

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

CONSTRUCCIONES CIVILES

TESIS DE GRADO

PROYECTO DE CAMINOS

AUTOR: MARCIAL REINAFARJE HURTADO

-1959-

COPIA DEL TEMA GENERAL

LIMA PERU

PROYECTO DE CAMINOS

Se trata de unir por medio de un camino los siguientes puntos:

1°	A	con	J
2°	J	"	H
3°	H	"	I
4°	I	"	G
5°	G	"	C
6°	C	"	B
7°	B	"	E
8°	E	"	F
9°	E	"	D
10°	D	"	L
11°	E	"	L
12°	K	"	M
13°	M	"	N
14°	M	"	K
15°	O	"	P
16°	O	"	F

El trabajo consistirá:

- 1.- En hallar las rutas posibles entre los dos puntos, de las rutas encontradas escoger dos de las mejores, las que serán dibujadas en el plano; entre las dos rutas mejores determinar aquella que tiene las óptimas condiciones para construir por ella el camino proyectado.
- 2.- Calcular:
 - a) El radio de la curva mínima.
 - b) El ancho mínimo.
 - c) La tangente mínima en e c u v s de diferente sentido.
 - d) La gradiente máxima; teniendo como datos:

- 1) El camino será para doble tráfico.
- 2) tráfico será mixto, permitiendo el tráfico de camiones semi-trailers de ocho toneladas con una velocidad de 35 Kilómetros a la hora.
- 3) peso que se dá a los camiones es peso bruto y en toneladas métricas.

3.- Con los datos encontrados se hará el trazo definitivo de los tres primeros kilómetros de la ruta escogida, partiendo de la población que se tome como origen del trazo. Para este trabajo debe tenerse en cuenta:

Todas las razones comprendidas hasta curva 38000 tienen terrenos de cultivo.

Toda la región en general es de fuertes precipitaciones pluviales.

El fenómeno de la helada se presenta en todos los lugares.

partir de la cota 4000 se presenta nevadas en los meses de agosto a Noviembre.

Todos los proyectos se suponen pavimentos flexibles y excentos de polvo.

4.- Todos los proyectos comprenderán el cálculo de un puente de doble tráfico.

La luz del puente será de veinte metros para el alumno que tenga el proyecto No. uno y los siguientes proyectos añadirán un metro a esta cifra:

Esto es: La luz para el alumno que tiene el proyecto No. 6 será 25 metros y la del proyecto 8º. 27 metros.

El uno al ocho inclusive, la estructura será de concreto armado. Del nueve, inclusive, volverá a suponerse que la luz es de veinte metros y la estructura será de hierro con tablero de concreto.

Para la cimentación se supondrá que en la margen izquierda se halla roca y en la derecha una capa de aluvión con un espesor de 10 metros.

El proyecto deberá contener los siguientes documentos como mínimo:

- a) memoria explicativa, que contendrá la descripción detallada de la obra, la discusión de la solución adoptada, el cálculo de los elementos en planta y en elevación a que se hace referencia en el acápite 2º. Calcúlese descripción y detalles completos del puente.

Se hará una relación ordenada de las pendientes adoptadas en los tramos y su longitud; se enumerarán las curvas verticales, marcando su longitud y calculando la visibilidad en ellas.

En las curvas horizontales se calculará la visibilidad y el peralte que le corresponde. Se fijará el peralte central del pavimento, los taludes en los cortes y rellenos y se describirá las obras de defensa de los mismos. Se estudiará el sistema de drenaje para sanear completamente la plataforma.

- b) Juego de planos.- Como mínimo constará de: Un plano de conjunto al 50,000, sobre el que se fijará las dos rutas mejores; y Un plano del eje del camino en los tres primeros kilómetros sobre el que se hará el estudio definitivo; este plano será a curvas de nivel de metro en metro, estudiando una faja de 50 metros a uno y otro lado del eje; debe estar dibujado en escala de 1/2000 y en hojas de 0.80 por 0.60

Un perfil longitudinal del eje en los tres primeros kilómetros del estudio definitivo; este perfil será dibujado a escala longitudinal igual a la del plano del estudio definitivo y con

escala décuplo de élla. En el perfil se colocarán todos los detalles que se exigen. El perfil puede dibujarse en la misma hoja en que se tiene el plano del kilómetro correspondiente.

Se hará los perfiles transversales a distancia máxima de veinte en veinte metros del primer kilómetro y éellos servirán para calcular los volúmenes.

Se presentarán los diseños de los perfiles transversales adoptados en la construcción y en éellos se verán las obras de drenaje y el pavimento en detalle.

Se presentará el dibujo en detalles completos del puente indicado, inclusive, en el caso de ser estructura de concreto, el tipo encofrado que se debe usar. Y en caso de estructura de fierro, la forma en que se procederá para el armado.

- c) Metrado.- Se hará sólo del primer kilómetro, suponiendo que el movimiento de tierra se hará 30% en material de tercera 45% de cuarta, y 25% de quinta, en los proyectos en los que el primer kilómetro esté comprendido entre los 3000 y los 3800 metros y 20% en tercera 40% en cuarta 40% en quinta, en aquellos en que esté sobre los 3800 metros.
- d) Análisis de precio unitario.-
- e) Presupuesto que comprenderá todas las obras proyectadas en el primer kilómetro.

EL PROFESOR DEL CURSO

Las especificaciones correspondientes al Puente Metálico han sido variadas, en parte, de acuerdo con la autorización del señor Catedrático del curso de Puentes de la Universidad Nacional de Ingeniería.

MEMORIA EXPLICATIVA

CAPITULO I

Consideraciones de carácter general.

De acuerdo con las especificaciones del tema general se señala al suscrito el No.13, o sea que en particular corresponde al presente proyecto el estudio de un camino para unir los puntos M y N ubicados en el plano general a escala 1:50,000.

Normas Técnicas para estudios.- Existiendo en el país Normas Técnicas a las que deben sujetarse los estudios de caminos y que están concordes con la técnica caminera actual, y son el resultado de un estudio completo para satisfacer las necesidades viales del país; resulta lógico que el presente proyecto se realice de acuerdo con dichas Normas para el estudio de carreteras aprobadas por el Ministerio de Fomento y Obras Públicas.

Clasificación.- Debiendo ser el camino para doble tráfico y para vehículos de gran capacidad de carga, como son los camiones semi-trailers, se deduce que los puntos a unir por él, son centros principales de producción y que en consecuencia, la carretera entre ellos será de segunda clase como lo establece la clasificación de las Normas anteriormente citadas.

CAPITULO II

Elección de Ruta

Después de un detenido estudio en el plano general a escala 1:50,000 de la región en la cual están ubicados los puntos M y N, he llegado a la conclusión de que las dos mejores rutas para el trazo de un camino son las denominadas A y B, que figuran con trazos de color verde y rojo, respectivamente en el plano No.1.

Ruta A.- (Trazo verde) Tiene como origen el punto M, se desarrolla descendiendo en la ladera izquierda hasta cruzar el río en el punto R, a partir de este punto se desarrolla ascendiendo en la ladera derecha hasta encontrar en el punto "P" la altura del abra "C", sigue contorneando la ladera, pasa por el abra "C" hasta llegar al abra "A", punto desde el cual se desarrolla descendiendo hasta encontrar el punto "N".

Ruta B.- (Trazo rojo) En esta ruta, como puede apreciarse en el plano No.1, se ha considerado el mismo tramo inicial de "N" al abra "A" que para la ruta "A", esto, debido a que en opinión del suscrito, dada la configuración topográfica de la zona, dicha abra "A" constituye un punto obligado de paso para un camino entre los puntos M y N, desde que es el más bajo que existe en la dirección de dichos puntos a unir y que permite cruzar la divisoria con la menor longitud de camino; ya que como podrá apreciarse en este sector, es la diferencia de nivel y no la distancia horizontal, la que determine la longitud de la carretera. A partir de punto "A" sigue contorneando la ladera hasta el punto B, punto desde el cual se desarrolla descendiendo hasta cruzar el río en el punto R', a partir de este punto se desarrolla en la ladera izquierda hasta encontrar el punto "M".

Puntos principales de la ruta "A".- La ruta A tiene como puntos principales de paso, el denominado con la letra R y que está determinado por la pendiente media adoptada para llegar del punto " " al río. Este punto sin embargo puede ser susceptible de modificarse en su ubicación, en pequeña escala, con el objeto de ubicar el puente en lugar adecuado de acuerdo con las características del cauce del río y el trazo del camino.

Otro punto principal y obligado de paso para esta ruta "A", es el abra "C", por cuanto tiene una altura similar a la del abra " ", pues si quisiéramos pasar frente a "C" con una cota mayor, esto significaría subir para volver a bajar a "A" con el inconveniente de crear más diferencias de nivel por vencer; si frente a "C" quisiéramos pasar con una cota más baja ocurriría que nos veríamos obligados a contornear el cerro incrementando la longitud del camino.

El otro punto obligado de paso para esta ruta, es el abra "A", por las razones que ya he expresado anteriormente.

Puntos principales de la ruta B.- Los puntos principales de la ruta B son el abra "A", el abra "B" por ser éste el punto más bajo que nos permite pasar el camino sin contornear el cerro y en consecuencia sin incrementar su longitud, y por último el punto R' determinado por la pendiente media adoptada para llegar del punto B al río, haciendo el desarrollo en la ladera sin emplear plazoletas de volteo.

Pendientes medias adoptadas.- Las pendientes medias empleadas para el estudio de las rutas son las especificadas por las Normas Peruanas para carreteras de segunda clase, y son las siguientes:

- a) 3.4% para alturas entre 3,000 y 4,000 metros sobre el nivel del mar.
- b) 3% para alturas mayores de 4,000 metros sobre el nivel del mar.

Longitud aproximada del camino siguiendo la ruta A.-

- a) De M con cota 3962 al río con cota 3809
Diferencia de nivel 152 m.; pendiente media 3.4%, longitud 4,500 m.
- b) Del río con cota 3809 al punto de cota 4000
Diferencia de nivel 190 m., pendiente media 3.4%, longitud 5,600 m.
- c) Del punto con cota 4000 al punto P con cota 4062
Diferencia de nivel 62 m., pendiente media 3%, longitud 2,080 m.
- d) Del punto P con cota 4062 al abra " " con cota 4062, longitud 5,000 m.
- e) Del abra "A" con cota 4062 al punto N con cota 3987
Diferencia de nivel 75 m., pendiente media 3%, longitud 2,500 m.
O sea pues que,aproximadamente,la longitud del camino, siguiendo la ruta A, sería de 19,680 metros.

Longitud aproximada del camino siguiendo la ruta B.-

- a) De N con cota 3987 al abra "A" con cota 4062
Diferencia de nivel 75 m., longitud 2,500 m.
- b) Del abra A con cota 4062 al abra B con cota 4112
Diferencia de nivel 50 m., longitud 4,800 m., pendiente promedio 1.04%.
- c) Del punto B con cota 4112 al punto de cota 4000
Diferencia de nivel 112 m., pendiente media 3%, longitud 3,730 m.
- d) Del punto con cota 4000 al punto R' con cota 3850
Diferencia de nivel 150 m., pendiente media 3.4%, longitud 4,410 m
- e) Del punto R' con cota 3850 al punto H con cota 3962
Diferencia de nivel 112 m., pendiente media 3.4%, longitud 3,300 m
- f) Del punto H al punto M

Longitud 2,250 m.

O sea pues que la longitud aproximada del camino siguiendo la ruta B sería de 20,990 metros.

Ventajas de la ruta "A" sobre la ruta "B".- Las ventajas de la ruta "A" sobre la ruta "B" son las siguientes:

- a) Da una longitud menor para el camino.
- b) En la ruta "A" el camino se desarrolla por la parte baja de la ladera, donde ésta tiene menor pendiente y en consecuencia, habrá menor movimiento de tierras en la explanación.
- c) Con respecto a la ubicación del puente, observamos que en la ruta "B" éste estaría situado en un punto próximo a la confluencia de las quebradas que forman el río, lo cual constituye un inconveniente, puesto que el río en este lugar puede cambiar de dirección si no se hacen obras de encauzamiento, las cuales en todo caso encarecerían la obra. En cambio en la ruta "A" no ocurre esto, por cuanto en ésta el puente estaría ubicado a un kilómetro aguas abajo de la confluencia de las quebradas donde el cauce del río está perfectamente definido.

De todo lo anteriormente expuesto, llego a la conclusión de que las dos mejores rutas para un camino que una los puntos M y N son las rutas "A" y "B" ya descritas, y que de estas dos es la ruta "A" la que tiene mayores ventajas, tanto en lo que se refiere a economía por su menor costo de construcción y su menor costo de operación, así como en lo que se refiere a seguridad.

Debo hacer presente que la discusión de la elección de ruta se ha hecho solamente en base a los factores que los documentos a la vista me han permitido comparar, no habiendo tomado en cuenta para el efecto, por falta de información, otros factores que gravitan fundamental-

mente en la elección de ruta, tales como la presencia de centros poblados de importancia por enlazar, la presencia de centros mineros o industriales adyacentes que se pueda servir, la calidad de los materiales, la calidad de las tierras de cultivo por expropiar que influyen en el costo de la obra y por último, el aspecto igualmente importante relativo a las necesidades de orden militar.

CAPITULO III

Características Técnicas del Camino.

Antes de hacerse el estudio definitivo de un camino, es necesario dejar establecidas sus principales características técnicas, las mismas que deben estudiarse de tal manera de que el camino cumpla satisfactoriamente el fin al que se destina. Estas características deben lograr, en lo posible, las siguientes condiciones en un camino:

- a) Seguridad y comodidad en la marcha.
- b) El menor costo posible de construcción.
- c) El menor costo de conservación.
- d) El menor costo de explotación.

