/cm² (para apoyos de rodillo)

Luego:

$$A = \frac{41150}{70} = 588 \text{ cm}^2$$

El ancho de la placa será:

$$b = \frac{A}{1} = \frac{588}{60} = 9.8 \text{ cm.} \approx 10 \text{ cm.}$$

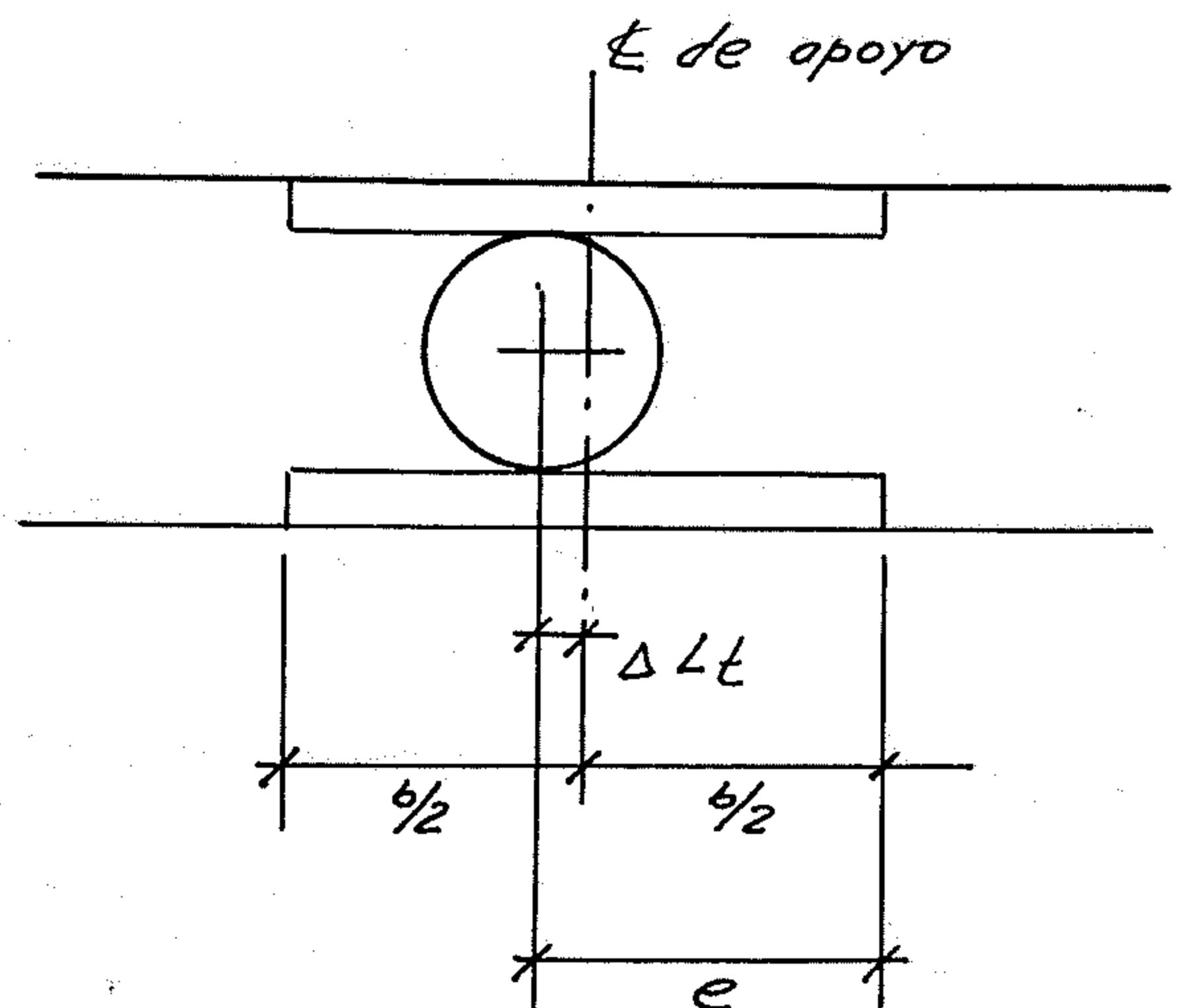
El espesor de la placa se calcula tomando en cuenta la posición más desfavorable del rodillo, o sea, cuando el puente se ha dilatado por variaciones de temperatura.

El rodillo se coloca tomando contacto con las placas en el centro de ellas.

Si el puente varía su longitud hace girar el rodillo variando su posición.

Llamando "e" la nueva posición del rodillo:

$$e = \frac{1}{2} b + \Delta L_t$$



Para una variación de temperatura de 30° , y una longitud de tramo de puente de 20 m. Se tiene:

$$e = 5 + 0.000012 \times 20 \times 30 = 5.72 \text{ cm.}$$

$$e = 5.72 \text{ cm.} \approx 6.00 \text{ cm.}$$

La presión transmitida por la placa sobre el estribo es:

$$P = \frac{R}{A} = \frac{41150}{60 \times 10} = 69 \text{ Kg/cm}^2.$$

Luego, para la posición más desfavorable del rodillo la placa debe soportar un momento:

$$M = \frac{P \times e^2}{2} = \frac{69 \times 36}{2} = 1240 \text{ Kg-cm.}$$

Llamando "h" el espesor de la placa, el módulo resistente de un cm. de largo de ella será:

$$Z = \frac{1}{6} \times 1 \times h^2 = \frac{1}{6} h^2$$

Luego:

$$f = \frac{M}{Z} = \frac{1240}{\frac{1}{6} h^2} = \frac{7440}{h^2}$$

$$h = \sqrt{\frac{7440}{1400}} = 2.36 \text{ cm.} \quad 2.5 \text{ cm.}$$

$h = 2.5 \text{ cm.}$ (una pulgada de espesor)

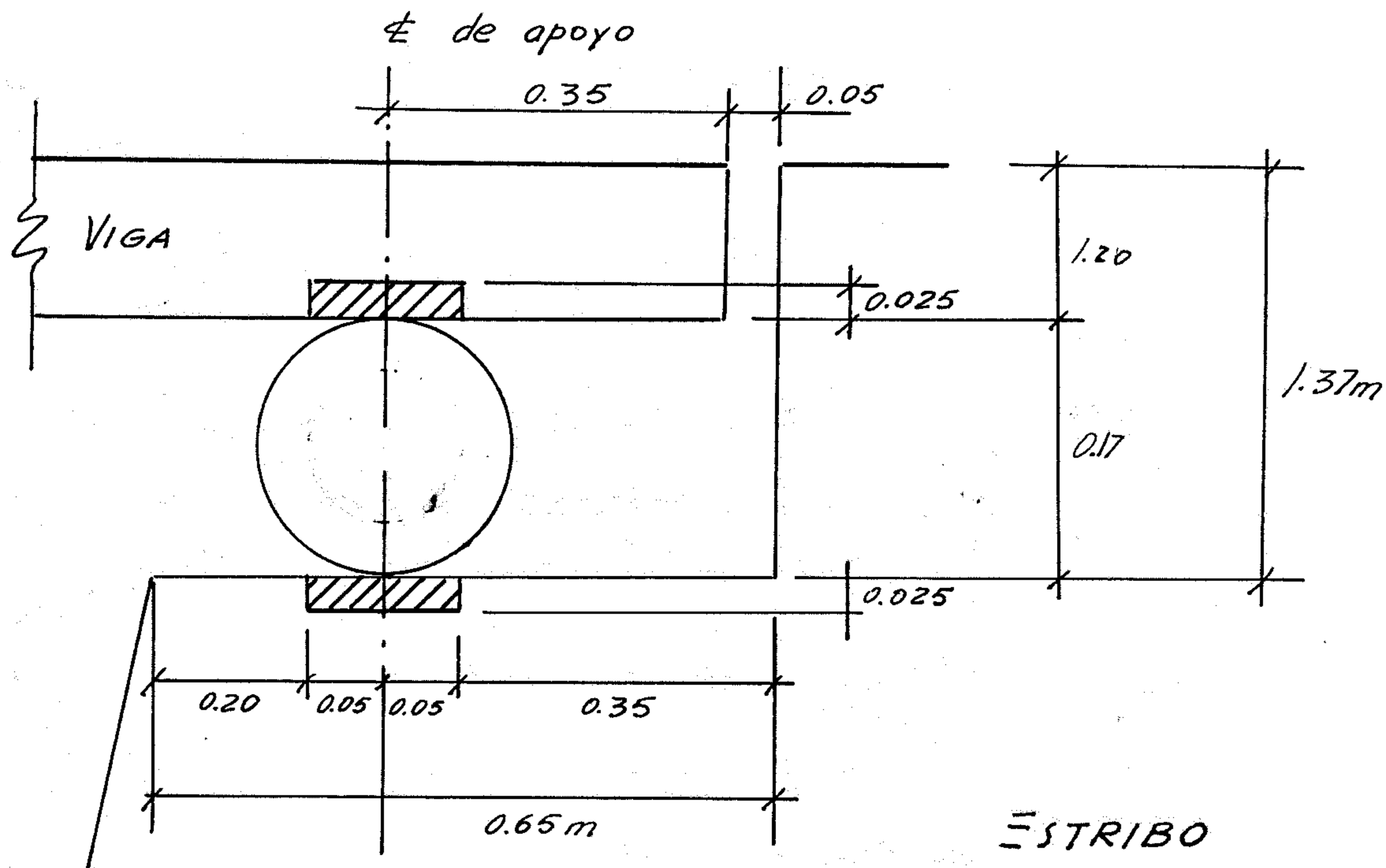
Se tiene una placa de:

Largo de placa = 60 cm.

Ancho " " = 10 cm.

Espesor de " = 2.5 cm.

El dispositivo de apoyo quedará entonces:



CALCULO DE LOS ESTRIBOS

Para el cálculo de los estribos se necesitan datos que son sacados del perfil transversal del terreno:

Estribo Izquierdo

Cota rasante	=	2981	m.
" base elevación	=	2975.50m.	
Altura elevación	=	5.50	m.
Cota base cimentación	=	2973.5	m.
Altura cimentación	=	2.00	m.
Altura total	=	7.50	m.

Terreno = arena, pedrones, cascajo.

Estribo Derecho

Cota rasante	=	2981	m.
" base elevación	=	2976	m.
Altura elevación	=	5.00	m.
Cota base ciment.	=	2975.50	m.
Altura cimentac.	=	0.50	m.
Altura total	=	5.50	m.

Terreno = roca.

El procedimiento a seguir para el cálculo de los estribos será:

- 1) Perfil de Ensayo en el cuerpo del estribo
- 2) Comprobación de la sección de la cajuela
- 3) Comprobación de la sección de la elevación en el cuerpo del estribo sin puente.
- 4) Comprobación de la sección de todo el cuerpo del estribo, incluida la cimentación, sin puente.
- 5) Comprobación de la sección de la elevación en el cuerpo del estribo con puente.
- 6) Comprobación de la sección de todo el cuerpo del estribo, incluida la cimentación, con puente.
- 7) Perfil de ensayo en el extremo del ala.
- 8) Empuje de tierras: en la elevación, en el total (incluida cimentación).
- 9) Comprobación de la sección del ala: en la elevación, en el total (incluida cimentación).

Cuando aun el puente no carga sobre el estribo, actúan las siguientes fuerzas:

- a) Fuerzas horizontales: Empuje de tierras.
- b) Fuerzas verticales: peso propio.

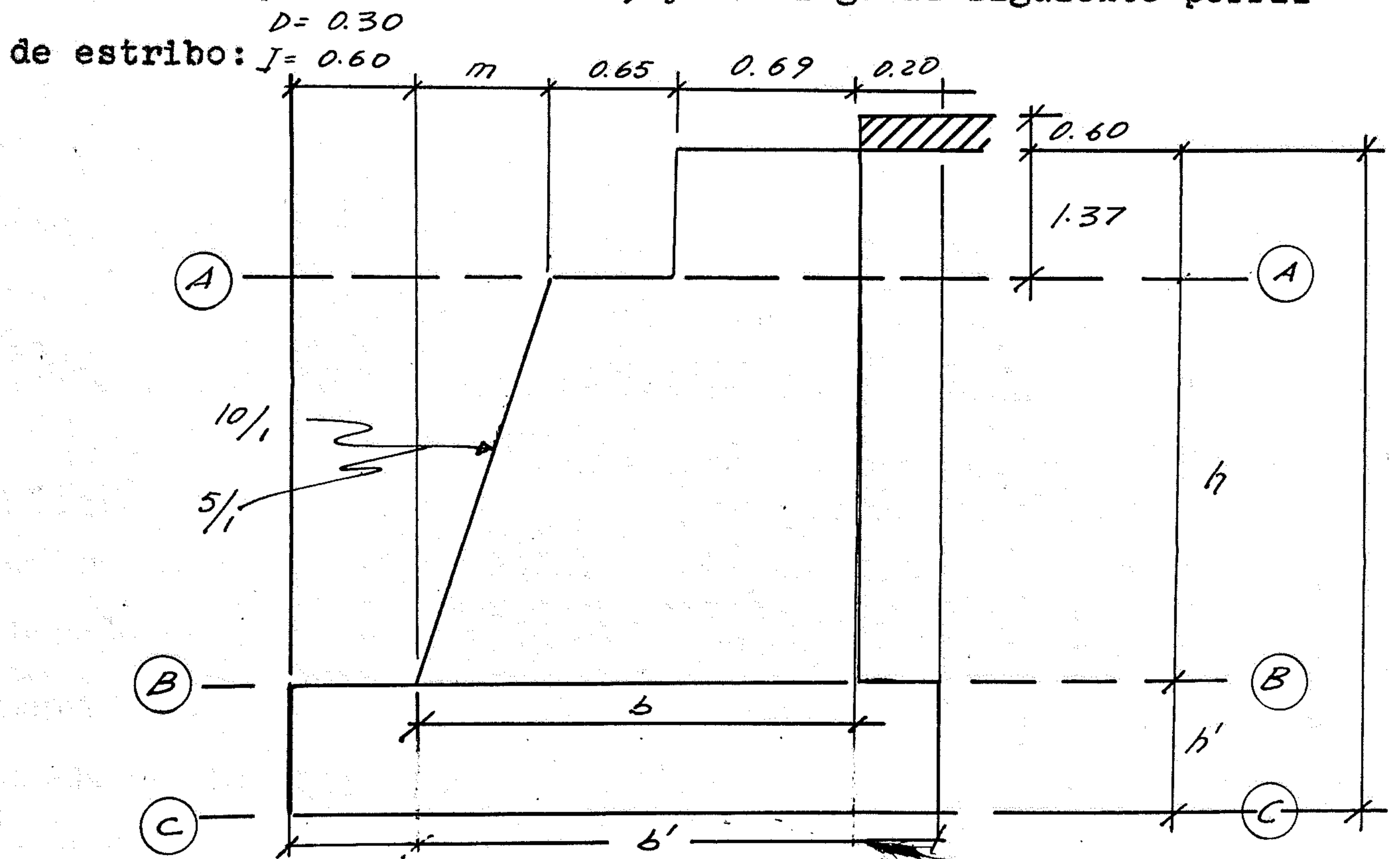
Cuando el puente trasmite su carga al puente, las fuerzas que actúan son, además de las anteriores.

- a) Reacción del puente por metro lineal.
- b) Frenado por metro lineal.
- c) Fricción o rodadura por metro lineal.

Sobre el ala solo actúan el empuje de tierras y el peso propio.

10. Perfil de Ensayo en el cuerpo del estribo

De acuerdo con la altura de la elevación y de la cimentación, y tomando en cuenta el ángulo de reposo del terreno, se calcula aproximadamente la base de elevación y cimentación. En el presente caso fué necesario aumentar ambas, pues no chequeaban al voléeo, y se llegó al siguiente perfil de estribo:



Los chequeos se hacen en los estribos donde cambia la sección, o sea, en la base de la cajuela, la elevación y cimentación (Donde están marcados los cortes).

Estribo Izquierdo

Elevación:

$$h = 5,50 \text{ m.}$$

$$b = 2.16 \text{ m.}$$

$$m = 0.82 \text{ m.}$$

Cimentación:

$$h' = 2.00 \text{ m.}$$

$$b' = 2.96 \text{ m.}$$

Altura total:

$$H = 7.50 \text{ m.}$$

$$\text{Pendiente} = 5/1$$

Estribo Derecho

Elevación:

$$h = 5.00 \text{ m.}$$

$$b = 1.70 \text{ m.}$$

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

Cimentación:

$$h' = 0.50 \text{ m.}$$

$$b' = 2.20 \text{ m.}$$

Altura total:

$$H = 5.50 \text{ m.}$$

$$\text{Pendiente} = 10/1$$

20.- Comprobación de la Sección en la cajuela

La cajuela es igual para ambos estribos

Empuje de tierras:

Actúa el empuje de tierras por detrás de la cajuela, es el empuje activo. Se calcula por la fórmula:

$$E = \frac{1}{2} \times W \times h (h \times 2h') C$$

Donde:

E = empuje activo de tierras

W = 1600 Kg./m³ (Densidad de la tierra)

h = 1.37 m. (Altura de la cajuela).

h' = En los casos de estribos de puente, cuando un

vehículo va a entrar al puente, aumenta con su carga el empuje de tierras, entonces se reduce el peso del vehículo a altura de tierra. Las normas establecen que esta sobrecarga de tierra no debe ser menor de 60 mm. Luego:

$$h' = 0.60 \text{ m.}$$

C = Coeficiente que depende del ángulo de reposo del terreno, y del talud del relleno que hay tras el estribo. Para este caso considerando que el ángulo de reposo del terreno es de 45° , y siendo 0° el talud del relleno, las tablas dan un valor:

$$C = 0.17$$

Reemplazando valores en la fórmula:

$$E = \frac{1}{2} \times 1600 \times 1.37 (1.37 + 2 \times 0.60) 0.17 = 490 \text{ Kg.}$$

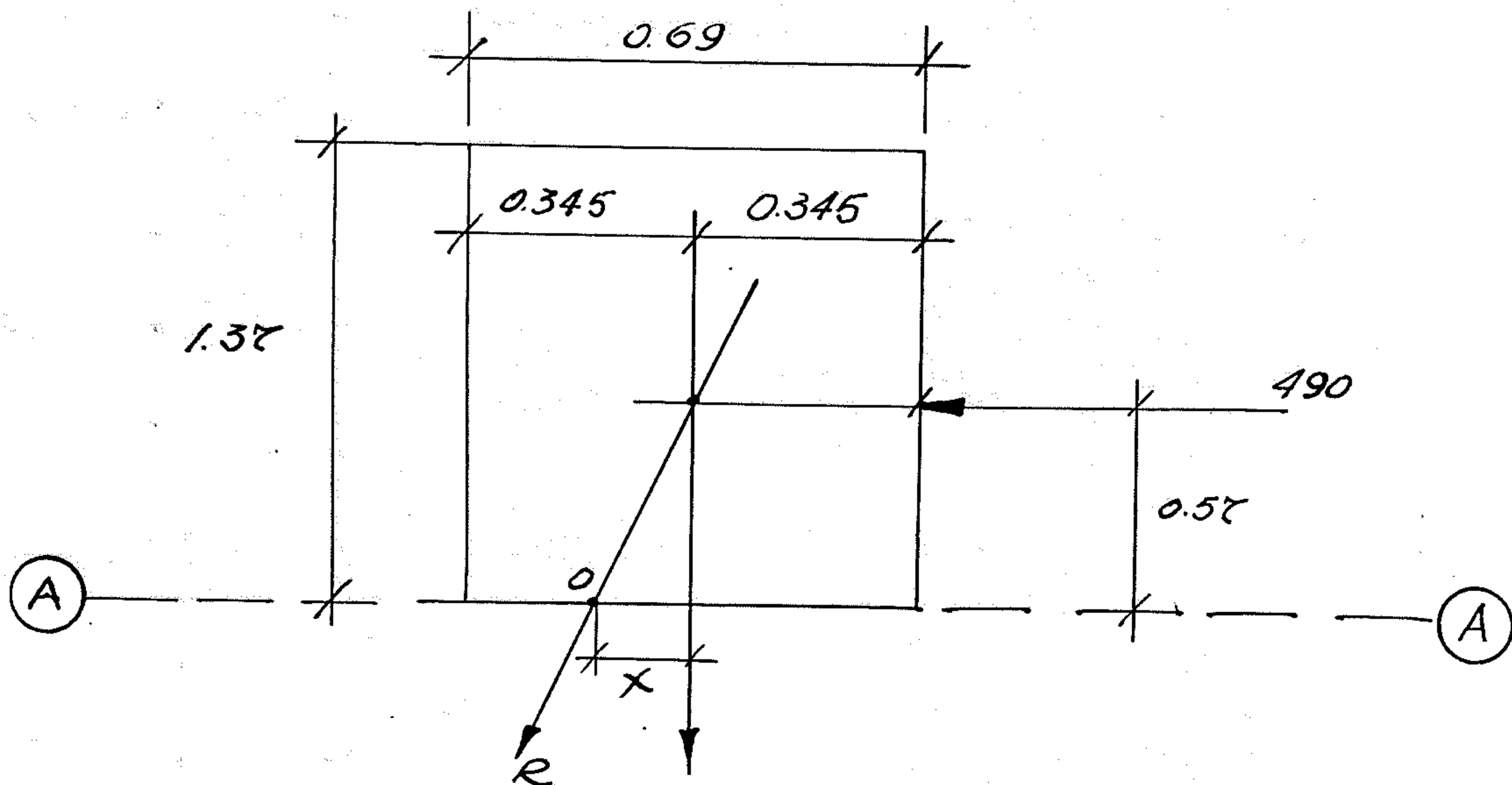
Punto de aplicación del empuje:

$$d = \frac{h}{3} \times \frac{h + 3h'}{h + 2h'} = \frac{1.37}{3} \times \frac{1.37 + 3 \times 0.60}{1.37 + 2 \times 0.60} = 0.57 \text{ m.}$$

Peso propio:

$$p.p. = 0.69 \times 1.37 \times 2300 = 2200 \text{ kg.}$$

Aplicando en la mitad del macizo.



