Universidad Nacional de Ingeniería
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CAMINOS

TESIS
PARA OPTAR EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

Luis Vera Barandiarán

LIMA - PERU
1956

Señor Decano
de la Facultad de Ingeniería Civil
Pte.

S.D.:

LUIS VERA BARANDIARAN, ex-alumno de la Facultad de Ingeniería Civil, se presenta a Ud. y expone:

Que habiendo presentado a su despacho el trabajo correspondiente a mi Tesis para optar el grado de Ingeniero Civil, ruego a Ud. se digne nombrar el Jurado respectivo para la correspondiente sustentación.

Agradezco a Ud. S.D. la atención que dispensará a mi solicitud, por ser de justicia.

Dios guarde a Ud.

. . . . . .

LUIS VERA BARANDIARAN
Promoción I.C. 1956

Lima, 2 de Mayo de 1958.

EN RECONOCIMIENTO A MIS PADRES

Y A TODOS LOS PADRES QUE HACEN

DE SUS HIJOS UNA REALIDAD PRO-

FESIONAL.

A los señores Ingenieros Manuel Enrique Echegaray y Juan Quiroga, por la transmisión notable y sagaz de sus ideales nacionalistas, en beneficio del Perú.

P R E F A C I O

Constituye este trabajo una verdadera experiencia que redundará posiblemente en beneficio de todos los que en el futuro proyecten escoger el tema CAMINOS como muestra final de lo que hayan podido asimilar a su paso por nuestra Universidad de Ingeniería.

Es una acertada experiencia, por que en el se ha querido enfocar las reales soluciones que el ingeniero encargado de una obra debe efectuar en su profesión sin limitar, como se había hecho hasta ahora, al aspecto técnico toda la labor del estudiante del último año.

Se nos entregó para su estudio dos pueblos que, aparentemente y de acuerdo a las estadísticas existentes en las primeras investigaciones, no tenían mayor importancia como para tener la preferencia de un camino carretero que los uniera.

En efecto, su población era reducida y su producción había sido descuidada en diferentes reparticiones oficiales por su poca y desconocida magnitud. Nuestra investigación debió continuar, más por cumplimiento del deber que por el entusiasmo que pudiera haber despertado el análisis de los citados caseríos, hasta que al final los frutos dejaron asomarse y la satisfacción del éxito nos hizo levantar el ánimo deprimido. Habíamos hallado datos que amplificaban la producción de la región haciéndola importante; encontramos monografías, datos de entidades particulares, informes de oficinas estatales que antes desconocíamos, profesionales que estaban dispuestos a colaborar desinteresadamente con los elementos jóvenes en la consecución de sus fines y que aportaban no solamente con lo que sus archivos les proporcionaban sino sus propias experiencias, convirtiendo con su

trato afable y locuacidad profesional, una rutinaria y tediosa visita formal en una agradable conversación con voces de aliento por que llegáramos a culminar nuestros trabajos y que algún día podamos utilizarlos en beneficio del Perú.

De manera pues, que a más de la solución técnica podrán hallar en esta obra parte de lo que el ingeniero necesita conocer para hacer factible y provechoso un trazo, mencionándose que el Ingeniero de Caminos, "no debe olvidar el estudio económico y humano de los pueblos".

A MIS FUTUROS COLEGAS DE PROFESION

El sentir de los profesionales actuales y en especial de los Catedráticos que tienen a su cargo la enseñanza de nuestra profesión es casi unánime en lo referente a un clamor: "Tratemos de vencer nuestra selva para conseguir una estabilidad económica que pueda colocarnos en un lugar privilegiado en el concenso de las naciones". Algunos de ellos nos plantean posibles soluciones, los más nos presentan el problema como algo realmente sin solución, mientras que el resto no se preocupa sino de sus problemas particulares, de los cuales no vale la pena tratar.

El planteamiento de nuestra situación, lejos de descorazonarnos, debe servirnos de acicate para lograr, mediante el serio estudio de los problemas en el mismo cuerpo en que se presenta y con nuestro esfuerzo, lo que nuestros Incas no lograron: Vencer la selva.

El presente trabajo no ha tenido la oportunidad de enfocar una solución, ya que la zona en que se ha debido trabajar no presenta sino todas las características de costa, por lo que me limitaré en esta dedicatoria a ustedes, futuros compañeros de profesión y actualmente alumnos de nuestra Universidad, a tratar sobre el particular.

Hoy por hoy existe un sector que se inclina favorablemente por la construcción de ferrocarriles de penetración, poniendo como base el hecho de que con ellos podríamos atravesar las más intrincadas regiones sin el peligro del constante control de las trochas y sin las torrenciales lluvias que puedan afectar grandemente su estructura. Los que se oponen consideran que para nuestro país resulta inapropiada su construcción, ya que el excesivo costo lo lleva a hacer prohibitivo para la eco-

nomía de la nación, además de que al hacerlo se tendría que compensar su valor con una constante movilización de productos de esas regiones a los lugares que servirán como centros de distribución de ellos, al mismo tiempo que al objetar esa solución hacen ver que la producción y existencia selvática no es tan ámplia como se nos ha hecho imaginar, no compensando en absoluto esa inversión. Ingenieros hay que se oponen a la continuación del ferrocarril Tambo del Sol - Pucallpa, por las razones expuestas.

Otros propugnan el establecimiento de numerosos puertos fluviales que en realidad sólo servirían como un anticipo a la verdadera civilización, porque los ríos de nuestra selva tienen tramos navegables y tramos de gran peligro por los rápidos, angostamientos y variaciones de niveles que imposibilitan su utilización en determinadas épocas del año. Tienen el inconveniente que solamente propugnaríamos el adelanto de sectores situados a orillas de los ríos, que dicho sea de paso, constituyen la mayoría de nuestros pueblos selvícolas. Personalmente, no estamos de acuerdo con esa solución, ya que no podríamos penetrar a las regiones que probablemente puedan significar convenientes expplotaciones, limitándose nuestra acción a zonas productoras ribereñas.

La tercera solución y que natualmente alentamos, - nosotros, los que encaramos el camino como solución vial en el Perú - serían las carreteras de penetración, sin querer poner de relieve la decantada frase de que "los ingenieros de caminos somos enemigos del ferrocarril". Al efecto diremos, siguiendo la opinión de un ingeniero catedrático, que no es posible considerar enemigos a los que alentamos la mejor inversión en beneficio no particular sino nacional, de las más convenientes vías de penetración; a nuestra opinión: los caminos carreteros. No solamente el ferrocarril constituye un alto costo inicial, sino que su costo de mante-

nimiento es realmente prohibitivo para el Perú, en que sólo debemos presentar los más técnicos procesos constructivos, sino que sean económica - mente posibles. Al presentar un planteamiento nacional, no debemos olvidar que sobre todo somos un país pobre y debemos cuidar de su economía.

Una cuarta solución que se ha llegado a ensayar en determinados sectores -regiones concedidas a empresas extranjeras en su mayoría- es la de los campos de aterrizaje. Una solución que representa una fuerte inversión y que presupone un ámplio estudio de la región en que se establecerá el aeropuerto, además del alto costo del transporte con el prejuicio del encarecimiento del flete y la limitación del tonelaje. En nuestra opinión, serviría como punto de avanzada para establecer contactos que permitirían el enlace con carreteras que se puedan construir en el sentido opuesto, hacia la selva.

Tendremos que aceptar momentaneamente esas conclusiones y tendremos que seguir aceptando tantas otras soluciones, mientras no tengamos la decisión de encararlas conjuntamente con otro grupo de profesionales jóvenes, sean en edad como en entusiasmo.

En nuestras manos está el futuro de nuestro país; no es simplemente una frase por demás pintoresca, sino una verdad que necesitamos comprender de modo de dejar de lado tantos convencionalismos y tantos intereses creados para marchar conjuntamente y lograr lo que nuestros actuales profesores y otros profesionales que nos anteceden en este anhelo nacional, por diversas circunstancias, no han podido resolver pero que nos han dejado como patriótica herencia los estudios, análisis y planteamientos que nos llevarán a su conveniente culminación.

- o -

OFICINAS EN QUE PUEDEN ENCONTRARSE

DATOS ESTADISTICOS

En orden de importancia:

1.- Ministerio de Agricultura
Dirección y Sub-Dirección de Economía Agropecuaria.

2.- Ministerio de Agricultura
Director: Ing. Aquiles Raez Cisneros
Sub-Director: Ing. Ambrosio Gonzales Talledo.

3.- Ministerio de Fomento y Obras Públicas
Dirección de Aguas e Irrigación .- Sección Catastros.

Jefe de Sección: Ing. Ricardo Espantoso
Asistente: Ing. Torres
Proporciona el plano catastral: Ing. Boza.

4.- Ministerio de Hacienda y Comercio
Dirección de Tasaciones (6° Piso) Sr. Tarazona.

5.- Servicio Geográfico del Ejército.
Av. Petit Thouars 292 - Lima.

6.- Sociedad Geográfica de Lima.
Av. Arequipa 310 - Lima.

7.- Servicio Cooperativo Inter Americano de Producción de Alimentos (SCIPA). Ministerio de Trabajo Piso 10.

8.- Biblioteca Nacional del Perú
(Sección Monografías) Av. Abancay.

9.- Servicio Aerofotográfico del Ejército.
Av. Petit Thouars 292 - Lima.

10.- Anuario Estadístico del año de estudio.

- o -

FOLLETOS Y DATOS OBTENIDOS EN LAS ANTERIORES OFICINAS

1.- Ministerio de Agricultura.

Sub-Dirección de Economía Agropecuaria.

a) Resumen Estadístico de la Producción Agropecuaria del País 1954.
b) Estadística de la Producción de Papa en el Perú.- Año 1954.
c) Estadística de la Producción de Trigo en el Perú.- Año 1954.
d) Estadística de la Producción de Maiz en el Perú.- Año 1954.
e) Valor de la Mano de Obra en los diferentes Valles de la República. 1er. Semestre del año 1955.
f) Distribución de los Tractores en el Perú.

2.- Ministerio de Fomento y Obras Públicas.

2° Piso. Ing. Bazo.

a) Plano Guía de los Valles del Perú.
b) Plano Catastral del Valle que se escoge. Dá el área total de cultivo de la zona y el área a la fecha, cultivada.

3.- Anuario Estadístico del Perú. Año 1952.

Es indispensable revisarlo por encontrarse en él todos los datos mas necesarios para cualquier consulta nacional.

4.- Servicio Geográfico del Ejército.

Plano a curvas de nivel de o de los valles, provincias o departamentos necesarios. Escala 1: 100,000.

- o -

I N T R O D U C C I O N

El orden que conservaremos para el desarrollo de la Tesis de Bachillerato, va a ser la siguiente:

I).- Planteamiento del Trabajo.

II).- Descripción de los pueblos a unir.

III).- Estudio Económico para determinar las características.

IV).- Los Reconocimientos efectuados.

V).- Reconocimiento Definitivo.

VI).- Estudio Preliminar.

VII).- Indices de Materias y Cuadros.

- o -

CAPITULO PRIMERO

P L A N T E A M I E N T O D E L T R A B A J O

GENERALIDADES.-

Unir dos pueblos, el uno perteneciente al departamento de Lima y el otro al de Ancash, pero de características muy similares, por su altura sobre el nivel del mar, como veremos en el capítulo respectivo.

Trataremos en lo posible de buscar la mejor solución, que no tendrá que ser la más económica obligatoriamente, sino la que mejor sirva a los intereses de ambas colectividades.

Es muy posible que tengamos que escoger tramos de diferentes características a partir de una bifurcación de las carreteras, puesto que buscaremos una solución que esté de acuerdo con la ampliación de la zona, asi como el tránsito que conduce la carretera a Huaraz, el cual trataremos de asimilar a la nuestra en el tramo respectivo.

Sabemos asimismo que hay aspectos constantes que deciden la ruta a escoger, aparte del de la longitud existente, ellos son:

1.- Importancia de las rutas.

2.- Su influencia en el futuro desarrollo de la región.

3.- Población y su desarrollo.

4.- Establecimiento de grandes industrias.

5.- Zonas agrícolas importantes que pueda cortar nuestro tramo.

6.- Costo de las expropiaciones que sean necesarias para la ca-

rretera.

7.- Accidentes topográficos de la zona que aumenten las obras de arte.

8.- Absorción del tránsito de una carretera adyacente de inferior calidad.

De acuerdo a todos estos factores, haremos nuestro Reconocimiento de Ruta y posteriormente nuestro Trazo.

Los aspectos anteriores se pueden considerar constantes en el caso de desconocerse la realidad de la región; pero en el nuestro hemos logrado datos que favorecerán un estudio detallado y aproximadamente real de la zona.

- o -

CAPITULO SEGUNDO

DESCRIPCION DE LOS PUEBLOS A UNIR

1.- HUARICANGA.-

a).- Descripción.- Es una commidad que pertenece al distrito de Pativilca, provincia de Chancay, del departamento de Lima.

El pueblo se encuentra en la margen izquierda del Río Fortaleza y a una altura sobre el nivel del mar de 237 metros; está en el valle Fortaleza cuyo río, por desembocar en el Océano Pacífico, pertenece a la Cuenca del Pacífico. Corresponde a la Zona Militar del Norte y forma parte del Distrito Judicial de Lima.

La Commidad de Huaricanga, está unida con la capital de la República, por la carretera Pativilca-Huaraz que cruza el pueblo a la altura del kilómetro 186 cuyo croquis (N° 1) se adjunta (Croquis Diagrama Vial).

Es zona eminentemente agrícola, con productos esencialmente costeños.

b).- Población.- Como sucede en casi todos los pueblos agrícolas del Perú, la mayor parte de la población se encuentra en el campo.

Según el censo de 1940, su población era de 100 habitantes, distribuídos en 24 familias. En general para la provincia de Chancay,

según el mismo censo, la densidad de población es de 15.04 habitantes por Km^2.

En el Anuario Estadístico correspondiente a 1951, se indica un aumento en población de 1940 a 1951 del 41.6% en general para todo el país, que para el efecto de nuestro estudio lo vamos a adoptar para nuestros pueblos. Asimismo, en el Anuario Estadístico de 1952, se indica un aumento del 2% para el año 51 y 52.

Al mismo tiempo conocemos el dato demográfico proporcionado por la Dirección Nacional de Estadística del Ministerio de Hacienda, para el distrito de Pativilca correspondiente a los años 1951 hasta 1955, de modo que podemos calcular el porcentaje respectivo .

	1951	1952	1953	1954	1955
NACIMIENTOS :	773	777	865	869	938
DEFUNCIONES :	204	233½	237	199	237
AUMENTO POB :	569	544	628	670	701=3,112 habit.

En el distrito de Pativilca:

1940: 10, 745 hab.

1951: 10, 745 x 141.6% = 15,430 Hab.

1951 a 1955 : Demografía = 3,112 "

1955 : 18, 542 Habitant.

La relación en porcentaje de Huaricanga, con respecto a Pativilca, es:

10, 745 hab.- 100 % ..... X = 0.93%

100 - X

Luego la población de Huaricanga, en 1955, será :

0.93% x 18, 542 = 173 hab.

Con el método aritmético para el cálculo del aumento de la población conociendo los datos de 1940 y 1955, obtenemos la población de Huaricanga para dentro de 25 años, 1981 ..... 303 habitantes, con la cual trabajaremos.

c).- Hidrografía.- El Valle de Fortaleza está atravezado por el río del mismo nombre, que tiene una longitud de 75 kilómetros, presentando como característica ser torrentoso en su curso superior formando en Trinchera, una quebrada, una especie de cañón. Su curso inferior comienza en la desembocadura con el Huaricanga, terminando en esa zona, caudaloso. La formación del cañón impide que las tierras se inunden al aumentar su caudal.

El río Fortaleza no es como el Pativilca, el cual se forma mediante afluentes permanentes, sino por el contrario, por la acción de arroyitos de poca importancia y precipitación en las zonas altas. Como la mayoría de los ríos que presentan este origen, tiene un volumen variable, creciendo en época de lluvias. En tiempo de sequía, baja considerablemente, pero sin llegar a secarse. Sin embargo, su caudal es insuficiente para el regadío de su valle. En esa época, el río Pativilca dá parte de sus aguas para ayudar al valle Fortaleza. Un afluente del río Fortaleza es el que se denomina riachuelo del Choque o Jusquillas (Junquillas).