Velocidad Directriz.- La velocidad directriz será de 35 kilómetros por hora, tal como lo fija las especificaciones del proyecto.

ancho de la superficie de rodadura y de la plataforma.- El ancho de la superficie de rodadura depende esencialmente del número de tráficos de la clase de vehículos y de la velocidad de marcha; en nuestro caso, siendo el ancho efectivo de los semi-trailers de 2.40 m., el número de tráficos 2 y la velocidad directriz de 35 kilómetros por hora, y considerando un espacio mínimo de 0.60 m. entre dos vehículos que se cruzan y un espacio a cada extremo de 0.30 m., tendremos un ancho to-

tal de:

$$2 \times 2.40 + 0.60 + 2 \times 0.30 = 6.00 \text{ m.}$$

valor que adoptamos por estar de acuerdo con las Normas Peruanas.

Las bermas serán de 0.50 m. de ancho, con lo cual tendremos para la plataforma un ancho total de 7.00 m.

Radio mínimo.- El trazo de un camino en planta, está formado por tramos rectos enlazados por curvas. Estos tramos en curva exigen, sobre todo en terrenos de topografía accidentada, grandes movimientos de tierra, es por esto que en algunos casos es necesario reducir al mínimo sus radios; pero esta disminución no puede hacerse en forma indiscriminada, por cuanto un vehículo al ingresar de un tramo recto a una curva, por acción de la fuerza centrífuga, tiende a ser desplazado de la calzada, quedando en consecuencia en peligro su seguridad en la marcha, fenómeno que se acentúa con el aumento de la velocidad; es por estas consideraciones de orden económico y teniendo en cuenta la seguridad, que es necesario establecer un radio mínimo para las curvas en función de la velocidad directriz y de la sobre-elevación o peralte que aumenta la seguridad en la marcha.

De acuerdo con las Normas Peruanas, el valor del radio mínimo de una curva está dado por la siguiente fórmula:

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

En la cual:

V = velocidad en kilómetros por hora

P = peralte en centésimos, y

f = coeficiente de fricción dado por la fórmula:

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

plicando esta fórmula para nuestro caso, y

Siendo $V = 35$ Km. por hora.

$$P = 0.08$$

tenemos :

$$f = \frac{1}{1.4 \sqrt[3]{35}} = 0.216$$

luego:

$$\text{Radio mínimo} = \frac{35^2}{128 (0.08 + 0.218)} = 32 \text{ m.}$$

En consecuencia adoptamos como radio mínimo 32 metros.

Peralte.- Con el objeto de contrarrestar los efectos de la fuerza centrífuga a que está sometido un vehículo al recorrer un tramo en curva, se dá una sobre-elevación al borde exterior de la plataforma, la misma que se denomina peralte.

El valor del peralte varía en función del radio y de la velocidad. En nuestro caso, siendo la carretera de segunda clase, de acuerdo con las Normas, adoptamos los siguientes peraltes:

Para las curvas hasta de 340 m. de radio 8%; para curvas con radios mayores de 340 m. y hasta 580 m., se disminuirá 1/2% por cada 20 m. de aumento en el radio; y para curvas mayores de 580 m. de radio el peralte será de 2%.

Tangente mínima entre curvas de distinto sentido.- Es necesario colocar entre curvas de diferente sentido un tramo en tangente, pues tanto para la seguridad en el manejo del volante, como la estabilidad del vehículo, es necesario que éste al salir de una curva recobre su posición normal antes de comenzar el volteo al entrar en otra de sentido contrario.

El tiempo mínimo que se estima para que se cumpla esta condición es de 3 segundos y como a la velocidad de regimen el vehículo recorre 9.7 m. por segundo la longitud mínima de la tangente entre curvas de distinto sentido será:

$$9.7 \times 3 = 29.10 \text{ metros.}$$

Gradiente máxima.- La adopción de las pendientes con las que ha de trazarse un camino, reviste una gran importancia, sobre todo en nuestro caso, que dada la configuración topográfica del terreno, la longitud del camino no depende de la distancia horizontal, sino de las diferencias de nivel. adoptando fuertes pendientes reduciríamos la longitud del camino y en consecuencia su costo de construcción; pero esta solución que ofrece ventajas del momento, resulta inconveniente: 1º. porque afecta a la seguridad en la marcha, especialmente en las bajadas y 2º. porque origina un mayor costo de explotación de la vía. Conviene pues adoptar una pendiente tal que no alargue demasiado el camino y que permita un transporte seguro y económico.

Las Normas para estudios de caminos fijan las pendientes máximas a adoptarse, según la clase de carretera y su altura sobre el nivel del mar. En nuestro caso, tratándose de una carretera de segunda clase a alturas entre 3000 y 4000 metros sobre el nivel del mar, la pendiente máxima es de 4.8%.

Como en las especificaciones del presente proyecto se establece que la pendiente máxima adoptada debe permitir el paso de camiones con 8,000 kgs. de peso bruto y a una velocidad de 35 Km. a la hora, vamos a verificar si con la pendiente adoptada se cumple esta condición, para lo cual vamos a determinar que carga máxima (peso bruto) podrá transportar un camión a una velocidad de 35 Km. a la hora en nuestro camino que tendrá 4.8% como pendiente máxima, que corresponde a una pendiente del 6% al nivel del mar, suponiendo que los camiones son Ford V-8 con motor 100 HP. y equipado con llantas de 32 x 6 de 10 lonas y con un radio de rodadura de 1.39 pies.

Número de vueltas de las ruedas por minuto.- El número de vueltas de las ruedas por minuto está dado por la fórmula:

$$N'' = \frac{14V}{R}$$

Donde:

V = velocidad en millas por hora, 22 en nuestro caso, y

R = radio de rodadura = 1.39.

reemplazando tenemos:

$$N'' = \frac{14 \times 22}{1.39} = 220 \text{ vueltas por minuto.}$$

Número de revoluciones por minuto del motor en 3ra.

$N = N'' \times r'$, en la cual N'' es 220 y r' es la relación de transmisión que es para el camión escogido 11.27 en tercera;

entonces tenemos:

$$N = 220 \times 11.27 = 2,480 \text{ R.P.M.}$$

Torque motor.- El diagrama del motor Ford dá para 2,480 R.P.M. un torque de 178 lbs-pie que está muy cerca del torque máximo.

Torque en el eje posterior.-

$$T' = K \times r' \times T \quad \text{en este caso } K = 0.85$$

Se tiene:

$$T' = 0.85 \times 11.27 \times 178 = 1,793 \text{ lbs-pie.}$$

Esfuerzo de tracción.-

$$E = \frac{T'}{R} = \frac{1,793}{1.39} = 1,290 \text{ lbs.}$$

Las resistencias que debe vencer el camión son las siguientes:

Resistencia del aire R_1

Resistencia de rodadura R_2

Resistencia de la pendiente R_3

Resistencia del aire.- Esta resistencia se calcula por la fórmula:

$$R_1 = K S \bar{V}^2 \quad \text{donde}$$

R_1 = área proyectada de la sección transversal del carro en pies cuadrados.

V = velocidad en millas por hora.

K = coeficiente = 0.0025

Reemplazando tenemos:

$$R_1 = 0.0025 \times 30 \times 22^2 = 36.3 \text{ libras.}$$

Resistencia de rodadura.- Es una cantidad variable que está en función del peso y de la clase de pavimento y su estado de conservación, y está dada por la fórmula:

$$R_2 = Pm \quad \text{donde } P \text{ es el peso del vehículo.}$$

En nuestro caso $m = 0.0125$ por tratarse de un pavimento asfáltico, entonces R_2 por cada 1,000 libras de peso es:

$$R_2 = 1000 \times 0.0125 = 12.5 \text{ libras.}$$

Resistencia de la pendiente.- Está dada por la fórmula:

$$R_3 = \frac{i}{100} \times W \quad \text{donde } i \text{ es la pendiente y } W \text{ el peso; en nuestro}$$

caso como $i = 6$ por cada 1000 libras de peso, R_3 será:

$$R_3 = \frac{6}{100} \times 1000 = 60 \text{ libras.}$$

La resistencia de la altura no la consideramos porque los cálculos se hacen al nivel del mar, es por esto que en la resistencia de la pendiente no tomamos para el cálculo 4.8% que es la adoptada sino 6% que es su equivalente al nivel del mar.

Como la resistencia del aire es de 36 libras y el esfuerzo tractor es $E = 1290$ libras, el esfuerzo neto descontando la resistencia del aire será:

$$1290 - 36 = 1254 \text{ libras.}$$

La suma de las resistencias por rodadura y de pendiente por cada 1000 libras de peso es de: $12.5 + 60 = 72.5$ libras y como el esfuerzo neto disponible es de 1254 libras, la carga o peso bruto que puede transportar será de:

$$W = \frac{1254}{72.5} \times 1000 = 17,300 \text{ libras}$$

o sea 8,054.2 Kgs.; como el peso bruto fijado por las especificaciones del proyecto señala 8,000 Kgs., está correcta la pendiente máxima adoptada.

Esta pendiente máxima se aplicará en tramos no mayores de 800 m. y antes y después de un tramo de pendiente máxima habrá tramos cuando menos 2% menor de la máxima con longitudes no menores de 400 m.

Las fórmulas y datos aplicados a la verificación anteriormente expuesta, han sido tomados del "E s t u d i o s o b r e P e n - d i e n t e s" del Ing°. Juan Quiroga, publicado en el Boletín de la Dirección de Caminos, correspondiente al 1er. Trimestre de 1944.

CAPITULO IV

Trazo Definitivo

Una vez obtenidas las características técnicas del camino, de acuerdo con lo establecido por las especificaciones del proyecto, se ha hecho el trazo definitivo de los 3 primeros kilómetros de la ruta " " y a partir del punto "M" que es el origen del camino.

Trazo en Planta.- Para el estudio del trazo definitivo del eje del camino, se ha procedido en primer término a ampliar, del plano 1:50,000, una faja de 50 m. de ancho a cada lado del trazo de la línea de gradiente de la ruta "A". Esta ampliación se ha hecho a una escala 1:2000 y se ha interpolado las curvas a nivel hasta tenerlas de metro en metro. Sobre este plano se ha estudiado la locación del eje definitivo del camino, tratando en lo posible y mientras las características técnicas prefijadas para el camino lo permitan, que és-

te vaya siguiendo la configuración natural del terreno, con el objeto de evitar un excesivo movimiento de tierras, desde luego sin exagerar el número de curvas horizontales.

Asimismo, se ha procurado que el camino se desarrolle por la parte más tendida de la ladera, pues cuando es ubicado en los sectores donde la pendiente lateral del terreno es muy pronunciada es necesario hacer, o exagerados cortes o rellenos muy grandes y hasta en algunos casos se presenta la necesidad de hacer muros de contención, lo cual encarece la obra.

Curvas horizontales.- Las curvas horizontales han sido proyectadas con radios adecuados, los que han sido adoptados previo tanteo, teniendo en cuenta el movimiento de tierras. No me he visto precisado en ningún momento a emplear el radio mínimo prefijado, por el contrario, los radios son amplios y permiten una apropiada visibilidad.

Elementos de las curvas.- Con el ángulo de deflexión que forman los tramos rectos y una vez determinado el radio de cada curva, he procedido a calcular sus elementos, con la ayuda de la Tabla que existe para el efecto.

Los elementos para todas las curvas figuran en la relación que más adelante se consigna.

Obtenidos los valores de la tangente y de la longitud de la curva he procedido a la ubicación del PC y del PT en la siguiente forma:

$$PI = \text{Km.0} + 174.00 -$$

$$Tg = \underline{\quad\quad\quad 52.22 \text{ m.} \quad\quad\quad}$$

$$PC = \text{Km.0} + 121.78 \text{ m.} +$$

$$L = \underline{\quad\quad\quad 102.16 \quad\quad\quad}$$

$$PT = \text{Km.0} + 223.94 \text{ m.}$$

Los cálculos anteriores corresponden a la curva No.1. En igual forma se ha procedido con el resto de curvas.

Peralte.- Todas las curvas están proyectadas con un peralte de 8% por tener radios menores que 340 m. a excepción de la No.10 que está proyectada con un peralte de 7½% por tener un radio en 22 metros mayor que 340 metros.

Para obtener el peralte se ha mantenido sin alterar la altura de la rasante en el eje de la plataforma y se ha sobre-elevado el borde exterior en un 50% del peralte necesario y se ha bajado el borde interior en una cantidad equivalente al otro 50%.

Transición del peralte.- La transición del peralte se ha hecho en una longitud de 30 metros antes y después del PC y PT, respectivamente, es decir que el peralte empieza en 0 a 30 m. del PC, aumenta progresivamente hasta alcanzar su valor total en el PC, se mantiene su valor hasta el PT, a partir de este punto disminuye progresivamente hasta alcanzar el valor 0 a 30 m. de dicho punto, tal como puede apreciarse en la figura No.1.

Se ha adoptado para la transición del peralte 30 m. por cuanto esta longitud está comprendida entre 50 y 100 veces el valor del peralte.

Sobre ancho en las curvas.- Es necesario ensanchar en las curvas la superficie de rodadura, pues en estos tramos los vehículos ocupan un mayor espacio en la calzada, a esta faja adicional de calzada es la que se llama el "sobre ancho" y se calcula por la fórmula:

$$S = n \left[\sqrt{R^2 - l^2} \right] + \frac{v}{10R}$$

en la que:

S = sobre ancho en metros.

n - número de vías en tráfico.

Cuadro de curvas horizontales.