Resultante:

Solo interesa conocer el punto "0" de la base por donde pasa la resultante, para conocer su excentricidad.

Tomando momentos con respecto a "0":

$$\sum M_o = 2200 \cdot x - 490 \cdot 0.57 = 0.$$

$$x = \frac{0.57 \cdot 490}{2200} = 0.12 \text{ m.}$$

Excentricidad:

$e = 0.12 \text{ m.}$ Cae dentro del tercio central.

Chequeo por presiones

El chequeo siempre debe ser inferior a la presión que puede soportar el terreno.

$$P = \frac{\sum F_v}{ab} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right) = \frac{2200}{69 \times 100} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.12}{69} \right)$$

$$P = 0.65 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{O.k.}$$

El concreto resiste 4 Kg/cm².

Chequeo por volteo

Las fuerzas horizontales producen un momento de volteo, y las verticales producen un momento de estabilidad.

La relación entre esos dos momentos debe ser:

$$\text{Para el equilibrio} = 1$$

$$\text{Para seguridad} > 2$$

$$\text{Volteo} = \frac{\text{Momento estable}}{\text{Momento de volteo}} = \frac{2200 \times 0.345}{490 \times 0.57} = 2.7 > 2$$

chequea bien.

Chequeo por deslizamiento

La fricción y el empuje pasivo de tierras, se oponen al deslizamiento que producen las fuerzas horizontales.

$$\text{Deslizamiento} = \frac{\sum F_v \times \text{coef. fricción} + E_p}{\sum F_H} > 2 \text{ por seguridad}$$

En este caso no hay empuje pasivo por no haber tierra por delante del macizo.

Los coeficientes de fricción:

Albañilería sobre albañilería	0.70
" " roca	0.70
" " conglomerado	0.60
" " Tierra o arcilla seca	0.55
" " " " " Húmeda	0.33

Para el presente caso:

$$\text{Deslizamiento} = \frac{2200 \times 0.70}{490} = 3.14 \quad \text{O.K.}$$

30. Comprobación de la sección de la elevación en el cuerpo del estribo sin puente

Estribo Izquierdo

Fuerzas horizontales: Solo actúa el empuje activo de tierras.

$$E = \frac{1}{2} \times 1600 \times 5.50 (5.50 + 2 \times 0.60) \times 0.17$$

$$E = 5000 \text{ Kg.}$$

$$d = \frac{5.5}{3} \frac{(5.5 + 3 \times 0.60)}{5.5 + 2 \times 0.60}$$

$$d = 2.00 \text{ m.}$$

Fuerzas verticales: Solo actúa el peso propio.

	Area	X	A X
A ₁	0.96	0.345	0.331
A ₂	5.55	0.670	3.720
A ₃	1.70	1.610	2.740
Σ	8.21		6.791

Estribo Derecho:

Fuerzas horizontales:

$$E = \frac{1}{2} \times 1600 \times 5 (5 + 2 \times 0.6) \times 0.17$$

$$E = 4200 \text{ Kg.}$$

$$d = \frac{5}{3} \frac{5 + 3 \times 0.60}{5 + 2 \times 0.60}$$

$$d = 1.83 \text{ m.}$$

Fuerzas verticales:

	Area	X	A X
A ₁	0.96	0.345	0.331
A ₂	4.84	0.670	2.342
A ₃	0.65	1.460	0.950
Σ	6.45		3.623

Estribo Izquierdo

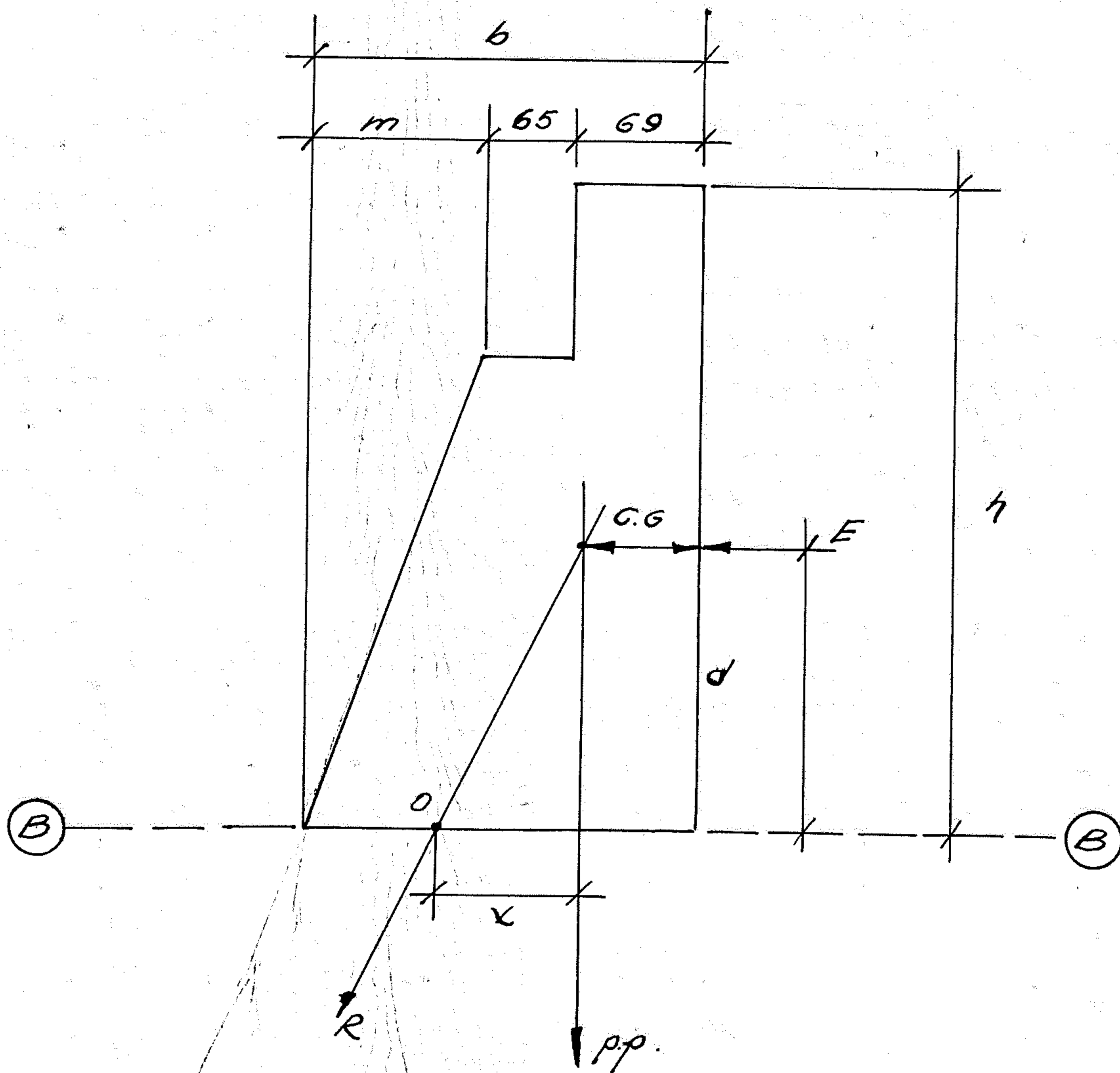
p.p. = 8.21 x 2300 = 18900 Kg.

C.G. = $\frac{6.791}{8.21} = 0.83$ m.

Estribo Derecho

p.p. = 645 x 2300 = 14850 Kg.

C.G. = $\frac{3.623}{6.45} = 0.56$ m.



Estribo Izquierdo

Resultante:

$$x = \frac{5000 \times 2}{18900} = 0.53 \text{ m.}$$

$$e = 0.28 \text{ m.} \quad \underline{0.K}$$

Presiones:

$$P = \frac{18900}{216 \times 100} \left(1 \pm \frac{6 \times 28}{216} \right)$$

$$P = 1.51 \text{ Kg/cm}^2 \quad \underline{0.K}$$

Volteo:

$$\text{Vol.} = \frac{18900 \times 1.33}{5000 \times 2} = 2.52 \quad \underline{0.K}$$

$$\text{Desl.} = \frac{18900 \times 0.7}{5000} = 2.64 \quad \underline{0.K}$$

Estribo Derecho

$$x = \frac{4200 \times 1.83}{14850} = 0.52 \text{ m.}$$

$$e = 0.23 \text{ M.} \quad \underline{0.K}$$

$$P = \frac{14850}{170 \times 100} \left(1 \pm \frac{6 \times 23}{170} \right)$$

$$P = 1.58 \text{ Kg/cm}^2 \quad \underline{0.K}$$

$$\text{Vol} = \frac{14850 \times 1.14}{4200 \times 1.83} = 2.20 \quad \underline{0.K}$$

$$\text{Desl.} = \frac{14850 \times 0.7}{4200} = 2.48 \quad \underline{0.K}$$

4o. Comprobación de la sección de todo el cuerpo del estribo incluida la cimentación, sin puente

Ahora, además del peso propio, actúa como fuerza vertical el peso del rectángulo de tierras que gravita sobre la cimentación por detrás del estribo.

Como fuerzas horizontales actúan el empuje activo de tierras, y además el empuje pasivo.

Empuje Pasivo:

Resistencia que ofrece el terreno por la parte delantera del estribo en la cimentación. Se calcula por la fórmula:

$$E = \frac{1}{2} W \times h^2 \times C$$

Semejante a la del empuje activo, pero ahora el coeficiente C se calcula:

$$C = \text{tg}^2 (45^\circ + \theta/2)$$

Como el ángulo θ de reposo del terreno es de 45° , se tendrá:

$$C = \text{tg}^2 (45^\circ + 22^\circ 30') = \frac{\quad}{2.41} 2$$

El punto de aplicación está a un tercio de la altura de la cimentación.

El empuje pasivo solo actúa cuando la resultante de las fuerzas horizontales y verticales sale del tercio central de la base, entonces si hay equilibrio, y se considera que la excentricidad es $1/6$ b, y las presiones serán entonces:

$$P = \frac{\sum F_v}{a \times b} \times 2$$

Estribo Izquierdo

Fuerzas horizontales:

Empuje activo:

$$E = \frac{1}{2} \times 1600 \times 7.5 (7.5 + 1.20) 0.17$$

$$E = 8900 \text{ Kg.}$$

$$d = \frac{7.5 (7.5 + 1.80)}{3 (7.5 + 1.20)}$$

Estribo Derecho

Fuerzas horizontales:

Empuje activo:

Solo hay en la elevación.

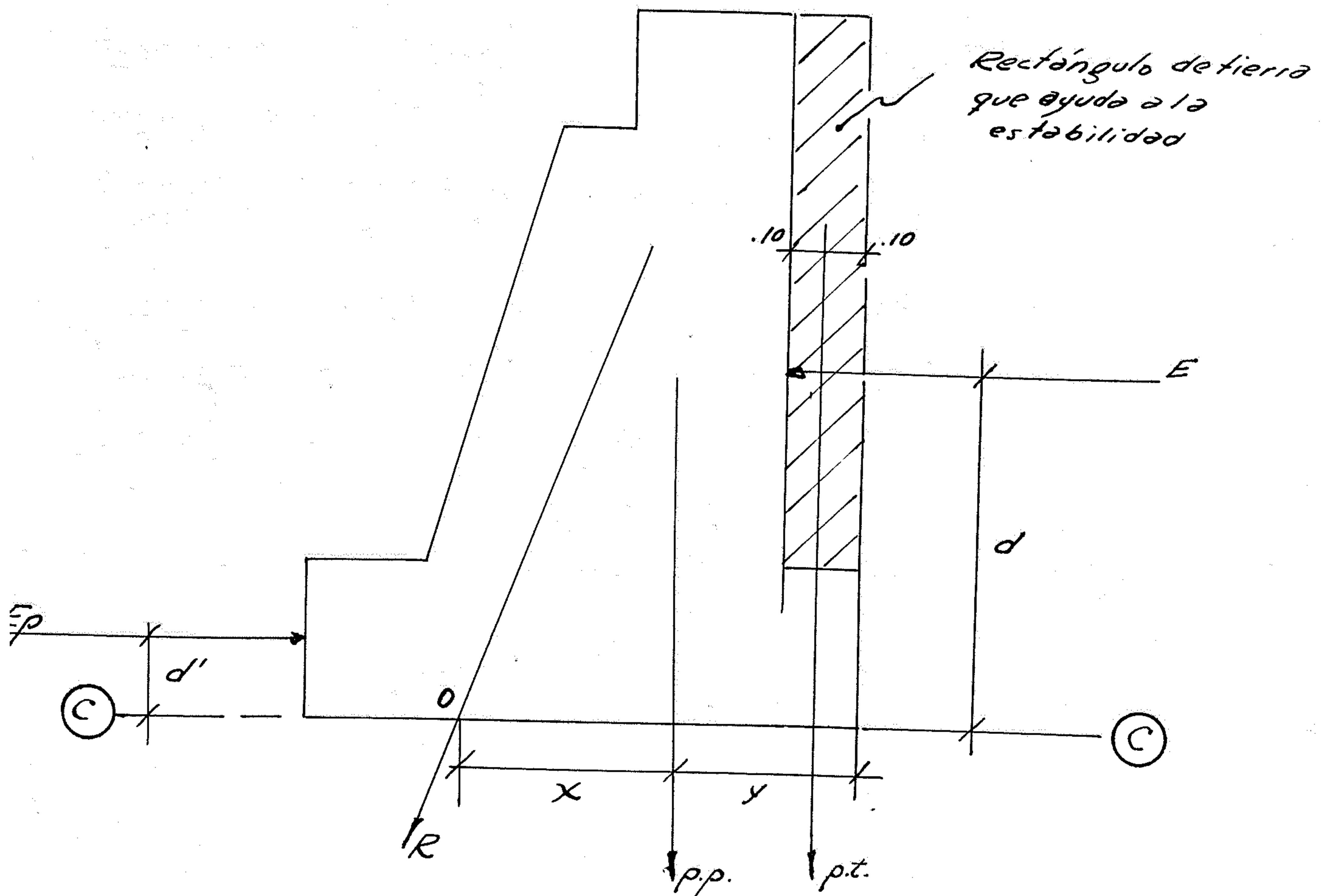
Por ser en roca la cimenta-

ción: $\theta = 90^\circ$.

Luego:

$$E = 4200 \text{ Kg.}$$

$$d = 1.83 + 0.50 = 2.33 \text{ m.}$$



Estribo Izquierdo

Empuje pasivo:

$$E_p = \frac{1}{2} \times 1600 \times 4 \times 5.81$$

$$E_p = 18600 \text{ Kg.}$$

$$d' = \frac{1}{3} \times 2 = 0.66 \text{ m.}$$

Estribo Izquierdo

Fuerzas verticales:

Peso propio:

$$\text{Cimentación} = 2.96 \times 2 \times 2300 = 13600$$

$$\text{Elevación} = 18900 \text{ Kg.}$$

Rectángulo de tierras:

$$p.t. = 0.20 \times 5.5 \times 1600 = 1760 \text{ Kg.}$$

Resultante Fv:

$$p.p. = 13600 + 18900 + 1760 = 34260$$

Punto de aplicación:

$$= \frac{13600 \times 1.48 + 18900 \times 1.03 + 1760 \times 0.10}{34260}$$

$$y = 1.16 \text{ m.}$$

Estribo Derecho

Empuje pasivo:

Siendo $\theta = 90$, el coeficiente

C es:

$$C = \text{tg}^2 90^\circ = \infty$$

Luego el empuje hará que la resultante de las fuerzas que actúan sobre el estribo siempre esté en el tercio central.

Estribo Derecho

Fuerzas verticales:

$$\text{Cimentación} = 2.20 \times 0.50 \times 2300 = 2880 \text{ Kg.}$$

$$\text{Elevación} = 14850 \text{ Kg.}$$

$$p.t. = 1600 \text{ Kg.}$$

$$p.p. = 2880 + 14850 + 1600 = 19330 \text{ Kg.}$$

$$y = \frac{2880 \times 1.10 + 1600 \times 0.1 + 14850 \times 0.76}{19330}$$

$$y = 0.78 \text{ m.}$$

Resultante total:

$$X = \frac{8900 \times 2.67 - 18600 \times 0.66}{34260}$$

$$X = 0.34 \text{ M.} \quad e = 0.02 \text{ M.}$$

Lo cual indica que la resultante actúa dentro del tercio central, y estamos en el caso en el cual solo se hace actuar el empuje pasivo hasta que la resultante pase por el límite del tercio central:

$$e = \frac{1}{6} b'$$

Presiones:

$$P = \frac{34260}{296 \times 100} \times 2 = 2.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P = 2.32 \text{ Kg/cm}^2 \quad \underline{\text{O.K.}}$$

Volteo:

$$\text{Vol} = \frac{34260 \times 1.80 + 18600 \times 0.66}{8900 \times 2.67}$$

$$\text{Volt.} = 3.10 \quad \underline{\text{O.K.}}$$

Deslizamiento:

$$\text{Desl.} = \frac{34260 \times 0.5 + 18600}{8900}$$

$$\text{Desl.} = 3.80 \quad \underline{\text{O.K.}}$$

Resultante total:

Por acción del empuje pasivo que es infinito, la resultante estará siempre en el tercio central. Solo se hará entonces, el chequeo de presiones, pues el empuje pasivo de las rocas evitará el volteo y el deslizamiento.