No se tiene datos oficiales ni estudios que determinen su descarga media, siendo el Pativilca el más conocido y estudiado, sin embargo no podemos tomar ni a éste ni al Santa como comparación, por ser muy grandes en relación con el Fortaleza, por lo que aceptaremos los estudios realizados en el río Chancay, que tiene como descarga media un volumen de 17 .208 metros cúbicos por segundo.

Para el Río Pativilca se tiene los siguientes datos:

Caudal máximo en marzo:	166, 535	metros cúbicos/segundo
Caudal mínimo en agosto:	11, 383	" " "
Descarga media:	51, 544	" " "
Area de su cuenca:	5, 287	Hectáreas
Sup. irrigada por caudal:	23, 200	"

Según el Anuario Estadístico del año 1952, se obtuvo como descarga media 41, 347 metros cúbicos/segundo.

Es interesante anotar el siguiente dato referente a la humedad atmosférica:

Humedad relativa	: 87 %
Evaporación en 24 horas	: 2.2 mm.
Lluvia total caída	: 7.4 mm/m^2.
Nubosidad	: 5/8.

que nos servirá para poder determinar la necesidad de construir obras de arte para atravesar los cursos de agua en las quebradas y la importancia y magnitud de ellas.

d).- Producción.- Casi exclusivamente, por tratarse de un valle de costa, es la agricultura, de ahí que sea de gran importancia conocer la superficie cultivada y el rendimiento de las tierras, siendo la producción, función del área aprovechable en terrenos de cultivo. Para nuestros efectos de cálculo, vamos a aceptar que todo el terrenoo será cultivado en el término de los 25 años que pondremos como plazo útil de uso de nuestra carretera.

Fuentes de Información.- Con relación a las áreas de cultivo se ha logrado encontrar dos fuentes de información que detallaremos

para luego sacar las conclusiones en que basaremos nuestros cálculos (Véanse Cuadros N° 1 y 2).

Se obtiene como total del Valle Fortaleza, adoptando para seguridad de nuestro cálculo el mayor valor obtenido:

Area Cultivable : 2,439.49 Ha .
Area Cultivada : 1,866.80 Ha .
Area Eriaza : 231.38 Ha .

Luego el área de nuestro trabajo será: 4,306.29 Ha . mientras que el total que obtenemos mediante la segunda fuente de información era sólo de 3,366.69 Ha .

2.- JULQUILLAS.-

a).- Descripción.- El caserío de Julquillas pertenece, según las últimas informaciones que se hicieron posteriormente al censo de 1940, al distrito de San Pedro (Villa de Copa), en la provincia de Bolognesi, departamento de Ancash. Pertenece a la zona Militar del Norte y al Distrito Judicial de Ancash. Se encuentra la población de Julquillas o Junquillas, al margen derecho del riachuelo Julquillas o Choque que, como dijimos, es un afluente del Río Fortaleza, siendo la Quebrada de Junquillas secundaria mientras que la del Río Fortaleza es la quebrada principal. La provincia de Bolognesi se divide en 15 distritos, ocupando el primer lugar dentro del Departamento, sin embargo, nuestra localidad es pequeña y su clima corresponde mas bien a zona más costera que de sierra. Bolognesi, es la provincia más quebrada del Departamento.

La altitud sobre el nivel del mar, de Julquillas, es de 210 metros. Según "Diagramas Viales del Departamento de Planeamien-

to de la Dirección de Caminos del Ministerio de Fomento, Edición 1956", tiene 6 kilómetros de trochas carrosables. Por otra parte, el Departamento de Demografía del Ministerio de Hacienda, dispone de un croquis enviado por el Gobernador del distrito de San Pedro (Villa de Copa) que da una distancia de 10 Kms. de trocha carrosable desde la carretera que conduce a Huaraz, descompuesta de la siguiente manera:

De Carretera a Tranca	:	4 Kms.
De Tranca a Higueras	:	2 "
De Higueras a Pintamonos	:	2 "
De Pintamonos a Junquillas	:	2 "
		10 Kms. (Vésase Gráf. 2)

En la parte alta de la provincia de Bolognesi, a 4,000 m.s.n.m., en la pampa de Lamas (o La Pampa) de 40 Km. por 8 Kms. de superficie, se tiene toda una zona de gran posibilidad para la ganadería o granja modelo por los dilatados pastisales que posee.

b).- Población.- Según el censo de 1940: 19 familias y 79 habitantes. De acuerdo al resultado del mismo censo, la provincia de Bolognesi, a la que emplearemos como relación para determinar la población de Julquillas, tenía en 1940: 29, 414 habitantes, de los cuales 9,401 corresponden a la zona urbana y 17,474 a la zona rural (64,02% de la población total).

Los resultados obtenidos en otros censos, dan los siguientes valores:

1862	18,541 hab.	
1876	17,288 "	disminuyó: 6%
1940	29,414 "	aumentó : 55 % en 63 años.

En toda la Provincia hay una gran emigración y al mismo tiempo un alto grado de mortalidad. La emigración es limitada precisamente por la falta de buenas vías de comunicación, la casi inexistencia de industrias aunada a una lánguida actividad comercial. La mayor parte de los inmigrantes son costeños negociantes, muchos de ellos con enfermedades infecto-contagiosas que hace mas desolado el panorama de la región, pero que prefieren la zona por su inmejorable clima. En un trabajo monográfico reciente (1954), se indica la falta de boticas y el empleo de procedimientos primitivos de curación que provocan la mortalidad y acelera la miseria del bajo bajo pueblo que vive en la ignorancia; hay también un reducido número de matrimonios. El mismo trabajo dá un cálculo al año 1954 de 32,000 habitantes con una densidad en los 4,425 Km^2 de 6.65 hab/Km^2. El aumento de población en 14 años es de 2,586 hab. Siguiendo el mismo método aritmético utilizado para el caserío de Huaricanga, obtenemos para Julquillas, en 1981, un total de 232 habitantes, que emplearemos en nuestro cálculo.

c).- Hidrografía.- A pesar de estar enclavada judicialmente dentro de una provincia serrana, su situación geográfica es netamente costera, por lo que la producción que hemos logrado reunir correspondiente a la provincia de Bolognesi, que daremos muy superficialmente, no va a poderse tomar en cuenta, sino por el contrario considerar la producción muy similar a la de la provincia de Pativilca, que es de costa.

Es un valle de lluvias escasas, de ahí que haya escasez de agua de regadío, lo cual se logra tomando las aguas del río Julquillas que es de caudal reducido, dependiendo de las fuertes lluvias en la zona alta de la misma provincia.

Dentro de Bolognesi, es importante la laguna de Yanacocha en Ocros, de la cual se ha hecho el Estudio, Proyecto y Presupuesto para su represamiento y desague (Diario "El Comercio" 7 de setiembre de 1934).

d).- Clima.- En las quebradas costeras de los ríos Fortaleza, Pativilca y Ocros, es caluroso por su poca altitud. Llueve en la sierra en Enero, Febrero y Marzo, aumentando sus aguas los cursos y los caminos se hacen intransitables. No son bruscos los cambios de temperatura, habiendo granizadas fuertes de vez en cuando, con rocíos frecuentes. Asimismo, y siempre en la sierra de la Provincia, de Julio a Setiembre los días son calurosos, las noches muy frías (glaciales), lluvias raras, vientos fuertes, con heladas que destruyen los sembríos.

e).- Producción.- Decíamos que Julquillas estaba considerado como zona de costa, por lo tanto su producción es análoga a la costa, dentro de la provincia hasta 90 Kms. de la quebrada de Pativilca y 50 Kms. de la Fortaleza. Al hablar de Huaricanga, por lo tanto, por tratarse de un valle de semejantes condiciones climatéricas y de altitud, se ha tomado toda la producción dentro de un mismo grupo.

- o -

CAPITULO TERCERO

ESTUDIO ECONOMICO
PARA DETERMINAR LAS CARACTERISTICAS

Vamos a hacer un estudio económico que justifique la inversión que la construcción de la carretera significa, de modo de conocer tanto la producción de la zona como las posibilidades futuras, asi como la asimilación de los productos de las zonas adyacentes para traficarlos por nuestra carretera.

Para los efectos del estudio, en lo referente a la capacidad de la vía, suponemos que íntegramente la producción de Julquillas y la de Huaricanga, se desplaza por la carretera. De modo que la producción que nos servirá de base para nuestro estudio, será la total de las dos localidades, tomando en consideración su simil en tierras, climatología y naturalmente en producción por estar en zonas de características semejantes.

1.- VOLUMEN DE PRODUCCION.

Para el cálculo de los rendimientos, se ha determinado el que corresponde a la provincia de Bolognesi, pero sólo para la altura comprendida entre los 600 y 4,000 metros s.n.m. De modo que tendremos que asimilar a nuestra solución los datos que nos proporcionara el Servicio Cooperativo Interamericano de Producción de Alimentos (SCIPA) y el Ministerio de Agricultura para el valle de Pativilca, que equivale a condiciones de altura, clima y suelo semejantes al valle materia de nuestro estudio, además del fenómeno ya explicado al tratar de Huaricanga, que el río Pativilca, en época de bajo caudal del Fortaleza, propor-

ciona parte de sus aguas al Fortaleza.

Consideraremos para nuestros cálculos de producción futura el área mayor, que es dato proporcionado por el Ministerio de Hacienda (Al efecto véase los Cuadros N°s. 3 y 4).

NOTA.- En la provincia de Bolognesi, en la zona alta, hay producción de minerales y flora natural que podría movilizarse, previa construcción de un ramal posterior que pudiera unir los centros de producción de la zona alta con nuestra carretera. Sin embargo, no vamos hacer esta consideración por cuanto ese desplazamiento de minerales y productos vegetales significaría la necesidad de un nuevo estudio para una carretera de mayor capacidad. Simplemente, para que se interese tratar sobre la Provincia en fecha posterior, vamos a indicarles la riqueza mineral que alberga la provincia, en gran cantidad, quesólo espera la movilización de capitales y las vías necesarias.- **Minerales:** Plata, en Ocros y otros distritos; Cobre, en Cajacay, Ocros, etc.; Oro en Chiquián; Plomo en Aquia; Hierro en Aquia, Huasta; Zinc en los distritos de Aquia, Chiquián; Manganeso en ellos mismos; Carbón, el más abundante en toda la Provincia, en sus variedades de hulla y antracita; además yaci - mientos de Arsénico, Antimonio, piedra caliza, yesera. **Flora:** No es uniforme en la región, hay zonas tropicales, templadas y frías. En la costa, los últimos contrafuertes son de tierra arenosa, sin vegetación; sólo en invierno, con las garúas, se cubren de paja, grama y maicillo para forraje de animales. En el valle de

Fortaleza hay vegetales en forma exhuberante por el clima cálido, por que hay agua y los cerros adyacentes están desolados. Las plantas silvestres de la costa son: algarrobo, carrizo, caña brava, huarango y otros. En la relación de plantas cultivadas, podemos mencionar: máiz, frijoles, pallar, camote, yuca, maní, zapallo, algodonero, ají, melón, sandía , garbanzo, caña de azucar, lucma, palta, chirimoya , guanábano, guayabo, pacae, pepino, granado, plátano mango, higuera, peral. En la sierra: Plantas medicinales silvestres y cultivadas, industriales cultivadas, alimenticias silvestres y cultivadas, frutales cultivadas (pocas), forrajeras, ornamentales silvestres y cultivadas, tóxicos para medicina casera.

Fauna: Es heterogénea con existencia de mamíferos, aves, reptiles (silvestres). Entre los domésticos , todos los conocidos.

- o -

C U A D R O N° 1

REFERENCIA:

MINISTERIO DE HACIENDA.- Servicio de Contribuciones.- Catastro Nacional.

Precios Rústicos. Año 1946 (Ing. Meneses).

ZONAS DE CAMPIÑA

PROPIEDAD	NOMBRE FUNDO	CLASE DE CULTIVO	AREA TOTAL DE CULTIVO	AREA CULTIVADA	AREA ERIAZA	Ha.
CAUCE: "LA QUEBRADA" JULIO 1946.						
SOC.AGRIC. PARAMONGA. LTDA.	LA QUEBRADA	C.A.y P.		189.30 90.00 150.00	31.38	
			625.29	429.30	31.38	Ha.
CAUCE Y ASEQUIA COMUNAL DE HUARICANGA.						
21 PROPIETARIOS	VARIOS	Panllevar Pastos Monte	83.50 8.00 18.00	89.50 7.00 4.00	1.00	Ha.
			109.50	100.50	1.00	Ha.
Communidad de Huaricanga.						
13 PROPIETARIOS	HUARICANGA	Panllevar Monte	11.00 12.00	18.00 5.00		
			23.00	23.00		
CAUCE DEL RIO FORTALEZA.						
6 PROPIETARIOS	VARIOS	Panllevar	57.00	235.50		
		Pastos	54.00	156.00		
		Monte	372.00	498.00	9.00	
		Lino	105.90	4.50	15.00	
		Arroz	106.80	6.00	21.00	
		Gramalote	600.00	45.00	120.00	
		Yuca		3.00		
		Maiz		84.00		
		Pastos Naturales		30.00		
		Caja del Río		75.00		
			1,295.70	1,137.00	166.00	Ha.

Se obtiene como totales para el valle Fortaleza:

AREA DE CULTIVO	:	2,053.49 Ha.
AREA CULTIVADA		1,689.80 "
AREA ERIAZA		198.38 "
		3,941.67 Ha.

CRUCE DEL RIO JULQUILLAS.

18 PROPIETARIOS	VARIOS	Panllevar	83.00 Ha.	114.00 Ha.	
		Pastos	111.00	51.00	
		Arroz		12.00	33.00
		Varios	192.00		
			386.00 Ha.	177.00 Ha.	33.00 Ha.

Por consiguiente, el total para Julquillas será:

AREA DE CULTIVO	:	386.00 Ha.
AREA CULTIVADA	:	177.00 "
AREA ERIAZA	:	33.00 "
		596.00 Ha.

EN TOTAL PARA EL VALLE "FORTALEZA" (INCLUSO JULQUILLAS)

AREA DE CULTIVO	:	2,439.49 Ha.
AREA CULTIVADA	:	1,866.80 Ha.
AREA ERIAZA	:	321.38 Ha.
AREA APROVECHABLE	:	4,306.29 Ha.

- o -

C U A D R O N° 2

REFERENCIA:
Proporcionado por la Sección Catastro del Ministerio de Fomento y Obras Públicas (Ing. V. Vizquerra).

VALLE FORTALEZA

PLANOS	PROPIETARIOS	A.CULTIVADA	A.SIN CULTIVO	A. TOTAL Ha.
N° 1:				
	Hda.C° Blanco y La Quebrada	1,000.80	1,120.96	2,121.76
N° 2:				
	Martín Muenda	3.30		
	Zacarías Sulca	4.40		
	Andrés Santiago	6.25		
	José Espinoza	7.10		
	Severo Vargas	4.15		
	María Pardo	2.85		
	Felipe Ulloa	3.70	0.80	
	Carlos Reyes	4.00	0.50	
	Hermelinda Sotelo	3.50		
	Luisa Sánchez	4.75		
	Porfirio Soto	1.75		
	Hermanos Mendoza	0.52		
	Felipe Aguilar	1.90		
	Angélica Espinoza	4.95		
	Beneficencia	12.05		
	Communidad de Huarcay	6.27	7.65	13.92
	Felix Ulloa	1.60		
	Angélica Espinoza	4.00		
N° 3:				
	Angélica Espinoza	1.60		
	Luisa Sánchez	0.75		
	Felipe ULLoa	1.83		
	Gerarddo Bustamante	3.50	1.30	4.80
	Eugenio Vargas	14.45	1.10	15.55
	Hilario Trujillo	1.20		
	Leonor Bazán	2.62		
	Felícitas Lav.	1.70		
	Luisa Sánchez	1.12		
	Felícitas Lav.	2.90		
	Felipe Ulloa	3.40		
	Zacarías Sulca	5.06		
	Felipe Ulloa	7.30		
	José Espinoza	1.92		
	Luis Avendaño	1.53		
	La Villa. Dr. C.Valcárcel	49.00	11.35	60.35
	Cutatambo	21.55	29.57	51.52
	El Sauce	117.85	186.61	304.46
	El Toro	3.10	18.24	21.34
	Totopón	10.78	16.43	27.21
	Fundo Anita	84.35	556.83	641.18

OBTENEMOS UN TOTAL DE: AREA CULTIVADA..... 1,415.35
AREA SIN CULTIVO..... 1,951.34

3,366.69 (Diferente al dato que obtuvimos del Ministerio de Hacienda - Cuadro N° 1).