Angulos	Radio R	Tangente Tg.	Longitud L	External E	Sobre-ancho S	peralte p
29°16'	200 m.	52.22 m.	102.16 m.	6.70 m.	0.43 m.	0.56 m.
21°30'	200 m.	37.97 m.	75.05 m.	3.57 m.	0.43 m.	0.56 m.
34°50'	80 m.	25.09 m.	48.63 m.	3.84 m.	0.90 m.	0.56 m.
9°30'	100 m.	8.31 m.	16.58 m.	0.34 m.	0.71 m.	0.56 m.
107°04'	88 m.	119.07 m.	164.44 m.	6.00 m.	0.81 m.	0.56 m.
7°30'	200 m.	13.11 m.	26.19 m.	0.43 m.	0.43 m.	0.56 m.
11°00'	167 m.	16.08 m.	32.06 m.	7.73 m.	0.50 m.	0.56 m.
25°16'	137 m.	30.71 m.	60.41 m.	3.40 m.	0.58 m.	0.56 m.
18°48'	320 m.	52.97 m.	105.00 m.	4.35 m.	0.32 m.	0.56 m.
11°30'	362 m.	36.45 m.	72.66 m.	1.83 m.	0.27 m.	0.52 m.
13°30'	235 m.	27.81 m.	55.37 m.	1.64 m.	0.42 m.	0.56 m.
7°00'	185 m.	11.31 m.	22.60 m.	0.34 m.	0.47 m.	0.56 m.

Ubicación de los puntos principales de las curvas

Curva No.	Ubicación del PI	Ubicación del PC	Ubicación del PT
1	Km.0 + 174.00	Km.0 + 121.78	Km.0 + 223.94
2	Km.0 + 480.97	Km.0 + 443.00	Km.0 + 518.05
3	Km.0 + 682.09	Km.0 + 657.00	Km.0 + 705.63
4	Km.0 + 823.11	Km.0 + 814.80	Km.0 + 831.38
5	Km.1 + 117.07	Km.0 + 998.00	Km.1 + 162.44
6	Km.1 + 353.11	Km.1 + 340.00	Km.1 + 366.19
7	Km.1 + 525.08	Km.1 + 509.00	Km.1 + 541.06
8	Km.1 + 849.71	Km.1 + 819.00	Km.1 + 879.41
9	Km.2 + 132.97	Km.2 + 080.00	Km.2 + 185.00
10	Km.2 + 316.45	Km.2 + 280.00	Km.2 + 352.66
11	Km.2 + 474.81	Km.2 + 447.00	Km.2 + 502.37
12	Km.2 + 662.31	Km.2 + 651.00	Km.2 + 673.60

R - radio de la curva en metros.

V = velocidad directriz en Km/h.

l = distancia entre ejes del vehículo que es 6 metros en nuestro caso.

Aplicando esta fórmula para la curva No.1 que tiene $n = 2$; $R = 200m$; $V = 35 \text{ Km/h.}$ y $l = 6.00 \text{ m.}$, obtenemos un sobre ancho de 0.43 metros.

De igual manera se ha procedido a calcular el sobre ancho que corresponde a las 10 curvas restantes del trazo definitivo y cuyos valores se enumeran en el cuadro de curvas respectivo.

Como se trata de una carretera de segunda clase se ha dado el sobre ancho en todo su valor a lo largo de toda la longitud de la curva y en su lado interior; a partir del PC y PT va disminuyendo hasta encontrar el valor 0 a 30 metros de dichos puntos, como puede verse en la figura No.1.

Visibilidad en Planta.- De acuerdo con lo estipulado en las Normas, en el trazo en planta hemos verificado las siguientes condiciones de visibilidad:

- 1°.- En toda la longitud del trazo, 38 metros para la "Visibilidad de Frenado", o sea la distancia mínima necesaria para que un vehículo que está en marcha a la velocidad de régimen, en nuestro caso 35 km/h., puede detenerse en presencia de un obstáculo.
- 2°.- distancias no mayores de 5 Km., 120 metros de " distancia de visibilidad de paso", o sea la distancia mínima que se necesita para que un vehículo pase a otro que vá en la misma dirección, suponiendo que en sentido contrario viene un tercer vehículo.
- 3°.- En toda la longitud del trazo, 60 metros para la "Distancia doble de Visibilidad", o sea la distancia mínima que es necesaria para que dos conductores de habilidad media que marchan en sentido contrario y con 1.30 metros de altura visual sobre el suelo, eviten el choque de sus

vehículos.

Visibilidad en las curvas horizontales.- Las Normas Peruanas emplean para el cálculo de las distancias de visibilidad en las curvas, una fórmula práctica que es la siguiente:

$$D = 2R \text{ arc. cos. } \frac{R - m}{R} \quad \text{en la cual:}$$

D = distancia de visibilidad en metros.

m = distancia del eje de la curva a la cuerda tendida a 1.30 m. de altura sobre el nivel de la calzada (ver fig. No.2).

La distancia se considera por lo general satisfactoria cuando es igual o mayor que la distancia de visibilidad de frenado que es en nuestro caso 38 metros, de acuerdo con lo establecido por las Normas.

Vamos a calcular la distancia D para la curva No.1 en la cual tenemos:

$$R = 200 \text{ m.}$$

$$m = a + b + c \quad \text{donde}$$

$$a = \frac{1}{2} \text{ del ancho de la calzada.}$$

$$b = \text{ancho de la cuneta.}$$

$$c = \text{ancho que dá a 1.30 m. de altura el talud del corte, o sea:}$$

$$m = 3.50 + 0.60 + 0.65 = 4.75 \text{ metros.}$$

Reemplazando estos valores en la fórmula tenemos: D = 87 metros, que es mucho mayor que la de 38 metros fijada como mínimo. En el caso de que el valor obtenido para D hubiera sido menor que 38 metros, hubiéramos tenido que aumentar el valor de m haciendo una banquetta de visibilidad a 1.30 metros de altura sobre el nivel de la calzada.

En la misma forma que para la curva No.1 he procedido a verificar la visibilidad de las demás, no habiéndose presentado en ninguna curva la necesidad de hacer banquetas de visibilidad.

El trazo del eje del camino aparece en los planos Nos.2 y 3 adjuntos y en los cuales se ha consignado todos los elementos de las curvas

horizontales, se ha acotado el kilometraje correspondiente y se ha señalado con pequeños trazos normales al eje, la ubicación de estacas cada 20 metros.

Trazo en Perfil.- Para el estudio del trazo en perfil he empezado por confeccionar el perfil longitudinal del terreno siguiendo el eje del camino, tomando las cotas del plano a curvas de nivel escala 1:2000, cada 20 metros. Como puede apreciarse en dicho perfil la pendiente del trazo es muy cercana en toda su longitud a la pendiente promedio adoptada, esto se debe a que como la zona de los 3 primeros kilómetros presenta una topografía regular, no he tenido la necesidad de hacer el juego de pendientes que es necesario, en algunos casos, para evitar accidentes topográficos que obligan excesivos movimientos de tierra.

Sobre este perfil se ha trazado la rasante del camino haciendo un juego de pendientes que permita obtener, en lo posible, una compensación de cortes y rellenos, con el objeto de utilizar el desmonte de los cortes para formar los rellenos; es por esto que se ha cuidado de que estas áreas compensadas estén a distancias que permitan un transporte económico, pues si las mencionadas distancias son muy largas el costo del transporte puede superar al del relleno de préstamo. Asimismo se ha tenido preferente atención para el trazo definitivo de la rasante, la compensación en el sentido transversal, la cual es sumamente importante, más aún en este sector en el que el camino se desarrolla a media ladera.

Con el objeto de no tener una rasante ondulada se ha cuidado de que ningún tramo de gradiente tenga una longitud menor de 200 metros como lo establece las Normas Peruanas.

Se ha obtenido en los 3 kilómetros de trazo 6 tramos cuyas longitudes y pendientes son las siguientes:

Tramo	Pendiente	<u>Longitud</u>
1°	3.58%	880 m.
2°	2.81%	320 m.
3°	4.00%	300 m.
4°	3.125%	480 m.
5°	3.52%	420 m.
6°	3.17%	600 m.

Una vez que se ha obtenido las pendientes de los tramos de la rasante y conocidas las cotas en sus extremos, se ha calculado las cotas de la rasante para cada una de las estacas que como se ha dicho anteriormente están colocadas cada 20 metros. En seguida por diferencia con las cotas del terreno, en estos mismos puntos, se ha obtenido las alturas de corte y de relleno.

Con todos estos datos y con los de kilometraje y alineamientos, se ha confeccionado el perfil longitudinal de los 3 primeros kilómetros y que figuran en las láminas Nos. 4 y 5.

Curvas Verticales.- De acuerdo con las Normas peruanas, en los vértices que hacen los tramos de diferente pendiente, es necesario intercalar curvas verticales cuando la diferencia algebraica de sus pendientes es 2% o más.

En nuestro caso no ha habido la necesidad de intercalar dichas curvas verticales, por cuanto en los vértices, las diferencias algebraicas de las pendientes, son todas menores de 2%.

Secciones Transversales.- Las dimensiones que hay que considerar en la sección transversal de un camino, son las siguientes:

- 1) La superficie de rodadura.
- 2) El ancho total de la plataforma.
- 3) El derecho de vía.

Para la confección de las secciones transversales, que nos permitan calcular el movimiento de tierras a efectuarse, sólo tomamos en consideración el ancho total de la plataforma, las cunetas y los taludes de los cortes y rellenos, no así el ancho del derecho de vía, por cuanto constituye solamente una faja a cada lado del eje, de 10 metros de ancho por tratarse de una carretera de segunda clase, que se empleará para futuros ensanches y que por consiguiente no puede ser empleada por particulares para levantar ningún tipo de obras ni para el establecimiento de ningún tipo de servidumbre.

Habiendo ya determinado en el Capítulo "Características Técnicas", el ancho total de la plataforma que es de 7 metros, de los cuales corresponde 6 metros a la superficie de rodadura y el metro restante a dos bermas de 0.50 metros de ancho cada una, sólo me resta para poder confeccionar las secciones transversales, obtener el ancho de las cunetas y los taludes de los cortes y rellenos.

Cunetas.- Las cunetas que hemos adoptado son de forma triangular de 0.60 metros de ancho por 0.40 metros de profundidad. El ancho se mide desde el borde de la berma hasta la vertical que pasa por el vértice bajo. Estas dimensiones se han tomado por tratarse de una zona de Sierra, en la cual existen precipitaciones pluviales considerables.

Taludes.- De acuerdo con las especificaciones del proyecto, he considerado en el primer kilómetro el 20%, o sea de la estaca Km. 0 hasta la estaca No.20 "terreno de tránsito", con un talud de corte de 1:2; un 40%, o sea de la estaca No.22 a la No.60, roca blanda con un talud de corte de 1:3 y el otro 40%, o sea de la estaca No.62 al Km.1, roca dura, con un talud de corte de 1:10.

Para los taludes en relleno se ha considerado: 1:1 para enrocados :1½ para los demás materiales.

Con los datos anteriormente expuestos hemos procedido a dibujar en cada estaca la sección transversal del terreno y luego a ubicar la plataforma del camino, las cunetas y taludes de cortes y rellenos, con lo cual hemos podido calcular las áreas de cortes y rellenos que nos servirán para hacer la cubicación del movimiento de tierra.

En las secciones que corresponden a las curvas y en las adyacentes a ellas se ha tenido en cuenta, para la ubicación de la plataforma, tanto el sobre ancho como el peralte.

En la lámina No. 6 figuran las secciones transversales del primer kilómetro, en la que se ha colocado el número de la estaca y las áreas de corte y las de relleno correspondientes.

Drenaje.- El elemento que más destruye un camino es el agua, tanto superficial como subterránea; es por esto que resulta indispensable dotar a los caminos de obras de drenaje, o sea aquellas que están destinadas a controlar y dirigir el movimiento del agua, evitando así, o por lo menos reduciendo al mínimo, su poder destructor. Un sistema adecuado de drenaje contribuye fundamentalmente a reducir los gastos de conservación de un camino.

Drenaje del agua superficial.- Para los efectos del diseño de las obras de drenaje podemos considerar que el agua superficial actúa en dos formas fundamentales: a) directamente sobre la superficie del camino y b) en las zonas adyacentes a él.

El agua que actúa directamente sobre la superficie del camino es la que proviene de las lluvias, las que debemos tener muy en cuenta, en nuestro caso, dado que el camino está ubicado en un lugar de precipitaciones considerables. Para evitar el poder destructor de las lluvias que actúan sobre la plataforma, se dará a la calzada una inclinación transversal que vá del centro a los bordes y que se denomina bom-

beo, con lo cual lograremos que las aguas de lluvia no permanezcan en la calzada, sino que discurren rápidamente a las cunetas longitudinales. Esta inclinación transversal, de acuerdo con lo estipulado en las Normas será equivalente al 2%.

Cunetas longitudinales.- Las cunetas longitudinales son canales que se construirán paralelamente al camino y que están destinados a recolectar las aguas provenientes de los taludes y de la calzada. Se ha proyectado como dijimos anteriormente de forma triangular, con una profundidad de 0.40 metros y un ancho de 0.60 metros. El agua conducida por las cunetas será eliminada por medio de alcantarillas ubicadas convenientemente en las quebradas que cruzan el camino; pero como por lo general estas quebradas no son muy frecuentes, hemos considerado necesario colocar cada 200 metros alcantarillas de forma circular y que serán tubos metálicos de 24" de diámetro y cuya longitud es la necesaria para llevar a una distancia prudencial la descarga del agua. Estos tubos serán colocados con una pendiente de 2% mas o menos para facilitar la descarga.

Las aguas que actúan adyacentes al camino son las provenientes de los canales de riego de los terrenos colindantes, las quebradas que cruzan el camino, etc. Hay que evitar que estas aguas lleguen a la plataforma, para lo cual es necesario construir alcantarillas especiales, sifones, vadenes o canales especiales que las alejen de la plataforma.

asimismo, para evitar la destrucción de los taludes se ha dotado a éstos de cunetas de coronación que serán colocadas, en lo posible, o licuas al borde del talud.