Presiones:

$$P = \frac{19330}{220 \times 100} \times 2 = 1.76 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P = 1.76 \text{ Kg/cm}^2 \quad \underline{\text{O.K.}}$$

50. Comprobación de la sección de la elevación en el cuerpo del estribo con puente

Ahora, además, actuarán las siguientes fuerzas, que por tratarse de apoyos de rodillos serán:

Reacción del puente por metro lineal:

El ancho del puente es de 7.70 m., y se le agregará para la cajuela 15 cm. a cada lado. El ancho total de la cajuela será de 8.00 m. Luego:

$$R = \frac{\text{carga del puente}}{\text{ancho de cajuela}} = \frac{123450}{8} = 15450 \text{ Kg/m.l.}$$

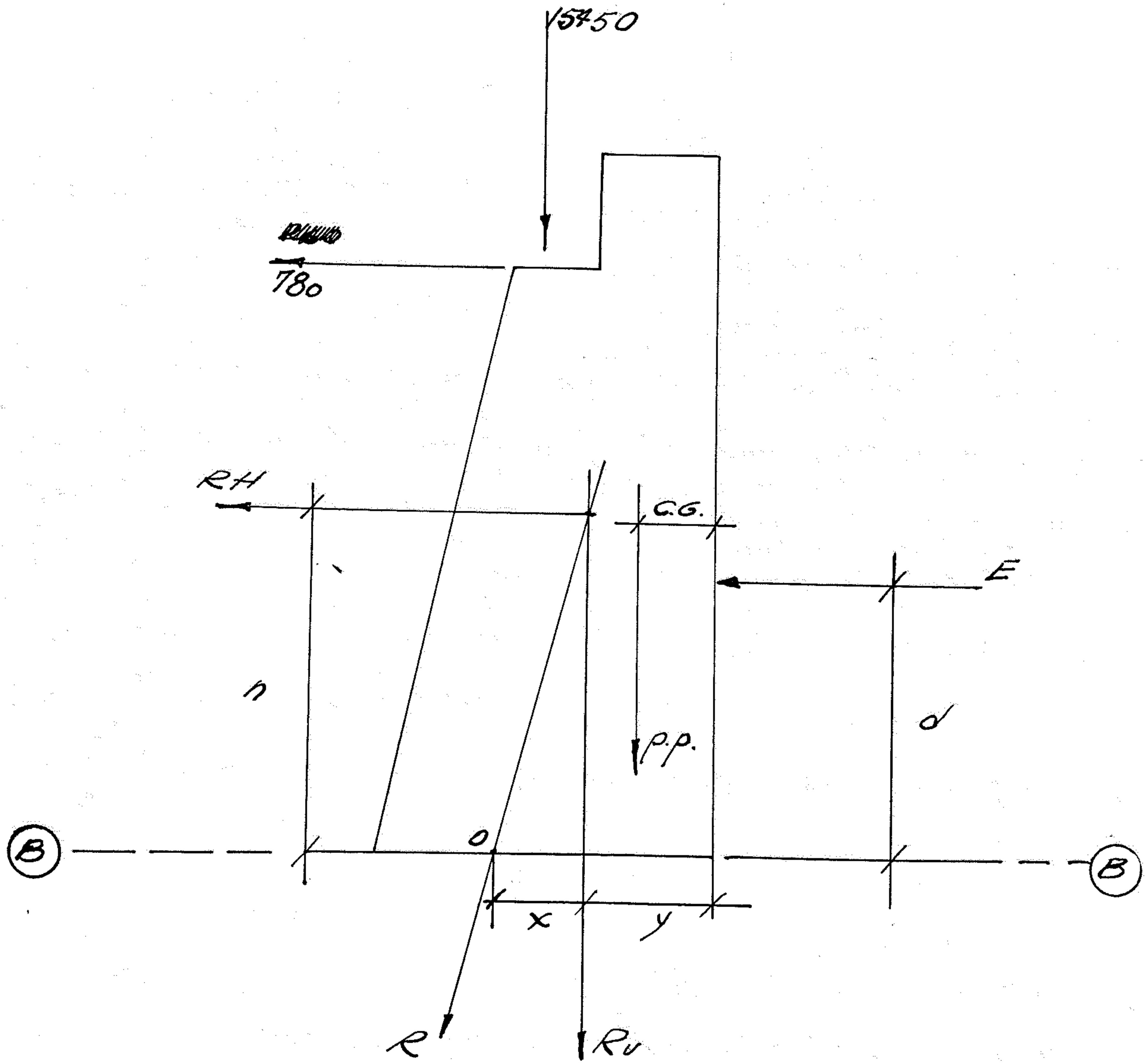
actúa en el punto de contacto del rodillo con la placa del estribo.

Rodadura por metro lineal:

Siendo rodillos los apoyos, el coeficiente por el cual habrá que multiplicar la reacción del puente por metro lineal, será 0.05. Luego:

$$F = 0.05 \times R = 0.05 \times 15450 = 780 \text{ Kg/m.l.}$$

Actúa en la base de la cajuela.



Estribo Izquierdo

Fuerzas verticales:

Peso propio = 18900 Kg.

Reacción del puente = 15450 Kg.

Resultante:

$R_v = 34350$ Kg.

Estribo Derecho

Fuerzas verticales:

p.p. = 14850 Kg.

R.p. = 15450 Kg.

$R_v = 14850 + 15450 = 30300$ Kg.

Punto de aplicación:

$$= \frac{18900 \times 0.83 + 15450 \times 1.09}{34350}$$

$$y = 0.94 \text{ m.}$$

Fuerzas horizontales:

$$E = 5000 \text{ Kg.}$$

$$\text{Rodadura} = 780 \text{ Kg.}$$

Resultante:

$$RH = 5000 + 780 = 5780 \text{ Kg.}$$

Punto de aplicación:

$$n = \frac{5000 \times 2 + 780 \times 4.13}{5780}$$

$$n = 2.28 \text{ m.}$$

Resultante total:

$$x = \frac{13200}{5780} = 2.28 \text{ m.}$$

$$e = 0.24 \text{ m.} \quad \underline{0.K}$$

Presiones:

$$P = \frac{34350}{216 \times 100} \left(1 \pm \frac{6 \times 24}{216} \right)$$

$$P = 2.64 \text{ Kg/cm}^2 \quad \underline{0.K}$$

$$y = \frac{25100}{30300}$$

$$y = 0.80 \text{ m.}$$

Fuerzas horizontales:

$$E = 4200 \text{ Kg.}$$

$$R = 780 \text{ Kg.}$$

$$RH = 4200 + 780 = 4980 \text{ Kg.}$$

$$n = \frac{4200 \times 1.83 + 780 \times 3.63}{4980}$$

$$n = 2.11 \text{ m.}$$

Resultante total:

$$x = \frac{10530}{4980} = 0.34 \text{ m.}$$

$$e = 0.29 \text{ m.} \quad \underline{0.K}$$

Presiones:

$$P = \frac{30300}{170 \times 100} \left(1 \pm \frac{6 \times 29}{170} \right)$$

$$P = 3.98 \text{ Kg/cm}^2 \quad \underline{0.K}$$

Volteo:

$$\text{Volt.} = \frac{34350 \times 1.22}{13200} = 3.16 \quad \underline{\text{O.K}}$$

Deslizamiento:

$$\text{Desl.} = \frac{34350 \times 0.7}{5780} = 4.10 \quad \underline{\text{O.K}}$$

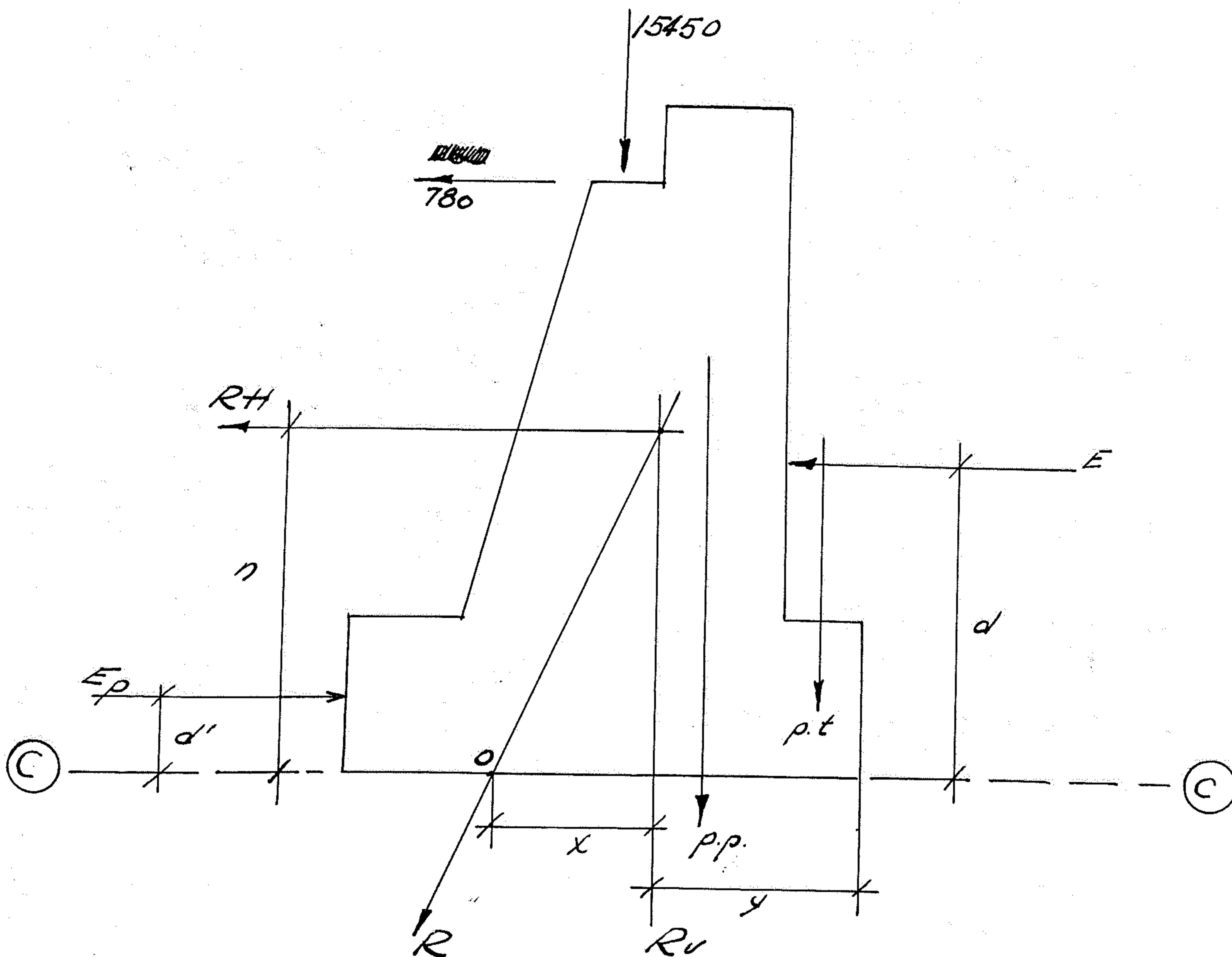
Volteo:

$$\text{Volt.} = \frac{30300 \times 0.90}{L0530} = 2.59 \quad \underline{\text{O.K}}$$

Deslizamiento:

$$\text{Desl.} = \frac{30300 \times 0.7}{4980} = 4.20 \quad \underline{\text{O.K}}$$

60.- Comprobación de la sección de todo el cuerpo del estribo, incluida la cimentación, con puente



Estribo Izquierdo

Fuerzas verticales:

Peso propio = 34260 Kg.

Peso de tierra = 1760 Kg.

Reacción del puente = 15450 Kg

Resultante:

Rv. = 51470 Kg.

Punto de aplicación:

y = 1.16 m.

Fuerzas horizontales:

Empuje = 8900 Kg.

Rodadura = 780 Kg.

Resultante:

RH = 9680 Kg.

Punto de aplicación:

n = 2.86 m.

Empuje pasivo:

Ep = 18600 Kg.

d' = 0.66

Resultante total: Sin Ep.

X = 0.56

Excentricidad: e = 0.24 m.

Estribo Derecho

Fuerzas verticales

p.p. = 17730 Kg.

p.t. = 1600 "

R.p. = 15450 "

Rv. = 34780 Kg.

y = 1.00 m.

Fuerzas horizontales:

E = 4200 Kg.

R = 780 "

RH = 4980 Kg.

n = 2.62 m.

e = 0.20 m.

Presiones:

$$P = \frac{51470}{296 \times 100} \times 1.46 = 2.58 \text{ Kg/cm}^2$$

O.K.

Volteo:

$$\text{Volt.} = \frac{51470 \times 1.80}{28600} = 3.20 \text{ O.K.}$$

Deslizamiento:

$$\text{Desl.} = \frac{51470 \times 0.5}{9680}$$

$$\text{Desl.} = 2.65 \text{ O.K.}$$

Presiones:

$$P = \frac{34780}{220 \times 100} \left(1 + \frac{6 \times 20}{250} \right)$$

$$P = 2.06 \text{ Kg/cm}^2.$$

70. Perfil de Ensayo en el extremo del ala

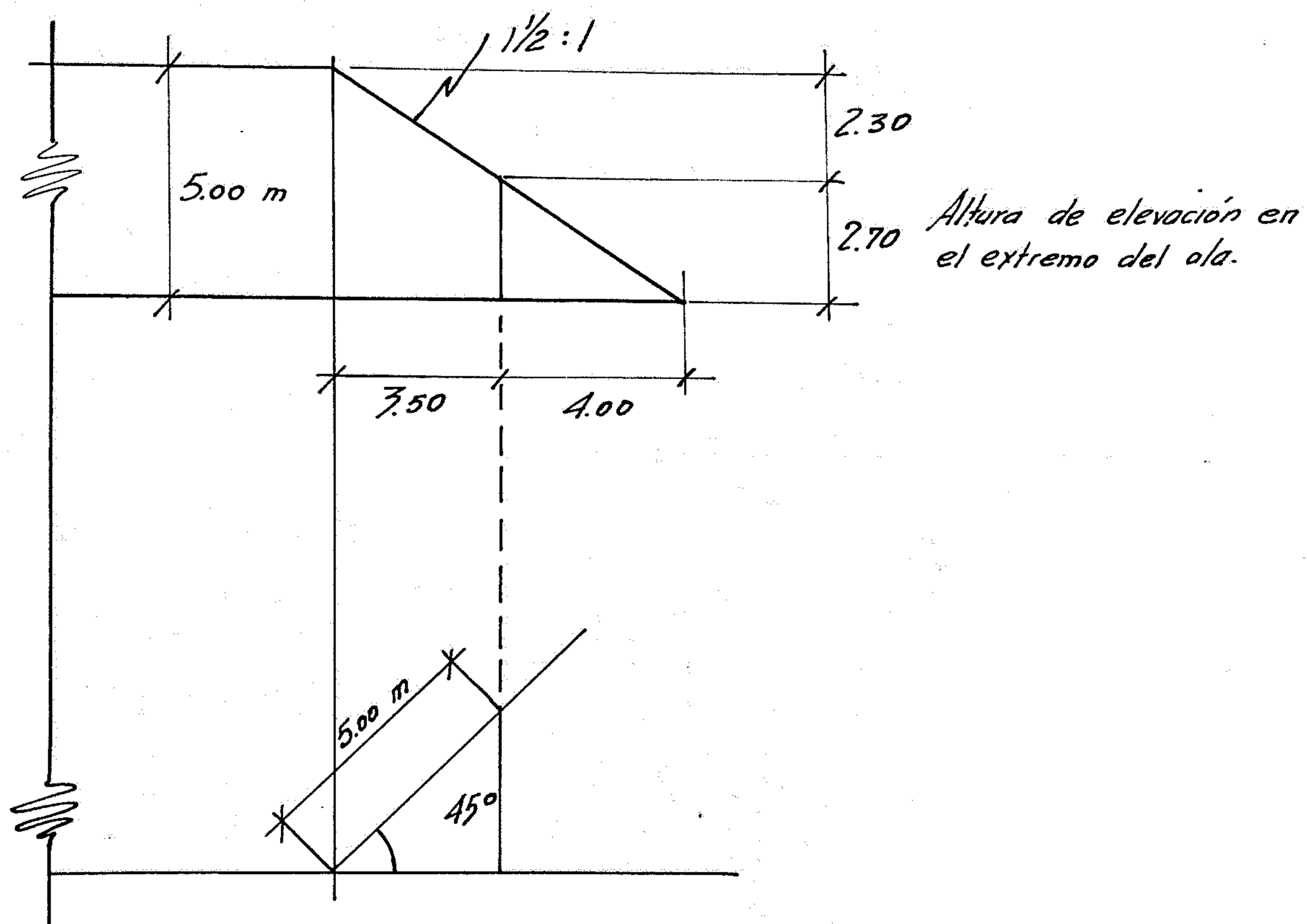
Las alas en los estribos se hacen con el objeto de contener la tierra del relleno del camino de manera que no lleguen al río.

El diseño de las alas de un estribo en V, se hace igual que en el cuerpo del estribo, con la diferencia de que no se considera cargado con el puente, solo actúan las fuerzas de empuje de tierras y peso propio.

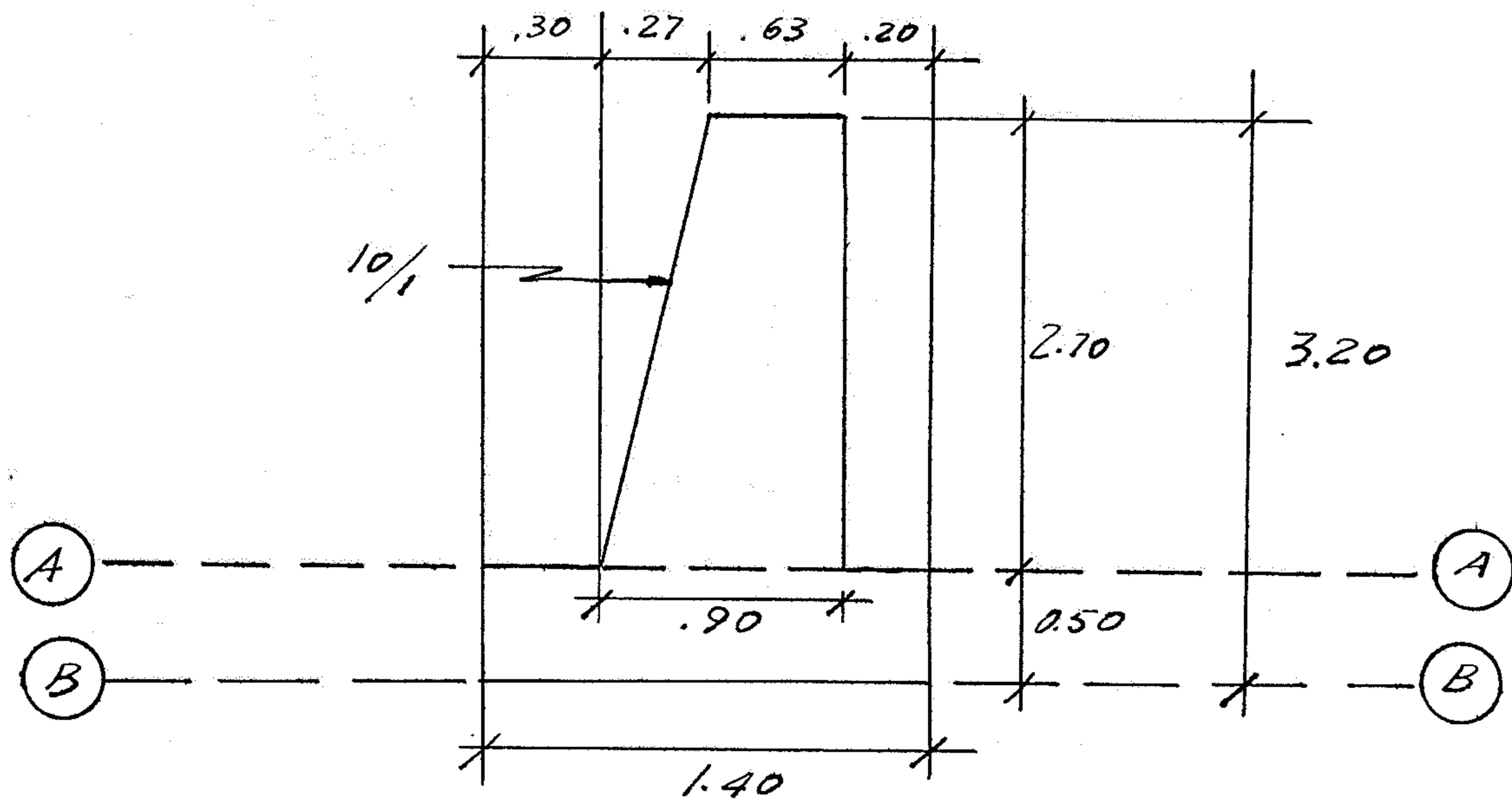
La cimentación se hace de igual altura que en el cuerpo.