C U A D R O N° 3

REFERENCIAS:
Datos obtenidos mediante cálculos propios, basados en la información dada por el SCIPA para el Valle de Pativilca (Cuadro N° 4) y el Boletín del año 1954 proporcionado por la Dirección de Economía Agropecuaria, del Ministerio de Agricultura.

VALLE DE HUARICANGA

CULTIVOS	%	SUPERFICIE Ha.	RENDIMIENTO T.M.p. Ha	PRODUCC. T.M.	PRECIO S/.p.T.M.	VALOR S/.p.T.M.
Arroz	0.32	5.41	2.72	15.04		
Lino	0.21	3.55	2.00	7.10		
Gramalote	2.10	35.48	26.00	922.48		
Yuca	0.08	1.35	9.00	12.15		
Maiz	10.70	180.81	1.96	354.39		
Pastos	43.68	738.10	20.00	14,762.00		
Algodón	9.00	152.08	1.68	255.49		
Vid	0.13	2.20	5.00	11.00		
Frijol	6.20	104.77	1.10	115.25		
Frutales	0.03	0.53	20.00	10.60		
Plátanos	1.15	19.43	10.00	194.30		
Arvejas	0.60	10.13	0.95	9.62		
Camote	1.90	32.12	7.20	231.26		
Hortalizas	7.30	123.36	13.00	1,603.68		
Cebada	0.20	3.38	1.00	3.38		
Papa	2.00	33.78	6.70	226.33		
Caña	10.00	168.98	91.92	15,532.64		
Trigo	2.40	40.56	1.00	40.56		
Tomate	2.00	33.78	7.00	236.46		
	100.00 %					

SUPERFICIE SEMBRADA : 1,689.80
SUPERF. POR SEMBRAR : 2,251.87

3,941.67

VALLE DE JULQUILLAS

Arroz	6.80	12.03	2.72	32.72
Pastos	28.80	50.98	20.00	1,019.60
Frijol	9.20	16.28	1.10	17.91
Camote	4.90	8.67	7.20	62.42
Maiz	30.57	14.69	13.00	190.97
Hortaliza	8.30	8.85	6.70	59.30
Papa	5.00	54.11¾	1.96	100.06
Trigo	3.40	6/02	1.00	6.02
Tomate	2.00	3.54	7.00	24.78
Frutales	1.03	1.83	20.00	36.60
	100.00%	177.00		1,556.38

TOTAL DE AREA SEMBRADA: 177 Hectáreas
AREA POR SEMBRAR : 419 Hectáreas

596 Hectáreas.

C U A D R O N° 4

REFERENCIA :

Proporcionado por el Servicio Cooperativo Interamericana de Producción de alimentos (SCIPA)

VALLE DE PATIVILCA

CULTIVOS	SUPERFICIE Has.	RENDIMIENTO POR Ha.	PRODUCC. T.M.	PRECIO S/. p. T.M.	VALOR S/. p. T.M.
Algodón planta	894.30	35 qq		5,543.48	
Algodón soca	638.24	30 "		5,543.48	
Caña	4,200.31	91,915 T.M.		77.00	
Vid Indistrial	57.00	5,000 Kg.		2,000.00	
Maiz	482.33	1,960 "		1,511.74	
Frijol	571.66	1,100 "		3,500.00	
Arveja	56.76	950 "		3,500.00	
Camote	176.01	7,200 "		620.00	
Papa	7.00	6,050 "		1,262.50	
Yuca	74.75	9,000 "		1,600.00	
Frutales	23.00	20,000 "		5,160.00	
Plátanos	100.60	10,000 "		1,710.00	
Vid	67.60	5,000 "		2,000.00	
Ají	76.50	1,200 "		10,000.00	
Choclo	8.75	2,610 "		700.00	
Tomate	13.50	7,000 "		2,000.00	
Hortalizas	675.03	13,000 "		1,000.00	
Alfalfa	797.51	12,500 "		200.00	
Chala	79.15	28,000 "		100.00	
Gramalote	196.57	26,000 "		100.00	
Sorgo	4.00	1,150 "		100.00	
Otros pastos	21.00	20,000 "		100.00	
Cebada	5.50	1,000 "		1,095.43	

TOTAL CULTIVADO EN EL AÑO	:	9,227.07
SUPERFICIE DE CULTIVO	:	9,235.70
INCULTIVABLE	:	2,156.05
SUPERFICIE TOTAL	:	11,391.75

PROVINCIA DE BOLOGNESI

Cebada	2,000.00	900 Kgs.		1,100.00
Papa	3,000.00	6,700 "		1,260.00
Maiz	2,200.00	1,400 "		1,500.00
Trigo	1,850.00	1,000 "		1,300.00

2.- CARACTERISTICAS APROXIMADAS PARA LA CARRETERA DE NUESTRO PROYECTO.

Para ello nos parece conocer el desenvolvimiento económico de ambos pueblos a unir y, de ser posible, de las localidades o campiñas que pueda recorrer. Al efecto hemos logrado datos que nos permitirán conocer el consumo en ropas, comestibles, combustibles para el movimiento de los vehículos, y luego conocer el consumo anual por población y por las industrias. Lograremos establecer el tonelaje total. Lo haremos primero separadamente para unir finalmente los valores obtenidos.

HUARICANGA.

Consumo.- Tomando por persona un consumo aproximado de 2.00 kilogramos que lo vamos a repartir en:

Azucar	0.100	kilogramos	diarios	por	persona	0.100 Kg.
Café	0.050	"	"	"	"	0.050 "
Grasas	0.300	"	"	"	"	0.300 "
Harinas	0.350	"	"	"	"	0.350 "
Abarrotes						1.200 "
TOTAL : en Kg. por persona y por día						2.000 "

Ropa.- Tomando en cuenta entre otras:

Tintorería.

Calzado.

Herramientas.

Cerrajería.

Vamos a aceptar por persona y por mes un total de 4 Kilogramos o sea reduciendo a consumo diario..... 0.140 Kgs. por persona y por dia.

Combustibles.- Los más indispensables:

Petróleo : 5 galones diarios (880 Kg/m^3)

Gasolina : el 50 % del consumo de petróleo (680 Kg/m^3)

Kerosene : $\frac{1}{4}$ de litro por persona (820 Kg/m^3)

Suponiendo que en la zona trabajan 10 tractores (dato q. está muy similar al proporcionado por la Sub-Dirección de Economía Agropecuaria del Ministerio de Agricultura, con el rubro "Distribución de los tractores en el Perú"), tendremos un consumo de petró - leo de 5 gln. x 10 = 50 galones diarios.

En 20 días de trabajo mensual hace un total de 1000 galones al mes, o sea 12,000 galones anuales.

Aceptando el porcentaje del 50% para la gasolina, se tendrán 6,000 galones anuales.

En peso se tiene:

Gasolina: 6,000 x 3.785 lts. x 0.68 Kg/lto.= 15,443 Kl/año

Petróleo: 12,000x 3.785 lts. x 0.88 Kg/lto.= 39,970 Kl/año

Consumo diario por persona:

Comestibles :		Kg. 2.000
Ropa y otros:		Kg. 0.140
Kerosene	: 0.250 x 0.82	Kg. 0.205
		Kg. 2.345

Consumo anual :

2.345 x 360 = 842 Kg. por persona

Consumo anual de las poblaciones:

Huaricanga : 842 x 303 hab. = 255 toneladas.

Julquillas : 842 x 232 hab. = 196 "

Consumo Industrial (para el transporte)

De la consideración y datos proporcionados en los Cuadros 1 y 2 determinaremos una área total de 4,537.67 ha. para los dos valles, lo que equivale en porcentaje:

$$\text{Huaricanga} = \frac{3{,}941.67 \times 100}{4{,}537.67} = 87\ \%$$

$$\text{Julquillas} = 100\ \% - 87\ \% = 13\ \%$$

Peso del consumo Industrial:

Huaricanga = 55,413 Kg/año x 0.87 = 48,209 ton/ año

Julquillas = 55,413 Kg/año x 0.13 = 7,204 ton/año

Tonelaje total.

Nos servirá para conocer el volumen de tránsito de la carretera, luego de determinar el movimiento de pasajeros. Aceptando que un 20 % de la producción se queda en la zona para consumo de la población, pérdidas de transporte, almacenamientos y otros factores. La producción total en la actualidad puede verse aumentada en un futuro que esté de acuerdo con las posibilidades de nuestra carretera, de manera que las tierras cultivables y que en la actualidad no están siendo utilizadas deberán tenerse en cuenta.

En los 1,689.8 Hectáreas en actual cultivo se producen 34,544 toneladas.

Las tierras que pueden utilizarse en un futuro son 2,251.87 Hectáreas. Luego, la producción futura total de HUARICANGA, dentro de los 25 años de nuestro estudio podrá llegar a calcularse aproximadamente según la siguiente simple relación:

Si en 1,689.8 ha producido 34,544 Ton.

en 2,251.87 se producirán X Ton.

X = 45,995 Ton. que constituyen el futuro aumento de la región. Por lo tanto podemos considerar una producción total de:

45,995 + 34,544 = 80,539 Toneladas/año.

Lo que se movilizará en Huaricanga será:

Producción	: 80,539 x 80 %	= 64,431	Toneladas/año.	
Consumo	:			
Industrias	:	48	"	"
Comestibles	:	255	"	"
	Tonelaje para Huaricanga	= 64,734	Toneladas/año.	

Lo que se moviliza desde Julquillas:

Producción	: 5,244 x 80 %	= 4,195	Toneladas/año.	
Consumo	:			
Industrial	:	7	"	"
Comestibles	:	196	"	"
	Tonelaje para Julquillas	= 4,398	Toneladas/año.	

Cálculo del número de vehículos necesarios.- Huaricanga.

Para el transporte de carga.- De una localidad a otra considerando un promedio de camiones de 5 toneladas de capacidad, que aproximadamente es de tipo que se emplea en las carreteras de ingreso a la sierra, necesitaremos un total de:

64,734 : 5 = 12,947 camiones al año.

Aceptando que cada camión equivale a 3 automóviles, ya que la capacidad de tránsito de un camino se toma según el número de autos que por él transitan, se tiene:

12,947 x 3 = 38,841 automóviles/año necesarios para el transporte de carga.

Para el transporte de pasajeros.- Tomando en cuenta y aceptando que el desplazamiento se realice de una localidad a otra, sólo en un 20

% de la población. Como cada auto tiene una capacidad de 5 pasajeros.

303 x 20 % = 60.6 = 60 pasajeros diarios

ó lo que es lo mismo: 60 x 360 = 21,600 pasajeros al año.

lo que traducido a automóviles dá:

21,600 : 5 = 4,320 automóviles al año.

Por consiguiente tenemos para HUARICANGA un total de :

38,841 +
4,320

Para HUARICANGA TOTAL: 43,161 automóviles/año.

JULQUILLAS.

Siempre considerando lautilización de camiones de 5 toneladas de capacidad, el número de ellos lo determinamos según el concepto seguido para Huaricanga.

Para el transporte de carga.

4,398 ton. : 5 = 879 aproximad. 880 camiones/año.

que equivale a: 880 x 3 = automóviles/año

Para el transporte de pasajeros.

Tomando en cuenta que el 20 % de su población se moviliza por la carretera, se tendrá:

232 x 20 % = 46.4, aproximadamente 46 pasajeros diarios

o sea 46 x 360 = 16,560 pasajeros/año.

Que traducimos en número de autos, considerando las cin-

co personas de capacidad promedio de un automovil:

16,560 : 5 = 3,312 autos al año.

Determinamos asi el total de automóviles que por año se desplazarán desde Julquillas, que representa el Volumen de Tránsito.

2,640 + 3,313 = 5,952 automóviles/año.

PARA JULQUILLAS TOTAL : 5,952 automóviles/año.

3.- ANALISIS DE LA SITUACION.

De no existir un trazo de mayor preferencia, sólo tendríamos necesidad de los cálculos ya hechos, pero hemos hablado al iniciar este trabajo, que nuestra carretera variará sustancialmente sus características al incrementar su capacidad y volumen de tránsito con los automóviles que se desplazarán en el tramo entre el abra a 180 metros y Huaricanga, y siguiendo su ruta hacia Huaraz, y recíprocamente en dirección a la Carretera Panamericana.

Carretera Huaraz-Pativilca.

Hemos logrado obtener el volumen de tránsito de esta carretera, con datos proporcionados por la División de Conservación de la Dirección de Caminos del Ministerio de Fomento y Obras Públicas, que indican lo siguiente, para el año 1954:

Automóviles:	300	vehícul./mes	x 12 =	3600	veh./año.....	3600	Aut/año		
Camionetas :	220	"	" x 12 =	2640	"	"	2640	"	"
Camiones :	425	"	" x 12 =	5100	"	" .x3(aut)	15300	"	"
Omnibuses :	210	"	" x 12 =	2520	"	" x3(aut)	7560	"	"
VOLUMEN CARRETERA HUARAZ-PATIVILCA ..... TOTAL:							29.100	"	"

Vamos a aceptar un aumento para el período de nuestro estudio y vistas las posibilidades de la región, que el número indica-

do sufra un aumento del 40 %, ; ésto, pensando en la mayor aceptación que dia a dia va logrando el desplazamiento de los sistemas rudimentarios de transporte que aún se sigue en nuestras vías de sierra, por camiones que conservan el tonelaje que hemos indicado. Este aumento está tomado con exceso, ya que debemos considerar que más vale considerar un aumento mayor que el estrictamente necesario que aumentará su costo inicial que no nos obligará a un ensanche del trazo en un plazo menor que el estipulado.

Por lo expuesto, consideramos un volumen de tránsito correspondiente a la Carretera Huaraz-Pativilca de 29,100 x 40 % = 116,400 automóviles/año.

Conocido el número de automóviles que transitan de una localidad a otra, además del correspondiente al tránsito por la carretera Huaraz-Pativilca, estamos en condiciones de conocer el volumen de tránsito máximo que alcanzará con bastante aproximación en los 25 años de nuestro diseño.

Correspondiente a HUARICANGA...	43,161	automóviles/año.	
" " JULQUILLAS...	5,952	"	"
Carretera Huaraz-Pativilca.....	116,400	"	"
Volumen total	165,513	"	"

El volumen medio diario = $\frac{165,513}{365}$ = 454 automóviles/día.

Por lo tanto el volumen máximo (horario) se obtiene aproximadamente multiplicando el volumen medio diario por el factor 0.254 y obtenemos:

Volumen horario máximo = 454 x 0.254 automv./hora.

NOTA.- De acuerdo a los datos proporcionados por el Servicio Cooperativo de Producción de Alimentos (SCIPA), pudimos asimilar

la producción del valle de Pativilca al de la zona expresa de JULQUILLAS, considerando una relación de porcentajes que damos en el cuadro que precede:

PRODUCTOS	%	SUPERFICIE Ha.	RENDIMIENTO Tn/Ha.	PRODUCCION Tn.
Arroz	6.80	12.03	2.72	32.72
Pastos	28.80	50.98	20.00	1,019.60
Frijol	9.20	16.28	1.10	17.91
Camote	4.90	8.67	7.20	62.42
Hortalizas	8.30	14.69	13.00	190.97
Papas	5.00	8.85	6.70	59.30
Maiz	30.00	54.11	1.96	106.06
Trigo	3.40	6.02	1.00	6.02
Tomate	2.00	3.54	7.00	24.78
Frutales	1.03	1.83	20.00	36.60
		177.00		1,556.38

Tenemos entonces el rendimiento anual, que es de 1,556.38 Toneladas. Vamos a aceptar que durante los 25 años próximos de nuestro trazo se pueda lograr el aprovechamiento de las 419 hectáreas disponibles.