Sub-drenaje.- En cuanto al control del agua subterránea debemos decir que en general debe procurarse que la napa esté por lo menos a

1.20 etros de la plataforma, evitando así que el agua por capilaridad actúe sobre la misma. En algunos casos será pues necesario bajar el nivel de la mesa de agua por medio de drenes y en otros levantar la rasante por medio de material de relleno; el primero de los procedimientos se emplea cuando los materiales de la plataforma son porosos o permeables; el segundo procedimiento se emplea en aquellos terrenos que por su constitución demasiado plástica arcilloso, es muy capilar y es difícil controlar su acción capilar.

De lo anteriormente expuesto se deduce pues, que las obras del sub-drenaje debe hacerse previo conocimiento de la ubicación de la napa de agua y del tipo de material disponible, factores que por razones obvias no conocemos en nuestro caso y por cuyo motivo nos limitamos a señalar en forma general los aspectos que hay que considerar en el diseño de este tipo de obras.

CAPITULO V.

Pavimento

Una vez terminados los trabajos de explanación de un camino, es necesario dotarlo de un pavimento adecuado, es decir de una estructura que permita un tráfico cómodo y seguro y que resista las presiones que transmiten las ruedas de los vehículos defendiendo el terreno natural de la plataforma que, por sí solo, es incapaz de resistirlas.

Es por esto que un pavimento debe ser lo suficiente duro para resistir la acción del tráfico; pero a la vez debe estar dotado de la elasticidad necesaria que le permita amortiguar el impacto de las cargas móviles absorbiendo las vibraciones que ellos originan. Además el pavimento debe ser lo suficiente liso para no provocar resistencias a la rodadura, pero sin llegar a producir el resvalamiento; asimismo debe ser impermeable y exento de polvo.

Para poder hacer el diseño de un pavimento es indispensable conocer previamente las características o constantes físicas principales del suelo del que se dispone, pues con éllo podemos preveer su comportamiento bajo la acción de las cargas y de los agentes atmosféricos, y en consecuencia, proyectar su mejoramiento, en el caso de que no presente condiciones adecuadas.

La determinación de las constantes físicas de los suelos, así como su análisis granulométrico se hace en Laboratorios especiales y mediante la toma de muestras en toda la longitud del camino.

Es evidente que en un camino de largo kilometraje se encontrará secciones con distintas clases de materiales que forman la plataforma, y en consecuencia no será posible diseñar un solo tipo de pavimento para todo el camino.

En nuestro caso, desde que no nos podemos referir a la práctica de un análisis de los suelos que forman nuestra plataforma, vamos a asumir que en el sector que comprende el primer kilómetro, cuyo proyecto definitivo hemos estudiado, disponemos de un suelo del grupo A-5.

Los suelos de este grupo, son pobremente graduados, siendo la arena contenida de 55% como máximo.

El límite líquido es mayor que 35

El índice de plasticidad varía de 0 a 20 llegando en algunos casos a 60

El límite de contracción es mayor que 30 y menor que 120

La humedad equivalente de campo varía de 30 a 120

El comportamiento de los suelos del grupo A-5, bajo la acción de las cargas y de los agentes atmosféricos presenta, esencialmente las siguientes características:

Por ser bastante elásticos se mueven bajo la acción de las cargas, aún cuando están secos, lo que los hace inestables. Tienen tendencia marcada a retener la humedad y están sujetos a la acción de las heladas.

Di eño de Pavimento.- Determinadas ya las características principales del suelo que forma nuestra plataforma, así como su comportamiento bajo la acción de las cargas y agentes atmosféricos, vamos a proceder al diseño del pavimento, distinguiendo, para el efecto, la SUB-BASE, el FIRME y la SUPERFICIE DE RODADURA, de las cuales, las dos últimas constituyen el pavimento.

Espesor combinado.- De acuerdo con la Tabla II del estudio "Estabilización de Suelos para Carreteras" del Ingeniero Mauro LLanos, publicado en el Boletín de la Dirección de Ca-

minos (4º Trimestre de 1943), el espesor total incluyendo la Sub-base, el firme y la superficie de rodadura debe ser para suelos A-5 de 9" a 24". En nuestro caso tomamos un espesor combinado de 21" de los cuales corresponderán 13" a la Sub-base, 6" al firme y 2" a la superficie de rodadura.

Sub-base.- Dadas las condiciones que presentan los suelos del grupo A-5, no son convenientes para usarse, por sí solos, como sub-bases, es por ésto que consideramos necesario un tratamiento previo de compactación mediante el agregado de una capa de arena de 150 litros por metro cuadrado, sobre todo teniendo en cuenta que, como se establece en las especificaciones del tema, el fenómeno de las heladas se presenta en esta región.

Para lograr dicha compactación procederemos a escarificar la superficie de la plataforma a una profundidad de 25 cm. mas o menos, luego se colocará el material granular en montículos a lo largo de la plataforma, en seguida por medio de una motoniveladora se nivelará este material hasta que tenga un espesor de 40 cm., o sea un 20% más del que debe tener en definitiva la Sub-base, luego se harán riegos sucesivos para mantener la humedad necesaria, finalmente se hará un rodillado con rodillos tipo "pata de cabra" hasta reducir el espesor de la sub-base a los 32.5 cm. (13") que debe tener en definitiva. Consideramos que con el procedimiento adoptado se restará la humedad y elasticidad del suelo -5 volviéndose más estable.

Firme.- Es la parte del pavimento que soporta todas las presiones debidas al tráfico, y en consecuencia, de su adecuado diseño y construcción dependerá la duración del pavimento de un camino. Como dijimos anteriormente consideramos necesario un firme de 6" o sea 15 cm. de espesor y constituido por un agregado grueso graduado compuesto de pie-

dra, arena y arcilla y que deberá cumplir las siguientes condiciones granulométricas:

<u>P a s a</u>	<u>Porcentaje por peso.</u>	
alla 2"	100	Piedra
" 1½"	70-100	"
" 1"	55-85	"
" ¾"	50-80	"
" ⅜"	40-70	"
No. 4	30-60	"
" 10	20-50	Arena
" 40	10-30	"
" 200	5-15	rcilla

Para la construcción del firme se procederá en la siguiente forma:

1º.- Se colocará en la Sub-base ya preparada los materiales con las condiciones granulométricas indicadas anteriormente en montículos convenientemente ubicados.

2º.- Con una motoniveladora se mezclará y esparcirá dichos materiales hasta obtener un espesor de 18 cm.

3º.- Se regará convenientemente el material, manteniéndose el óptimo contenido de humedad por riegos sucesivos.

4º.- Finalmente se procede al rodillado con rodillos "T a n d e m " hasta reducir el espesor del firme a 15 cm. que es el que debe tener en definitiva y cuidando de que la superficie del firme adopte la forma definitiva de la sección del camino, es decir con el bombeo de 2% previsto.

Superficie de rodadura.- Si bien el firme tiene las condiciones nece-

sarias para resistir las cargas del tráfico, en los meses secos tiene la tendencia a desintegrarse produciendo polvo, fenómeno que será de mayor consideración, en nuestro caso, por las heladas, es por esto que creemos indispensable proteger mediante un tratamiento superficial con asfalto, constituyéndose así lo que hemos denominado la superficie de rodadura.

Para la aplicación del tratamiento asfáltico se procederá primero al refine del firme, o sea a eliminar cualquier imperfección en la sección transversal del mismo para tenerla con todas las características con la que deberá quedar en definitiva; en seguida se colocará una capa de imprimación con asfalto líquido del tipo C-0 a una temperatura de 50°C y en la proporción de $1\frac{1}{2}$ litros por metro cuadrado. Esta capa tiene por objeto impermeabilizar la plataforma y trabajará como ligante entre el suelo y el pavimento. En el caso de que el firme absorba rápidamente el asfalto líquido, la cantidad de $1\frac{1}{2}$ litros se aumentará a 2 litros por metro cuadrado.

Las 48 horas de practicada la imprimación se hará otro riego de asfalto líquido en caliente 50°C del tipo RC-2 en la proporción de un litro por metro cuadrado. Sobre este segundo riego se esparcirá una capa de piedra dura y angulosa de $\frac{3}{4}$ " a $\frac{1}{2}$ " de tamaño y en la proporción de 20 litros por metro cuadrado y luego se rodillará con rodillos de 8 toneladas.

Después de 2 días se repetirá la operación anterior, pero la cantidad de asfalto será de $1\frac{1}{2}$ litros por metro cuadrado y el tamaño de la piedra será de $\frac{1}{2}$ " y $\frac{1}{4}$ ".

Después se colocará un sello con asfalto líquido del tipo RC-1 en la proporción de un litro por metro cuadrado sobre el que se colocará una capa de piedra menuda limpia y dura de $\frac{1}{8}$ " de tamaño y luego se

rodillará con rodillos neumáticos de 8 toneladas. Esta superficie de rodadura con el sello anteriormente indicado ofrecerá un coeficiente de rodamiento bajo y será impermeable.

La fig. No. 3 corresponde a la sección transversal del camino proyectado en corte abierto y en la cual se puede apreciar las características del pavimento diseñado.

CAPITULO VI

Puente MetálicoCaracterísticas.-

Luz = 24 m.

Ancho = 6 m.

Tablero inferior de concreto armado.

Sobre-carga H-15

Vigas Warren con verticales.

Tablero.- El tablero estará formado por una loza de concreto armado apoyada sobre largueros metálicos con una separación de 1.20 m.

iseño

Peso propio.- sumiendo que la loza tiene una altura de 0.18 m., el peso propio por metro cuadrado de loza será:

$$p = 0.18 \times 1 \times 1 \times 2400 = 432 +$$

peso pavimento	68
p =	500 Kg/m ² .

Como hay varios largueros el momento en el centro de la loza para el peso propio, se toma:

$$M_p = \frac{P L^2}{14}, \text{ como } L = 1.20 \text{ m.}$$

$$M = \frac{500 \times 1.2^2}{14} = 52 \text{ Kg-m.}$$

El momento en los apoyos se toma:

$$M'_n = \frac{P L^2}{9.5} \quad \text{o sea} \quad M' = \frac{500 \times 1.2^2}{9.5} = 76 \text{ Kg-m.}$$

Momento debido a la sobre-carga.-

ncho efectivo.- $A = 0.7 \times 1.20 + 0.38 = 1.12$.- Para el momento debido a la sobre-carga se puede tomar $\frac{PL}{5}$ en el centro y $\frac{PL}{6}$ en los

apoyos.

El momento en el centro o positivo será:

$$M = \frac{5440 \times 1.20}{5 \times 1.12} = 1180 \text{ kg-m.}$$

Impacto:

$$I = \frac{50}{3.28 \times 1.20 + 125} = 0.387$$

$$M_I = 1180 \times 0.387 = 460 \text{ Kg-m.}$$

El momento debido a la sobre-carga en los apoyos será:

$$\frac{5440 \times 1.20}{6 \times 1.12} = 980 \text{ kg-m.}$$

Momento Impacto:

$$M_I = 980 \times 0.387 = 385 \text{ Kg-m.}$$

El momento positivo total será:

$$M_p = 52 + 1180 + 460 = 1692 \text{ g-m.}$$

El momento negativo total será:

$$M_n = 76 + 980 + 385 = 1441 \text{ kg-m.}$$

Altura de la loza.-

Tomando $f_s = 1260 \text{ kg/cm}^2$, $f_c = 56 \text{ kg/cm}^2$, $n = 15$

Se tiene:

$$d = 0.32 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$d = 0.32 \sqrt{\frac{169200}{100}} = 13.5$$

Tomando con recubrimiento de 4.5 cm., teniendo en cuenta que el refuerzo será con fierro de 5/8" y que las viguetas van empotradas en la loza, tenemos una altura total de 18 cm., altura que fué la que se tomó para el cálculo del peso propio.

rea de acero necesaria para el momento positivo.-

$$A = \frac{M}{f_s j d}$$

de la Tabla tenemos: $j = 0.867$ y como $f_s = 1260$ y $d = 13.5$

Se tiene:

$$= \frac{169200}{1260 \times 0.867 \times 13.5} = 11.6 \text{ cm}^2.$$

Empleando barras de $5/8''$ el espaciamiento será:

$$\frac{1.98}{11.6} = 17 \text{ cm.}$$

Distribución del acero positivo.- La mitad del fo.fo. pasará hasta los apoyos y la otra mitad se doblará para que sirva como parte del refuerzo para el momento negativo, para lo cual colocaremos alternativamente un fierro recto y otro doblado, es decir que las barras rectas estarán espaciadas a 34 cm. lo mismo que las dobladas.

rea de acero para el momento negativo.-

$$A = \frac{144100}{1260 \times 0.867 \times 13.5} = 10 \text{ cm}^2.$$

Como con el doblado del fierro positivo se tiene para el negativo $\frac{11.6}{2} = 5.8 \text{ cm}^2.$, lo que falta sería: $10.0 - 5.8 = 4.2 \text{ cm}^2.$ colocando fierro de $5/8''$, se tiene un espaciamiento de:

$$x = \frac{1.98}{4.2} = 47 \text{ cm.}$$

Fierro de temperatura y repartición.- Este refuerzo es perpendicular al refuerzo principal y colocado sobre el positivo principal y bajo el refuerzo negativo principal

Según el reglamento el porcentaje mínimo es:

0.0025 bd, luego el área necesaria por metro lineal será:

$$t = 0.0025 \times 100 \times 13.5 = 3.4 \text{ cm}^2.$$

Colocando fierro de $3/8''$, el espaciamiento será: $\frac{0.71}{3.4} = 0.20 \text{ cm}$

Para dar rigidez a la loza se ha colocado un sardinel el que llevará fo.fo. longitudinal de $5/8''$ como puede verse en el plano respectivo (Lámina No. 7) .

Largueros.- Como las viguetas estarán espaciados cada 4 m., la luz de los largueros será de 4 m.