La elevación disminuye la altura hacia el extremo con una pendiente 1 1/2: 1.

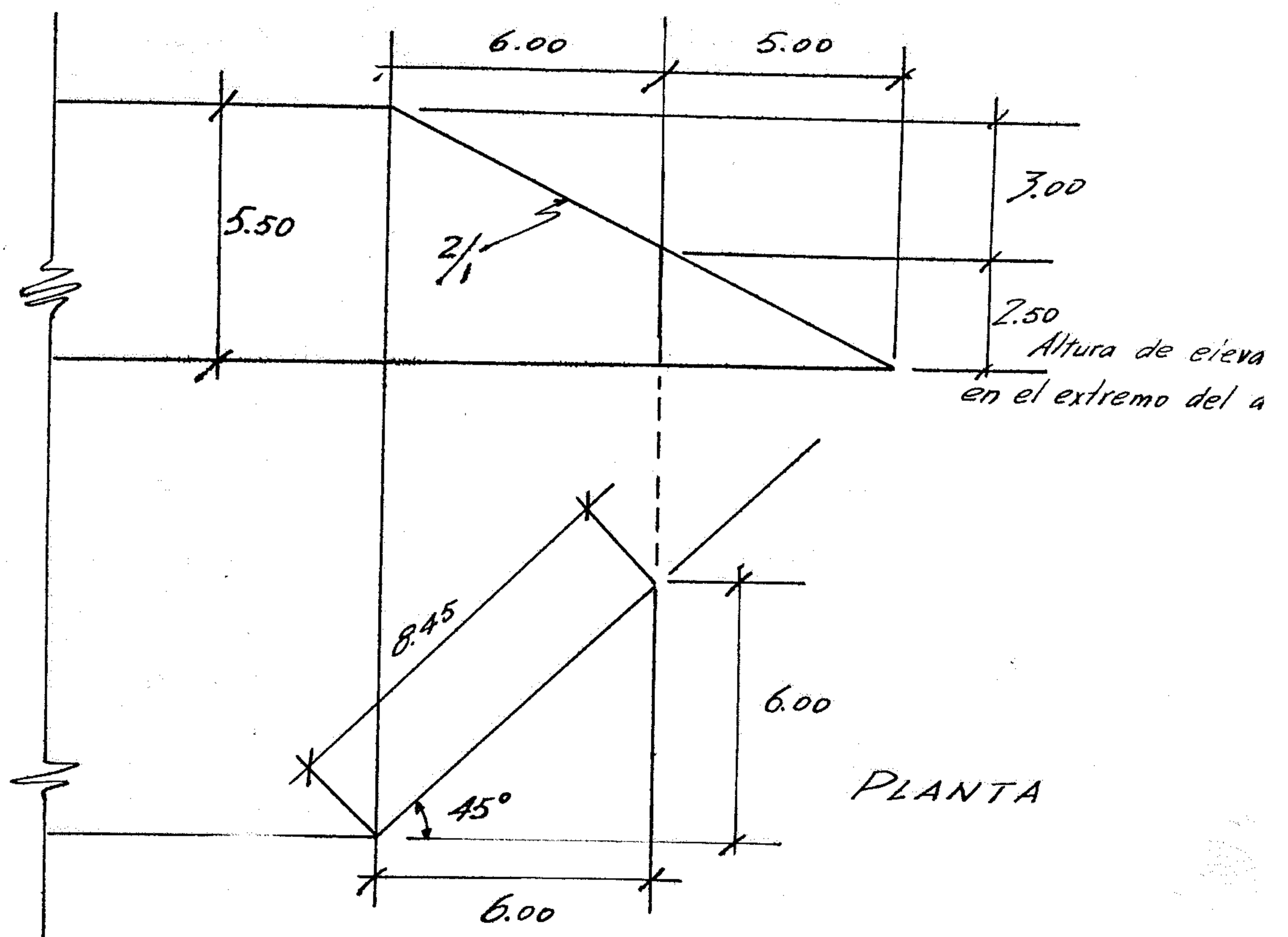
Estribo Derecho. - Se hará el ala de este estribo de una longitud tal que termine en la roca, encerrando así el relleno del camino, con lo cual se tiene una longitud de ala de 5.00 m. La altura de la elevación en el extremo del ala se obtiene por el método que se muestra:



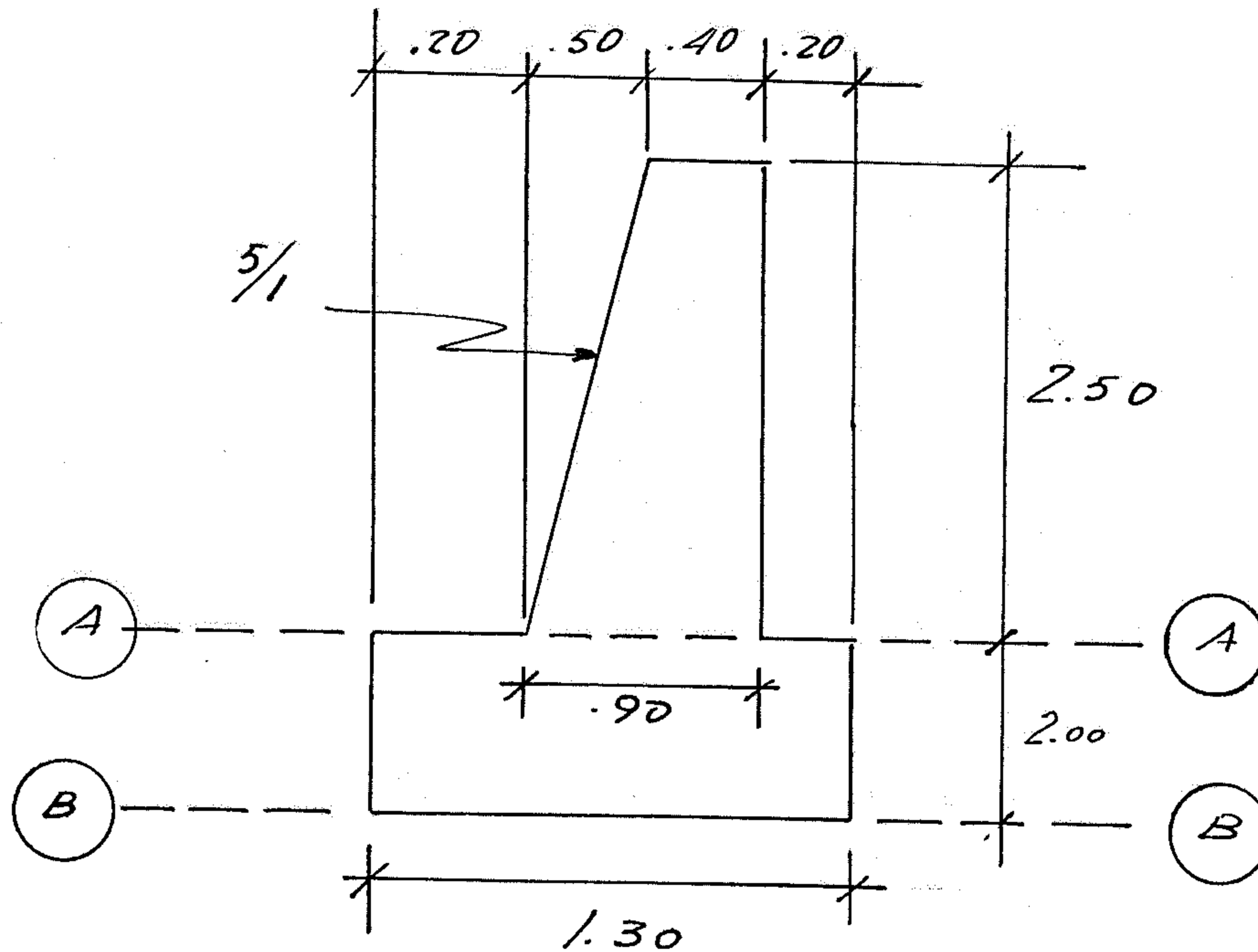
Luego de tantear con la altura de elevación obtenida se llegó al siguiente perfil:



Estribo Izquierdo. - Se diseñará tomando en cuenta la distancia que se necesita para que el relleno de la carretera no llegue al río.



El perfil del ala será el que se muestra:



8o. Empuje de Tierras

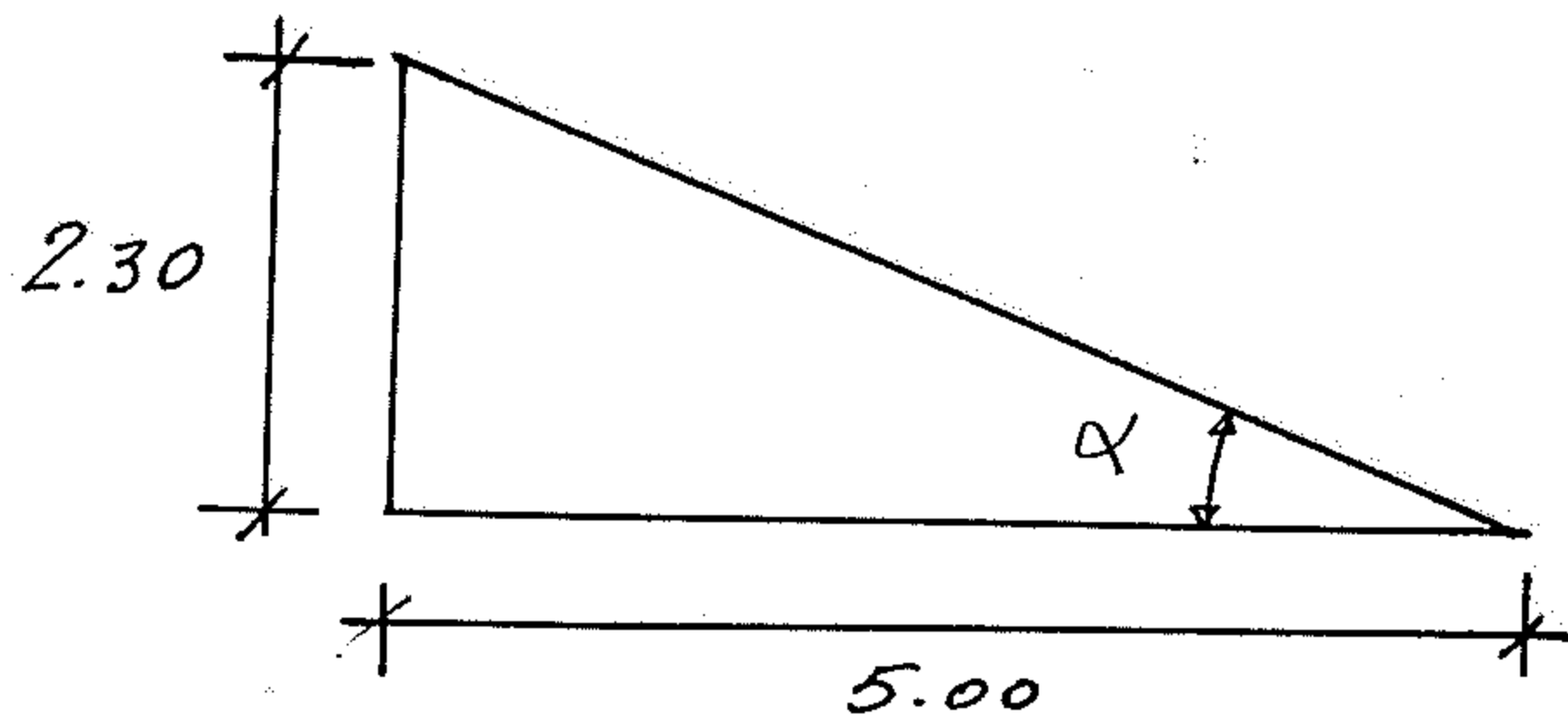
Para el cálculo del empuje de tierras en las alas existe una tabla que da el valor de "C" en función del ángulo de reposo del terreno y el ángulo α que forma el relleno de la carretera con las alas.

El ángulo α , es el ángulo que forma con la horizontal, la recta que formando 90° con el ala, va del extremo de ésta a la rasante del camino.

El ángulo α se determina de la manera siguiente:

Estribo Derecho

Haciendo un corte normal al extremo del ala, se tiene:



$$\text{tg } \alpha = \frac{2.30}{5.00} = 0.46$$

$$\alpha = 27^\circ 24'$$

La tabla no da valores de "C" para este ángulo.
Es necesario interpolar para $\theta = 45^\circ$, por diferencias:

<u>420'</u>	<u>26° 40'</u>	<u>0.22</u>	<u>0.04</u>
376'	27° 24'	C	X
	<u>33° 40'</u>	<u>0.26</u>	

Despejando la diferencia X se tiene:

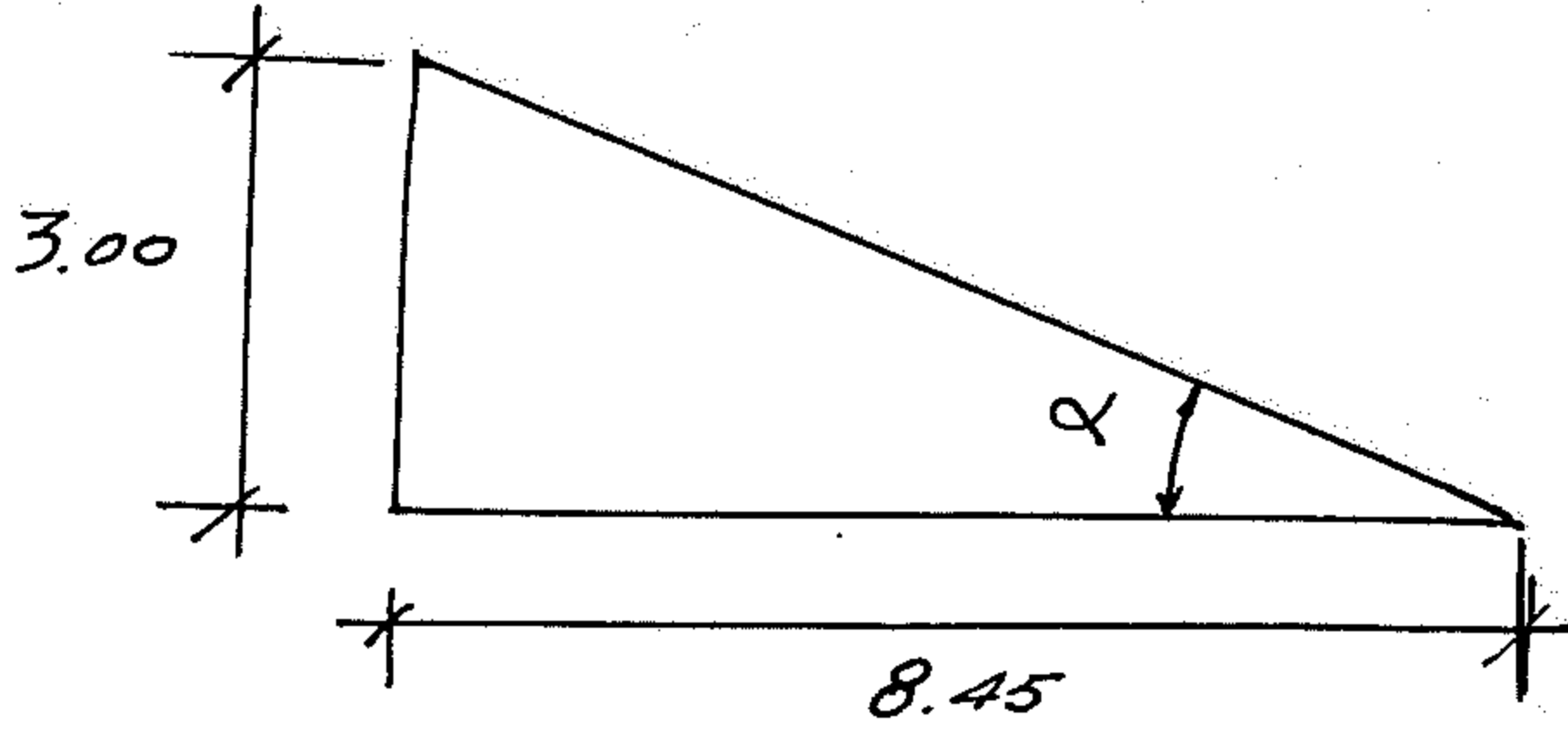
$$X = \frac{0.04 \times 376}{420} = 0.036$$

El valor de "C" será:

$$C = 0.26 - 0.036 = 0.224$$

Estribo Izquierdo

Se procede en igual forma que anteriormente.



$$\text{tg } \alpha = \frac{3.00}{8.45} = 0.354$$

$$\alpha = 19^\circ 30'$$

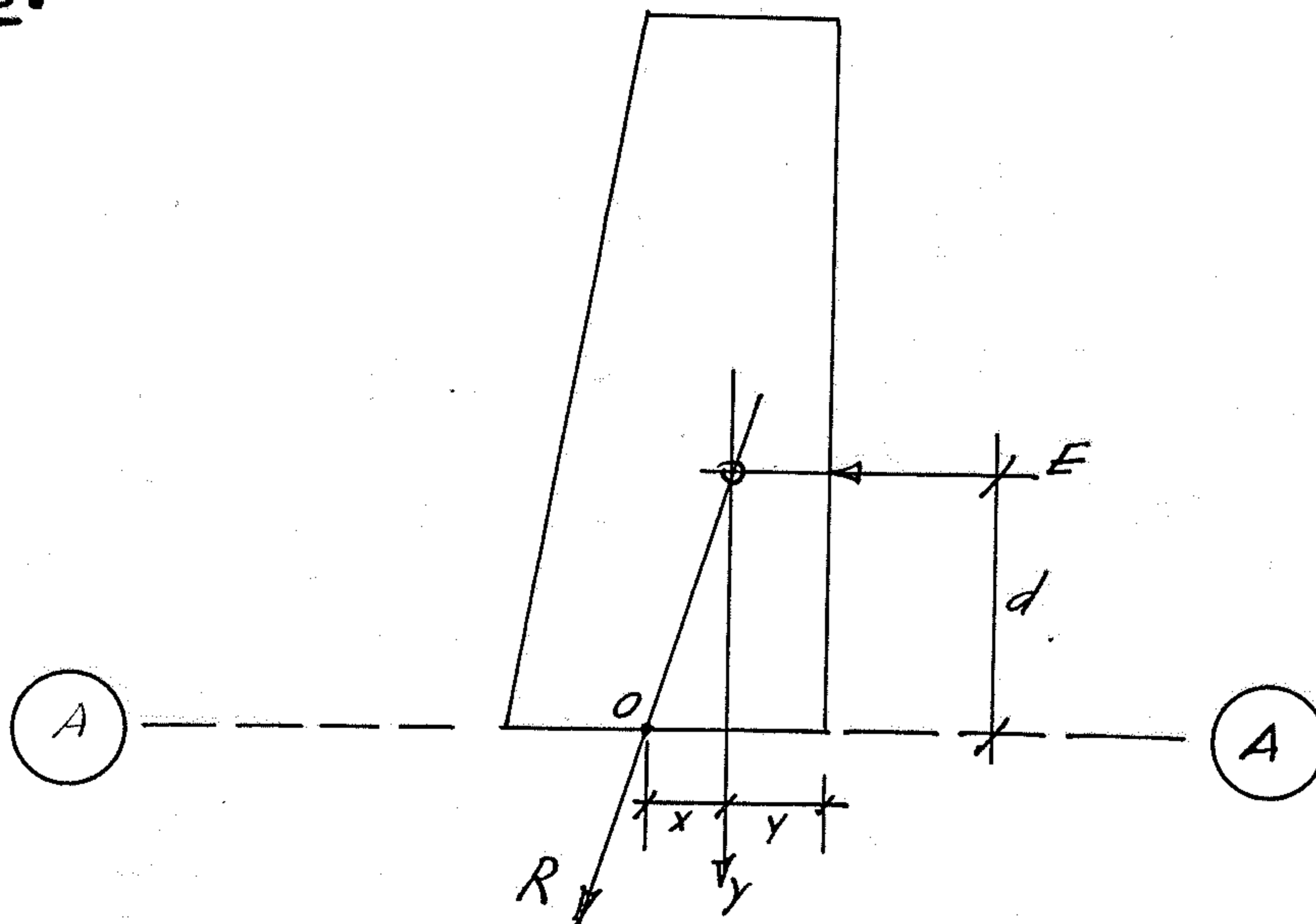
Efectuando la interpolación:

200'	18° 30'	0.19	0.01
140'	19° 30'	C	X
	21° 50'	0.20	

$$C = 0.20 - \frac{140 \times 0.01}{200} = 0.20 - 0.007$$

$$C = 0.193$$

Comprobación de la elevación en el extremo del ala del estribo.