Establecemos la misma regla de tres que indicamos para Huaricanga:

Si en 177 Has. se producen 1,556.38 Ton.

en 419 Has. se producirán X Ton.

obteniendo por consiguiente: X = 3,688 Toneladas que representa el futuro aumento de la región. La producción total en Julquillas, dentro de 25 años, puede ser de :

1,556 + 3,244 Toneladas = 5,244 Toneladas/año.

4.- ANCHO DE VIA.

El volumen horario máximo nos sirve inicialmente para determinar la primera característica del camino, ya que el límite de los caminos de una sola trocha es de 5 automóviles por hora, mientras que en nuestro caso tenemos una cantidad mucho mayor. No nos conviene tampoco aumentar grandemente las características de nuestra carretera, por lo que adoptaremos como valor aceptable el de DOS TROCHAS, para la cual indican las normas, una cantidad de 2,000 automóviles por hora a la velocidad promedio máxima de 48 kilómetros por hora.

Para la consideración del estudio inicial hemos adoptado un ancho de pista de 7 metros, que puede variar según los estudios posteriores que hagamos.

5.- OTRA FUENTE DE INFORMACION.

Conviene transcribir otra fuente de información que nos sirvió para calcular el aspecto económico de la producción; es la siguiente:

ANALES DEL CUERPO TECNICO DE TASACIONES DEL PERU

ARANCELES DE AREAS RUSTICAS 1953-1954

VALLE DE FORTALEZA

Zona Alta

Primera Categoría.-

Se encuentran ubicados entre los Km. 30 y 45 de la Carretera Panamericana y sobre la Carretera Pativilca-Huaraz. Son terrenos arcillo arenosos, profundos, planos y de buena calidad. Riegos

sólo en época de abundancia (7 meses), muy escaso de agua en el estiaje. Cultivo dominante es el maíz con rendimiento de 17 sacos de 100 kilos. Valor es de S/o. 3,000.00 Ha.

Segunda Categoría.-

Situados a una distancia de 45 a 60 kms. de la Carretera Panamericana y sobre la Carretera Pativilca Huaraz. Suelos delgados, cascajosos, son secciones pedregosas, topografía accidentada. Riego sólo en época de abundancia del río (7 meses), muy escaso de agua en estiaje. Cultivo dominante, el maíz con 15 sacos de rendimiento. Valor S/o. 2,500.00 Ha.

Zona Baja

Primera Categoría.- En esta zona sólo puede clasificarse los terrenos en una categoría por su similitud. Se encuentran situados de 10 a 30 Km. de la Carretera Panamericana y sobre la Carretera Pativilca-Huaraz. Suelos profundos, arcillo-arenosos. Riego sólo en abundancia del río o sea durante 7 meses, muy escaso en estiaje. Cultivo dominante caña de azucar, rendimiento 80 toneladas métricas; frijol, 10 sacos de 100 kilos. Valor S/o. 6,000.00 Ha.

PROVINCIA DE BOLOGNESI

Río Fortaleza.-

Terrenos con riego permanente:

a) Cajacay y Hayllacán..... S/o. 2,500.00 Ha.

b) Terrenos de cultivo temporal..... " 800.00 Ha.

c) Terrenos de pastos naturales..... " 80.00 Ha.

CAPITULO CUARTO

LOS RECONOCIMIENTOS EFECTUADOS

1.- GENERALIDADES.

Nuestra finalidad es unir dos pueblos cuya diferencia de alturas es mínima, en comparación con la distancia que tenemos que recorrer. No tenemos problemas de altura, sino simplemente de longitud. A lo anterior agregaremos la utilidad de nuestra carretera, por lo que posiblemente se tenga que adoptar un trazo de mayor longitud que otro, por razón de cruzar zonas productoras, acercarse a lugares de importancia o a carreteras ya construídas.

En forma general, debemos tomar en cuenta el criterio económico, no solamente en lo que a producción se refiere, sino en su construcción y mantenimiento, de manera que tendremos que hacer un reconocimiento pensando en todos estos factores.

El método más adoptado para el reconocimiento de ruta sobre un plano dado consiste en recorrer sobfe las curvas de nivel, una abertura de compás que esté determinada por la pendiente promedio empleada y su distancia equivalente entre las curvas de nivel. No es conveniente hacer pendientes inútiles, alargando el trazo, ni introdurcirse en terrenos de posible cultivo o actualmente en producción, que generalmente son difíciles de drenar, eliminando zonas de producción, y posiblemente, por la bifurcación que en las zonas bajas se presentan de las aguas de escorrentía, con abundamiento de obras de

arte que, por tramos mas altos, pueden eliminarse o disminuirse. Las zonas de roca aumentan el costo de construcción del camino, pero puede en algunos casos considerarse que sus volúmenes son proporcionales a las longitudes, de manera de no influir decisivamente en nuestra elección.

2.- DESCRIPCION.- RECONOCIMIENTO DEL TERRENO

Tomando en cuenta todo lo anterior, se ha buscado una solución que satisfaga además Las Normas Peruanas para el Estudio de Carreteras, que dice en su Art. 2.12.04: "Las Pendientes medias máximas computadas en secciones de 10 en 10 Km. o menos de ascenso o descenso contínuo serán las siguientes:

ALTITUD	Ia. y 2a. CLASE	3a. y 4a. CLASE
0 - 1,000 m.	4.6 %	5.0 %
1,000 - 2,000 m.	4.2 %	4.6 %
2,000 - 3,000 m.	3.8 %	4.2 %
3,000 - 4,000 m.	3.4 %	3.8 %
4,000 - o más	3.0 %	3.4 %

Sin embargo, no vamos a hacer este reconocimiento con la pendiente que recomiendan las normas, por ser altas, y quizas tengamos que adoptarla en nuestro trazo definitivo, pero de ninguna manera en el reconocimiento, en previsión de las variaciones que tengamos que hacer después.

Otra consideración que tendremos en cuenta está dada por los artículos 2.12.07, "Cuando sea necesario vencer un fuerte desnivel, aunque no se requiere desarrollo articial, se evitará por regla general, las contrapendientes".- y 2.12.10, "En zonas muy lluviosas

o de difícil drenaje, se evitará los tramos a nivel, recomendándose un mínimo de 0.5 % ".

La zona presenta características diversas, desde el terreno de cultivo, hasta las más altas montañas.

Las abras que podemos aprovechar están a alturas que varían entre los 180 y los 750 m.sn.m. Así tenemos:

Abra I	a	650 m.
Abra II	a	450 m.
Abra III	a	180 m.

Vemos claramente que la I nos lleva a alturas inconvenientes que presentan el problema del trabajo en roca y se encuentran alejadas de zonas productoras que nos interesan cubrir; son dos factores: economía y utilidad que nos llevan a desechar esta abra como integrante de nuestra solución, ya que sólo cumple con la primera parte de las condiciones, o sea unir los dos pueblos.

Quedan para nuestro estudio las abras II y III por las que haremos dos de nuestros reconocimientos, ya que el tercero lo trataremos bordeando el cerro que circunda el abra II.

RECONOCIMIENTO I.-

Salimos de Huaricanga, a 237 metros y con ámplias curvas vamos descendiendo empleando pendientes mínimas en muchos tramos con el fin de favorecer el mejor desplazamiento de los camiones con carga que usarán la carreteras Asimismo, cuidamos de no buscar el trazo de las zonas de cultivo, sino bordeándolas en lo posible para no destruir las sementeras y zonas productoras, además de los inconvenientes ya anotados de drenaje.

Nuestra salida la efectuamos con un rumbo observado de S 17°55' W y luego de algunas variaciones siempre con rumbo SW o SE llegamos al punto 7 donde atravesaremos una abra de baja cota (180 m.s.n.m.) cambiando al rumbo al NE alternando sucesivamente de SW a NE hasta llegar al punto 11 en que los alineamientos solamente siguen el rumbo NE hasta el punto final: Julquillas.

De Huaricanga hasta el punto 7 hemos descendido con una pendiente promedio de 0.81 %, la que continúa hasta el punto 9, a partir del cual empieza a ganar altura hasta llegar al pueblo final, con una pendiente promedio de 0.767 %. En el cuadro respectivo indicamos los detalles de este reconocimiento.

Luego de esta consideración simple de pendientes y rumbos, procederemos a localizar los otros dos estudios, para hacer al final una comparación de las tres y escoger nuestro reconocimiento definitivo, para pasar al Estudio Preliminar.

RECONOCIMIENTO II.-

Bordeando el cuello Pinta Monos, vamos ganando altura para llegar al punto 12, a 340 metros, con una gradiente promedio de 2.23%. Empleando desarrollos, por lo accidentado del lugar, descendemos con una gradiente promedio de 2.3% hasta alcanzar nuestro punto final. Atravieza quebradas, que constituyen otras alcantarillas para el paso de las aguas de escorrentía, en número de 26.

La primera zona de nuestro trazo en general, a la salida de Huaricanga, está constituída por un material arenoso grueso mezclado con rocas eruptivas en descomposición, (dioritas y granodioritas), prosiguiendo con este tipo de material hasta el abra II, situada a los 450 metros en que ya es posible encontrar rocas graníti-

cas que en las partes bajas se encuentran desmenuzadas, formando particulas pequeñas que provocan polvo a su paso por ella.

Luego de bordear el cerro y en el camino hacia Julquillas, nos encontramos con zona rocosa descompuesta llegando, en su última zona, a tierras de cultivo.

Hace el recorrido con una distancia total de 12 kilómetros 658.6 metros, algo menor que el obtenido en el reconocimiento anterior de 13.871 Km.

RECONOCIMIENTO III.-

Con la misma naturaleza que el reconocimiento anterior, por atravezar zonas/de/cercanas costas sobre el nivel del mar, sale con un rumbo magnético observado de S 09°30'W, desplazándose ascendiendo desde su primer tramo con una pendiente promedio de 3.1% hasta llegar al abra II de nuestro plano a curvas à nivel, a 450 metros sobre el nivel del mar, y que presenta buena visibilidad para su paso a travez, de modo de llegar a Julquillas con desarrollos algo inconvenientes, y con una gradiente promedio de 5% algo alta que puede llegar a aumentar inclusive al hacer nuestros estudios preliminares y definitivos, de modo que tendríamos que hacer un estudio mas minucioso. La longitud obtenida en este tercer reconocimiento es el menor de las tres, 11,733 Km. con trabajos casi totalmente en roca granítica y descompuesta. Su recorrido es por zonas pedregosas y de gran inclinación, hallándose zonas áridas que hacen improductiva su construcción. Atravieza 22 quebradas que requieren igual número de obras de arte.

Como vemos, en las tres posibles soluciones, no hemos tra-

tado en momento alguno de seguir la línea recta ya que tendíamos que atravezar quebradas extremadamente altas que, con sus desarrollos, alargarían extremadamente el trazo, al mismo tiempo que en los sectores que tocaría no se hallan las tierras de cultivo productoras para justificar el trazo. Como veremos más adelante, las producciones exclusivamente de Julquillas y Huaricanga, no harían necesaria la inversión sino se atravesaran valles de producción mayor que permitan un trazo de mejor calidad.

Estamos entonces en condiciones de hacer una discusión de las tres soluciones, para escoger la que sea más conveniente a las posibilidades de la región, actuales o en un futuro no lejano.

En resumen, del estudio de las posibles soluciones, obtenemos:

RUTA	GRAD. MINIMA	GRAD. MAXIMA	GRAD. PROMED.	LONGITD.
1a. Solución	0.5 %	2.35 %	1. %	13.871.Km.
2a. "	0.5 %	3.00 %	2.3 %	12.659 Km.
3a. "	0.6 %	5.80 %	4. %	11.733 Km.

DIFERENCIA DE LONGITUDES.-

I es mejor que II en 1.212 Km.
I " " " III " 2.138 Km.
II " " " III " 0.926 Km.

CAPITULO QUINTO

RECONOCIMIENTO DEFINITIVO

1.- DISCUSION DE LOS RECONOCIMIENTOS.

RUTA III

Es la que salta primero a la vista al hacer la observación, ya que indudablemente acorta enormemente el camino, ascendiendo hasta el abra a 450 m., para luego descender hasta los 210 m. Hemos visto que es la solución que presenta menor longitud, teniendo como problema la fuerte pendiente con que tiene que hacerse el descenso, además del desarrollo necesario para llegar a la población, siendo, como es, una carretera para el paso de camiones de carga. Tampoco podemos olvidar que el trabajo que se requiere para su construcción en zonas de roca, aumentará considerablemente su costo, además de que en estas zonas altas existen mayor número de cursos de agua, que requieren la construcción de puentes o alcantarillas, según el caso, que acrecientan su valor.

RUTA II

Presenta la vista como defensa primordial para su aceptación, con una distancia algo mayor que la anterior, y con una hermosa visión panorámica, arquitectónicamente agradable, que podría convertir el trayecto, además de funcional, en una obra modelo en su tipo. El sector en que bordea al cerro, tiene facilidad de construcción de ámplias curvas que favorezcan la visibilidad, y sería ideal para una zona de turismo obligado, factor que no vemos en nuestro trabajo, que es netamente de transporte de productos, no queriendo signi-

ficar con ello que olvidaremos el factor belleza.

RUTA I :

Es, a nuestro parecer, la que presenta mayores ventajas tanto constructivas como de utilidad para los fines que se persi - guen. Hemos preferido utilizar la zona baja, de modo de disminuir las obras de arte, ya que en las faldas de los cerros, muchos cursos de agua se fusionan, sin bajar demasiado a tal punto de introducirnos en zonas de cultivo que presentan el problema de drenaje anotado, además del inconveniente de las divagaciones de las aguas en esas zonas bajas, cercanas al curso principal de agua (Río Fortaleza), que aumentarían su costo de mantenimiento.

Hemos aprovechado un abra a sólo 180 m. que tiene una doble finalidad. Pensemos que nuestra carretera no va a transportar unicamente los productos de un pueblo al otro y recíprocamente, sino que tiene que servir al mayor número de communidades que se encuentran en la zona adyacente. Y tampoco podemos olvidar, que si la naturaleza de nuestro estudio económico lo exige, nuestra carretera será de mejor calidad que la actual que conduce a Huaraz y que los camiones que circulan por esta ruta, puedan utilizar nuestro trazo que ofrecería ventajas constructivas grandes, aunque sólo sea en un tramo de 7 Km., mas o menos. Por otra parte, pasamos cerca a zonas netamente productivas, facilitando su movilización y aunque su longitud es mayor, que las otras soluciones, el movimiento de tie - rras será menor, y el material más trabajable, que compensaría y posiblemente mejoraría las condiciones de construcción.

No emplea pendientes excesivas, y cualquier variación que hagamos en nuestro Estudio Preliminar, no llegará a sobrepasar los

límites aceptados, tanto por las Normas, como por la experiencia diaria.

Salvo el sector comprendido entre el abra a 180 m. y la entrada al pueblo de Julquillas, en que tendremos que hacer algunos desarrollos y emplear más puntos de tangencia que los de las otras soluciones, el resto del kilometraje presenta la posibilidad de ámplias curvas con poco movimiento de tierras.

Lo anterior nos lleva a preferir esta ruta, como la mejor solución, pudiéndose hacer las verificaciones del caso en nuestro estudio económico. Todo parece indicar la no existencia de puentes, pero todavía en los pasos siguientes podremos dar una respuesta precisa a esta aseveración.

De modo que aceptada esta ruta, sólo nos queda trabajar en la ampliación de 1: 2000 para poder hacer el Estudio Preliminar.

- 0 -

REGISTRO DE RUTA

RECONOCIMIENTO I .