Diseño.- El peso de la loza que lleva cada larguero será:

$$1.20 \times 1 \times 500 = 600 \text{ Kg/m.l.}$$

El peso propio lo asumimos como 30 libras por pie, o sea 45 Kg/m.l. luego la carga uniformemente repartida será:

$$600 + 45 = 645 \text{ Kg/m.l.}$$

El momento máximo en los largueros por efecto de esta carga es:

$$M = \frac{645 \times 4^2}{8} = 1290 \text{ Kg-m.}$$

Momento debido a la sobre-carga.- Para el cálculo de los largueros se supone que cada uno de ellos lleva un porcentaje de la sobre-carga y cuando se trata de puentes de doble tráfico, ese porcentaje es:

$$\frac{L}{1.35} \text{ Siendo } L \text{ la separación entre largueros. En nuestro caso } \frac{1.20}{1.35}$$

El momento máximo debido a la sobre-carga en el larguero se producirá cuando la rueda trasera esté en el centro de la luz, en esta posición el momento máximo es:

$$M = \frac{5440 \times 2}{2} \times \frac{1.20}{1.35} = 4,850 \text{ Kg-m.}$$

Impacto:

$$I = \frac{50}{3.28 \times 4 + 125} = 0.361$$

$$M_I = 4850 \times 0.361 = 1750 \text{ Kg-m.}$$

El momento total será:

$$1290 + 4850 + 1750 = 7890 \text{ Kg-m., o sea:}$$

$$789000 \text{ Kg-cm.}$$

Entonces el módulo de sección será:

$$S = \frac{789000}{1200} = 660 \text{ cm}^3., \text{ o sea } 40 \text{ plg}^3.$$

Empleamos una viga I de 14" con un peso de 30 lbs/pie, o sea de

35.5 cm. y un peso de 45 K. /m.l.

Esta viga I (anual .I.S.C.) ofrece un módulo de sección 41.8 pulg³., o sea ligeramente mayor que la necesaria.

Las características de los largueros son las siguientes:

$$\text{ltura} = 14''$$

$$\text{Peso} = 30 \text{ lbs/pie}$$

$$\text{Ancho de las alas} = 6 \frac{3}{4}''$$

$$\text{espesor del alma} = \frac{5}{16}''$$

$$\text{espesor de las alas} = \frac{3}{8}''$$

Reacciones.- La reacción en el apoyo debido al peso propio será:

$$\left(\frac{600 + 45}{2} \right) \times 4 = 1290 \text{ lg.}$$

La reacción máxima debida a la sobre-carga se presentará cuando la rueda trasera, o sea los 5440 Kg., esté sobre el extremo del larguero. Como la distancia entre ejes es de 4.27 m. el larguero sólo soportará una rueda en el extremo ya que la otra se saldrá de él; entonces la reacción será de 5440 Kg.

Impacto:

$$I = \frac{50}{3.28 \times 4 + 125} = 0.361$$

$$R_I = 5440 \times 0.361 = 1960$$

Entonces la reacción total es:

$$R_t = 1290 + 5440 + 1960 = 8690 \text{ Kg.}$$

Empalme de los largueros a las viguetas.-

Como la reacción máxima del larguero es de 8,690 g., el número de remaches necesario será:

$$\frac{8690}{2232} = 4 \text{ remaches, desde que } 2232 \text{ es la resistencia al aplasta-}$$

miento en el alma por remache de $\frac{7}{8}''$.

Colocaremos entonces para mayor seguridad 6 remaches. Este empalme se hará por medio de 2 angulares de 9cm. x 9 cm. x 0.95 cm.

Viguetas

Diseño de las viguetas intermedias

Momento debido al peso propio.- La luz de las viguetas será de 6.70 m. El peso muerto será:

Peso de la loza y asfalto	$500 \times 4 = 2000$	Kg.
Peso de los largueros		80 Kg.
Peso propio de la vigueta		<u>140 Kg.</u>
T o t a l	=	2220 Kg.

El peso total por metro lineal es de 2,220 Kg.

El momento máximo será

$$M = 1/8 \times 2220 \times \overline{6.7}^2 = 12,500 \text{ Kg-m.}$$

Momento debido a la sobre-carga.- El momento máximo en la vigueta se producirá cuando la sobre-carga ocupe la posición de la fig. No. 4, es decir cuando el punto central de la vigueta divide en partes iguales la distancia que existe entre la resultante y la carga inmediata.

En esta posición la reacción en A será:

$$R_a = \frac{5440 \times 4 \times 3.12}{6.70} = 10,100 \text{ Kg.}$$

El momento máximo será:

$$M = 10,100 \times 3.12 - 5440 \times 1.83 = 21,500 \text{ Kg-m.}$$

Impacto:

$$I = \frac{50}{3.28 \times 6.70 + 125} = 0.34$$

Momento debido al Impacto

$$M_I = 0.34 \times 21,500 = 7,320 \text{ Kg-m.}$$

Momento total

$$M_t = 12,500 + 21,500 + 7,320 = 41,320 \text{ Kg-m.}$$

El módulo de sección será:

$$S = \frac{4132000}{1200} = 3440 \text{ cm}^3.$$

o sea 211 pulg³.

Emplearemos una viga I de 27" con 91 lbs/pie, o sea 68.5 cm. de alto con 136 Kg/m.l., que ofrece un módulo de sección de 233.2 pulg³. o sea 3,800 cm³., ligeramente mayor que la necesaria.

(A.I.S.C. pags. 16 y 80)

Reacciones.- La reacción debido al peso de la loza, asfalto y peso propio será:

$$2220 \times 3.35 = 7,500 \text{ Kg.}$$

La reacción máxima debido a la sobre-carga se producirá cuando las cuatro ruedas traseras ocupen la posición que se muestra en la fig. No. 5, o sea cuando la del extremo esté pegada al sardinel.

En esta posición la reacción será:

$$\frac{5440 \times 4 \times 3.61}{6.70} = 11,800 \text{ Kg.}$$

Impacto:

$$R_I = 11,800 \times 0.34 = 4,030 \text{ Kg.}$$

La reacción total será:

$$R_t = 7,500 + 11,800 + 4,030 = 23,330 \text{ kg.}$$

Conexión de las viguetas.- De acuerdo con el A.I.S.C. (pag.214) para una viga I de 27" x 91 lbs. el empalme estandar es el 7-A, o sea por medio de 2 angulares de 4" x 3 $\frac{1}{2}$ " x 7/16" con 14 remaches espaciados a 3", o sea 7 remaches en cada angular. Este tipo de empalme resiste 88,800 lbs. de reacción, como la máxima reacción en las viguetas es de 23,330 Kg., o sea 51,300 lbs., está correcto el empalme adoptado.

Viguetas extremas.- Las viguetas extremas soportan la misma sobrecarga que las intermedias, pero soportan un menor peso de la loza, lo cual disminuye el momento total en consecuencia el módulo de sección, lo cual permitiría obtener un perfil más económico para estas viguetas extremas; pero en nuestro caso, como hemos escogido para las viguetas intermedias el perfil de 27" de alto con el menor peso por pie que existe ya no podemos tener otro perfil con igual altura y con menor peso, lo único que cabría entonces es tomar un perfil de menor altura, lo cual no es práctico ni económico, es por esta razón que tanto para las viguetas intermedias así como para las extremas usaremos vigas con las siguientes características:

Altura 27"

Peso 91 lbs/pie

Ancho de las alas 10"

Espesor del alma 1/2"

Espesor de las alas 11/16"

Vigas Principales

Las vigas principales serán de tipo "Warrem" con verticales, su altura será de 3.00 metros y estará formada por 6 paños de 4 metros de longitud cada uno.

Diseño

El peso propio, por metro lineal, del puente sin incluir el peso de la loza, lo obtenemos por la fórmula:

$W = 5L + 525$, en la cual:

W = peso del puente en libras por pie de luz y L = la luz del puente en pies.

Esta fórmula la empleamos por cuanto está dada para puentes de

vigas de celosía con 20 pies de ancho útil sin arriostramiento superior y sobre-carga H-15 cuyas características son las de nuestro caso.

Entonces para el peso propio sin incluir el peso de la loza tenemos:

$$\text{iendo } L = 24 \text{ metros} = 79'$$

$$W = 5 \times 79 + 525 = 920 \text{ lbs/pie.}$$

$$\text{O sea: } 1,370 \text{ g/m.l.}$$

El peso de la loza y pavimento por metro lineal de puente será:

$$p' = 500 \times 6.70 = 3350 \text{ Kg/m.l.}$$

El peso total por metro lineal de puente será:

$$1370 + 3350 = 4720 \text{ Kg/m.l.}$$

Como son dos vigas, el peso para cada una de ellas será:

$$4720 : 2 = 2360 \text{ Kg/m.l.}$$

El peso propio por paño será:

$$2360 \times 4 = 9440 \text{ g.}$$

álculo de los esfuerzos debido a las cargas permanentes.- Consideramos que todo el peso está aplicado en los nudos de la brida inferior.

Haremos el cálculo de los esfuerzos en los miembros de la mitad izquierda de la viga, pues siendo ésta simétrica, los esfuerzos en la otra mitad son iguales.

Haciendo el análisis por el método de las secciones llegamos a las siguientes conclusiones:

1º.- Los esfuerzos en los miembros de las bridas son iguales al momento con respecto al nudo opuesto del miembro que se considera dividido por la altura de la viga. Estando los miembros de la brida superior en compresión y los de la inferior en tensión.

2º.- Los esfuerzos en las diagonales son iguales al esfuerzo cortante

en el paño considerado dividido por el coseno del ángulo que la diagonal hace con la vertical.

Los esfuerzos en las diagonales de la mitad izquierda son: en compresión los que bajan de derecha a izquierda y en tensión los que bajan de izquierda a derecha. En la otra mitad los esfuerzos se producen al contrario, es decir: compresión en los que bajan de izquierda a derecha y tensión en los que bajan de derecha a izquierda. El esquema de los esfuerzos se ve en la fig. No. 6 .

Cálculo de los esfuerzos.-

Siendo $A_b = 4$ mts. y $B_b = 3$ mts.

La longitud de la diagonal AB será:

$$\overline{AB}^2 = 4^2 + 3^2 = 25, \text{ o sea:}$$

$$AB = 5 \text{ mts.}$$

$$\text{El coseno de } \quad = \frac{3}{5} = 0.6$$

Esfuerzo en AB.-

El esfuerzo cortante en el paño A-1 es igual a la reacción, o sea:

$$B = 23,600 \text{ Kg.}$$

luego el esfuerzo en AB será:

$$S'_{A-B} = \frac{23,600}{0.6} = 39,330 \text{ Kg. Compresión.}$$

Esfuerzo en A-1 y 1-2.-

$$S_{A-1} = S_{1-2} = \frac{M_B}{h} = \frac{23,600 \times 4}{3} = 31,470 \text{ Kg. Compresión.}$$

Esfuerzo en la diagonal B-2.-

El esfuerzo cortante en el paño 1-2 será:

$$23,600 - 9440 = 14,160 \text{ Kg.}$$

luego:

$$S_{B-2} = \frac{14,160}{0.6} = 23,600 \text{ Kg. Tensión.}$$

Esfuerzos en BC y CD.-

El esfuerzo en estos miembros será:

$$S_{BC} = S_{CD} = \frac{M_2}{h} \quad \text{o sea:}$$

$$S_{BC} = S_{CD} = \frac{23,600 \times 8 - 9440 \times 4}{3} = 50,350 \text{ Kg. Compresión.}$$

Esfuerzo en la diagonal 2-D.

El esfuerzo cortante en el paño 2-3 será:

$$23,600 - 9440 \times 2 = 4,720.$$

$$\text{el esfuerzo } S'_{2-D} = \frac{4,720}{0.6} = + 7,870 \text{ Compresión.}$$

Esfuerzo en el miembro 2-3.-

$$S_{2-3} = \frac{M_D}{h} = \frac{23,600 \times 12 - 9440 \times 8 - 9440 \times 4}{3}$$

$$S_{2-3} = \frac{169,920}{3} = 56,640 \text{ Tensión.}$$

Los esfuerzos en los montantes B-1 y D-3 serán iguales, pues trabajan en tensión con los 9440 Kg., que es la carga aplicada tanto en el nudo 2 como en el 3. El montante C-2 no trabaja.

Los esfuerzos en los miembros debido a las cargas permanentes se ven en la fig. No. 7.

Esfuerzos debidos a la sobre-carga.- Para el cálculo de puentes con luces mayores de 18 mts. se emplea una carga equivalente al tren H-15, que consiste en una carga uniformemente repartida de 714 Kg. por metro lineal y por trocha, siendo la trocha de 2.74 mts. de ancho; y otra carga concentrada de 6115 Kg. para los momentos y 8334 Kg. para los esfuerzos cortantes.

En nuestro caso, como el puente es de doble tráfico y con un ancho útil de 6.00 mts., tendremos dos trochas que hacen un ancho de 5.48 mts.

Para obtener la máxima reacción en las vigas principales y calcular con esa sobre-carga los esfuerzos en los miembros, colocamos la carga uniformemente repartida pegada a un sardinel, como se vé en la fig. No. 8 .

La reacción en , o sea la carga por metro lineal en la viga será:

$$R_A = \frac{714 \times 2 \times 3.61}{6.70} = 770 \text{ Kg/m.l.}$$

La carga por paño será:

$$770 \times 4 = 3080 \text{ Kg.}$$

La sobre-carga concentrada está constituida, para los momentos, por dos cargas concentradas de 6115 Kg., cuya resultante está aplicada a 3.61 m. de la viga principal (fig. No. 8), y su reacción en o carga en la viga principal será:

$$P = \frac{6115 \times 2 \times 3.61}{6.70} = 6,600 \text{ Kg.}$$

La carga concentrada en los esfuerzos cortantes está constituida por dos cargas de 8334 Kg. y cuya resultante pasa a 3.61 de la viga principal.- Su reacción en "A" o carga en la viga principal será:

$$P' = \frac{8334 \times 2 \times 3.61}{6.70} = 8980 \text{ Kg.}$$

Esfuerzos en los miembros de las bridas debidos a la sobre-carga uniformemente repartida.- Los esfuerzos máximos en los miembros de las bridas y en las diagonales extremas debidos a la sobre-carga uniformemente repartida se producirán cuando los momentos sean los máximos, lo cual ocurre cuando todo el puente está cargado, es decir cuando en todos los nudos hay una carga de 3080 Kg. Como los esfuerzos son proporcionales a las cargas, para encontrar los esfuerzos por la sobre-carga, basta multiplicar los esfuerzos debido a las cargas permanentes ya calculadas por la relación $\frac{3080}{9440} = 0.3263$, que es la relación entre la

carga por nudo debida a la sobre-carga y la carga por nudo debida a las cargas permanentes.