Estribo Izquierdo

Empuje: Para las alas no hay aumento del empuje por sobre carga.

$$E = \frac{1}{2} \times 1600 \times 2.50^2 \times 0.193$$

$$E = 965 \text{ Kg.}$$

$$d = \frac{1}{3} \times 2.50 = 0.83 \text{ m.}$$

Peso Propio:

$$p.p. = 3740 \text{ Kg.}$$

$$y = 0.19 \text{ m.}$$

Resultante:

$$x = \frac{965 \times 0.83}{3740} = 0.22$$

$$e = 0.04 \text{ m.}$$

Presiones:

$$P = \frac{3740}{90 \times 100} \times 1.4 = 0.58$$

$$P = 0.58 \text{ Kg/cm}^2 \quad \underline{\text{O.K.}}$$

Volteo:

$$\text{Volt.} = \frac{3740 \times 0.71}{965 \times 0.83} = 3.30 \quad \underline{\text{O.K.}}$$

Deslizamiento:

$$\text{Desl.} = \frac{3740 \times 0.7}{965} = 2.72 \quad \underline{\text{O.K.}}$$

Estribo Derecho

Empuje:

$$E = \frac{1}{2} \times 1600 \times 2.70^2 \times 0.224$$

$$E = 1300 \text{ Kg.}$$

$$d = \frac{1}{3} \times 2.70 = 0.90 \text{ m.}$$

Peso Propio:

$$p.p. = 4750 \text{ Kg.}$$

$$y = 0.37 \text{ m.}$$

Resultante:

$$x = \frac{1300 \times 0.90}{4750} = 0.23$$

$$e = 0.15 \text{ m.}$$

Presiones:

$$P = \frac{4750}{90 \times 100} \quad 1 \pm \frac{6 \times 15}{90}$$

$$P = 0.95 \text{ Kg/cm}^2 \quad \underline{\text{O.K.}}$$

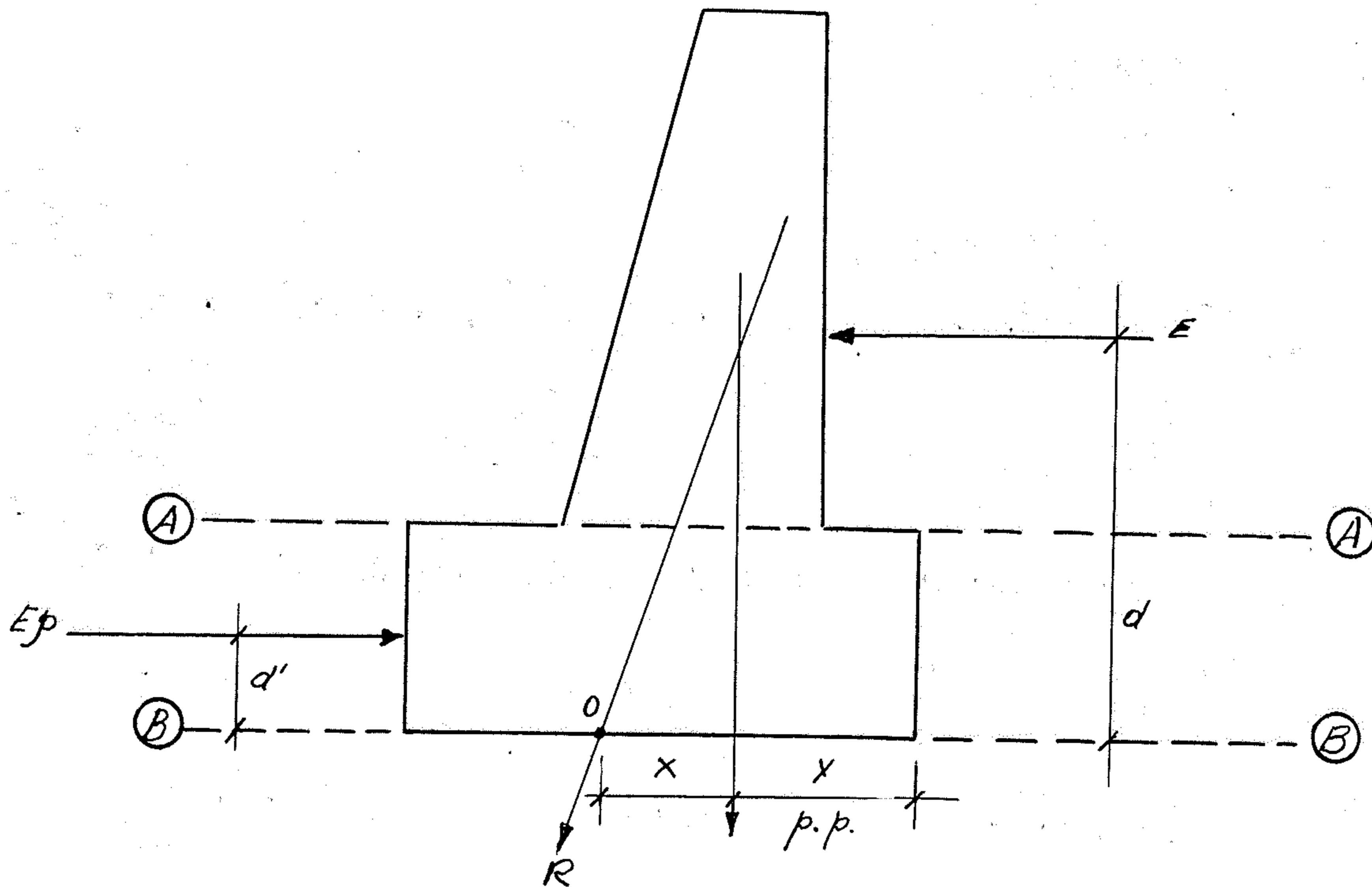
Volteo:

$$\text{Volt.} = \frac{4750 \times 0.53}{1300 \times 0.90} = 2.2 \quad \underline{\text{O.K.}}$$

Deslizamiento:

$$\text{Desl.} = \frac{4750 \times 0.7}{1300} = 2.56 \quad \underline{\text{O.K.}}$$

Comprobación de toda la sección en el extremo del ala, incluida la cimentación.



Fuerzas Verticales:

Elevación = 3740 Kg.

Cimentación = 6000 Kg.

p.p. = 9740 kg.

$$Y = \frac{3740 \times 0.39 + 6000 \times 0.65}{9740}$$

$$Y = 0.55$$

Fuerzas Horizontales:

$$E = \frac{1}{2} \times 1600 \times 20.2 \times 0.193$$

$$E = 6250 \text{ kg.}$$

$$d = 1.50 \text{ m.}$$

Fuerzas Verticales:

Elevación = 4750 Kg.

Cimentación = 1600 Kg.

p.p. = 6350 kg.

$$Y = \frac{1600 \times 0.70 + 4750 \times 0.57}{6350}$$

$$Y = 0.60 \text{ m.}$$

Fuerzas Horizontales:

$$E = 1300 \text{ kg.}$$

$$d = 1.40 \text{ m.}$$

$$E_p = 18600 \text{ kg.}$$

$$d' = 0.66 \text{ m.}$$

Resultante:

$$X = \frac{6250 \times 1.50 - 18600 \times 0.66}{9740}$$

$$X = - 0.28 \text{ m.}$$

$$e = \frac{1}{6} b = 0.20 \text{ m.}$$

Presiones:

$$P = \frac{9740}{130 \times 100} \times 2 = 1.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 1.50 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{O.K.}}$$

Volteo:

$$\text{Volt.} = \frac{9740 \times 0.75 + 18600 \times 0.66}{6250 \times 1.50}$$

$$\text{Volt.} = 2.08 \quad \underline{\text{O.K.}}$$

Deslizamiento:

$$\text{Desl.} = \frac{9740 \times 0.5 + 18600}{6250}$$

$$\text{Desl.} = 3.01 \quad \underline{\text{O.K.}}$$

IÑA

PILAR

$$E_p =$$

Resultante:

$$X = \frac{1300 \times 1.40}{6350} = 0.29$$

$$X = 0.29 \text{ m.}$$

$$e = \frac{1}{6} b = 0.23 \text{ m}$$

Presiones:

$$P = \frac{6350}{140 \times 100} \times 2 = 0.91 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 0.91 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{O.K.}}$$

El puente irá apoyado en la mitad de su luz total en un pilar formado por tres columnas de concreto armado que se apoyan sobre una cimentación de concreto ciclope. Las columnas irán unidas en su parte superior por una viga de a-

riestramiento.

El puente entrega su carga al pilar por medio de un dispositivo de apoyo fijo, como ya se ha dicho anteriormente.

DISPOSITIVO DE APOYO

El dispositivo de apoyo fijo estará formado por una placa de acero moldeado, que se fija a la viga y al pilar por medio de seis $\varnothing 3/4"$.

El área de la placa será:

$$A = \frac{R}{f_c}$$

Donde:

A = área de la placa

R = 116 Ton. (Reacción del puente incluido el peso de la vigueta central).

$f_c = 49 \text{ Kg/cm}^2$ (Se trata de apoyo no articulado).

Reemplazando:

$$A = \frac{116 \times 1000}{49} = 2370 \text{ cm}^2$$

Como la placa tendrá igual ancho que la viga, la otra dimensión será de 40 cm.

Si tiene entonces una placa de: 40 x 60 cm. y de 1" de espesor.

CALCULO DEL PILAR

Los pilares se calculan en forma similar a los estribos, chequeándolos al volteo, deslizamiento y presiones sobre el terreno, pero con la diferencia de que los chequeos se hacen según dos ejes: uno paralelo al eje al puente, y el otro normal a él.

Los datos que salen del perfil del terreno y del puente ya calculado son:

Cota de rasante	= 2981	m.
Nivel de aguas máximas	= 2975.80	m.
" " " Ordinarias	= 2974.00	m.
" " " mínimas	= 2971.00	m.
Cota de la base del apoyo	= 2978.575	m.
" " " " de la elevación	= 2970.775	m.

Terreno: arena, cascajo, pedrones.

El cálculo del pilar se hará primero de la elevación formada por las columnas de concreto armado, y luego la cimentación de concreto ciclópeo.

ELEVACION

Las fuerzas que actúan sobre un pilar no se consideran todas simultáneas, se hace actuar el sismo solo y luego las fuerzas horizontales. Los chequeos se hacen según los dos ejes del pilar.

FUERZAS QUE ACTUAN SEGUN UN EJE PARALELO AL PUENTE

Peso propio

Reacción del puente

Viento

Frenado

Sismo

PESO PROPIO

Las dimensiones de las columnas que forman la elevación serán:

Altura: por diferencia entre la cota de la base del apoyo y de la elevación, se obtiene una altura de columnas de 7.40 m.

Diámetro: lo supondremos en 1.00 m.

Se tendrá tres columnas circulares de sección uniforme de:

$$h = 7.40 \text{ m.}$$

$$d = 1.00 \text{ "}$$

$$\text{Peso propio} = 3.14 \times 0.50^2 \times 7.40 \times 2400 = 13900 \text{ Kg.}$$

El pilar durante la época de estiaje estará completamente fuera del agua, pero en la época de aguas máximas, tiene una altura seca de: 2.78 m.

Y una altura de: agua de:

$$7.40 - 2.78 = 4.62 \text{ m.}$$

Entonces aparece la fuerza de subpresión, que dis

minuye el peso del pilar en una cantidad de 500 Kg/m³ de material bajo agua.

La fuerza de subpresión será:

$$F = 3.14 \times 0.50^2 \times 4.62 \times 500 = 1800 \text{ Kg.}$$

Peso del pilar en estiaje = 13900 Kg.

" " " " aguas máximas = 12100 Kg.

REACCION DEL PUENTE

R = 116000 Kg. sobre cada columna

VIENTO

Para la fuerza de viento se presentan dos condiciones de carga:

Puente descargado: Se considera solo la fuerza del viento sobre el área de la columna:

$$F = 3.14 \times 0.50 \times 7.40 \times 240 = 2800 \text{ Kg.}$$

Aplicada en la mitad del pilar. Producirá un momento:

$$M = 2800 \times 3.70 = 10400 \text{ Kg-m.}$$

Puente cargado: Se considera una carga de 300 Kg/m.
1. de vehículo aplicada a 1.80 m. de la rasante. Como la sección transversal de los vehículos es 2.74 m. y puede haber 4 en el puente:

$$F = 2.74 \times 4 \times 300 = 3280 \text{ Kg.}$$

y el momento sobre cada columna será:

$$M = 1070 (1.80 + 2.43 + 7.40) = 12000 \text{ Kg-m.}$$

El viento sobre pilar:

$$F = 3.14 \times 0.50 \times 7.40 \times 150 = 1740 \text{ Kg.}$$

El momento:

$$M = 1740 \times 3.70 = 6450 \text{ Kg-m.}$$

El momento total:

$$M = 12000 + 6450 = 18450 \text{ Kg-m.}$$

Es mayor el momento con puente cargado.

FRENADO

Actúa a 1.20 m. de la rasante, y se toma el 5% del peso total de los vehículos con una sola vía cargada: 2H20 S 16

$$F = 2 \times 32600 \times 0.05 = 3260 \text{ Kg.}$$

$$\text{Toma cada pilar: } F = 1090 \text{ Kg.}$$

SISMO

Se toma el 8% de todas las fuerzas verticales:

$$\text{Por reacción del puente: } 0.08 \times 116000 = 9270 \text{ Kg.}$$

Actúa horizontalmente en la cabeza de la columna.

$$\text{Por peso propio: } 0.08 \times 13900 = 1110 \text{ kg. (Estiaje)}$$

$$\text{" " " } 0.08 \times 12100 = 970 \text{ Kg. (Aguas Max.)}$$

Actúa horizontalmente en la mitad de la columna.

VOLTEO

Por frenado y viento:

$$M = 1990 (1.20 + 2.43 + 7.40) + 18450 = 30500 \text{ Kg-m.}$$

Por sismo:

$$M = 1110 \times 3.70 + 9270 \times 7.40 = 72600 \text{ Kg-m.}$$

Es mayor el momento de volteo por sismo.

FUERZAS QUE ACTUAN SEGUN UN EJE NORMAL AL EJE DEL PUENTE

Peso propio
Reacción del puente
Viento
Agua
Sismo

PESO PROPIO

De cada columna:

Para estiaje = 13900 Kg.

" aguas máximas = 12100 Kg.

REACCION DEL PUENTE

R = 116000 Kg. sobre cada columna

VIENTO

Puente descargado:

Sobre vigas = $48.8 \times 240 + 2 \times 48.8 \times 120 = 23400$ Kg.

Aplicada a 1.20 de la cabeza del pilar.

Sobre columnas:

En estiaje = $(3.14 \times 0.5 \times 7.4) (240 + 2 \times 120) = 5560$ Kg.

Aplicada en la mitad del pilar

En aguas máximas = $(3.14 \times 0.5 \times 2.78) (240 + 2 \times 120)$:
2100 Kg.

Aplicada a 6.01 de la base de la elevación.

Puente cargado:

Sobre vigas = $48.8 \times 150 + 2 \times 48.8 \times 75 = 14600$ Kg.

Aplicada a 1.20 de la cabeza del pilar.

Sobre vehículos = $21.70 \times 2 \times 300 = 13000$ Kg.

Aplicada a 1.80 m. de la rasante.

Sobre columnas:

En estiaje = $(3.14 \times 0.5 \times 7.4) (150 + 2 \times 75) =$
3480 Kg.

Aplicada en la mitad del pilar.

En aguas máximas = $(3.14 \times 0.5 \times 2.78) (150 + 2 \times 75) =$
1300 Kg.

Aplicada a 6.01 de la base de la elevación.

AGUA

En época de aguas máximas:

$$F = 52.5 \times K \times v^2$$

Donde:

K = 0.67 prara elevación circular

V = 3 m/seg. (Asumida).

Luego:

$$F = 52.5 \times 0.67 \times 9 = 316 \text{ Kg/m}^2.$$

Por el área del pilar expuesta al agua:

$$F = 316 \times 4.62 \times 3.14 \times 0.50 = 2290 \text{ Kg.}$$

Aplicada a 1.54 m. de la cimentación.

SISMO

Ya calculado para una columna.

Se presentan tres condiciones de carga: fuerza de

sismo, fuerza de viento en época de estiaje, y fuerza de agua y viento combinadas en época de aguas máximas.

La que de mayor momento será la utilizable para el cálculo de las columnas.

Para sismo se obtuvo un momento de 72600 Kg-m. para una columna según un eje paralelo al eje del puente; para el eje considerado ahora el momento es igual, y para las tres columnas sería un momento de 217800 Kg-m.

Para la fuerza de viento en época de estiaje se obtiene:

Puente descargado:

$$\begin{array}{r} 23400 \times 8.60 = 200000 \text{ Kg-m.} \\ 5560 \times 3.70 = \underline{20600 \text{ " "}} \\ 220600 \text{ Kg-m.} \end{array}$$

Puente cargado:

$$\begin{array}{r} 14600 \times 8.60 = 126000 \text{ Kg-m.} \\ 13000 \times 11.63 = 151000 \text{ " " } \\ \underline{\frac{3480}{31080} \times 3.70 = \frac{13000 \text{ " "}}{290000 \text{ Kg-m.}}} \end{array}$$

Para el viento y el agua actuando simultáneamente en época de aguas máximas, se obtiene:

Agua:

$$2290 \times 1.54 \times 3 = 10700 \text{ Kg-m.}$$

Viento:

$$\begin{array}{r} \text{Puente descargado: } 23400 \times 8.60 = 200000 \text{ Kg-m.} \\ 2100 \times 6.01 = \underline{12800} \\ 212800 \text{ Kg-m.} \end{array}$$

$$\begin{array}{r} \text{Puente cargado: } 14600 \times 8.60 = 126000 \text{ Kg-m.} \\ 13000 \times 11.63 = 151000 \text{ " " } \\ 1300 \times 6.01 = \underline{7800} \\ 274800 \text{ Kg-m.} \end{array}$$

El agua actuando con el viento para la condición con puente cargado, producen un momento: 274800 Kg-m.

$$\begin{array}{r} \underline{10700 \text{ " "}} \\ 285500 \text{ Kg-m.} \end{array}$$

De los resultados obtenidos, se puede observar que el viento, actuando solo para la condición de puente cargado, es la fuerza que produce mayor momento en las columnas:

$$M = 290000 \text{ Kg-m.}$$

Para el diseño de las columnas que forman la elevación del pilar, consideraremos un pórtico formado por tres columnas empotradas en su base (Cimentación) y unidas en la parte superior por una viga de arriostramiento. El pórtico está sometido a una fuerza horizontal que produce un desplazamiento lateral de las columnas que es proporcional al momento.