N° PI	LONG. T.	%	ANG. INFLEXION	RUMBO OBS.	COTAS CALC.	AL ORIGEN
PI_0(A)				S 17°55' W	237	
1	1218	-0.566	06° 55' D	S 24°50' W	230	1218
2	1000	-0.500	27° 30' I	S 02°40' E	225	2218
3	1000	-0.500	02° 40' I	S 05°20' E	220	3218
4	1000	-1.000	06° 47' D	S 01°27' W	210	4218
5	1000	-1.000	05° 25' I	S 03°58' E	200	5218
6	1000	-1.000	07° 58' D	S 04°00' W	190	6218
7	1073	-0.983	122° 20' I	N 61°40' E	180	7291
8	450	-0.670	121° 50' D	S 03°30' W	175.5	7741
9	560	0.555	111° 30' I	N 72°00' E	170	8301
10	375	0.562	99°00' D	S 09°00' E	172.5	8676
11	450	0.555	88° 30' I	N 82°30' E	175	9126
12	445	0.562	09° 20' I	N 73°10' E	177.5	9571
13	450	0.555	21° 20' I	N 51°50' E	180	10021
14	500	0.500	22° 00' I	N 29°50' E	182.5	10521
15	500	0.500	23° 00' I2	N 06°50' E	185	11021
16	820	0.610	31° 00' D	N 37°50' E	190	11841
17	430	2.325	23° 50' D	N 61°40' E	200	12271
B	1600	0.625			210	13871

REGISTRO DE RUTA

RECONOCIMIENTO II .

N° PI	LONG. T.	%	ANG. INFLEXION	RUMBO OBS.	COTAS CALC.	AL ORIGEN
A	-				237	
1	600	0.500	20° 20' D	S 24°30' W	240	600
2	1000	0.500	12° 25' I	S 12°05' W	245	1600
3	1000	0.500	16° 00' I	S 03°55' E	250	2600
4	333.3	3.000	07° 00' I	S 10°55' E	260	2933.3
5	333.3	3.000	09° 30' D	S 01°25' E	270	3266.6
6	333.3	3.000	08° 10' I	S 09°35' E	280	3599.9
7	333.3	3.000	14° 00' I	S 23°35' E	290	3933.2
8	333.3	3.000	08° 40' D	S 14°55' E	300	4266.5
9	333.3	3.000	09°20' D	S 05°35' E	310	4599.8
10	333.3	3.000	17° 20' D	S 11°45' W	320	4933.1
11	333.3	3.000	23° 45' I	S 12°00' E	330	5266.4
12	800	1.250	39° 00' I	S 51°00' E	340	6066.4
13	333.3	-3.000	42° 30' D	S 08°30' E	330	6399.7
14	333.3	-3.000	08° 30' D	N 00°00' S	320	6733
15	333.3	-3.000	49° 00' I	S 49°00' E	310	7066.3
16	333.3	-3.000	16° 00' D	S 33°00' E	300	7399.6
17	166.7	-3.000	57° 10' D	S 24°10' W	295	7566.3
18	370	-1.350	108° 30' I	S 84°20' E	290	7936.3
19	333.3	-3.000	40° 40' I	N 55°00' E	280	8269.6
20	900	-1.110	39° 00' I	N 16°00' E	270	9169.6
21	650	-1.540	24° 10' I	N 08°10' W	260	9819.6
22	562	-1.780	105° 00' D	S 83°10' E	250	10361.6
23	377	-2.650	80° 50' I	N 74°00' E	240	10758.6
24	470	-2.130	125° 55' D	S 09°55' W	230	11228.6
B	1430	-1.400			210	11658.6

REGISTRO DE RUTA

RECONOCIMIENTO III .

Nº PI	LONG. T.	%	ANG. INFLEXION	RUMBO OBS.	COTAS CALC.	AL ORIGEN
A				S 09°30' W	237	
1'	500	0.600	62° 10' I	S 53°55' E	240	500
2'	700	1.430	114° 30' D	S 60°35' W	250	1200
3'	2 625	4.000	23° 20' I	S 37°15' W	275	1825
4'	625	4.000	30° 25' I	S 06°50' W	300	2450
5'	625	4.000	86° 30' I	S 79°40' E	325	3075
6'	530	2.820	111° 20' D	S 31°40' W	340	3605
7'	660	3.000	20° 25' I	S 11°15' W	360	4271
8'	571	3.500	42° 20' I	S 31°05' E	380	4842
9'	571	3.500	45° 55' D	S 14°50' W	400	5413
10'	666	3.000	19° 20' I	S 04°30' E	420	6079
11'	714	2.800	69° 15' I	S 73°45' E	440	6783
12'	250	4.000	70° 10' I	N 36°05' E	450	7043
13'	500	-5.000	104° 00' D	S 39°55' E	425	7543
14'	500	-5.000	22° 30' D	S 17°25' E	400	8043
15'	500	-5.000	116° 10' I	N 46°25' E	375	8543
16'	500	-5.000	127° 30' D	S 06°05' E	350	9043
17'	500	-5.000	48° 00' I	S 54°05' E	325	9543
18'	500	-5.000	128° 10' D	S 64°05' W	300	10043
19'	500	-5.000	128° 30' I	S 54°25' E	275	10543
20'	500	-5.000	83° 20' D	N 42°15' E	250	11043
B'	690	-5.000			210	11733

CAPITULO SEXTO

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

1.- GENERALIDADES.

Del plano original a 1:100,000 proporcionado por el Servicio Geográfico del Ejército, se hizo una ampliación al 10,000 para nuestros reconocimientos y luego de aceptarse uno de ellos como el más conveniente, se ha ampliado al 2,000 en el sector necesario para completar nuestro estudio.

Trataremos de respetar en lo necesario la ruta escogida como más conveniente, pero sin ceñirnos estrictamente a ella; en el nuevo trazo daremos singular importancia a la compensación de cortes y rellenos y la posible eliminación de obras de arte de importancia. Los PI escogidos serán de tal manera que las curvas obtenidas estén de acuerdo con las posibilidades y capacidad del tránsito.

El trazo en general se debe comenzar en la plaza principal o lugar en que se hallen agrupadas la mayor parte de los edificios principales de la localidad, sean ellos la Iglesia, la Gobernación y el Puesto de Policía. En nuestro caso buscaremos un lugar aproximado marcado con un círculo y que en nuestra libreta nominamos "A".

Siendo la pendiente económica para este estudio 3%, tenemos un máximo de 2.3% y un mínimo de 0.5% durante el desarrollo, de modo que siempre hay variaciones de gradientes al hacer el trazo definitivo y durante la construcción misma y por tanto llegaremos como valor máximo a la gradiente económica.

2.- DESARROLLO DE LA POLIGONAL.

De Huaricanga, en un punto situado en cota promedio, 237 metros sobre el nivel del mar, iniciamos nuestro recorrido con rumbo S 19°33' W observado, recorriendo una distancia de 820 metros durante el cual hemos provocado un necesario ascenso con el fin de que nuestro descenso, luego de los primeros quinientos metros, salve algunos terrenos de cultivo que están enclavados en el 20 % del área que representa la zona de tierra y en parte del 30 % del de roca suelta, llegando a la cota 230 con una gradiente promedio de - 0.853 %. Proseguimos nuestro descenso, atravesando dos quebradas cuyas profundidades tienen una cota de 222.20 y 225 metros respectivamente, en zonas de rocas deleznable con un 40 % de rocas fijas, hasta el PI_2 , recorriendo desde el PI_1 UNA distancia de un kilómetro con una gradiente de descenso promedio de - 1.730 % y de ascenso 0.650 % tomando desde el primer PI una inflexión de 09° 22'D. Continuando nuestro recorrido y considerando 21°35'I de deflexión, atravesamos la quebrada 3 cuyo punto más bajo tiene 223.50 metros de profundidad, teniéndose hasta el kilómetro 2.100 roca deleznable con un 40 % de roca fija y el resto son raras extensiones de tierra para tener luego solamente roca suelta y granitos que ya van apareciendo poco antes de llegar al abra que permitirá nuestro pasó por lugar conveniente. Llegados a 2.586 Km. del origen, establecemos el PI_3 con una gradiente promedio de - 0.522 %. Con una deflexión de 35°35'I proseguimos la ruta para hallar el PI_4 a una distancia de 334 metros del anterior y situado sobre la quebrada 4, teniendo la profundidad de ella una cota de 219 metros, considerándose ese sector también como de rocas sueltas, habiendo cruzado la carretera actual y trabajándose siempre pegado al cerro. En nuestro trazo mediante un rumbo de 25°25'SW logrando una apreciable compensa-

ción de cortes y rellenos y trabajando con roca deleznable que, como se indica en la Sección Geología de este mismo estudio, es trabajable por su fácil disyunción que favorece el sopleteo con cartuchos de dinamita, se ha llegado al PI_5 a 3,250 metros del origen , con gradiente 2.900% hasta la estaca 3.100, continuando el trabajo en roca suelta que se trabaja con facilidad. De éste al PI_6,no hay sino una distancia de 192 metros, siendo recomendable que en nuestro estudio definitivo no consideremos ninguna tangente con longitud menor de 200 metros para favorecer la obtención de amplias curvas. El paso al nuevo PI, lo hacemos mediante una inflexión de 50°32'I desde el PI_6 alojándolo en una quebrada (Q.5) cuya cota es de 212.50, se trata de un corte ámplio y dos rellenos que aunque compensados representan un incremento del valor de la carretera por su volumen; hemos continuado francamente el descenso, empleando como gradiente promedio - 3.900% hasta el fondo de quebrada. Para llegar al PI_7 subimos y descendemos en dos oportunidades, lo que originará como veremos mas adelante, un apreciable movimiento de materiales; tocamos la cota 204 , luego de partir del PI_6 con un ángulo de inflexión de 32°28'D, recorrer los 713 metros con una pendiente - 1.190% y llegar al PI_7. Desde este punto el trazo desciende hasta llegar a la quebrada 8 con pendiente - 1.345% para ascender con 2.78% y llegar a la cota 198 donde localizamos el PI_8 habiendo partido con una inflexión 02°35'I; de terreno tenemos una base de roca suelta aunque disminuído del 100% del tramo anterior a un 60% dejando el resto del porcentaje para roca fija hasta llegar al kilómetro 5.000 a partir del cual se vuelve a sentir la necesidad de excavaciones de roca desmenuzada, Proseguimos durante los 452 metros siguientes sobre roca suelta en un 100% hasta pasar la quebrada 9, localizar la 10 y colocar el PI_9 a 196 metros sobre el nivel del mar, considerando gradiente promedio en el terreno

de - 885% con apreciable movimiento de tierras, tomándose una inflexión para llegar a este PI desde el anterior, de 23°39'I. Con la tangente direccional PI_8-PI_9 y con una deflexión de 28°30'I, atravesamos otra quebrada, la Q.11, de cota en su punto más bajo de 194.90 metros, prosiguiendo el descenso con desnivelaciones que probablemente aumentarán los cortes y rellenos llegando a la cota 190, donde colocamos el PI_{10} CON UNA GRADIENTE desde el PI anterior de - 660% llegándose a atravesar hasta el kilómetro 6.500, roca descompuesta en bloques de regular diámetro pero trabajables, como hemos indicado mas antes, para, a partir de este punto, disminuir ostensiblemente el porcentaje de este tipo de roca a un 30 % con el consiguiente aumento de la roca fija que se extenderá de una manera similar hasta el kilómetro 8.000. Nos vamos acercando al abra de paso que presenta solución pintoresca aunque tiene el peligro y el inconveniente de requerirse posiblemente cortes cerrados que no son recomendables. Trataremos en nuestro estudio definitivo de variar el trazo con el fin de eliminar esas zonas. Con un ángulo de deflexión de 08°49'D y a 324 metros del anterior, situamos el PI_{11} a 7,150 metros del origen, con una pendiente negativa -0.616% con una fuerte variación de pendiente que llega en su punto más profundo a - 9.650 % . Hasta el punto anterior hemos mantenido rumbos que sólo varían entre SE y SW, pero en lo que sigue, después del PI_{12} al que todavía llegamos con rumbo S 01°28' W, variaremos totalmente nuestros rumbos entrando a la zona más escabrosa y que va a requerir un estudio especial. En ese sector y hasta llegar al PI_{22}, trataremos de atravesar las quebradas por los lugares mas convenientes y que las tangentes permitan las curvas y los desarrollos más aceptables. El PI_{12} tiene una cota de 186 metros y es entre él y el anterior que trataríamos de unir nuestra carretera con la que conduce a Huaraz con un ramal con el fin de

descongestionar el tránsito hacia ese progresista lugar, de paso que los camiones aprovecharían las mejores condiciones de nuestro proyecto. La pendiente empleada es - 0.663% recorriendo 301 metros desde el PI_{11}. Radios mínimos posiblemente permitirán llegar al PI_{13} luego de tomar un rumbo magnético calculado N 30°14' E, situándolo en la quebrada 12 de cota en su punto más bajo 173.80, lo que indica una gradiente - 2.670% luego de recorrer 456 metros; la arenisca cuarcítica compacta de cimentación silícica que encontramos, cuya dureza es de 6 ó 6.5 , va a dificultar los cortes, pudiéndose encontrar en ese lugar bancos, guijarros y partículas por un 30% del total, dando lugar a la formación de tierra en un 50% en el sector que sigue, favoreciendo el establecimiento de terrenos de cultivo. Al PI_{14} llegamos con un ángulo de inflexión hacia la derecha de 126°50', tocando el punto más bajo de nuestro estudio situado a una altura sobre el nivel del mar de 169 metros, al que hemos descendido con - 0.822% en promedio y luego de un recorrido del anterior de 583 metros que nos lleva a 8,498 metros de Huaricanga. El PI_{15} lo hemos situado en la quebrada 13 a 170 metros de profundidad y a 362 metros del anterior, mediante un ascenso de 4 % hasta el kilómetro 8,700 y un descenso de - 3.550% hasta el fondo de la quebrada; se cruzan terrenos cuyos porcentajes son los siguientes: 30% de roca suelta, 20% de roca fija y el resto de tierra, lo que los convierte en aprovechables y que a partir del kilómetro 9.000, poco antes del nuevo PI hasta el kilómetro 10, va a variar algo en su geología, presentando un 40% de roca descompuesta, 40% de tierra y el 20% de roca fija que lo sigue convirtiendo en aprovechable para la agricultura. Ahora seguiremos ascendiendo hasta llegar a Julquillas, que está situado a 210 metros. Con rumbo calculado S 02°40' W, avanzamos 360 metros y localizamos el PI_{16} a 174 metros de cota con una gradiente promedio de 1.108%; nos

seguimos acercando a la terminación del tramo difícil del trazo y siempre pegados al cerro, cercanos al mismo tiempo a terrenos cultivados cuyo transporte a los centros de consumo es preocupación nuestra. Salimos de este PI hacia la izquierda 45°00' recorriendo 226 metros, llegando a un punto situado a 9.446 metros del origen en que colocaremos el PI_{17} ascendiendo con 0.884% y cuya cota es de 176 metros. El rumbo siguiente avanzando el trazo, N 77°29' E, nos lleva a la siguiente quebrada, la 14 a 176.80 metros de cota y sobre el cual situamos el PI_{18} con ascenso hasta la estaca 9.600 de 2.302% y descenso de - 1.860%, luego de un recorrido de 326 metros desde la inflexión última. Al PI_{19} situado a una distancia al origen de 10,056 metros, con una inclinacipon del terreno de 1.125%, hemos llegado con un rumbo a partir del PI_{18} S 87°18' E, encontrándose ya hasta el kilómetro 11.500, roca suelta descompuesta en un 50%, roca que ya ha sufrido un proceso de metamorfismo siendo fácilmente deleznable, con un 10% de roca fija, dura, compacta difícil de trabajar y sopletear, siendo el porcentaje restante de tierra, apta para la siembre. Tomando una deflexión hacia la izquierda de 30°20' seguimos avanzando sin cruzar ninguna quebrada, una quebrada que se presentará con frecuencia en los sectores anteriores, una distancia de 436 metros y en el terreno, una gradiente promedio por las variaciones de altitud propias de la zona de 4.580% localizando el PI_{20} cuya cota es de 182 metros y está situado a 10,492 metros de Huaricanga. Ascendemos ahora a 10,600 del origen con 4.820%, para descender merced a los accidentes topográficos con - 6.340%, llegando al PI_{21} con cota 181.70 y situada en la Quebrada 15. En ángulo N 31°08' E, nos marca el rumbo a tomar para mediante un desplazamiento a la derecha de 42°37' y un recorrido de 436 metros situemos el PI_{22} a una altura sobre el nivel del mar de 184 metros, mediante una pendiente me-