Esfuerzos máximos en BC y CD.-

$$50,350 \times 0.3263 = 16,430 \text{ Kg. Compresión.}$$

Esfuerzo máximo en A-1 y 1-2.-

$$31,470 \times 0.3263 = 10,270 \text{ Kg. Tensión.}$$

Esfuerzo máximo en 2-3.-

$$56,640 \times 0.3263 = 18,480 \text{ Kg. Tensión.}$$

Esfuerzo máximo en A-B.-

$$39,330 \times 0.3263 = 12,830 \text{ Kg. Compresión.}$$

Esfuerzos máximos en las bridas y en las diagonales extremas debidos a las sobre-cargas concentradas.-

Esfuerzos en A-B.-

El esfuerzo en este miembro es máximo cuando la carga considerada para los esfuerzos cortantes ya calculados de 8980 Kg. está en el nudo (1) y será igual a:

$$\frac{8,980 \times 20}{24 \times 0.6} = 12,470 \text{ Kg. Compresión.}$$

En consecuencia, el esfuerzo debido a la sobre-carga en AB será:
 $12,830 + 12,470 = 25,300 \text{ Kg.}$

El esfuerzo debido al impacto será:

$$I_{A-B} = \frac{50}{3.28 \times 24 + 125} \times 25,300 = 6,200 \text{ Kg.}$$

Esfuerzos en A-1 y 1-2.-

El esfuerzo correspondiente a A-1 y 1-2 será máximo cuando la carga concentrada considerada para los momentos de 6,600 está en el nudo (1) y será:

$$\frac{M'}{h} = \frac{6600 \times 20 \times 4}{24 \times 3} = 7334$$

El esfuerzo total debido a la sobre-carga para los miembros A-1 y 1-2, será:

$$10,270 + 7334 = 17,604 \quad \text{Tensión.}$$

El esfuerzo debido al impacto será:

$$\frac{50}{3.28 \times 24 + 125} \times 17,604 = 4320 \text{ Kg.}$$

Esfuerzos máximos en BC y CD debidos a la carga concentrada.- El esfuerzo máximo en BC y CD debido a la sobre-carga concentrada se producirá cuando los 6,600 Kg. están en el nudo No.2 y su valor será:

$$\frac{M'_2}{h} = \frac{6600 \times 16}{24 \times 3} \times 8 = 11,730 \text{ Kg.} \quad \text{Compresión.}$$

El esfuerzo total para la sobre-carga en BC y CD será:

$$16430 + 11730 = 28,160 \text{ Kg.} \quad \text{Compresión.}$$

El esfuerzo debido al impacto será:

$$\frac{50}{3.28 \times 24 + 125} \times 28,160 = 6,900 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo en 2-3.-

El esfuerzo máximo en 2-3 se producirá cuando los 6,600 Kg. estén en el nudo 3 y su valor será:

$$\frac{M_3}{h} = \frac{6,600 \times 12}{2 \times 3} = 13,200 \text{ Kg.}$$

El esfuerzo total por la sobre-carga será:

$$18,480 + 13,200 = 31,680 \text{ Kg.} \quad \text{Tensión.}$$

El esfuerzo debido al impacto será:

$$\frac{50}{3.28 \times 24 + 125} \times 31,680 = 7,800 \text{ Kg.}$$

Esfuerzos debidos a la sobre-carga en las diagonales.- Las diagonales B-2 y 2-D por acción de la sobre-carga trabajan alternativamente en Tensión y Compresión, según que la carga entre por la derecha o por la izquierda.

Así la diagonal B-2 trabaja a tensión cuando la sobre-carga avanza de izquierda a derecha porque el esfuerzo cortante en el paño 1-2 es positivo, en cambio cuando la sobre-carga entra de derecha a izquierda el esfuerzo cortante es negativo y entonces trabajará a compresión.

Esfuerzo de Tensión en B-2.- El esfuerzo máximo de tensión en B-2 se producirá cuando la carga uniformemente repartida se extiende desde el apoyo derecho de la viga hasta el nudo (2) y colocando la carga concentrada de 8,980 Kg. en este nudo. En esta posición de la carga la reacción en el apoyo izquierdo o sea el esfuerzo cortante en el paño 1-2 será:

$$3,080 \frac{(16 + 12 + 8 + 4)}{24} + \frac{8980 \times 16}{24} = 11,120, \text{ entonces el}$$

esfuerzo de tensión en B-2 será:

$$\frac{11,120}{0.6} = 18,530 \text{ Kg.}$$

El esfuerzo debido al impacto será:

$$I = \frac{50}{3.28 \times 16 + 125} \times 18,530 = - 6,580 \text{ Kg. Tensión.}$$

El esfuerzo de compresión en B-2 será máximo cuando la carga uniformemente repartida avance del apoyo izquierdo de la viga hasta el nudo (1) y la carga concentrada de 8,980 esté en dicho nudo (1). El esfuerzo máximo de compresión en B-2 será:

$$\left(\frac{3080 \times 4}{24} + \frac{8980 \times 4}{24} \right) \times \frac{1}{0.6} = 3,350 \text{ Kg. Compresión.}$$

Como puede verse este esfuerzo de compresión es tan pequeño que queda balanceado por el esfuerzo de tensión a que está sometido el miembro B-2 por el peso propio y en consecuencia, para el diseño tomaremos solamente el esfuerzo máximo de tensión.

Esfuerzo de compresión en la diagonal D-2.- El esfuerzo máximo de compresión en esta diagonal ocurrirá cuando la carga uniformemente repar-

tida avance desde el apoyo derecho de la viga hasta el nudo (3) y colocando la carga concentrada de 8,980 Kg. en dicho nudo (3).- En esta posición de la carga la reacción en el apoyo izquierdo de la viga o sea el esfuerzo cortante en el paño 2-3 será:

$$\frac{3080 (12 + 8 + 4)}{24} + \frac{8,980 \times 12}{24} = 7,560 \text{ Kg.}$$

y el esfuerzo de compresión será:

$$\frac{7560}{0.6} = 12,620 \text{ Kg. Compresión.}$$

El esfuerzo debido al impacto será:

$$I = \frac{50}{3.28 \times 12 + 125} \times 12,620 = 4160 \text{ Kg.}$$

El esfuerzo máximo de tensión en la diagonal D-2 ocurrirá cuando la carga uniformemente repartida avance desde el apoyo izquierdo de la viga hasta el nudo (2) y colocando la carga concentrada de 8,980 Kg. en este nudo.

En esta posición de la carga la reacción en el apoyo derecho de la viga o sea el esfuerzo cortante negativo en el paño 2-3 será:

$$\frac{3080 (8+4)}{24} + \frac{8980 \times 8}{24} = 4530 \text{ Kg.}$$

y el esfuerzo de tensión será:

$$\frac{4530}{0.6} = 7550 \text{ Kg.}$$

El esfuerzo debido al impacto será:

$$I = \frac{50}{3.28 \times 8 + 125} \times 7,550 = 2,500 \text{ Kg.}$$

entonces el esfuerzo total de tensión en D-2 será:

$$7550 + 2,500 = 10,050 \text{ g.}$$

que es mayor que el esfuerzo de compresión en dicho miembro debido al peso propio que es solamente 7870 Kg., entonces trabajará con un esfuerzo de tensión de $10,050 - 7870 = 2180$ Kg. y con un esfuerzo de com-

presión de $7,870 + 12,620 + 4,160 = 24,650$ Kg.

Esfuerzos en los miembros verticales debidos a la sobre-carga.- Los miembros verticales trabajarán a tensión con la carga aplicada en los nudos que es la reacción máxima debida a la sobre-carga en las viguetas que ya ha sido encontrada en el diseño de éstas y tiene un valor de 11,800 Kg. más la correspondiente al impacto que será de 4030 g. Entonces el esfuerzo total en los miembros verticales será:

$$9,440 + 11,800 + 4,030 = 25,270 \text{ g. Tensión.}$$

Diseño de las Secciones de los miembros.

Miembros verticales.- Los miembros verticales soportan cada uno un esfuerzo total en tensión de 25,270 Kg., como el esfuerzo unitario admisible del material es de 16,000 libras por pulgada cuadrada, o sea 1125 Kg. por centímetro cuadrado, el área de la sección necesaria será de: $\frac{25,270}{1125} = 22.5 \text{ cm}^2$. Tomando en cuenta el empalme de estos miembros con las viguetas, seleccionamos vigas I de 8" x 8" con 31 libras por pie por ser esta la sección con menor peso entre todas las vigas I (pag. 25 .I.S.C.) que permite una distancia g de $5\frac{1}{2}$ " entre ejes de remaches de $\frac{7}{8}$ ", distancia que es especificada para los empalmes estandar del tipo -7 que es el que corresponde a las vigas I, que como nuestras viguetas, tienen 27" de altura y un peso de 91 lbs/pie (Standar Beam Conections páginas 214 y 128 segunda edición 1934). Esta sección escogida para los miembros verticales tiene una área de 9.12 pulgadas cuadradas, descontando el área para los huecos cuyo diámetro será: $\frac{7}{8} + \frac{1}{8} = 1$ " y que para el espesor del ala que es de $\frac{7}{16}$ " dá un total de 0.44" por hueco.

Según el A.I.S.C pag. 97 el área neta será:

= $9.12 - 0.44 \times 4 = 7.36$ plg²., o sea 47.5 cm². que es mucho mayor que los 22.5 cm². de área necesaria, sin embargo esta sección es la que conviene teniendo en cuenta, como ya dijimos, el empalme con las viguetas.

Las características del perfil seleccionado para los miembros verticales son las siguientes:

Viga I

Altura = 8" = 20.3 cm.

Peso = 31 lib/pie = 46 Kg/m.

Area = 9.12 plg². = 54 cm².

Ancho de las alas = 8" = 20.3 cm.

Miembro de la brida inferior.-

Miembro 2-3.- Este miembro está sometido a un esfuerzo de tensión total de 96,120 Kg., entonces el área necesaria será $\frac{96,120}{11.25} = 85$ cm².

Para estos miembros de la brida inferior es conveniente dos angulares de 6" x 4" x 13/16" (pag. 41 A.I.S.C.) cuya área total es : $7.47 \times 2 = 14.94$ plg²., descontando una área de 0.81 plg por hueco para los remaches el área neta será:

$14.94 - 0.81 \times 2 = 13.32$ plg².

o sea 86 cm². que es una área muy cercana de la necesaria; entonces para el miembro 2-3 adoptamos dos angulares de 6" x 4" x 13/16" con un peso de 25.4 lbs/pie.

Miembros -1 y 1-2.- Estos miembros trabajan en tensión con un esfuerzo total de 53,394 Kg., luego el área necesaria será:

$\frac{53,394}{11.25} = 47$ cm².

Seleccionamos dos angulares de 6" x 4" x 1/2" (pag.41 A.I.S.C.)

cuya área total es de:

$4.75 \times 2 = 9.50 \text{ plg}^2.$, descontando el área de $0.5''$ por hueco para los remaches el área neta será:

$A = 9.5 - 0.5 \times 2 = 8.5 \text{ plg}^2.$, o sea $55 \text{ cm}^2.$ que es algo mayor que la necesaria. Luego los miembros 1-2 y A-1 estarán formados por dos angulares de $6'' \times 4'' \times 1/2''.$

Diagonal Interior D-2.- Este miembro está sometido a un esfuerzo de compresión de $24,650 \text{ Kg}.$ y a un esfuerzo de tensión de $2,180 \text{ Kg}.$ - Cuando un miembro, como en este caso, trabaja alternativamente en compresión y tensión se considera para el diseño la compresión más el 50% de la tensión o sea:

$$24,650 + 1090 = 25,740 \text{ Kg}.$$

Después de varios tanteos encontramos que para este miembro es conveniente una viga I de las siguientes características:

$$\text{Altura} = 8' = 20.3 \text{ cm}.$$

$$\text{Peso} = 31 \text{ lbs/pie} - 46 \text{ Kg/m}.$$

$$\text{Area de la sección} 9.12 \text{ plg}^2. \text{ o sea } 54 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Ancho de las alas } 8'' = 20.3 \text{ cm}.$$

$$\text{El menor radio de giro es } 2.01'' \text{ o sea } 5 \text{ cm}.$$

El esfuerzo unitario admisible en miembros a compresión es:

$$f_c = 1125 - \frac{5 \times L}{r} \text{ o sea en nuestro caso}$$

$$f_c = 1125 - \frac{5 \times 500}{5} = 625 \text{ Kg/cm}^2, \text{ ya que la longitud del miembro}$$

es de 5 mts.

$$\text{Entonces el área neta necesaria será: } \frac{25,740}{625} = 41 \text{ cm}^2.$$

Aumentando el área para los 4 huecos de los remaches que en total dan $0.44 \times 4 = 1.76''$ o sea $11.4 \text{ cm}^2.$

El área total necesaria será:

$41.00 + 11.4 = 52.4 \text{ cm}^2$, área que está de acuerdo con la que tiene el perfil elegido.