La fuerza que actúa es la del viento ya calculada.

$$F = 31080 \text{ Kg.}$$

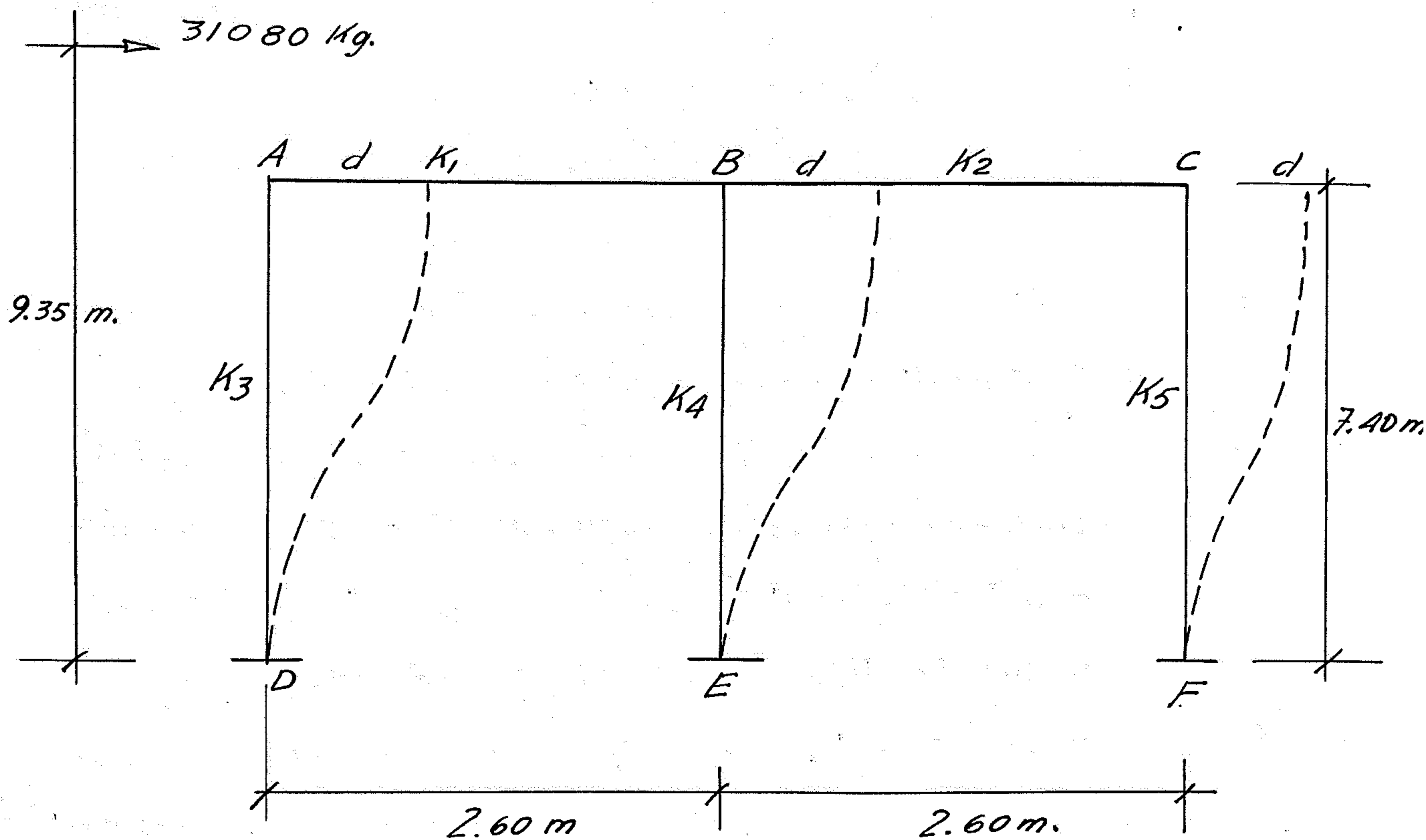
Que produce un momento neto en las columnas:

$$M = 290000 \text{ Kg-m.}$$

Actuando a una altura sobre la base de las columnas de:

$$h = 9.35 \text{ m.}$$

Se tendrá entonces un pórtico como se muestra:



Las columnas son iguales, circulares y de sección constante:

$$r = 0.50\text{ m.}$$

$$h = 7.40\text{ m.}$$

La viga de arriostramiento también será de sección constante:

$$\text{Ancho} = 1.10\text{ m.}$$

$$h = 0.40\text{ m.}$$

De acuerdo con estos datos se aplica el procedimiento de Hardy Cross para obtener los momentos en los nudos:

Rigideces de los miembros:

$$K_1 = K_2 = \frac{I}{L} E$$

Siendo:

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1.10 \times 0.064}{12} = 0.00586 \text{ m}^4$$

$$L = 2.60 \text{ m.}$$

Luego:

$$K_1 = K_2 = \frac{0.00586}{2.60} = 0.00225$$
$$K_3 = K_4 = K_5 = \frac{I}{L} E$$

Siendo:

$$I = \frac{d^4}{64} = \frac{3.14 \times 1^2}{64} = 0.049 \text{ m}^4$$

$$L = 7.40 \text{ m.}$$

Luego:

$$K_3 = K_4 = K_5 = \frac{0.049}{7.40} = 0.00662$$

Coefficientes de distribución:

$$D = \frac{K}{\sum K}$$

$$D_{AD} = D_{CF} = \frac{0.00662}{0.00225 + 0.00662} = 0.75$$

$$D_{AB} = D_{CB} = \frac{0.00225}{0.00225 + 0.00662} = 0.25$$

$$D_{BA} = D_{BC} = \frac{0.00225}{0.00225 + 0.00225 + 0.00662} = 0.20$$

$$D_{BE} = \frac{0.00662}{0.00225 + 0.00225 + 0.00662} = 0.60$$

Como las tres columnas son de igual longitud y no

hay diferencia de nivel en ellas, los momentos en los extremos son:

$$M_A = \frac{MK_3}{2 \sum K}$$

$$M_B = \frac{MK_4}{2 \sum K}$$

$$M_C = \frac{MK_5}{2 \sum K}$$

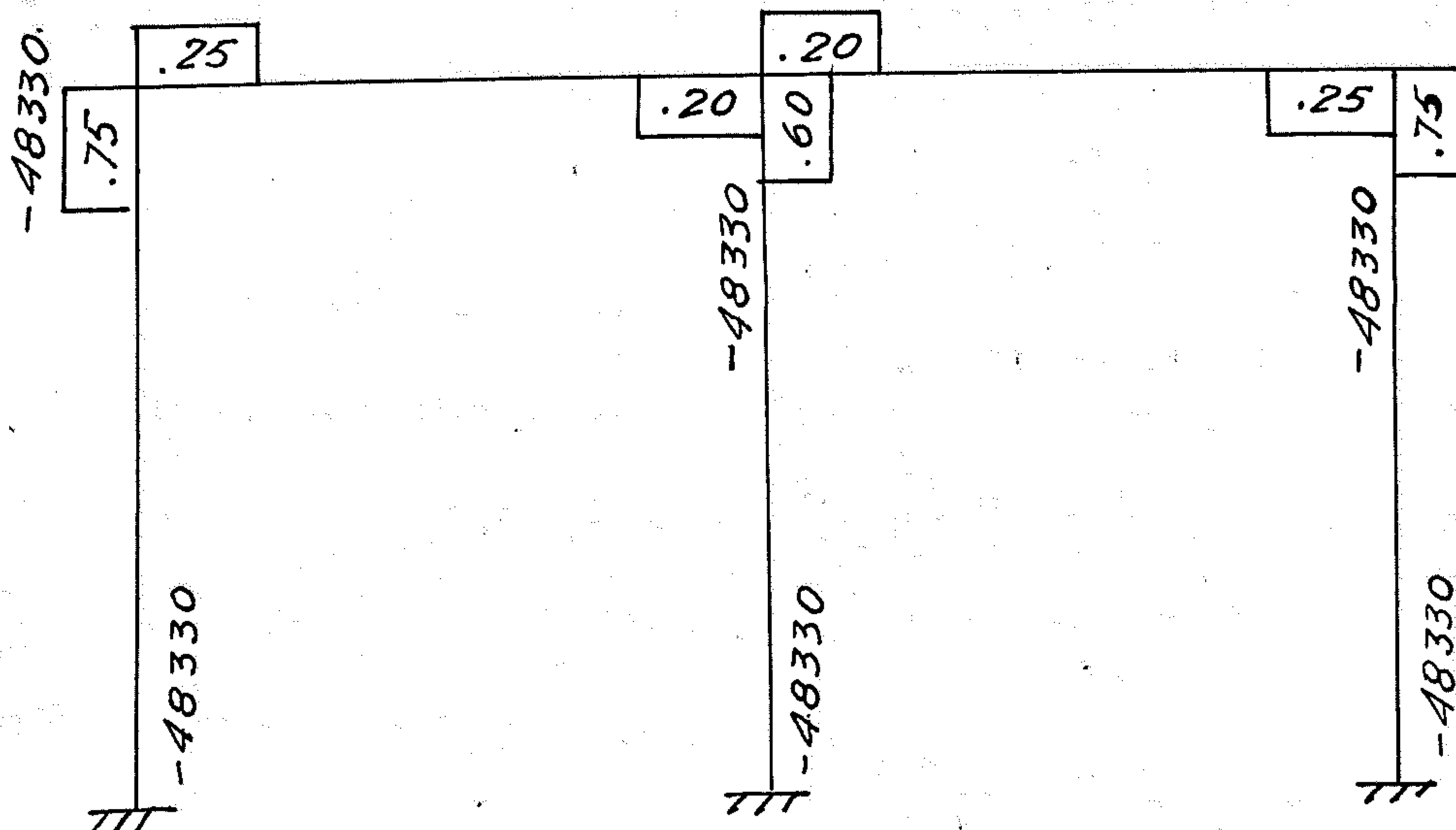
Siendo $\sum K$ la suma de las rigideces para todas las columnas. Pero como son iguales las K de las columnas:

$$\frac{K}{\sum K} = \frac{K}{3K} = \frac{1}{3}$$

Luego, los momentos en los extremos de las columnas serán:

$$M_A = M_B = M_C = \frac{1}{6} M = \frac{1}{6} \times 290000$$

$$M_A = M_B = M_C = 48330 \text{ Kg-m.}$$



+110	+ 770
	- 660
+280	+ 2960
	- 2680
+2300	+ 11200
	- 8900
-12110	+ 36200
	-48330

-48330
-18100 -66430
- 8900
- 5600 -14500
- 2680
-1480 -4160
- 660
- 385 -1045

M=86135

+6065	-6055
+12120	-1880
+ 650	+ 2530
	- 493
+237	+ 730
	- 128
+ 55	+ 183

M=7007

+ 255	- 110
- 365	
+ 985	- 280
- 1265	
+ 3760	- 2300
- 6060	
+12110	

M=9420

-48330
-18100 -66430
- 8900
- 3800 -12700
- 2680
-1100 - 3780
- 660
- 275 - 935

M=83845

-48330	+36200
-12110	- 8900
-1300	+ 7600
- 2680	
-480	+ 2200
	- 660
-110	+ 550

M=14000

+ 183	+ 55
- 128	
+ 730	+ 237
- 493	
+ 2530	+ 650
- 1880	
+12120	+ 6055
-6055	

M=7007

-48330
-18110 -66430
- 8900
+ 5600 -14500
- 2680
-1480 -4160
- 660
- 385 -1045

M=86135

-48330	+36200
-12110	- 8900
+2300	+ 11200
	- 2680
+280	+ 2960
	- 660
+110	+ 770

M=9420

-110	+ 255
- 365	
-280	+ 985
+ 1265	
- 2300	+ 3760
- 6060	
+12110	+ 12110

M=9420

Realizado el cálculo de los momentos en el pórtico por el procedimiento de Hardy Cross, se obtiene un momento máximo en las columnas de 86135 Kg., superior al obtenido para el sismo actuando en un eje paralelo al eje del puente. Luego será con el máximo momento que calcularemos las columnas.

COLUMNAS

$$M = 86135 \text{ Kg-m.}$$

$$D = 1.00 \text{ m.}$$

$$h = 7.40 \text{ ''}$$

$$\text{Reacción del puente} = 116000 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso del pilar} = 13900 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso de la viga de arriostamiento} = 1430 \text{ Kg.}$$

$$N = 131330 \text{ Kg.}$$

$$\frac{h}{D} = \frac{7.40}{1.00} = 7.40 < 10 \text{ (Columna corta)}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{86135}{131330} = 0.655 \text{ m.}$$

$$\frac{e}{R} = \frac{65.5}{50} = 1.31 > 0.37 \text{ (Segundo caso de columnas circulares con carga excéntrica).}$$

El problema es de verificación de esfuerzos, pues partiendo de una cuantía supuesta, se calculan los esfuerzos en la columna y se comparan con los permisibles, ya que la carga de trabajo en miembros sometidos a flexión compuesta

varía con la excentricidad de la carga que actúa sobre el elemento.

Considerando primero la columna con estribos, y asumiendo una cuantía 0.04 se obtiene que:

$$f_c > f_p$$

Se aumenta la cuantía a 0.05 considerando ahora una columna zunchada, se obtiene que:

$$f_c < f_p$$

Lo cual solucionaría el problema, ya que el concreto está trabajando con una carga menor que la permisible. Pero, lo más económico es que:

$$f_c \approx f_p$$

Siendo menor la carga a la cual trabaja el elemento que la carga permisible.

Entonces nuevamente se realiza el cálculo, considerando la columna zunchada con una cuantía de:

$$P = 0.045$$

Se tiene:

$$R = 0.50 \text{ m.}$$

$$e = 0.655 \text{ m.}$$

$$M = 86135 \text{ Kg-m.}$$

$$N = 131330 \text{ Kg.}$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 1400 \text{ "}$$

$$r = 0.425 \text{ m. (Recubrimiento de 7.5 cm. hasta el eje de las cabillas de acero).}$$

$$n = 10$$

Primero se busca la posición de la fibra neutra por medio de la fórmula:

$$\frac{e}{R} = \frac{M}{NR} = \frac{1}{16} \times \frac{[12\alpha_1 - 3 \text{ Sen } 4\alpha_1 - 32 \text{ Cos } \alpha_1 \text{ Sen}^3 \alpha_1 + 24 \pi np \left(\frac{r}{R}\right)]}{2 \text{ Sen}^3 \alpha_1 + 3 \text{ cos } \alpha_1 (\text{Sen } \alpha_1 \text{ cos } \alpha_1 - \alpha_1 - \pi np)}$$

Siendo:

α_1 = ángulo que subtiende la mitad del segmento circular del concreto en compresión.

Se dan valores a α_1 hasta obtener una igualdad, y así se conoce el valor real de α_1 , con el cual luego será posible averiguar la posición del eje neutro de la sección.

La ecuación se resuelve por medio de gráficos, para lo cual se transforma en:

$$\frac{e}{R} = \frac{[W + 24 \pi np \left(\frac{r}{R}\right)^2]}{16 (V - 3 \pi np \text{ cos } \alpha_1)}$$

Donde:

$$W = 12\alpha_1 - 3 \text{ Sen } 4\alpha_1 - 32 \text{ cos } \alpha_1 \text{ Sen}^3 \alpha_1$$

$$V = 2 \text{ Sen}^3 \alpha_1 + 3 \text{ cos } \alpha_1 (\text{Sen } \alpha_1 \text{ cos } \alpha_1 - \alpha_1)$$

Los gráficos dan los valores de W y V para cada valor de α_1 en grados.

Tabulando la resolución de la ecuación para obtener el valor real de α_1 . Se tiene:

α_1	W	V	Cm	Cn	$\frac{e}{R} = \frac{Cm}{16 Cn}$
180°	37.68	9.42	62.13	13.66	0.285
150°	37.48	8.17	61.93	11.84	0.327
135°	36.26	6.77	60.71	9.76	0.389
120°	32.92	5.10	57.37	7.22	0.496
100°	24.44	2.91	48.89	3.65	0.836
91°	19.10	2.10	43.55	2.17	1.260
90°	18.84	2.00	43.29	2.00	1.368

Donde :

$$Cm = W + 24 \pi n p \left(\frac{r}{R} \right)^2$$

$$Cm = W + 24 \times 3.14 \times 10 \times 0.045 \left(\frac{42.5}{50} \right)^2$$

$$Cm = W + 24.45$$

$$Cn = V - 3 \pi n p \cos \alpha_1$$

$$Cn = V - 3 \times 3.14 \times 10 \times 0.045 \cos \alpha_1$$

$$Cn = V - 4.24 \cos \alpha_1$$

Con la nueva sustitución la fórmula queda ahora:

$$\frac{e}{R} = \frac{Cm}{16 Cn}$$

Cuyos valores se encuentran en la última columna de la tabla.

En el presente caso se tenía:

$$\frac{e}{R} = 1.310$$

El valor obtenido que más se aproxima es 1.260 correspondiente a un valor de 91° de α_1 . Tomando ese valor de ángulo se calcula:

$$K = \frac{1 - \cos \alpha_1}{2} = \frac{1 - \cos 91^\circ}{2}$$

$$K = \frac{1 + 0.0175}{2} = 0.509$$

El cual determina la posición del eje neutro. Y ahora es posible calcular el esfuerzo unitario de compresión en la fibra más alejada del concreto:

$$f_c = \frac{96 \text{ k M}}{C_m R^3}$$

Reemplazando:

$$f_c = \frac{96 \times 0.509 \times 86135 \times 100}{43.55 \times 125000} = 77.2 \text{ Kg/cm}^2.$$

Ahora se calcula el valor del esfuerzo unitario permisible para el presente caso;

$$f_p = f_a \times \frac{2R + D_e}{2R + C D_e}$$

El cual debe ser mayor que el f_c calculado. Para lo cual se calcula primero:

Rádío de giro de una sección equivalente de concreto a la sección de la columna de concreto armado, con respecto a un eje normal al eje de flexión:

$$r^2 = \frac{I}{A} = \frac{R^2 + 2(n-1)pr^2}{4(1 + (n-1)p)}$$

$$r^2 = \frac{2500 + 2(10-1)0.045 \times 42.5^2}{4(1 + (10-1)0.045)}$$

El factor:

$$D = \frac{2R^2}{r^2} = \frac{2 \times 2500}{706.95} = 7.072$$

Carga de trabajo admisible promedio del concreto de una columna de concreto armado con carga axial:

$$f_a = \frac{0.225 \times f'_c + f_s \times p}{1 + (n-1)p}$$

$$f_a = \frac{0.225 \times 210 + 1400 \times 0.045}{1 + (10-1)0.045} = 78.46 \text{ kg/cm}^2.$$

Relación de la carga de trabajo admisible, f_a , del concreto de las columnas con carga axial, a la carga de trabajo admisible a compresión por flexión del concreto:

$$C = \frac{f_a}{f_b} = \frac{f_a}{0.45 f_c} = \frac{78.46}{0.45 \times 210} = 0.83$$

Reemplazando los valores obtenidos:

$$f_p = 78.46 \times \frac{100 + 7.072 \times 0.655}{100 + 0.83 \times 7.072 \times 0.655} = 77.90 \text{ Kg/cm}^2$$

Se ha logrado que:

$$f_c < f_p.$$

Siendo muy cercanos los valores. Luego la cuantía de la columna será 0.045, la asumida.

Area de Acero

$$A_s = \pi R^2 p.$$

$$A_s = 3.14 \times 2500 \times 0.045 = 353 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 353 \text{ cm}^2 \longrightarrow 55 \nabla 1''$$

Colocación del Acero

Las normas dan como separación mínima entre cabi-
llas:

Centro a centro:

$$S \geq 3 \nabla \geq 3 \times 2.54 \geq 7.62 \text{ cm.}$$

Separación libre:

$$S' \geq 4.00$$

Luego, no será posible poner todas las barras en u-
na misma circunferencia. Se colocarán en dos:

La primera: 35 ∇ 1" a 7.62 cm.

La segunda: 20 ∇ 1" a 8.00 cm.

El núcleo de la segunda capa de barras es por nor-

mas:

$$d' \leq 0.6d \leq 51 \text{ m.}$$

Será de 51 cm. de diámetro desde centro de barras.

Zuncho:

Se hará en forma de hélice continua.