dia de 0.540% atravesando terrenos de similares características a los anteriores. Es una quebrada, la número 16 con profundiad de 185.40 metros a 11,519 metros del origen, lo que hemos escogido para situar el PI_{23} luego de recorrer los 405 metros de distancia entre PI, con una gradiente media de ascenso de 3.325% y descendiendo con - 2.920% a partir del cual y hasta llegar al pueblo de Julquillas, se tendrá una misma característica del terreno que considera un 60% de roca suelta y el 40% de roca fija; es indudablemente un tramo dificil el que sigue por la no muy conveniente trabajabilidad del material, facilitará sí por los factores ya considerados. A este PI hemos llegado con una inflexión izquierda 60°34' para pasar al PI_{24} mediante un ángulo de 28°01' D, desplazándonos los 353 metros que median entre los PI, con pendiente 1.010% y empesamos a salir de la falda del cerro al que hemos ido pegados hasta el momento, de modo de aproximarnos a la población. Para llegar al PI_{25} que lo situamos en la quebrada 17 de cota 189.40, hemos ascendidà un promedio de 1.562% para descender con - 0.890% y recorrer 308 metros del PI_{24} y a 12,180 metros del punto de partida, mediante una inflexión de 23°10'I. Situados como estamos en la quebrada 17, con 54°34' a la derecha, continuamos el recorrido hacia el PI_{26} hasta la siguiente quebrada, la 18, en que lo situamos a 190 metros sobre el nivel del mar, ya a 12,716 metros del origen con una gradiente de ascenso hasta la estaca 12.400 de 4.820% y de descenso de - 3.160% luego de haber considerado un rumbo N 29°59' E desde el PI_{25}. Tomamos ahora una deflexión a la derecha de 10°19' para llegar al último PI desde el cual ya podemos divisar el pueblo, al PI_{27} situado a 207 metros sobre el nivel del mar y a 690 metros del anterior con una gradiente media de 2.465%. Finalmente con una inflexión de 13°04'I, vamos a llegar al pueblo de Julquillas situado a 210 metros de altitud, atravesando las quebradas 20 y 21 de muy poca profun-

didad, a 206.50 y 207.60 respectivamente, recorriendo los últimos 784 metros con gradiente media en el terreno de 3.820% y hallándose situado a 14,,190 metros del pueblo de Huaricanga.

De esta manera hemos terminado el estudio de la poligonal, faltando hacer las consideraciones necesarias para que nuestra rasante responda a las exigencias que la compensación de cortes y rellenos considera necesaria para hacer un trazo conveniente y respetando las pendientes mínimas y máximas, no olvidando que el desplazamiento primordial y dominante no lo van a constituir automóviles de pasajeros sino camiones de carga para el transporte de la producción de la zona. Para completar este estudio vamos a hacer el Registro respectivo correspondiente a nuestro Estudio Preliminar, que es el siguiente:

REGISTRO DE RUTA.- ESTUDIO PRELIMINAR

Nº PI	Long.	Tangente %	Ang. Inflexión	Rumbo Obs.	Rumbo Calc.	Al Origen
PI_0(A)				S 19°33' W	S 19°33' W	
PI_1	820	0.853	09° 22' D	S 28°55' W	S 28°55' W	820
PI_2	1000	-1.730	21° 48' I	S 17°07' W	S 17°07' W	1,820
PI_3	766	-0.522	35° 35' I	S 28°15' E	S 28°28' E	2,586
PI_4	334	2.900	53°53' D	S 25°20' W	S 25°25' W	2,920
PI_5	330	2.900	50° 32' I	S 25°07' E	S 25°07' E	3,250
PI_6	192	-3.900	32° 28' D	S,07°21' W	S 07°21' W	3,442
PI_7	713	-1.190	02° 35' I	S 04°46' W	S 04°46' W	4,155
PI_8	1309	2.870	23° 39' I	S 18°53 E	S 18°53' E	5,464
PI_9	452	-0.885	28° 30' D	S 09°30' W	S 09°37' W	5,916
PI_{10}	910	-0.660	08° 49' D	S 18°26' W	S 18°26' W	6,826
PI_{11}	324	-0.616	16° 58' I	S 01°28' W	S 01°28' W	7,150

PI_{12}	301	-0.663	121° 14' I	N 30°14' E	N 30°14' E	7,459
PI_{13}	456	-2.670	126° 50' D	S 06°30' W	S 06°36' W	7,915
PI_{14}	583	+0.822	114° 03' I	N 17°20' E	N 17°26' E	8,498
PI_{15}	362	4.000	110° 06' D	S 02°40' W	S 02°40' W	8,860
PI_{16}	360	1.108	60° 11' I	S 57°31' E	S 57°31' E	9,220
PI_{17}	226	0.889	45° 00' I	N 77°25' E	N 77°29' E	9,446
PI_{18}	326	2.302	15° 13' D	S 87°18' E	S 87°18' E	9,772
PI_{19}	284	1.125	30° 20' I	N 27°38' E	N 27°38' E	10,056
PI_{20}	436	4.580	46° 07' I	N 73°45' E	N 73°45' E	10,492
PI_{21}	196	4.820	42° 37' D	N 31°05' E	N 31°08' E	10,688
PI_{22}	426	0.540	60° 34' I	N 29°26' W	N 29°26' W	11,114
PI_{23}	405	3.225	28° 01' D	N 01°25' W	N 01°25' W	11,519
PI_{24}	353	1.010	23° 10' I	N 24°30' W	N 24°35' W	11,872
PI_{25}	308	1.562	54° 34' D	N 29°59' E	N 29°59' E	12,180
PI_{26}	536	4.820	10° 19' D	N 40°15' E	N 40°18' E	12,716
PI_{27}	690	2.465	13° 04' I	N 27°14' E	N 27°14' E	13,406
$PI_{28}(B)$	784	3.820				14,190

- o -

3.- PERFIL LONGITUDINAL.

El perfil longitudinal es el que nos da una idea exacta del juego de pendientes adoptado. Este juego de pendientes no tiene la misma importancia para los vehículos de tracción animal que para los de tracción mecánica; para estos, la pendiente perdida es la que implica, sin necesidad, un aumento de trabajo mecánico o de la longitud del camino, lo cual encarece los gastos del transporte de materiales al construir, o de los productos y pasajeros al usar la vía.

Cuando una carretera debe tener en cuenta los dos tráficos, de tiro y mecánico, como posiblemente suceda en nuestro estudio, la pendiente debe regularse de acuerdo al primero.

La clasificación que dá Newman en su libro "Las Carreteras Modernas", en lo referente a pendientes, es la siguiente:

" a) Pendiente Básica. Los vehículos cofrientes pueden transitarla sin necesidad de esfuerzo de tiro. Respecto a los autos, la pendiente es la que se deduce del diagrama de pendientes (que dá el libro).

b) Pendientes perjudiciales, son las que exceden de las señaladas en la básica. Sin embargo pueden no ser perjudiciales, sobre todo cuando son más cortas que el tramo de frenado, puede remontarse con un pequeño exceso de esfuerzo.

c) Pendientes Perdidas, o sea, por ejemplo, en una subida obligada, llegar a una cierta altura para volver a bajar sin necesidad, teniendo que subir, finalmente a mayor altura."

Se han encontrado fuertes desnivelaciones que van a

traducirse en cortes y rellenos de gran volumen al momento de trazar nuestra rasante, con el fin de calcular aproximadamente el movimiento de tierras. Se han tenido que realizar algunos cambios de pendientes, de modo de ir perdiendo altura tratando de evitar puntos de paso inconvenientes, altura que hemos debido recuperar con el consiguiente aumento de la longitud.

RASANTE.- Mediante el conocido sistema práctico de compensación de cortes y rellenos empleando "alfileres e hilo", hemos logrado trazar una rasante que responde a nuestras espectativas. El método consiste en lo siguiente: "Se coloca en el punto inicial del trazo un alfiler, en el cual aseguramos el extremo de un hilo delgado que iremos desplazando por el perfil longitudinal del terreno, de modo de calcular visulamente, la compensación más conveniente; una vez localizado el punto y no siendo posible continuar con la misma pendiente, colocamos otro alfiler que servirá de sostén al hilo como referencia para el siguiente punto y así para el recorrido total. De las 16 pendientes positivas que hemos encontrado así, tenemos un promedio de 0.859%, mientras que las 22 gradientes negativas dan como promedio - 1.152%, con un total de 38 puntos de inflexión vertical, cuidando de que las curvas verticales no vayan a coincidir con las horizontales (Probablemente encontraremos situaciones que en nuestro trazo contravengan ésta indicación, pero serán variadas en el Estudio Definitivo, cuando localicemos nuestras curvas finales).

La mayor gradiente positiva es del orden de 2.060%, mientras que la negativa asciende a - 2.960%, respetando la recomendación que dan las Normas de no pasar el 3%, máximo aceptable para el tránsito de camiones de carga. El mínimo valor de la gradiente, tanto positiva como negativa, es 0.500%, pendiente mínima necesaria

para asegurar un buen drenaje y el desplazamiento de aguas de escorrentía, que en nuestra zona son seguramente raras.

DIBUJO DEL PERFIL.- Tomóse en cuenta los valores fundamentales para poder "leer" el plano dado, asi como son:

Gradiente

Distancias Parciales

Corte

Relleno

Cota de Rasante

Cota de Terreno

Alineamiento

Kilometraje

En lo referente a la gradiente, ya se han indicado los límites usados. Las distancias parciales fueron dadas, tanto para/todas las secciones cada 100 metros, sino también en las quebradas. El corte y el relleno, diferencias de cotas entre el terreno y la rasante. "El Alineamiento no es exacto, se le incluyó para dar "una simple idea" del sentido que siguen las curvas, sin considerar dimensiones de tangentes, radios, externas, etc. La escala , la 1:200 para la vertical y 1:2000 para la horizontal. Sabemos que el Alineamiento es un simple croquis del camino, en que se supone todo puesto en una sola línea. La nomenclatura empleada para el sentido de las curvas es:

Hacia abajo del trazo normal, las curvas a la derecha.

Hacia arriba del trazo normal, las curvas a la izquierda.

Los colores empleados en el perfil longitudinal, fueron simplemente:

La rasante en color rojo.

El terreno en color negro£

Seguidamente damos un cuadro con los valores obtenidos para cada sección de nuestro perfil longitudinal, indicando aparte las distancias a que se han trazado los puntos verticales de inflexión, asi como las gradientes empleadas para las rasantes.

REGISTRO DEL PERFIL LONGITUDINAL

(Corresponde al Estudio Preliminar del Trazo)

Estaca	Cota Terreno	Cota Rasante	Relleno	Corte
Km. 0	237.00	237.00	0.00	0.00
1	237.30	237.50	0.20	
2	237.60	238.00	0.40	
3	237.90	238.50	0.60	
4	238.00	239.00	1.00	
5	238.00	237.00		1.00
6	236.70	235.00		1.70
7	233,00	234.30	1.30	
8	230.70	231.00	0.30	
9	228.60	228.90	0.30	
Km. 1	226.95	226.80		0.15
1	225.20	224.60		0.60
2	223.10	223.30	0.20	
Q. 1	222.20	223.90	1.70	
3	225.80	225.20		0.60
Q. 2	225.00	226.40	1.40	
4	227.90	227.00		0.90
5	229.20	228.90		0.30
6	229.80	228.40		1.40
7	228.80	227.90		0.90

Estaca	Cota Terreno	Cota Rasante	Relleno	Corte
8	227.00	227.40	0.40	
9	228.60	226.90		1.70
Km. 2	227.30	226.30		1.00
Q. 3	223.50	225.90	2.40	
1	224.30	225.80	1.50	
2	227.40	225.80		1.60
3	228.30	226.40		1.90
4	226.60	226.90	0.30	
5	224.30	226.40	2.10	
6	222.60	225.20	2.60	
7	225.70	224.00		1.70
8	225.00	223.50		1.50
9	221.50	223.00	1.50	
Q.4	219.00	222.90	3.20	
Km. 3	222.70	222.50		0.20
1	224.80	221.20		3.60
2	219.40	219.90	0.50	
3	222.20	218.70		3.30
4	217.00	217.80	0.80	
Q. 5	212.50	217.40	4.90	
5.	216.80	216.70		0.10
6	218.40	214.30		4.10
7	215.00	211.90		3.10
8	206.30	209.40	3.10	
9	203.20	204.90	0.70	
Km. 4	208.30	205.70		2.60
1	208.30	205.20		3.10

Estaca	Cota Terreno	Cota Rasante	Relleno	Corte
2	201.20	202.70	1.50	
3	198.40	199.80	1.40	
Q. 6	194.80	198.00	3.20	
4	195.70	197.70	2.00	
5	197.70	196.20		1.50
6	196.60	194.80		1.80
Q. 7	191.20	193.60	2.40	
7	191.40	193.50	2.10	
8	192.10	192.50	0.40	
9	192.30	191.50		0.80
Km. 5	189.50	191.60	2.10	
Q. 8	188.00	192.20	4.20	
1	190.40	193.00	2.60	
2	194.40	194.50	0.10	
3	197.40	195.90		1.50
4	199.00	197.40		1.60
5	201.50	198.90		2.60
6	199.20	197.10		2.10
7	192.90	196.20	3.20	
Q. 9	192.00	196.25	4.25	
8	195.40	196.70	1.30	
9	196.20	197.20	1.00	
Q. 10	196.00	197.20	1.20	
Km. 6	197.40	197.60	0.20	
1	198.70	198.20		0.50
2	196.00	196.70	0.70	
Q. 11	194.90	196.30	1.40	

Estaca	Cota Terreno	Cota Rasante	Relleno	Corte
3	196.40	195.30		1.10
4	196.00	194.00		2.00
5	189.30	192.40	3.10	
6	192.20	190.90		1.30
7	196.50	189.40		7.10
8	193.10	188.00		5.10
9	180.00	187.20	7.20	
Km. 7	182.20	186.60	4.40	
1	187.20	186.00		1.20
2	192.10	187.00		5.10
3	190.70	188.00		2.70
4	183.70	186.40	2.70	
5	184.30	184.80	0.50	
6	179.90	183.20	3.30	
7	184.40	181.60		2.80
8	184.10	180.00		4.10
9	174.50	178.50	4.00	
Q. 12	173.80	178.20	4.40	
Km. 8	175.60	176.90	1.30	
1	176.20	175.80		0.40
2	175.70	175.20		0.50
3	178.00	174.80		3.20
4	175.00	174.30		0.70
5	169.10	173.80	4.70	
6	175.70	173.70		2.00
7	177.10	174.30		2.80
8	174.00	174.80	0.80	

Estaca	Cota Terreno	Cota Rasante	Relleno	Corte
Q. 13	170.00	175.20	5.20	
9	173.30	175.40	2.10	
Km. 9	176.70	176.00		0.70
1	180.00	176.60		3.40
2	175.20	177.30	2.10	
3	179.80	178.00		1.80
4	178.80	178.60		0.20
5	178.20	179.20	1.00	
6	179.60	179.90	0.30	
7	178.40	179.40	1.00	
Q. 14	176.80	179.00	2.20	
8	179.40	178.90		0.50
9	182.40	178.40		4.00
Km. 10	183.20	178.00		5.20
1	180.80	176.50		3.20
2	176.00	178.00	2.00	
3	172.50	178.50	6.00	
4	179.70	179.00		0.70
5	183.10	181.00		2.10
6	187.20	183.10		4.10
Q. 15	181.70	184.90	3.20	
7	184.00	185.10	1.10	
8	190.10	186.00		4.10
9	192.00	187.70		4.30
Km. 11	190.70	188.80		1.90
1	184.90	188.60	3.10	