El esfuerzo total en tensión de este miembro será:

$$2180 + \frac{24650}{2} = 14,505 \text{ Kg.}$$

La sección que demanda este esfuerzo será:

$\frac{14,505}{1125} = 13 \text{ cm}^2$, que es mucho menor que la del miembro elegido, luego pues el miembro diseñado trabajará en perfectas condiciones tanto en compresión como en tensión.

Diagonal B-2.- Esta diagonal está sometida a un esfuerzo de tensión de 48,710 Kg., luego la sección necesaria será:

$$\frac{48,710}{1125} = 43 \text{ cm}^2.$$

Seleccionamos una viga I de 8" con 31 lbs/pie y cuyas características son:

Altura = 8" = 203 cm.

Peso = 31 lbs/pie = 46 Kg/m.

Área de selección 9.12 plg². = 54 cm².

Ancho de las alas 8" = 20.3 cm.

Espesor del alma 0.288" = 0.73 cm.

Espesor de las alas 0.433" = 1.1 cm.

Descontando el área de 0.44" por hueco para los remaches que dan un total de 0.44" x 4 = 1.76" = 11.4 cm², el área neta será:

$$54.0 - 11.4 = 42.6 \text{ cm}^2, \text{ que es prácticamente el área necesaria.}$$

Miembros de la brida Superior B-C y C-D.- Para estos miembros de la brida superior así como para las diagonales extremas es conveniente usar secciones formadas por dos canales con una plancha colocada en la parte superior sobre las alas de los canales. La separación de los

canales tiene que estar de acuerdo con las dimensiones de las diagonales interiores y de los miembros verticales. En nuestro caso, teniendo estos miembros una altura común de 8", la separación de los canales será de 8" mas 3/8" para las planchas de empalme que es el mínimo espesor admitido según las Normas Americanas; entonces la separación total de los canales ser :

$$8" + 2 \times 3/8" = 8.75" = 22.3 \text{ cm.}$$

El ancho de las alas de los canales será aproximadamente 2 5/8", entonces el ancho de la plancha superior será:

$$8 \text{ 3/4}'' + 2 \times 2 \text{ 5/8}'' = 14'' = 36 \text{ cm.}$$

El espesor de esta plancha se toma 1/40 de la distancia entre ejes de los remaches de las alas de los canales que en nuestro caso será:

$$8 \text{ 3/4}'' + 2 \times 1 \frac{1}{2}'' = 12''; \text{ entonces el espesor de la plancha será.}$$

$$\frac{12}{40} = 3/10 \text{ tomaremos } 3/8''.$$

Para un cálculo estimativo del esfuerzo unitario en esta sección se toma como el menor radio de giro, 0.40 de la altura de la del canal, o sea en nuestro caso $0.4 \times 9'' = 3.6''$ o sea 9 cm., entonces el esfuerzo unitario en compresión será:

$$1125 - \frac{5 \times 500}{9} = 850 \text{ Kg/cm}^2.$$

El área aproximada necesaria sería:

$$\frac{85,410}{850} = 100 \text{ cm}^2. \text{ o sea } 15.5 \text{ plg}^2.$$

Seleccionando dos canales de 9" x 20 lbs/pie el área total de la sección será:

$$2 \text{ canales} = 5.86 \times 2 = 11.72 \text{ plg}^2.$$

$$1 \text{ plancha} = 14'' \times 3/8'' = \underline{5.25}''$$

Total 16.97 plg²., o sea 110 cm²., descontando

2 huecos en el alma de los canales y dos huecos en la plancha, el área neta será:

$$16.97 - 0.38 \times 2 - 0.38 \times 2 = 15.45 \text{ plg}^2., \text{ o sea } 100 \text{ cm}^2.$$

Calculando exactamente el menor radio de giro para esta sección se tiene: $r = 3.4'' = 8.7 \text{ cm.}$, entonces el esfuerzo unitario admisible será:

$$1125 - \frac{5 \times 500}{8.7} = 840 \text{ Kg/cm}^2.$$

Entonces el área neta necesaria será:

$$\frac{85.410}{840} = 101 \text{ cm}^2.; \text{ área que es casi idéntica a la que tiene la}$$

sección diseñada.

Diagonal Extrema A-B.- Este miembro trabaja a un esfuerzo total de compresión de 70,830 Kg., o sea que necesitaría una área algo menor que la sección diseñada para los miembros B-C y C-D; pero teniendo en cuenta el empalme de esta diagonal con los miembros de la brida superior, consideramos que es conveniente adoptar para la diagonal A-B la misma sección que de B-C y C-D, es decir 2 canales de 9" x 20 lbs/pie cuya características son las siguientes:

$$\text{Altura} = 9'' = 23 \text{ cm.}$$

$$\text{Área de la sección} = 5.86 \text{ plg}^2. = 38 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Ancho de las alas} = 2 \frac{5}{8}''$$

$$\text{Espesor de las alas} = \frac{7}{16}''$$

$$\text{Espesor del alma} = \frac{7}{16}'' \text{ y una plancha de } 14'' \times \frac{3}{8}''.$$

Conexión de los miembros de la viga principal.-

Nudo "B".- Este nudo agrupa a los miembros: AB, BC, B-1 y B-2 por medio de una plancha a la cual irán remachados, el espesor de esta plancha será de $\frac{3}{8}''$.

Para calcular el número de remaches que serán necesario e cada

miembro hay que calcular primeramente la resistencia de los remaches a cortadura simple, la resistencia por remache al aplastamiento sobre el espesor en el alma del miembro y la resistencia por remache sobre la plancha, de estos 3 valores tomaremos el menor para el cálculo del número de remaches.

La resistencia de un remache de 7/8" a la cortadura simple es: 2,404 Kg., la resistencia al aplastamiento en el alma es de 3,125 g. y la resistencia al aplastamiento en la plancha de 3/8" es de 2681 kg. De estos tres valores tomamos entonces el de 2,454 Kg.

El número de remaches necesario para el miembro B-1 es:

$$\frac{47.5 \times 1125}{454} = 22 \text{ remaches.}$$

Para el cálculo de los remaches se ha tomado el esfuerzo admisible total en el miembro, o sea 47.5 cm². que es el área neta por 1,125 Kg., que es el esfuerzo unitario admisible.

Colocaremos entonces 24 remaches 12 a cada lado con una separación de 8 cm., que es el espaciamento mínimo admisible para remaches de 7/8".

Diagonal B-2.- Como el área neta de la sección es 42.6 cm²., el número de remaches será:

$$\frac{42.6 \times 1125}{2454} = 20 \text{ remaches.}$$

Colocaremos 10 remaches a cada lado con un espaciamento de 8 cm.
 Miembro B-C.- Como el área neta de esta sección es de 101 cm². y el esfuerzo admisible en compresión es de 840 Kg/cm²., el número de remaches será:

$\frac{101 \times 840}{2454} = 36$ remaches, que los colocaremos 18 a cada lado dispuestos en el alma de los canales con un espaciamento de 8 cm.

Diagonal -B.- Como esta sección tiene idénticas características al

miembro B-C emplearemos igualmente 36 remaches colocando 18 a cada lado.

Para hacer más rígida la unión en B se colocará una plancha doblada y remachada a los miembros -B y B-C.

Nudo "A".- Este nudo agrupa a los miembros y -1. El miembro -B se hace su conexión en idéntica forma que para el nudo "B".

Miembro -1.- El área neta de este miembro es de 55 cm²., luego el número de remaches será:

$$\frac{55 \times 1125}{2454} = 25 \text{ remaches, o sea 12 a cada lado con un espaciamento de } 8 \text{ cm.}$$

Nudo 2.- Este nudo agrupa a los miembros 1-2, B-2, 2-D y 2-3.

miembro 1-2.- Se necesitará 26 remaches como en el miembro -1 por ser idéntico a éste.

miembro B-2.- Como ya vimos en el nudo "B" este miembro necesita 20 remaches.

Miembro 2- .- Como el área neta de este miembro es 42.6 cm². y trabaja a un esfuerzo unitario de compresión de 625 g/m². el número de remaches será:

$$\frac{42.6 \times 625}{2454} = 11$$

Colocaremos 12 remaches o sea 6 a cada lado con un espaciamento de 8 cm.

miembro 2-3.- Como el área neta es de 86 cm²., el número de miembros necesario será:

$$\frac{86 \times 1125}{2454} = 41 \text{ remaches.}$$

Colocaremos 42 remaches, 21 a cada lado.

Para terminar el cálculo de los remaches en los empalmes solamente nos falta indicar que los miembros verticales estarán unidos a las

planchas del nudo correspondiente por medio de 14 remaches a cada lado que son los especificados para el empalme con las viguetas, como lo dijimos al tratar del empalme de éstas.

Todos los remaches son de 7/8". El espaciamiento en el sentido longitudinal de los miembros ha sido en todos los casos de 8 cm. por ser el mínimo especificado para remaches de 7/8" y por ser este valor en todos los casos menor que el calculado por la fórmula:

$$p = \frac{0.785 d^2}{t} \times \frac{R_c}{R_t} + d$$

donde:

d = diámetro de los remaches.

t = espesor de la plancha.

R_c = resistencia del remache a la cortadura simple.

R_t = esfuerzo unitario de tensión en la plancha.

Viga de arriostamiento inferior.- Con el objeto de contrarrestar la presión lateral del viento se forma en la parte inferior lo que se llama la viga de arriostamiento y que está constituida por las bridas inferiores de las vigas principales, las viguetas y un sistema de doble diagonal que se considera independiente, es decir que cuando sopla el viento en un sentido trabaja solamente uno de los sistemas, y cuando el viento sopla en sentido contrario trabaja el otro sistema.

La presión lateral del viento para un puente de carretera con 3 mts. de altura a razón de 30 lbs. por pie cuadrado, sobre una y media veces la proyección vertical de la estructura e incluyendo 240 lbs. por pie de luz correspondiente a la presión sobre una sobre-carga de 8 pies de altura es en total de aproximadamente 380 lbs. por pie de luz o sea 570 Kg/m. de luz (Kirkham); entonces la presión por paño será:

$$570 \times 4 = 2,280 \text{ kg. (ver fig. No. 10)}$$

Esfuerzo en la diagonal -1.- La longitud de la diagonal será:

$$L = \sqrt{4^2 + 6.7^2} = 7.80$$

Entonces el coseno de será: $\frac{6.70}{7.80} = 0.86$

El esfuerzo cortante en el paño A-1 será:

$$V = \frac{2,280 \times 15}{6} = 5,700 \text{ Kg.}$$

El esfuerzo en A-1 será:

$$\frac{5,700}{0.86} = 6,620 \text{ Kg. en tensión.}$$

El esfuerzo cortante en 1-2 será:

$$\frac{2280 \times 10}{2} = 3,800 \text{ Kg.}$$

El esfuerzo en la diagonal 1-2 será:

$$\frac{3800}{0.86} = 4,420 \text{ Kg. tensión.}$$

El esfuerzo cortante máximo en el paño 2-3 será:

$$V = \frac{2280 \times 6}{6} = 2280 \text{ Kg.}$$

El esfuerzo en la diagonal 2-3 será:

$$\frac{2280}{0.86} = 2660 \text{ Kg.}$$

Como se puede observar el mayor esfuerzo de tensión se produce en la diagonal A-1 y es de 6,620 Kg.

El área necesaria para absorber este esfuerzo será:

$$\frac{6620}{1125} = 5.8 \text{ cm}^2.$$

El área necesaria para la sección es muy pequeña, lo cual permitiría usar platinas muy delgadas para las diagonales de la viga de arriostamiento; pero con el objeto de dar mayor rigidez vamos a emplear angulares de 3" x 3" x 5/16".

Reacción vertical total por viga del puente.-

Reacción debida al peso propio.- Como el peso propio del paño es de 9440 kg., la reacción será:

$$R_p = 9440 \times 3 = 28,320 \text{ Kg.}$$

Reacción debida a la sobre-carga.- La máxima reacción debida a la sobre-carga ocurrirá cuando la carga uniformemente repartida esté en toda la luz y la carga concentrada 8,980 Kg. esté en el apoyo. En estas condiciones la reacción por viga debido a la sobre-carga será:

$R_s = 3080 \times 3 + 8980 = 18,220 \text{ Kg.}$, ya que 3080 Kg. es la carga por paño.

Para el correspondiente impacto tenemos:

$$R_I = \frac{50}{3.28 \times 24 + 125} \times 18,220 = 4,460 \text{ Kg.}$$

La reacción total será:

$$R_t = 28,320 + 18,220 + 4,460 = 51,000 \text{ Kg.}$$

Dispositivos de apoyo del puente.- Con el objeto de evitar los esfuerzos destructores que resultan de las dilataciones y contracciones del puente metálico provocados por los cambios de temperatura, es necesario que uno de los apoyos sea móvil y el otro fijo.

Apoyo móvil.- Este apoyo estará constituido por un rodillo colocado entre dos planchas de acero. Sistema que permitirá que se efectúen pequeños movimientos lineales en dirección del eje del puente.

Emplearemos para este sistema móvil un rodillo de 50 cm. de longitud y un diámetro de 24 cm. La reacción total por viga es como hemos visto de 51,000 Kg. = 51 Ton.; entonces la presión por centímetro de longitud en el rodillo será:

$$p = \frac{51}{50} = 1.02 \text{ Ton.}$$

El esfuerzo unitario en el rodillo está dado por la fórmula:

$$f = 0.42 \sqrt{\frac{p}{r} \times E}$$

En la cual:

p = presión por cm. de longitud en el rodillo

r = radio del rodillo en cm.

E = coeficiente de elasticidad en toneladas por cm². = 2150
Ton/cm².

Aplicando la fórmula tenemos:

$$f_c = 0.42 \sqrt{\frac{1.02}{12} \times 2,150} = 5.7 \text{ Ton.}$$

Según las especificaciones alemanas el esfuerzo admisible en el acero moldeado es de 6 Ton., como el esfuerzo calculado es de 5.7 Ton. están correctas las dimensiones del rodillo.