Coloando zuncho de ϕ 3/8, se tiene:

$$d_c = 90 \text{ cm.}$$

$$A_c = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \times 3.14 \times 8100 = 6350 \text{ cm}^2.$$

Cuantía del zuncho:

$$p' = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{syp}}$$

$$A_g = \frac{1}{4} \times 3.14 \times 10000 = 7850 \text{ cm}^2.$$

$$f_{syp} = 3520 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (para acero duro).}$$

$$p' = 0.45 \left(\frac{7850}{6350} - 1 \right) \frac{210}{3520} = 0.00631$$

Para el paso del zuncho el reglamento establece las siguientes normas:

$$S \text{ c.ac.} < \frac{1}{6} d_c < \frac{1}{6} \times 90 < 15 \text{ cm.}$$

$$S \text{ libre} < 7.5 \text{ cm.}$$

$$> 4.0 \text{ cm.}$$

$$> 1.5 \text{ diámetro de piedra}$$

La separación centro a centro del zuncho:

$$S_{c.a.c.} = \frac{4 a_s}{d_c \times p'} = \frac{4 \times 0.71}{90 \times 0.00631} = 5 \text{ cm.}$$

$$S \text{ libre} = 5 - 1 = 4 \text{ cm.}$$

Cumple con las normas antes citadas.

Estribos

La segunda capa de barras debe llevar estribos que mantengan las cabillas en su posición.

El reglamento da para la separación libre entre estribos:

$$s \text{ libre} \leq 16 \phi \leq 16 \times 2.54 \leq 40 \text{ cm.}$$

$$\leq 48 \phi \leq 48 \times 0.95 \leq 45.5 \text{ cm.}$$

$$\leq d \leq 100 \text{ cm.}$$

Se colocarán estribos de $\phi 3/8 @ 40 \text{ cm.}$

Cimentación

La cimentación del pilar estará formada por un macizo de concreto ciclópeo de dimensiones:

$$\text{Altura} = 3.00 \text{ m.}$$

$$\text{Ancho} = 5.00 \text{ m.}$$

$$\text{Largo} = 8.00 \text{ m.}$$

Peso propio considerando subpresión:

$$p.p. = 3 \times 5 \times 8 (2300-500) = 216000 \text{ Kg.}$$

Sismo por peso propio de cimentación:

$$F_s = 216000 \times 0.08 = 17300 \text{ Kg.}$$

Aplicada a 1.5 m. de la base de la cimentación.

Los chequeos a volteo y deslizamiento en los pilares, deben ser superiores a 6 por la inseguridad que existe debido a la socavación.

CHEQUEOS SEGUN UN EJE PARALELO AL EJE DEL PUENTE

SISMO

$$\text{Volteo} = \frac{(216000 + 13900 \times 3 + 116000 \times 3) \times 2.5}{9270 \times 10.80 + 1110 \times 6.70 + 17300 \times 1.5} = 11.35 \text{ O.K.}$$

$$e = \frac{133450}{605700} = 0.22 \text{ m.} \quad \underline{\text{O.K.}}$$

$$P = \frac{605700}{5 \times 8 \times 10000} \frac{(1 + 6 \times 22)}{500} = 1.91 \quad \underline{\text{O.K.}}$$

CHEQUEOS SEGUN UN EJE NORMAL AL EJE DEL PUENTE

VIENTO:

$$\text{Volteo:} = \frac{605700 \times 4}{14600 \times 11.60 + 13000 \times 14.63 + 3480 \times 6.70} = 6.34 \quad \underline{\text{O.K.}}$$

$$\text{Desl.} = \frac{605700 \times 0.5}{31080} = 9.75 \quad \underline{\text{O.K.}}$$

$$e = \frac{382000}{605700} = 0.63 \text{ m.} \quad \underline{\text{O.K.}}$$

$$P = \frac{605700}{5 \times 8 \times 10000} \left(1 + \frac{6 \times 63}{800}\right) = 2.23 \text{ Kg/cm}^2 \quad \underline{\text{O.K.}}$$

No es necesario hacer actuar el empuje pasivo.

VIGA DE ARRIOSTRAMIENTO

Une las tres columnas de la elevación del pilar por su parte superior. Cuando fueron calculados los momentos en los pilares, se obtuvo para la viga de arriostramiento los momentos:

En los apoyos extremos:

$$M = 9420 \text{ Kg-m.}$$

En el apoyo medio:

$$M = 7007 \text{ Kg-m.}$$

En la mitad de los tramos:

$$M = 1200 \text{ Kg-m.}$$

Las dimensiones de la viga son:

$$\text{Ancho} = 1.10 \text{ m.}$$

$$\text{Largo} = 6.30 \text{ m.}$$

$$\text{Alto} = 0.40 \text{ m.}$$

Los momentos de peso propio son:

Positivos máximos en los tramos:

$$M = \frac{1}{14} \times 1.10 \times 0.40 \times 2400 \times 1.60^2 = 193 \text{ Kg-m.}$$

Para los apoyos los momentos negativos máximos:

$$M = \frac{1}{12} \times 1.10 \times 0.40 \times 2400 \times 1.60^2 = 225 \text{ Kg-m.}$$

Momentos totales:

En los apoyos extremos:

$$M = 9645 \text{ Kg-m.}$$

En el apoyo medio:

$$M = 7232''$$

En la mitad de los tramos:

$$M = 1007 \text{ Kg-m.}$$

La altura útil:

$$d = \frac{9645}{10.2 \times 1.10} = 29.3 \text{ cm.}$$

Tomo una altura útil de:

$$d = 35 \text{ cm.}$$

ACERO:

En los apoyos extremos:

$$A_s = \frac{9645 \times 100}{1400 \times 0.889 \times 35} = 22.1 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 22.1 \text{ cm}^2 \longrightarrow 18 \varnothing \frac{1}{2}$$

En el apoyo medio:

$$A_s = \frac{7232 \times 100}{1400 \times 0.889 \times 35} = 16.50 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 16.60 \text{ cm}^2. \longrightarrow 13 \varnothing \frac{1}{2}''$$

En los tramos:

$$A_s = \frac{1007 \times 100}{1400 \times 0.889 \times 35} = 2.46 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.46 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2 \varnothing \frac{1}{2}''$$

La colocación de las banas se muestra en el plano del pilar.

ENCOFRADO DEL PUENTE

El encofrado es una estructura que se hace para vaciar en ella el concreto que formará el puente; da al concreto la forma que tendrá el puente calculado. Puede ser de madera o metal, en el presente caso se empleará madera de pino oregón.

En el encofrado habrá piezas de madera que estarán en contacto con el concreto dándole la forma que tendrá en definitiva, y piezas que solo actuarán soportando cargas.

Las piezas en contacto con el concreto son tablas cepilladas generalmente de ^{1 1/2"} 5 cm. de espesor, con el objeto de que puedan ser utilizadas varias veces, ya que el concreto malogra la tabla y para ser empleada nuevamente debe quitársele la superficie malograda por medio de una nueva cepillada; ~~NO~~ con el espesor indicado es posible realizar esta operación dos o tres veces y tener aun una tabla utilizable.

El encofrado en líneas generales consta de un entablado que por medio de miembros rectos e inclinados entrega la carga del concreto a las soleras, las cuales, a su vez, descansan sobre largueros y éstos sobre los pies derechos que se apoyan en el terreno en dados de concreto para que transmitan al terreno presiones aceptables. ✓

En el puente del presente proyecto; se encuentra un tramo sobre el río, por lo cual los pies derechos del encofrado descansarán sobre bloques de concreto de altura tal, que

no se moje la madera. Puede hacerse esto por la poca altura de agua en la época de estiaje.

En los encofrados de madera debe buscarse siempre que los miembros trabajen solo a compresión. El cálculo se hace para el peso del concreto más una sobrecarga de 50 Kg/m².

La madera que se empleará tiene las siguientes propiedades:

Peso propio = 650 Kg/m³

Resistencia a la tensión (//) = 70-90 Kg/cm²

" " " compresión (//) = 60-80 "

" " " " (⊥) = 15-20 "

" " " flexión = 70-100 "

" añ esfuerzo Cortante (⊥) = 40-70 "

" " " " (//) = 80-100 "

ENTABLADO PARA LA BASE DE LA VIGA

Se empleará tablas de 1 1/2" x 10" que tendrán un momento resistente que se calcula:

$$M = \frac{1}{6} \times b \times h^2 \times f$$

Transformando a centímetros las dimensiones de la tabla y reemplazando:

$$M = \frac{1}{6} \times 25 \times 3.75^2 \times 80 = 4700 \text{ Kg-cm.}$$

$$M = 47 \text{ Kg-m.}$$

Se necesitan tres tablas una de las cuales será de 17.50 cm.de ancho. Las tres resistirán:

$$M = 127 \text{ Kg-m.}$$

Se trata la tabla como una viga continua, donde el máximo momento positivo es:

$$M = \frac{1}{10} \times W \times l$$

$$l = \sqrt{\frac{10 M}{W}} = \sqrt{\frac{10 \times 127}{498 + 50}} = 90 \text{ cm.}$$

Las tablas tendrán apoyos cada 90 cm. en la parte de la viga de altura uniforme.

Para la sección 0.7 de la viga será:

$$l = \sqrt{\frac{10 \times 127}{1990 + 50}} = 80 \text{ cm.}$$

Para la sección será 0.9 será:

$$l = \sqrt{\frac{10 \times 127}{2800 + 50}} = 70 \text{ cm.}$$

Resumiendo, las separaciones entre apoyo de tablas (Soleras).

De 0.0 á 0.6 : Separación = 90 cm.

" 0.6 á 0.8 : " = 80 cm.

" 0.8 á 1.0 : " = 70 cm.

TABLON DEL CANTILIVER:

Los tablones que sirven de apoyo a las tablas del cantiliver con separación de 0.90 m., soportan una carga:

$$W = 550 + 50 = 600 \text{ kg/m.}$$

Y el momento:

$$M = \frac{0.9 \times 600 \times 0.95}{8} = 65 \text{ Kg-m.}$$

El módulo resistente:

$$Z = \frac{6500}{80} = 90 \text{ cm}^3$$

De las secciones posibles tomo: 4 " x 2 "

TABLON DE LA LOSA INTERIOR

$$W = 770 + 50 = 820 \text{ Kg/m.}$$

$$M = \frac{0.9 \times 820 \times 1.70}{8} = 157 \text{ Kg-m.}$$

$$Z = \frac{15700}{80} = 960 \text{ cm}^2$$

Tomo un tablón de 5 " x 3 ".

LARGUEROS:

Son los elementos que se colocan bajo las vigas para recibir la carga de las soleras y trasmitirlas a los pie derechos. Se colocan en número de dos bajo cada viga longitudinalmente.

La sección de los largueros depende de la separación que se da a los pie derechos, pues se calculan como vigas continuas apoyadas en ellos. Por esto es conveniente hacer un estudio previo de la sección del larguero de acuerdo con la separación entre pie derechos.

Las cargas sobre los largueros en la parte recta de la viga, son:

Peso de la losa = 770 Kg/m.l. .

" " " viga = 1498 "

Sobrecarga = 50 "

Carga total = 2318 \approx 2320 Kg/m.l.

Para una separación entre pie derechos de 2.5 m.

se tiene:

Momento en el larguero:

$$M = \frac{1}{10} \times \frac{2.5^2}{2} \times 2320 = 725 \text{ Kg-m.}$$

Los largueros toman la mitad de la carga total transmitida por la solera, pues como ya se dijo, se colocarán dos largueros por viga.

$$\text{Módulo resistente: } Z = \frac{72500}{80} = 905 \text{ cm}^3$$

Se necesita un larguero de 6 " x 8 ", y 4 columnas.

Para una separación de 3.00 m:

$$M = \frac{1}{10} \times 9 \times 1160 = 1040 \text{ Kg-m.}$$

$$Z = \frac{104000}{80} = 1300 \text{ cm}^3.$$

Larguero de 6" x 10", y 3 columnas por viga.

Para 4 metros:

$$M = \frac{1}{10} \times 16 \times 1160 = 1850 \text{ Kg-m.}$$

$$Z = \frac{185000}{80} = 2320 \text{ cm}^3$$

Larguero de 9"x10", y 3 columnas por viga.

Como puede observarse por los resultados, aumentando la separación entre los pie derechos es necesario aumentar

la sección de los largueros, y disminuye el número de columnas, las cuales a su vez tendrán que ser de mayor sección para resistir la carga que ha aumentado. Pero en el presente caso, entre 2.5 y 3.00 m. de separación hay poca variación en el momento y los largueros son de sección casi igual, las columnas disminuyen y la sección variará poco por la poca diferencia en la carga. Ya para 4.00 de separación el momento y la sección de la columna es mucho mayor. Luego lo más conveniente es colocar los pie derechos a 3.00 m. de separación y largueros de sección 6"x10".

En igual forma se obtiene para las secciones de la viga:

0.6 á 0.8 : Separación de pie derechos = 2.00 m.
0.8 á 1.0 : " " " " = 1.50 m.

Y el larguero se mantiene en la sección 6"x10" pues soporta el momento que se ha hecho mayor.

Pie Derechos

Los pie derechos se calculan como columnas con las cargas transmitidas por los largueros, tomando un coeficiente de seguridad 3.

La parte superior de la columna tiene un elemento normal a los largueros que recibe la carga, y para que no trabaje como cantiliver se asegura con elementos inclinados.

Pero de todas maneras se calcula su sección como si trabajara como cantiliver.

Carga sobre la parte superior de la columna transmitida por un larguero: $W = 3500 \text{ Kg/m.l.}$

El momento como cantiliver:

$$M = 3500 \times 0.25 = 875 \text{ Kg-m.}$$

Dimensión necesaria = 6" x 8"

La columna tiene arriostramiento normal, e inclinado, así que en realidad quedarían de 2.6 m. de longitud de cálculo al pandeo.

La sección se obtiene:

$$P_c = \frac{\pi^2 E I}{12 l^2}$$

Donde:

$$P_c = 2320 \times 3 \times 3 = 21000 \text{ Kg. (Carga crítica)}$$

$$E = 1 \times 10^5$$

$$l = 2.6 \text{ m.}$$

Despejando el momento de inercia:

$$I = \frac{P_c \times l^2}{\pi^2 \times E} = \frac{21000 \times 250^2}{3.14 \times 10^5} = 4400 \text{ cm}^4$$

Se necesita una columna 6" x 6"

BASE DE CONCRETO

Se debe hacer de manera que la presión sobre el terreno sea menor de 4 Kg/cm^2 . El área de la base será:

$$A = \frac{2320 \times 3}{4} = 1740 \text{ cm}^2$$

Base de: 42 x 42 cm.

P R E S U P U E S T O

ESTRIBO IZQUIERDO

Excavación en seco

Extracción del material hasta dos metros de profundidad.

Jornal diario : S/. 16 por obbero

" por hora: $16/8 = S/. 2$ hora

En un día de 8 horas en peón puede excavar 4 m^3 , luego 1 m^3 lo excavará en dos horas.

Costo de 1 m^3 excavado: $2 \times 2 = S/. 4.00 \text{ m}^3$

Acarreo en carretilla

Considerando que en un día de 8 horas, con una velocidad de 3 Km/hora un peón puede recorrer 24 Km/ , y que las pérdidas de tiempo por carga y descarga son de 1.50 minutos. Como un día de 8 horas tiene 480 minutos, y las pérdidas son de 1.50 minutos, el tiempo empleado será de $480/1.5 = 1/320$ de jornada, que convertido en distancia será:

$$\frac{24000}{320} = 75 \text{ m.}$$

Luego, el número de viajes en 8 horas para llevar el material a una distancia X será:

$$n = \frac{24000}{2x + 75}$$

Si la tierra es acarreada a 40 m. , el número de viajes será:

$$n = \frac{24000}{80 + 75} = 155 \text{ viajes.}$$

Siendo la capacidad de la carretilla de $1/30 \text{ m}^3$, el rendimiento de un obrero en 8 horas será:

$$R = C \times n$$

$$C = 1/30 \text{ m}^3$$

$$n = 155 \text{ viajes}$$

$$R = \frac{1}{30} \times 155 = 5.20 \text{ m}^3 \text{ por día.}$$

Siendo el salario de S/. 16 diarios, el valor del m^3 acarreado será:

$$\text{m}^3 \text{ de acarreo} = \frac{16}{5.20} = \text{S/. } 3.10 \text{ m}^3$$

El costo total de 1 m^3 acarreado y excavado será:

$$\text{Excavación} \quad : \text{S/. } 4.00 \text{ m}^3$$

$$\text{Transporte} \quad : \text{S/. } 3.10 \text{ "}$$

$$\text{Leyes Sociales} \quad : 40\% = \text{S/. } 2.84 \text{ m}^3$$

$$\text{Contratista} \quad : 30\% = \text{S/. } 2.99 \text{ "}$$

$$\text{Total: S/. } 13.93 \text{ m}^3$$

Según los planos nos m^3 por excavar son 115 m^3 .

Luego:

Costo total de excavación y transporte:

$$115 \times 13.93 = \text{S/. } 1600.$$

Encofrado

$$\text{Costo en fábrica} \quad : \text{S/. } 50 \text{ m}^2$$

$$\text{Cepillado dos caras} \quad : \text{S/. } 3 \text{ "}$$

$$\text{Arriostramientos, etc.} \quad : \text{S/. } 12 \text{ "}$$

$$\text{Total} \quad : \text{S/. } 65 \text{ m}^2$$

?

Suponiendo 3 usos: $\frac{65}{3} = S/. 22 \text{ m}^2$

Transporte : S/. 3 m^2

Clavos : S/. 1 "

Alambre : S/. 1 "

Empetrolado : S/. 0.80 "

Mano de Obra : S/. 8 "

Desperdicios e imprevistos: 2 % = S/. 0.45 m^2

Leyes Sociales: 40 % = S/. 3.70 m^2

Contratista : 20 % = S/. 8 m^2

Costo total : S/. 48 m^2

Según los planos se tienen 190 m^2 . Luego:

Costo total encofrado:

190 x 48 = S/. 9100.

Concreto ciclópeo

Se empleará una mezcla 1: 3:6 con 30 % de pedrones.

Cemento : 42.5 Kg. (1 saco)

Arena : 127.5 "

Grava : 178.0 "

Pedrones : 77.0 "

Agua : 50.0 "

Suponiendo que el peso del concreto es de 2100 Kg/ m^3

la relación para 1 m^3 será:

$$Z = \frac{2100}{42.5 + 127.5 + 178 + 77 + 50} = 4.4$$

Luego, un m^3 de concreto ciclópeo tiene:

Cemento : 190 Kg.

Arena : 560 Kg.
Grava : 780 "
Pedrones : 340 "
Agua : 230 "

Si la densidad de la arena es de 1.37 y de la grava 1.45, la proporción en volumen de 1 m³ de concreto será:

Cemento : 4.7 Sacos
Arena : 0.409 m³
Grava : 0.538 "
Pedrones : 0.600 "
Agua : 0.230 "

El costo de 1 m³ de concreto ciclópeo será:

Cemento : 4.7 sacos a S/. 49 c/u = S/. 230
Arena : 0.409 m³ a S/. 25 m³ = S/ 10
Grava : 0.538 m³ a S/. 25 m³ = S/. 13.
Pedrones : 0.600 m³ a S/. 15 m³ = S/. 9
Desperdicios: 10 % = S/. 26.25

Costo total de 1 m³ de concreto ciclópeo:
S/. 288.75

Mano de Obra

Preparación y vaceado del concreto en mezcladoras de 10 pies cúbicos:

Llenadores: 3 para piedra
1 " arena
1 " cemento
Variadoras: 6 carretilleros.

Maquiniesta: 1

Número de obreros: 12.

El maquinista gana S/. 20 diarios, los demás S/.16 diarios. El jornal diario será:

$$11 \times 16 + 20 = \text{S/}. 196 \text{ dia.}$$

$$\text{Rendimiento medio efectivo} = \frac{196}{20 \text{ m}^3} = \text{S/}. 9.9 \text{ m}^3.$$

Alquiler semanal de la mezcladora:

$$\frac{\text{S/} 450}{6 \text{ días} \times 20 \text{ m}^3} = \text{S/}. 3.75 \text{ m}^3$$

Gasolina con desperdicios:

$$\frac{1 \text{ gal/ hora} \times \text{S/}. 1.10}{20 \text{ m}^3} = \text{S/}. 0.44 \text{ m}^3$$

Aceite, etc.: S/. 0.40.