Estaca	Cota Terreno	Cota Rasante	Relleno	Corte
2	188.20	188.00		0.10
3	190.00	187.60		2.40
4	189.70	187.00		2.70
5	186.90	187.60	0.70	
Q. 16	185.40	187.70	2.30	
6	190.00	188.30		1.70
7	189.20	189.00		0.20
8	189.70	189.40		0.30
9	189.70	190.40	0.70	
Km. 12	191.00	191.10	0.10	
1	190.10	192.00	1.90	
Q. 17	189.40	192.40	3.00	
2	191.00	192.50	1.50	
3	196.60	193.00		3.60
4	200.00	193.50		6.50
5	195.50	194.40		1.10
6	192.60	195.30	2.70	
7	190.40	196.20	5.80	
Q. 18	190.00	196.40	6.40	
8	193.50	197.00	3.50	
9	195.90	198.00	2.10	
Q. 19	196.80	199.10	2.30	
Km. 13	198.40	199.60	1.20	
1	203.00	201.20		1.80
2	206.00	202.80		3.20
3	207.20	204.50		2.70
4	207.00	206.10		0.90

Estaca	Cota Terreno	Cota Rasante	Relleno	Corte
5	208.00	206.60		1.40
6	208.50	207.00		1.50
7	208.00	207.60		0.40
8	207.20	208.00	0.80	
Q. 20	206.50	208.40	1.90	
9	206.90	208.50	1.60	
Km. 14	207.80	209.00	1.20	
Q. 21	207.60	209.30	1.70	
1	208.50	209.50	1.00	
B	210.00	210.00		

Ahora indicamos un cuadro especificando la gradiente y las distancias a que se hallan una de otra y con respecto al origen, todas las inflexiones verticales de nuestra rasante:

Punto	Gradiente	D.Parcial	D.Total		Punto	Gradiente	D.P.	D.T.
A								
1	0.500	400	400	;	20	- 1.400	300	6400
2	- 1.000	400	800	;	21	- 1.500	400	6800
3	- 1.050	380	1180	;	22	- 0.667	300	7100
4	1.845	320	1500	;	23	0.500	200	7300
5	- 0.533	300	1800	;	24	- 1.600	500	7800
6	- 0.500	340	2140	;	25	- 1.540	260	8060
7	0.533	300	2440	;	26	- 0.500	500	8560
8	- 1.230	160	2600	;	27	0.568	440	9000
9	- 0.500	400	3000	;	28	0.667	600	9600
10	- 1.295	270	3270	;	29	- 0.500	500	10100

Punto	Gradiente	D.Parcial	D.Total		Punto	Gradiente	D.P.	D.T.
11	- 0.956	230	3500	;	30	0.500	300	10400
12	- 2.455	440	3940	;	31	2.060	340	10740
13	- 0.500	180	4120	;	32	1.070	280	11020
14	- 2.960	220	4340	;	33	- 0.500	400	11420
15	- 1.440	320	4660	;	34	0.735	680	12100
16	- 0.835	300	4960	;	35	0.500	300	12400
17	0.740	540	5500	;	36	0.900	500	12900
18	- 1.875	160	5660	;	37	1.630	500	13400
19	0.500	440	6100	;	38	0.500	790	14190

- o -

4.- SECCIONES TRANSVERSALES.

Se han considerado solamente cada 100 metros, por tratarse de un reconocimiento y no del trazo definitivo, dándose un un ancho de plataforma de 7 metros además de las cunetas que se han dispuesto sólo con área aproximada. Los taludes empleados son de 1:2 para cortes de 1: $\frac{1}{2}$ para rellenos, haciéndose en contados casos algunas variaciones según la naturaleza del terreno. Cabe anotar que en el relleno se ha dado un talud fuerte, considerando que van a ser hechos con tierras deleznables que requieren un mayor volumen.

A pesar de ser recomendables, nos hemos visto obligados a hacer algunos cortes cerrados y no sólo en media ladera, lo cual naturalmente aumentará en algo el costo, pero que eran necesarios por favorecer nuestro trazo.

AREADO.- Se siguió del compás de puntas secas, que se van desplazando verticalmente cada centímetro a nuestra escala de 1:200, para darnos luego de duplicada la longitud obtenida, directamente el área de la sección. En la lámina 4D hemos incluído los valores de nuestros cálculos.

METRADOS.- Calculadas todas las áreas de las diferentes secciones, aplicamos un método aproximado pero que para nuestro caso es suficiente. Dá valores por exceso y se emplea la fórmula de las áreas medias.

$$Vol = \frac{A_1 + A_2}{2} \times d \quad \text{para cortes y rellenos.}$$

En el caso de que sólo tengamos área en una de las secciones, se sigue el criterio que aconseja la Dirección de Cami-

nos del Ministerio de Fomento y Obras Públicas.

Al igual que las áreas, los volúmenes están indicados en la lámina N° 4D, al final de las secciones transversales.

5.- NATURALEZA DEL TERRENO.

A la salida de Huaricanga, encontramos tierras ya trabajadas, hasta cerca del primer kilómetro, a partir del cual empiezan las zonas de roca suelta descompuesta, para luego, del Km. 2, aumentar su porcentaje de rocas fijas. Acercándose a la quebrada III se presentan zonas de roca desmenuzada, suelta y algo dificil de trabajar, para a medida que se acerca la carretera a la zona plana de acceso a Julquillas en que la proporción de tierra va disminuyendo para volver a encontrar rocas descompuestas y sueltas, además de tierra ya laborada.

Para el efecto se ha consultado la carta geográfica de la Provincia levantada y proporcionada por el Servicio Geográfico del Ejército y por el Ministerio de Hacienda, en su Servicio Aerofotográfico.

Con la colaboración del Ingeniero Alejandro Freire, quien examinó algunas muestras que nos fué posible obtener del lugar de estudio, hemos obtenido las siguientes características con respecto a la Geografía. El informe proporcionado es el siguiente: "Se trata de una arenisca cuarcítica típica, bien compacta de cementación silícica, de gramos redondeados, de disyunción desigual porque en algunos tramos se pueden obtener bancos y en otros guijarros o partículas. La dureza promedio de esa roca,

es de 6.0 a 6.5, pero está favorecida por su fácil disyunción para hacer posibles los cortes y rellenos, empleando tiros que pueden sopletear. El mismo terreno presenta inclusiones de arcilla. En algunos sitios puede llegar a ser una cuarcita compacta y dura, dificil de trabajar. Ha sufrido un proceso de metamorfismo, en unos sitios, pero en otros es facilmente deleznable por su configuración arcillosa".

Para un conocimiento mayor y más preciso de la geología, se requiere hacer en el mismo terreno un estudio con brújula y eclímetro para localizar la inclinación y sentido de los estratos para hacer los cortes, aunque tenemos la ventaja de tratarse de una región seca que favorece o puede favorecer la contención y evitar peligros durante y después de la construcción.

Puede determinarse parcialmente esta naturaleza con porcentajes que nos facilite el cálculo del costo de nuestras explanaciones. Asi tenemos:

	Roca suelt.	Roca Fija	Tierra
Km. 0.000 al Km. 0.900	30 %	50 %	20 %
Km. 0.900 al Km. 2.100	30 %	40 %	10 "
Km. 2.100 al Km. 4.000	100 %		
Km. 4.000 al Km. 5.000	60 %	40 %	
Km. 5.000 al Km. 6.500	100 %		
Km. 6.500 al Km. 8.00	30 %	70 %	
Km. 8.000 al Km. 9.000	30 %	20 %	50 %
Km. 9.000 al Km. 10.000	40 %	20 %	40 %
Km.10.000 al Km. 11.000	50 %	10 %	40 %
Km.11.000 al Km. 14.180	60 %	40 %	

De acuerdo al cuadro anterior, repartiremos el volumen de cortes y rellenos en el cuadro que adjuntamos a nuestro informe.

6.- PRESUPUESTO.

En la División de Planeamiento, Dirección de Caminos del Ministerio de Fomento, se dan precios unitarios para trabajos en nuestras carreteras y que nos servirá para conocer el costo aproximado de las explanaciones necesarias.

Los precios que fija el Ministerio son:

Relleno	S/o.	3.50	el metro cúbico.
Corte Tierra Suelta ...	"	3.50	el metro cúbico.
Corte Roca Suelta	"	9.00	el metro cúbico.
Corte Roca Fija	"	18.00	el metro cúbico.

No sucede lo mismo con las obras de Arte, cuyo costo aún aproximado es dificil establecer, por depender de una serie de factores, como son la naturaleza del terreno, los accidentes topográficos, el valor de la mano de obra; éste último si es posible, por disponerse del Folleto propocionado por la Dirección de Economía Agropecuaria del Ministerio de Agricultira, Departamento de Economía Rural, que dá el Valor de la Mano de Obra en los diferentes Valles de la República y así se tiene para la provincia de Bolognesi, dice textualmente (ler. Semestre 1955) "Jornal S/o. 5.00 con ración de cigarrillos y coca.- Alquiler de yunta S/o. 20.00.

En los distritos de esta Provincia, el dueño de la yunta suministra el forraje por su propia cuenta. Cobrando de esta manera el importe de todos en el alquiler de la yunta. Y se trabaja aproximadamente 6 horas diarias". Para la provincia de Chancay (Pativilca) se indica jornales de hombre o mujer, S/.9.50 - 5.50, muchachos: S/o. 5.50; Tractorista: S/o. 16.00".

En el año 1954, se han dado algunos precios unita-

rios para trabajos de alcantarillado en concreto armado, consideraciones que no vamos a constatar para la fecha actual sino hasta que hagamos nuestro estudio definitivo en que ya habremos determinado las obras de arte. Para nuestro cálculo global aproximado, aceptaremos un precio por alcantarilla de S/o. 12,000, siendo concreto armado de no mucha dimensión. Este valor puede variar de acuerdo a la profundidad de la quebrada que nos pueda exigir una mayor luz o un mejor refuerzo. Estimativamente, nos parece bien.

Se ha determinado para cada sección de 100 metros incluyendo las quebradas, el metrado de explanaciones para conocer en forma aproximada el valor del movimiento de tierras. El cuadro es el siguiente:

METRADO DE EXPLANACIONES

Estudio Preliminar

Carretera en estudio: Huaricanga - Julquillas

Estacas	Distancia	Area m^2 Relle	Area m^2 Corte	Vol.Relle Total	Volúmenes m^3.- Corte Roca Suelt.	Roca Fija	Tierra Suelta	Total Corte
Km. 0		0.20	0.10	10	1.5	2.5	1.0	5
1	100	1.00		60	1.5	2.5	1.0	5
2	100	3.20		210				
3	100	4.80		400				
4	100	14.40		960				
5	100		9.20	720	138.0	230.0	92.0	460
6	100		20.30		442.5	737.5	295.0	1475
7	100	9.90		495	304.5	507.5	203.0	1015
8	100	2.10		600				
9	100	1.80		195				

Estacas	Distancia	Area m^2		Vol.Rell	Volúmenes m^3.- Corte			
		Relleno	Corte	Total	Roca Suelt.	Roca Fija	Tierra Suelta	Total Corte
Km. 1	100		1.30	90	32.5	26.0	6.5	65.0
1	100		5.30		165.0	132.0	33.0	330.0
2	100	1.40		70	132.5	106.0	26.5	265.0
Q. 1	32	13.20		233				156.0
3	68		4.60	449	78.0	62.4	15.6	156.0
Q. 2	68	10.10		343	78.0	62.4	15.6	425.0
4	32		8.50	162	212.5	170.0	42.5	570.0
5	100		2.90		285.0	228.0	57.0	830.0
6	100		13.70		415.0	332.0	83.0	1105.0
7	100		8.40		552.5	442.0	110.5	425.0
8	100	3.10	0.10	165	212.5	170.0	42.5	785.0
9	100		15.60	165	392.5	314.0	78.5	1225.0
Km. 2	100		8.90		612.5	490.0	122.5	338.0
Q. 3	76	26.80		1018	338.0			338.0
1	24	13.30		481				
2	100		14.30	665	715.0			715.0
3	100		18.00		1615.0			1615.0
4	100	2.60	1.30	130	965.0			965.0
5	100	20.80		1170	65.0			65.0
6	100	28.30		2455				
7	100		15.20	1415	760.0			760.0
8	100		12.80		1400.00			1400.0
9	100	20.80		1040	640			640.0
Q. 4	20	42.80		636				
Km. 3	80	0.70	3.30	1840	132.0			132.0
1	100		39.70	35	2155.0			2155.0

Estacas	Distancia	Area m^2 Relleno	Area m^2 Corte	Vol.Rell Total	Volúmenes m^3.- Corte Roca Suelt.	Roca Fija	Tierra Suelta	Total Corte
2	100	14.20	1.80	710	2075.0			2075.0
3	100		38.10	710	1995.0			1995.0
4	100	11.50	0.60	575	1935.0			1935.0
Q. 5	42	76.60		1850	13.0			13.0
5	58	13.90	12.20	2534	342.0			342.0
6	100		48.80	695	3050.0			3050.0
7	100		35.40		4210.0			4210.0
8	100	56.30		2815	1770.0			1770.0
9	100	27.20		4175				
Km. 4	100		29.40	1360	1470.0 882.0	588.0		1470.0
1	100		32.0		1840	1230.0		3070.0
2	100	25.8		1290	960	640		1600
3	100	13.0		1940				
Q. 6	72	35.2		1447				
4	28	22.2		804				
5	100		15.1	1110	453	302		755
6	100		17.0		963	642		1605
Q. 7	96	24.8		1190	492	329		821
7	4	21.0		92				
8	100	3.0		1200				
9	100		8.0	150	246	164		410
Km. 5	100	22.3		1115	410			410
Q. 8	46	51.8		1710				
1	54	30.0		2210				
2	100	0.9	0.1	1545	5			5
3	100		13.9	45	700			700

Estacas	Distancia	Area m^2 Relleno	Area m^2 Corte	Vol.Rell Total	Volúmenes m^3.- Corte Roca Suelt.	Roca Fija	Tierra Suelta	Total Corte
4	100		17.8		1585			1585
5	100		26.2		2200			2200
6	100		20.3		2325			2325
7	100	39.0		1950	1015			1015
Q. 9	12	52.6		550				
8	88	12.1		2840				
9	100	9.6		1085				
Q.10	16	9.0		149				
Km. 6	84	2.1	1.1	466	46			46
1	100	0.2	4.3	115	270			270
2	100	6.4		330	215			215
Q.11	30	15.8		666				
3	70		13.2	553	462			462
4	100		19.1		1605			1605
5	100	48.0		2400	287	668		955
6	100		11.6	2400	174	406		580
7	100		89.8		1520	3550		5070
8	100		58.5		2225	5190		7415
9	100	118.3		5915	880	2045		2925
Km. 7	100	64.4		9135				
1	100	0.6	14.0	3250	210	490		700
2	100		87.7		1525	3560		5085
3	100		26.9		1710	4020		5730
4	100	35.0		1750	403	942		1345
5	100	4.3		1965				
6	100	46.5		2540				

Estacas	Distancia	Area m^2		Vol.Rell Total	Volúmenes m^3.- Corte			
		Relleno	Corte		Roca Suelt.	Roca Fija	Tierra Suelta	Total Corte
7	100		36.7	2325	550	1285		1835
8	100		40.3		1155	2795		3850
9	100	57.8		2890	605	1410		2015
Q.12	15	46.7		784				
Km. 8	85	30.0		3221				
1	100	4.1	4.0	705	66	44	110	220
2	100	0.6	4.6	235	129	86	215	430
3	100		30.8	30	524	350	875	1750
4	100		6.1		554	369	922.5	1845
5	100	65.7		3285	92	60	152.5	305
6	100		19.2	3285	288	192	480	960
7	100		29.7		584	389	972.5	1945
8	100	10.6	0.1	530	4.5	2.9	7.5	14.9
Q.13	60	85.2		2874	0.9	0.6	1.5	3.0
9	40	29.8		4600				
KM. 9	100	0.2	6.0	1500	120	60	120	300
1	100		32.0	10	760	380	760	1900
2	100	23.3		1165	640	320	640	1600
3	100		17.7	1165	354	177	354	885
4	100	0.2	1.6	10	386	193	386	965
5	100	7.2		370	32	16	32	80
6	100	4.0	0.7	560	14	7	14	35
7	100	9.5		675	14	7	14	35
Q.14	72	26.8		1307				
8	28	0.4	5.0	380	5.6	2.8	5.6	14
9	100		36.0	20	820	410	820	2050