La plancha superior será de 50 cm. x 45 cm., con un espesor de 2½", o sea: 6.25 cm.

El momento que resiste es:

$$M = \frac{51 \times 45}{8} = 287 \text{ Ton-cm.}$$

El módulo resistente es:

$$1/6 b h^2 = 1/6 \times 50 \times 6.25^2 = 325 \text{ cm}^3.$$

El esfuerzo en la plancha será:

$$\frac{287000}{325} = 740 \text{ Kg/cm}^2.$$

La plancha inferior será de 50 cm. x 60 cm. con un espesor de 2½", o sea 6.25 cm. e irá sujeta al estribo por medio de 4 pernos de anclaje de 1" de diámetro y 20 cm. de longitud.

Apoyo fijo.- El apoyo fijo estará constituido por 2 planchas de iguales características que las del apoyo móvil, pero superpuestas una directamente sobre la otra y las 2 sujetas al estribo por medio de per-

nos de anclaje de 1" de diámetro y 40 cm. de longitud.

Estribos del Puente.- Para los efectos del diseño de los estribos del puente consideramos que el material de las dos orillas del río en el lugar en que estará ubicado el puente, es de roca y en consecuencia bastará la colocación de pequeños estribos cuyas características serán las siguientes:

- a) El asiento del puente, o sea el lugar donde irán apoyadas las vigas, será de 1.00 m. de ancho.
- b) El parapeto que está destinado a contener el material del relleno, tendrá 1.87 m. de altura.
- c) El cuerpo propiamente dicho del estribo tendrá 2.00 m. de ancho por un metro de altura.

Con el objeto de darle una mayor seguridad a estos estribos hemos previsto que el cuerpo estará incrustado en el material de roca en una profundidad de 0.50 mts.

El ancho total de los estribos será de 7.20 m. tal como puede apreciarse en los planos respectivos, así como las demás características.

Consideramos que con las dimensiones con las que están diseñados los estribos esté garantizada su estabilidad, desde que no hay posibilidades de falla ni por volteo, desde que su base es mucho mayor que 0.40 de su altura, ni por deslizamiento, desde que, como se dijo anteriormente, el estribo irá incrustado en la roca en una profundidad de 0.50 mts. y además porque el coeficiente de rozamiento de la roca es alto y en cambio el empuje horizontal es pequeño, por cuanto la altura del estribo es igualmente pequeña.

El material del que serán construídos los estribos será de concreto simple en la proporción 1:3:6.

Todos los detalles del puente metálico aparecen en la lámina No.7.

C. PITULO VII

Metrado y Presupuesto

Movimiento de tierras.- Con las áreas de cortes y rellenos ya calculados y que figuran en la lámina No. 6 correspondientes a las secciones transversales, hemos procedido a la cubicación del movimiento de tierras correspondiente a las explanaciones, habiendo empleado para el efecto el método de las áreas medias que contemplan los siguientes casos:

1º.- Que las dos secciones estén en corte o las dos en relleno; para este caso se emplea las fórmulas siguientes:

$$V_c = \frac{S + S'}{2} \times D \quad \text{y} \quad V_r = \frac{R + R'}{2} \times D$$

en las que:

V_c = Volumen de corte.

V_r = Volumen de relleno.

S y S' = Areas de corte de las dos secciones consideradas.

R y R' = Areas de relleno de las secciones consideradas.

D = Distancia entre secciones.

2º.- Que una sección esté en corte y la siguiente en relleno; para este caso se emplea las siguientes fórmulas:

$$V_c = \frac{S^2}{S + R} \times \frac{D}{2} \quad \text{y} \quad V_r = \frac{R^2}{S + R} \times \frac{D}{2}$$

3º.- Que las dos secciones tengan área de corte y de relleno que se corresponden; en este caso se empleará las siguientes fórmulas:

$$V_c = \frac{S + S'}{2} \times D \quad \text{y} \quad V_r = \frac{R + R'}{2} \times D$$

4º.- Que las dos secciones tengan áreas de corte y relleno, pero que éstas estén alternadas; en este caso se emplean las siguientes fórmulas:

$$V_C = \frac{S^2}{S + R} \times \frac{D}{2} \quad \text{y} \quad V_R = \frac{R^2}{S + R} \times \frac{D}{2}$$

5°.- Cuando una de las secciones esté totalmente en corte y la otra sección tenga área de corte y de relleno. En este caso se procederá en primer término a dividir el área de la sección en corte en dos partes que denominaremos S_1 y S_2 y el cálculo de los volúmenes se hará en la siguiente forma:

$$V_C = \frac{S_2 + S_1}{2} \times S + \frac{S_1^2}{S_1 + R} \times \frac{D}{2} \quad \text{y} \quad V_R = \frac{R^2}{S_1 + R} \times \frac{D}{2}$$

Una vez obtenidos los valores del corte y relleno, se ha hecho la clasificación de acuerdo con las especificaciones del proyecto es decir de la estaca No. 0 a la No.20 material de tierra; de la estaca No. 20 a la estaca No.60 material de roca blanda, y de la estaca No.60 a la estaca No.100 roca dura.

En cuanto a los rellenos se ha considerado una compensación con una distancia máxima de 60 mts. y relleno de pr stamo lateral a 30 mts.

Con todos los datos obtenidos se ha confeccionado el pliego de cubicaciones adjunto.

Análisis de precios unitarios

Explanaciones

Corte en Tierra por metro cúbico.-

1) Eliminación del material de la plataforma:

Alquiler del tractor = S/.1,200 por día.

Rendimiento 360 m³. por día.

Entonces tenemos:

Operación del tractor: $\frac{1200}{360} =$ S/. 3.34 m3.

2) Jornales, Acomodo y Refine:

Cuadrilla de 6 peones a S/.20	S/.120	
50% Leyes Sociales	" 60	
Depreciación Herramientas	<u>" 4</u>	
	S/.184 : 360	<u>" 0.50 m3.</u>
		S/. 3.84
20% Gastos Generales, Imprevistos, etc.	" 77	
10% Utilidad Contratista	<u>" 46</u>	
	TOTAL POR M3.	S/. 5.07

Corte en Roca Blanda por metro cúbico.-

1) Eliminación del material de la plataforma:

Alquiler del tractor S/. 1200 por día.

Rendimiento 300 m3. por día.

Entonces:

Operación del tractor $\frac{1200}{300}$ S/. 4.00 m3.

Compresora de 160 p3. Alquiler S/.400

2 Martilleros a S/.25 " 50

50% Leyes Sociales " 25

S/.475 : 300 " 1.58 m3.

2) Explosivos por m3.

De guía S/.0.80

Fulminante " 0.50

Dinamita " 1.50 " 2.80 m3.

3) Jornales Acomodo y Refine:

Cuadrilla de 6 peones a S/.20	S/.120	
50% Leyes Sociales	60	
Depreciación Herramientas	<u>" 4</u>	
	S/.184 : 300	S/. 0.60 m3.
		S/. 8.98
20% Gastos Generales e Imprevistos		1.80
10% Utilidad Contratista		<u>1.07</u>
T O T A L P O R M3.		S/.11.85

Corte Roca Dura por metro cúbico.-

1) Eliminación del material de la plataforma:

Alquiler tractor D-7 S/.1400 por día.

Rendimiento 200 m3. por día.

Operación del tractor $\frac{1400}{200}$ S/. 7.00 m3.

Compresora de 210 p3. Alquiler S/.600

2 Martilleros a S/.25 c/u. " 50

50% Leyes Sociales " 25

S/.675 : 200 " 3.38 m3.

2) Explosivos por m3.

1.5 m. de guía S/.1.95

1.5 fulminantes " 0.75

2.5 cartuchos de dinamita " 2.50 " 5.20 m3.

3) Jornales: Desguinche y Refine.

Cuadrilla de 10 peones a S/.20 c/u. S/.200

50% Leyes Sociales " 100

Depreciación Herramientas " 12

S/.312 : 200 " 1.56 m3.

S/. 17.14 m3.

20% Gastos Generales e Imprevistos " 3.43

10% Utilidad Contratista " 2.06

T O T A L P O R M3. S/. 22.63

Relleno propio compensado.-Jornales comodo y Refine:

Cuadrilla de 6 peones a S/.20	S/.120	
50% Leyes Sociales	" 60	
Depreciación Herramientas	<u>" 4</u>	
	S/.184 : 300	S/. 0.50
20% Gastos Generales e Imprevistos		" 0.10
10% Utilidad Contratista		<u>" 0.06</u>
T O T A L P O R M3.		S/. 0.66

Relleno de préstamo de 30 m.-1) Extracción del material:

Operación del tractor 1200 : 360 S/. 3.60 m3.

2) Jornales Acomodo:

Cuadrilla de 6 peones a S/.20	S/.120	
50% Leyes Sociales	" 60	
Depreciación Herramientas	<u>" 4</u>	
	S/.184 : 360	" 0.50 m3.
20% Gastos Generales e Imprevistos		<u>S/. 3.84</u>
10% Utilidad Contratista		0.77
		<u>0.46</u>
T O T L P O R M3.		S/. 5.07

Compactación de la Sub-base por metro cuadrado.-

Equipo:

1 Motoniveladora (Nivelación)	
S/.1100 : 4000	S/.0.27
1 Motoniveladora (Escarificación)	
√.1100 : 200	" 0.54
1 Rodillo "Pata de cabra "	
S/. 95 4000	" 0.02

1 Tractor de Tiro S/.300 : 4000	<u>S/.0.07</u>	S/. 0.90
Arena incluyendo transporte		
150 litros a S/.6.00/m3. son 6 x 0.150		" 0.90
Riego		<u>0.30</u>
		S/. 2.10
20% Gastos Generales e Imprevistos		0.40
10% Utilidad Contratista		<u>0.25</u>
T O T A L P O R M2.		S/. 2.75

Firme por metro cuadrado.-

Material necesario = 180 lts/m2.

Extracción:

Tractor D-c Alquiler /.1200/día.

Rendimiento útil 240 m3.

1200 : 240

S/.5.00 m3.

Explosivos

" 1.90

S/. 6.90 m3.

Zarandeo y cargio:

Tractor D-4 lquiler S/.600/día.

Elevadora, Zarandeadora S/.610/día.

Rendimiento 270 m3.

1210 : 270

" 4.48 m3 .

Transporte por m3.

" 6.00 m3.

S/.17.38

20% Gastos Generales, Imprevistos etc. 3.47

10% Utilidad Contratista 2.08

T O T A L M A T E R I A L P O R M3.

S/.22.93

El Total de material por m2. ser :

22.93 x 0.180 = S/.4.13 m2.

Extendido, Mezcla y Compactación por metro cuadrado.-

Niveladora Alquiler	S/.1100/d a.	
Rodillo Tandem Alquiler	" 500/día.	
Tractor de Tiro	<u>" 300/día.</u>	S/.2900
Rendimiento	3200 m2. por día.	
Entonces:		
<u>2900</u>	S/.	S/. 0.92 m2.
3200		
Riego		0.30 m2.

Jornales:

Cuadrilla de 5 peones a S/.20	S/.100	
50% Leyes Sociales	50	
Depreciación Herramientas	<u>1</u>	
	S/.151 : 3200	<u>S/. 0.47 m2.</u>
		S/. 1.69
20% Gastos Generales, Imprevistos, etc.		34
10% Utilidad Contratista		<u>20</u>
TOTAL POR M2.		S/. 2.23

Resumen Firme por metro cuadrado.-

Materiales	S/. 4.13 m2.
Extendido, Mezcla y Compactación	<u>" 2.23 m2.</u>
TOTAL FIRME POR M2.	S/. 6.36

Bermas de 5 cm. compactados.-

Materiales	S/. . .38 m2.
Extendido, Mezcla y Compactación	<u>" 1.40 m2.</u>
TOTAL BERMAS POR M2.	S/. 2.78

Superficie de Rodadura por metro cuadrado.-Imprimación.-

Tanque imprimador de 1000 galones. Alquiler S/.1400 por día.

Rendimiento 5000 m2. por día.

$$\frac{1400}{5000}$$

S/. 0.28 m2.

Asfalto MC-0 a S/.2.74/galón

$$1.5 \text{ lts. x } \frac{2.74}{3.78}$$

" 1.08 m2.

ornales:

4 Barredores a S/.20 c/u. S/.80

50% Leyes Sociales 40

Estacas, alambre, etc. 10

S/.130 : 5000

" 0.03

S/. 1.39

20% Gastos Generales, Imprevistos, etc. 0.28

10% Utilidad Contratista 0.17

I M P R I M A C I O N P O R M2.

S/. 1.84

Tratamiento Superficial.-Primera Capa:

1 litro Asfalto RC-2 a S/.3.07 por galón

$$\frac{3.07}{3.78}$$

S/. 0.81 m2.

Piedra 0.020 m3. x S/.40/m3. " 0.80 m2.

Extendido y rodillado " 0.20 m2.

Segunda Capa:

1.5 lts. Asfalto RC-2 " 1.21 m2.

Piedra 1/2" 1/4" 0.020 x S/.50 m3. " 1.00

Extendido y rodillado " 0.20 m2.

ello:

Asfalto RC-1 1 litro a S/.300/galón	S/. 0.80 m2.
Piedra menuda 0.010 m3. x S/.60 m3.	" 0.60 m2.
Extendido y rodillado	" 0.20 m2.
	<hr/>
	S/. 5.82
20% Gastos Generales, Imprevistos, etc.	1.16
10% Utilidad Contratista	<hr/>
	0.70
TOTAL TRATAMIENTO SUPERFICIAL POR M2.	S/. 7.68

Resumen:

Imprimación	S/. 1.84 m2.
Tratamiento Superficial	" 7.68 m2.
TOT L SUPERFICI DE RODADURA PO M2.	S/.9.52

Nota: En el alquiler del equipo está incluido el operador, los lubricantes y el combustible.