Total mano de obra:

Rendimiento de los obreros	:	S/.	9.90	m ³
Mezcladora	:	"	3.75	"
Gasolina	:	"	0.44	"
Aceite	:	"	0.40	"
Leyes Sociales (40 %)	:	"	<u>4.00</u>	"
Total:			S/18.50	m ³

Costo total de 1 m³ de concreto ciclópeo:

Material	:	S/.	288.75	m ³
Mano de obra	:	"	<u>18.50</u>	"
Total:		S/.	307.25	m ³

Según los planos se tienen 210 m³, el costo total

será:

Concreto ciclópeo: $307.25 \times 210 = 64500$ S/.
Contratista 20 % : = 12900 "
Total : 77400 S/.

Costo total del estribo:

Encofrado: S/. 9100
Concreto : S/. 77400
Total : S/. 86500

ESTRIBO DERECHO

Excavación en roca

Taladro : 30 pulgadas a S/. 0.20 pulgada = S/. 6.00
Dinamita: 2 cartuchos a S/. 1.00 c/u = S/. 2.00
Fulminante: = " 0.50
Herrero: 0.1 hora a S/. 20 día = $0.1 \times \frac{20}{8}$ = " 0.25
Extracción del material = " 4.00
Transporte en carretilla = " 3.10
Leyes Sociales (40 %) = " 5.30
Contratista (20 %) = " 4.20
Total = S/. 25.35

Según los planos se tienen 13.60 m^3 . El costo de excavación y transporte será:

$$25.35 \times 13.60 = 344 \text{ S/}.$$

Costo del concreto ciclópeo

Según los planos se tienen 1.50 m^3 , su costo será:

Concreto = $307.25 \times 150 = 46000$ S/.
Contratista (20 %) = 9200 "
Total : S/. 55200

Encofrado

Según los planos se tienen 140 m². Luego el costo será:

$$140 \times 48 = 6700 \text{ S/}.$$

Costo total

Movimiento de tierra:	344	S/.
Encofrado	:	6700 "
Concreto	:	<u>55200 "</u>
Total	:	S/.62244

PILAR INTERMEDIO

Movimientos de tierras

Se considera excavación bajo agua por quedar la cimentación más baja que el nivel de aguas mínimas. Se excavará 4.00 m. bajo el nivel del agua en arena, cascajo y pedrones:

- 1 Peón para conservación de la poza.
 - 6 Peones con pico y lampa.
 - 2 " elevadores en un nivel a dos metros de la base de la excavación.
 - 2 Carretilleros en la superficie.
 - 11 Peones en total a S/. 16 diarios c/u.
 - 1 Maquinista operador de la bomba: S/. 20 día.
- Total Jornales = 11 x 16 + 20 = S/. 196 día.

Gastos por pérdida de tiempo, interrupción de la bomba, escurrimientos, etc.

20 % = S/. 39.20

Alquiler semanal de la bomba = S/. 450 semana.

Empleando dos bombas en cada tramo, el costo será:

$$\frac{2 \times 450}{6 \text{ días útiles} \times 2 \text{ tramos}} = \text{S/. } 75$$

Gasolina: 2 motores de 10 HP a 8 gal c/u:

$$8 \times 2 \times \text{S/. } 1.10 \times 1.2 \text{ (desperdicio)} = \text{S/. } 21$$

$$\text{Aceite} = \text{S/. } 6.00$$

$$\text{Leyes Sociales (40 \%)} = \text{S/. } 94$$

$$\text{Contratista (20 \%)} = \text{S/. } 86$$

$$\text{Total} = \text{S/. } 517.$$

Se supone que la jornada rinde 5.5 m^3 , luego la excavación por m^3 será:

$$\frac{517}{5.5} = \text{S/. } 94 \text{ m}^3$$

Luego:

$$\text{Excavación} = \text{S/. } 94.00 \text{ m}^3$$

$$\text{Transporte} = \text{S/. } 3.10 "$$

$$\text{Total} \quad \text{S/. } 97.10 \text{ m}^3.$$

Según los planos se tienen 160 m^3 , el costo total será:

$$160 \times 97.10 = \text{S/. } 15500.$$

Cimentación

Según los planos hay 120 m^3 de concreto ciclópeo.

El costo será:

$$120 \times 288.75 = \text{S/. } 34600$$

Encofrado

Según los planos hay 150 m^2 . El costo será:
 $150 \times 48 = 7200 \text{ S/}$.

Costo total cimentación

Excavación y transporte:	S/. 15500
Concreto	" 34600
Encofrado	" <u>7200</u>
Total:	S/. 57300

Elevación

Se hará de concreto de 210 Kg/cm^2 , cuya relación es de 1:1:2, con una relación agua - cemento de 0.47.

Cemento = 42.5 Kg (1 saco)

Arena = 42.5 "

grava = 85.0 "

Agua = $0.47 \times 42.5 = 20 \text{ Kg}$.

Como el peso del concreto será de 2300 Kg/m^3 .

$$Z = \frac{2300}{42.5 + 42.5 + 85 + 20} = 12.1$$

Luego, un m^3 de concreto tendrá:

Cemento = 514 Kg.

Arena = 514 "

Grava = 1030 "

Agua = 242 "

Tomando las mismas densidades anteriores:

Cemento = 12.1 sacos

Arena = 0.375 m^3

Grava = 0.710 m^3

Agua = 0.242 m³

El acero que se emplea: 12220 Kg.

10% desperdicios y empalmes: 1222"

Total 13442Kg.

Volumen de concreto:

Columnas = 17.40 m³

Viga = 2.80 "

Total = 20.20 m³

Encofrado de madera = 70 m²

Por m³ de concreto armado son necesarios:

Hierro = 665 Kg.

madera = 35 m²

Se considera que se empleará:

Clavos: 1 Kg/100 Kg. de hierro = 6.65 Kg.

Alambre: " " " " " " = 6.65 "

El costo del material por m³ de concreto armado será:

Cemento : 12.1 sacos a S/. 49 saco = S/. 592

Arena : 0.375 m³ " " 25 m³ = " 9.38

Grava : 0.710 " " 25 " = " 17.75

~~Hierro~~ : 665 Kg. " " 2.5 Kg. = " 16.60

~~madera~~ : 3.5 m³ " " 46 m² = " 161

Clavos : 6.65 Kg. " " 8 Kg. = " 53.10

Alambre : 6.65 Kg. " " 6 " = " 39.80

Total S/.2533.03 m³

Mano de obra:

Doblado y colocación del acero : <u>665</u> Kg a S/. 0.5 Kg =	332.5 S/
Preparación y vaciado del concreto: S/. 18.5 m ³	= 18.5 "
Curado del concreto : S/. 0.4 m ³	= 0.4 "
Leyes sociales (40 %)	= 140.0 "
Herramientas menores: S/. 2 m ³	= <u>2.0 "</u>
Total	493.4 S/

El costo total del metro cúbico de concreto armado será:

materiales:	S/. 2533.03 m ³
mano de obra:	" 493.40 "
Transporte (5%):	" <u>151.00 "</u>
Total	S/. 2777.43 m ³

Los planos dan 20.20 m³ de concreto armado, luego el costo de la elevación será:

$$20.20 \times 2777.43 = 56000 \text{ S/}$$

Costo total del pilar:

Cimentación =	S/. 57300
Elevación =	" <u>56000</u>
Total	S/. 113300

PUENTE

El concreto de las vigas y losa será igual al empleado en el pilar intermedio:

Cemento = 12.1 sacos
Arena = 0.375 m³
Grava = 0.710 "
Agua = 0.242 "

El acero necesario es:

Baranda = 477.6 Kg.
Losa = 6047.3 "
Viga = 1130.8 "
Viguetas = 426.5 "
8082.2 Kg.
10% Empalmes, etc. 808.2 "
Total 8890.4 Kg.

El concreto en metros cúbicos: 564 m³

Madera para el encafrado: 860 m²

Por m³ de concreto armado son necesarios:

Acero = 15.80 Kg.
Madera = 1.50 m²
Clavos = 1.60 Kg.
Alambre = 1.60 Kg.

El costo por m³ de concreto armado:

Cemento:	12.1 x 49 =	\$ 592.00
Arena:	0.375 x 25 =	" 9.38
Grava:	0.710 x 25 =	" 17.75
<i>Acero</i> Hierro:	15.8 x 2.5 =	" 39.50
Madera:	1.5 x 46 =	" 69.00
Clavos:	1.6 x 8 =	" 12.80
Alambre:	1.6 x 6 =	" 9.60
Total		<u>\$ 740.03 m³</u>

Mano de obra:

Doblado y colocación del acero	=	\$ 7.90
Preparación y vaciado del concreto	=	" 18.50
Curado del concreto	=	" 0.40
Herramientas menores	=	" 2.00
Leyes sociales (40%)	=	" 11.50
Total		<u>\$ 40.30 m³</u>

Costo total de un metro cúbico de concreto armado:

Materiales	=	\$ 740.03 m ³
Mano de obra	=	" 40.30 "
Transporte (5%)	=	" 39.20 "
Total		<u>\$ 819.53 m³</u>

El costo del puente será:

$$564 \times 819.53 = \$ 462000$$

DISPOSITIVOS DE APOYO

Placas de estribos:	18000 cm ³
Placas de pilar:	18000 cm ³
Topes laterales:	3000 "
Rodillos:	272238"
Pernos:	<u>3709 "</u>
Total	314947 cm ³

Peso del acero empleado:

$$0.314947 \times 7350 = 2315 \text{ Kg.}$$

Costo de los dispositivos de apoyo:

$$2315.86 \times 35 = \$ 81045$$

Costo total del Puente:

Estribo Izquierdo:	\$ 86,500.00
Estribo Derecho:	" 62,244.00
Pilar Intermedio:	" 113,300.00
Puente:	" 462,000.00
Dispositivos de apoyo:	<u>" 81,045.10</u>
Total	\$ 805,089.10

ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCION DEL PUENTE

Encofrado.- El encofrado deberá hacerse con madera bien seca, con el fin de prevenir posibles alabeamientos.

Todas las Junturas 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 con madera cepillada en ambas caras, tratando 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/cm², y una carga de rotura mínima de 4200 kg/cm². La carga de trabajo considerada en los diseños es de 1400 kg/cm² para el acero de tracción, y "n" veces la carga de trabajo del concreto para el acero en compresión.

Las barras de refuerzo que se emplean, deberán ser corrugadas, no deberá usarse, por ningún motivo, barras de refuerzo lisas.

Las características anteriormente anotadas corresponden al acero denominado "Billet-Steel" (Designación M31 - 48

de la A.A.S.H.O.) de grado intermedio. Podrá utilizarse también el grado estructural aumentando las áreas necesarias en la proporción de sus respectivas cargas de trabajo.

Las barras deberán ser rectas y limpias sin manchas de grasa y sin escamas de herrumbre. En caso necesario deberán limpiarse con escobillas de acero, o frotarse con arena.

Las barras deberán empalmarse en una longitud igual a 50 diámetros de las barras que se unen.

Todos los empalmes y todos los cruces de dos fierros deberán asegurarse con alambre negro No.16. No se permitirá que en una misma sección haya más de 50 % de barras empalmadas.

Agregado Grueso.- El agregado puede estar compuesto de piedra triturada natural o artificial, grava o escoria de altos hornos enfriada al aire.

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 de los $2/3$ de la separación libre mínima del acero de refuerzo. Dentro de estos límites, se elegirá el mayor tamaño posible por razones de economía, ya que para un asentamiento mínimo deseado se necesitará menor cantidad de cemento.

El agregado grueso deberá tener un desgaste no mayor de 40 % sometido a la prueba en la máquina Los Angeles.

Sometidos a 5 ciclos de ensayos 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 de 5 %, carbón en proporción mayor de 1 %, arcilla en proporción mayor de 0.25 % materiales que pasan por la malla No. 200, en proporción mayor de 1 %, ni piedras en forma alargadas (de una longitud, aproximadamente igual o mayor de 5 veces su espesor) en proporción mayor de 15 %.

El peso aparente del agregado grueso no deberá ser menor de 1120 Kg/m³.

Agregado Fino.- El agregado fino podrá ser arena natural o la proveniente de la trituración de piedra, grava o escoria 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 las 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 estar 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 liquito en proporción mayor de 1 %, y materiales finos que pasen la malla de 200 en proporción mayor de 4 %.

La granulometría del material deberá estar comprendida entre los límites siguientes:

Para la malla de 3/8	100 %
Para la malla No. 4	95.1 %
Para la malla No.16	45.8 %
Para la malla No.50	de 10 a 30 %
Para la malla No.100	de 10 a 2 %

El módulo de fineza de la arena determinado en las mallas citadas, estará comprendido entre 2.20 y 3.30. Al efectuar el control de la granulometría de los materiales el módulo de fineza no podrá variar en más o menos de 0.20 del módulo de fineza de la arena, con la cual se hizo el diseño de la mezcla.

Agua.- El agua que se emplea en la preparación del concreto no deberá tener cantidades perjudiciales de gas carbónico libre, materia orgánicas, limo, azúcar, aceite, álcalis, ni otras impurezas. No deberán sobrepasarse los siguientes límites:

Sulfatos (SO4)	300 ppm
Cloruros (CL)	300 ppm
Sales de Magnesia (MGO)	150 ppm
Materia Orgánica	10 ppm.

Sólidos solubles	1500 ppm
Sólidos en suspensión	1000 ppm

El pH del agua deberá estar comprendido entre 4.5 y 8.5.

Donde el agua disponible fuera turbia, deberá proveerse de depósitos para su estancamiento y sedimentación antes de su uso.

Cemento Portland.- La clase de cemento empleado no deberá presentar fraguado falso prematuro a consecuencia de la pérdida del agua del yeso, motivada por calentamiento resultante de la fricción interna en los molinos. Tampoco deberá presentar fraguado debido a exposición prolongada a la interperie.

Diseño de la Mezcla.- El diseño de la mezcla deberá hacerse en el laboratorio, teniendo en cuenta:

a) La resistencia mínima a la rotura, especificada para la estructura, será de 210 Kg/cm². a los 28 días.

b) La resistencia al intemperismo, para lo cual la cantidad de agua por saco de cemento no será mayor de 6 1/2 galones por saco para superestructuras en la sierra.

c) El asentamiento 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 3".

Medida de los materiales.- Las "tandas" serán pro-

porcionadas teniendo como base el saco de cemento entero.

El diseño de la mezcla tiene en cuenta la proporción en peso de los materiales por lo cual, deberá disponerse, de preferencia, de una balanza en la obra que permita pesar las carretillas llenas de material.

De no disponerse de balanza, deberán pesarse los materiales en el laboratorio y corregir el dosaje en peso, convirtiéndolo en dosaje en volumen.

El dosaje dado por el laboratorio corresponderá a los materiales secos, debiendo corregirse de acuerdo al porcentaje de humedad que estos pueden presentar en el momento de ser utilizados en la obra.

El agua deberá medirse utilizando para el efecto el tanque de agua que debe tener cada mezcladora. En caso contrario podrá aceptarse la medición del agua por medio de latas de capacidad conocida.

Mezclado del concreto.- El mezclado del concreto se hará siempre a máquina, y no deberá sobrepasarse la capacidad indicada por el fabricante. El tiempo mínimo de mezclado será de 1 minuto para mezcladoras hasta de 0.760 m³. Por cada 0.400 m³ en más de capacidad de la mezcladora, se añadirá al tiempo mínimo de mezclado 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.

El tambor de la mezcladora deberá descargarse en su totalidad antes de volver a cargarlo.

Transporte y colocación del concreto.- Antes de iniciarse la colocación del concreto, el Inspector revisará los encofrados y armaduras, comprobando que estén de acuerdo a lo indicado en los planos.

Durante el transporte del concreto se debe prevenir el escurrimiento de la mezcla agua-cemento, o la separación de los materiales.

El encofrado deberá remojarse antes de iniciarse el llenado de concreto, y limpiarse su interior de virutas, recortes de madera, etc.

Inmediatamente después de efectuado el llenado, se cubrirá la superficie superior con una capa de arena de 5 cm. que se mantendrá constantemente húmeda. No debe esperarse terminar el llenado por completo, para cubrir con arena las partes ya terminadas, pues el sol sería perjudicial durante el tiempo que demore el terminado total del llenado, para las partes llenadas al principio.

Vibrado del concreto.- Inmediatamente después de su colocación el concreto deberá ser vibrado mecánicamente. El equipo deberá transcribir al concreto no menos de 4500 revoluciones por minuto.

La intensidad de la vibración debe ser tal que un concreto de 1" de asentamiento sea visiblemente afectado en

un radio de por lo menos 45 cm.

El concreto debe ser vibrado inmediatamente después de ser colocado. El concreto deberá ser manipulado especial y cuidadosamente alrededor del acero de refuerzo y en las esquinas de los encofrados.

El vibrado será aplicado en puntos uniformemente espaciados a distancias no mayores del doble del radio de la zona que visiblemente afecta el vibrador.

El concreto deberá ser colocado y vibrado en capas horizontales de un espesor mínimo de 30 mm.

Curado y protección del concreto.- Tan pronto como sea posible, y no después de 6 horas de colocado el concreto deberá iniciarse el curado del mismo cubriendo su superficie con una capa de arena de 5 cm. de espesor y manteniéndola 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.

Deberá protegerse el concreto recién llenado de heladas o altas temperaturas, cubriéndolo en caso necesario, con mantas o esteras. No se debe llenar el concreto si la temperatura es menor, o amenaza ser menor en los días siguientes al llenado de 4°C, o mayor de 40° C.

Desagüe de la losa.- Para facilitar el desagüe de la losa ésta deberá llevar un bombeo transversal igual al 1%

de su ancho, el cual se hará siguiendo una curva parabólica normal.

Junto a los sardineles se colocarán, tubos de fierro galvanizado, de un diámetro no menor de 3", y a una separación no mayor de 6 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 caigan libremente sin tocar ninguna parte de la estructura.

Baranda y sardinel.- La baranda será confeccionada de acuerdo a los planos respectivos, después de efectuado el desencofrado del puente, de manera que no tome las deflexiones de éste, ni esfuerzo alguno.

Deberá tenerse especial cuidado con el alineamiento de baranda, tanto vertical como horizontalmente.

El sardinel deberá llenarse conjuntamente con la estructura, pues forma parte integrante de ella.

Acabado del concreto del puente.- Toda la superficie del puente, incluyendo las barandas, deberá terminarse de la siguiente manera. Se aplicará un chorro de arena a alta presión con la ayuda de un soplete, con lo cual se eliminarán todas las asperezas y pequeñas imperfecciones que

presenta el concreto, luego se cubrirá la superficie con una pintura a base de cemento. Deberá tenerse especial cuidado con mojar la superficie abundantemente antes de pintarla y no efectuar el trabajo, durante las horas en que la superficie está expuesta al sol.

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

C A M I N O

Camino de Escario.

Highway Surveying and Planing de Hickerson.

Copias del Ing. Raúl Parraud.

Copias del Ing. Antonio Vicentelli.

Asphalt Handbook del Asphalt Institute.

Asphalt Construction Specification del Asphalt
Institute.

Boletín de la dirección de Caminos y Ferrocarriles
del Ministerio de Fomento y Obras Públicas del Perú.

Copias de Mecánica de los Suelos del Ing. Lereoux.

Manual de señalización del Ministerio de Fomento y
Obras Públicas del Perú.

Manual de "Obras de Arte para Carreteras" del Mi-
nisterio de Obras Públicas de Venezuela.

Manual de "Alcantarillas tipo losa" para carrete-
ras del Ministerio de Fomento y Obras Públicas del Perú.

Highway Engineering de John H. Bateman.

P U E N T E S

Apuntes tomados en clases del Ing. Pedro Lainez
Lozada.

Copias del Ing. Quiroga.

Copias del Ing. Raúl Parraud.

Copias de Concreto armado del Ing. Sarmiento.

Reinforced Concrete Structures de Peabody.

Resistencia de Materiales de Timoshenko.

Estructuras continuas de Hormigon Armado de Cross-Morgan.

Manual del Ministerio de Obras Públicas de Venezuela.

Estática Gráfica de Otto Henkel.

The Engineers Manual de Hudson.

Continuous Concrete Bridges de la Portland Cement Association.

Continuous Hollen Girdes concrete Bridges de la Portland Cement Association.