Estacas	Distancia	Area m^2 Relleno	Area m^2 Corte	Vol.Rell Total	Volúmenes m^3.- Corte Roca Suelt.	Roca Fija	Tierra Suelta	Total Corte
Km. 10	100		58.0		2350	410	1880	4700
1	100		31.8		2245	490	1796	4490
2	100	24.2		1210	795	159	636	1590
3	100	108.9		6655				
4	100		5.1	5445	128	26	101	255
5	100		18.9		600	120	480	1200
6	100		42.4		1532.5	306.5	1226	3065
Q.15	88	27.4		1205	933	186.6	346.4	1866
7	12	10.9		460				
8	100		37.9	545	947.5	189.5	758	1895
9	100		35.8		2092.5	418.5	166	4185
Km. 11	100		16.6		1560	312	1248	3120
1	100	45.5		2275	415	83	332	830
2	100	0.4	2.8	2295	70	14	56	140
3	100		22.7	20	137.5	27.5	110	275
4	100		26.5		1232.5	246.5	986	2465
5	100	6.8	1.6	340	843	562		1405
Q.16	19	24.8		600	48	32		80
6	81		13.6	1004	331	220		551
7	100	1.5	2.3	75	447	348		795
8	100	1.5	1.6	150	117	78		195
9	100	5.9		370	48	32		80
Km. 12	100	1.1	0.5	m350	15	10		25
1	100	18.0		955	15	10		25
Q.17	80	32.0		2024				
2	20	13.9		465				

Estacas	Distancia	Area m^2		Vol.Rell Total	Volúmenes m^3.- Corte			
		Relleno	Corte		Roca Suelt.	Roca Fija	Tierra Suelta	Total Corte
3	100		39.5	695	1182	788		1970
4	100		49.2		2658	1772		4430
5	100		8.6		1734	1156		3890
6	100	28.9		1445	258	129		430
7	100	117.3		7210				
Q.18	16	102.2		3512				
8	84	43.7		3551.6				
9	100	21.3		3250				
Q.19	72	23.2		3204				
Km. 13	28	11.0		957.6				
1	100		16.4	550	492	328		820
2	100		30.0		1392	928		2320
3	100		28.5		1755	1170		2925
4	100		8.0		1095	730		1825
5	100		15.5		705	470		1175
6	100		13.6		873	582		1455
7	100		3.3		507	338		845
8	100	7.1		355	99	66		165
Q.20	78	18.5		998.4				
9	22	15.5		748				
Km. 14	100	10.3		1290				
Q.21	58	16.7		1566				
1	42	7.9		516.6				
B	90	0.1	0.1	360	2.7	1.8		4.5

SUMA DE VOLUMENES:..... 175133.2

Conocidos los volúmenes podemos determinar el presupuesto final, mediante la adición de los siguientes valores:

Relleno	x	3.50
C. r. s.	x	9.00
C. r. f.	x	18.00
C.Tierra	x	3.50

Valor de alcantarillas, considerando un promedio de 2 alcantarillas por cada kilómetro, tendremos así el importe total que determinará el valor de la obra, además de los otros conceptos que no tengan relación con este cálculo de explanaciones, y que detallaremos en el Estudio Definitivo que constituye la segunda parte del proyecto.

El cálculo del movimiento de tierras en el aspecto económico dá un alto valor, alto costo que se explica por el hecho de habernos dado un ancho de pista de 7 metros, en vez de 6 que se recomienda para el estudio preliminar, y además por el fuerte talud de nuestro relleno, motivado por la necesidad de trabajar con tierra y roca deleznable en la mayor parte del recorrido.

En números, el presupuesto dá el siguiente resultado:

Valor p. Volumen Relleno Total	175,133.2	x 3.50	= S/.	662,466.20
Valor p. Volumen Roca Suelta, corte ...	90,312	x 9.00	= "	812,914.30
Valor p. Volumen Roca Fija, corte	47,751	x 18.00	= "	859,518.00
Valor p. Volumen Tierra Suelta, corte..	154,794.3	x 3.50	= "	541,780.05
			S/.	2'876,678.55
21 Alcantarillas x S/o. 12,000.00 cada una				252,000.00
			S/o.	3'138,678.55

SON: TRES MILLONES CIENTO TREINTIOCHO MIL SEISCIENTOS SETENTIOCHO SOLES ORO CON 55/100.-

- o o o -

I N D I C E

	Página
Prefacio	4
A mis futuros colegas de profesión	6
Oficinas en que pueden encontrarse datos estadísticos..	9
Folletos y datos obtenidos en las anteriores oficinas..	10
Introducción	11

CAPITULO PRIMERO

Planteamiento del Trabajo

1.- Generalidades	12

CAPITULO SEGUNDO

Descripción de los pueblos a unir

1.- Huaricanga	14
Descripción.- Población.- Hidrografía.- Producción.- Fuentes de Información.	
2.- Julquillas	18
Descripción.- Población.- Hidrografía.- Clima.- Producción.	

CAPITULO TERCERO

Estudio Económico para determinar las Características

1.- Volumen de Producción	22
Cuadros N°s. 1, 2, 3 y 4.	
2.- Características aproximadas para la Carretera de nuestro proyecto	30
Huaricanga: Tonelaje total.- Cálculo del número de vehículos necesarios.-Julquillas.	
3.- Análisis de la situación	35
4.- Ancho de vía	38
5.- Otra Fuente de Información	38

CAPITULO CUARTO

Los Reconocimientos efectuados

1.- Generalidades 40

2.- Descripción.- Reconocimiento del terreno..... 41

Reconocimiento I.- Reconocimiento II.- Reconocimiento III.

CAPITULO QUINTO

Reconocimiento Definitivo

1.- Discusión de los Reconocimientos 46

Registros de Ruta.

CAPITULO SEXTO

Estudio Preliminar

1.- Generalidades 52

2.- Desarrollo de la Poligonal 53

Registro de Ruta.

3.- Perfil Longitudinal 61

Rasante.- Dibujo del Perfil.- Registro del Perfil Longitudinal.

4.- Secciones Transversales 72

Areado.- Metrado.

5.- Naturaleza del terreno 73

6.- Presupuesto 75

Metrado de Explanaciones.- Estudio preliminar.

C u a d r o s

N° 1.- Zonas de Campiña 25

N° 2.- Valle de Fortaleza 27

N° 3.- Valle de Huaricanga 28

N° 4.- Valle de Pativilca 29

- o 0 0 o -

S E G U N D A P A R T E

TESIS DE GRADO

C A M I N O S

1956

I N T R O D U C C I O N

Terminado el Estudio Preliminar, procedemos a abordar el Estudio Definitivo, dando la solución que nos parece más conveniente, en el proyecto de unir con una carretera, las localidades de Huaricanga y Julquillas.

No pretendemos decir que sea la nuestra la mejor solución, a pesar de haber sido ello nuestro primordial deseo. En una carretera, como en cualquier otra obra, son posibles muchas soluciones, con el agregado de ser relativamente sencillo corregir un estudio o un trazado ya terminado.

De manera que en el trabajo que presentamos, encontrará el alumno muchos criterios prácticos que le serán muy útiles en su futura vida profesional y, el ingeniero en actual ejercicio hallará conceptos que, probablemente, no estén de acuerdo con las especificaciones técnicas rígidamente consideradas, pero que innegablemente son el resultado de apreciaciones comprobadas en el trabajo mismo.

El Autor

CAPITULO PRIMERO

E L V E H I C U L O

1.- LOS USUARIOS DEL CAMINO

Constituídos por los vehículos, que desompondremos para su estudio en: vehículos ordinarios o de tracción animal y vehículos modernos o automotores.

Vehículos de tracción animal.- Quedan aún en nuestros campos los de transporte de mercancías, pero como su uso está limitado a muy pocos sectores, no trataremos sobre el particular.

Vehículos automotores.- O de tracción mecánica, accionados con motor de gasolina o aceite pasado, motores eléctricos, o como se hiciera durante la segunda guerra mundial, utilizando gas de carbón vegetal o mineral y acetileno.

Algunos datos nacionales nos muestran un incremento de transporte entre 1945 y 1951, motivado por la construcción y mejoramiento de la carretera longitudinal de nuestra costa. Así se tiene:

AÑO	TOTAL	Automóviles	Camiones	Omnibuses	Motocicletas
1927	10,727	6,090	4,169	468	-
1945	29,960	16,599	11,522	1469	370
1951	64,894	34,427	26,191	3231	1045
1953	91,989	49,373	36,103	4324	2189

FUENTE: Dirección General de Tránsito.- Ministerio de Gobierno y Policía.

El consumo de gasolina para el año 1953 fue de 170'753,559 galones.

La extensión de la red caminera para el mismo año, es de:

Explanación . . . . . 11,521 Kms.
Afirmado . . . . . 10,068 " .
Asfaltado . . . . . 2,695 "

En la actualidad hay un estudio hecho por el Jefe del Departamento de Costos y Estadística, Ingeniero Guillermo Villanueva Meyer, que no nos ha sido posible conseguir, que determina la situación de nuestra realidad caminera a la fecha.

La carretera Panamericana de la Costa, no está totalmente terminada y muchos de sus tramos no satisfacen las actuales condiciones de intenso tránsito a que se ve sometida. El Boletín Informativo N° 62 del M. F. y D.P., consigna que las labores por realizar para terminar la citada carretera, incluyendo el mejoramiento de la parte antigua, son las siguientes:

170 kilómetros de explanaciones nuevas.
182 kilómetros de afirmado.
192 kilómetros de asfaltado.
265 kilómetros de mejoramiento y recuperación de la pista antigua.

Se ha presupuestado estimativamente la realización de estos trabajos, en $.79'000,000.00

Explican en el mismo Boletín, las poderosas razones que hacen necesarios los trabajos propuestos.

En un cuadro pueden resumirse los datos sobre pesos, distancia entre ejes y otros conceptos útiles en los vehículos modernos.

CLASE DE VEHICULO (de motor)	Longitud m	Anchura Total m	Max. Dist. Entre Ejes m	Carga útil Kg.	Peso Propio Kg.	Radio Min. de vuelta m
Turismo:						
Valores mínimos	3.61	1.375	2.25	350	700	10.0
Valores máximos	5.57	1.930	3.75	700	2700	14.8
Omnibus:						
Valores mínimos	6.31	2.00	4.00	1550	3580	14.0
Valores máximos con 2 ejes	10.22	2.50	6.00	-	7380	21.0
Valores máximos con 3 ejes	11.97	2.50	6.00	6.400	10900	25.0
Camiones: De 2 ejes	3.85	1.55	2.67	600	450	11.0
1.5 Tn	5.54	1.91	3.50	1500	1850	
30 Tn	6.71	2.25	4.25	3000	2650	
45 Tn	7.81	2.35	4.60	4500	4200	15.0

Para nuestro cálculo vamos a adoptar un camión de dos ejes que según las Normas Peruanas corresponda a un H_{15} Tipo de camión mediano apropiado para la carretera en estudio.

El tren de carga del H_{15}, es el que se indica en la figura, repartiendo las 4/5 partes en el eje posterior y solamente 1/5 en la delantera, según la distribución de diseño. Su peso total es de 30,000 libras.

El movimiento de los vehículos.- Se realiza por el esfuerzo de tracción total que desarrolla el motor: una parte

se absorbe por las resistencias del vehículo y el firme, el resto se aplica a las ruedas produciendo movimiento. Los factores que intervienen dependen de tres contantes: coeficiente de adherencia, de rozamiento y de resistencia a la rodadura. Todo esto representa la relación entre el pavimento y el vehículo, que varía con la velocidad.

μ_a coeficiente de adherencia entre las dos superficies; depende de la naturaleza de los cuerpos. Se determina por la relación de la fuerza horizontal F y la vertical P en el momento de iniciarse el deslizamiento entre las dos superficies.

μ_r coeficiente de rozamiento por rotación, que es la relación en el momento de iniciarse el deslizamiento, entre el esfuerzo que determina el movimiento y el vertical que aplica la rueda sobre el firme. El polvo, el barro y la gravilla suelta, disminuye mucho el valor de μ_r, de modo que el estado más peligroso es cuando existe una pequeña humedad, suficiente para formar con el polvo un líquido viscoso difícil de expulsar. Cuando la intensidad de la lluvia es mayor, se limpia el firme de polvo y sólo queda el agua, que se expulsa con mayor facilidad por los dibujos del neumático.

Rozamiento transversal por rotación, tiene un valor cuando se mide en el sentido de la marcha; al entrar el vehículo en una curva, aparece la fuerza centrífuga que compuesta con la motriz dá una resultante F; si el producto del peso por el coeficiente de rozamiento en dirección transversal es superior a la fuerza centrífuga, el vehículo no patina, pero cuando es menor, se produce el deslizamiento transversal. Su valor

es distinto del coeficiente de rozamiento por rotación en sentido de la marcha; es función de la velocidad, pero en menor proporción, hasta un ángulo de 15° a 18° con la dirección de la marcha, depende de él; para ángulos mayores, es independiente de su valor.

Como valores medios, se pueden tomar los siguientes coeficientes de rozamiento, a una velocidad de 40 kilómetros por hora:

F i r m e	Longitudinal	Transversal
Hormigón de cemento	0.75 a 0.50	0.70 a 0.60
Mosaico	0.65 a 0.30	0.60 a 0.50
Macadam con superficie de betún	0.80 a 0.40	0.50
Adoquinado	0.60 a 0.20	

Resistencia a la rodadura.- El coeficiente, es la relación entre la fuerza horizontal necesaria para mantener el movimiento a una velocidad constante y el peso vertical que actúa sobre las ruedas. Es función de la naturaleza y estado del firme, de la presión de los neumáticos y de la velocidad. El mal estado del firme hace aumentar el coeficiente en un 50%, aumentando al mismo tiempo el consumo de combustible.

Resistencia por rozamientos internos.- Depende de la naturaleza del vehículo y forma de estar dispuestos sus órganos de rotación y trasmisión; para un mismo vehículo es función de su peso. Se obtiene experimentalmente.

Resistencia total a tracción.- Aproximadamente pueden tomarse como valores medios del coeficiente de resistencia total a tracción:

Automóviles con neumáticos.. . . . 20 Kg/t
Camiones con bandajes macizos .. 30 "

3.- VELOCIDAD DE TRANSITO

Una de las características de los automóviles es desarrollar grandes velocidades, sin embargo deben ponerse límites por razones prácticas, tales como la intensidad de tránsito; si es grande la velocidad con que circula el conductor, se entorpece el tránsito y se hace peligroso. Es necesario que el conductor en cada instante acomode la velocidad al tránsito general. Si intentáramos dar el ancho suficiente para absorber tránsitos a altas velocidades, llegaríamos a vías antieconómicas por sus dimensiones que las harían prohibitivas.

Todo conductor procurará no perturbar el tránsito existente, regular su velocidad de modo que siempre domine el coche y pueda desviarlo y pararlo fácilmente.

La mayor velocidad presupone el mayor consumo de carburante, y un mejor estado de los firmes que atenta contra la economía nacional.

Las modernas autostradas son diseñadas para velocidades que varían entre 120, 140 y 160 km/h, en las cuales, las exigencias en el trazo en planta y en perfil son totalmente distintas y mayores que en las antiguas carreteras.

CAPITULO SEGUNDO

T R A Z A D O E N P L A N T A

1.- OBJETIVOS DEL TRAZADO

Características.- Las carreteras modernas se construyen casi en forma exclusiva para el tránsito de vehículos automotores. Deberá tenerse en cuenta el tránsito que ha de utilizarla, su tipo y cantidad. El trazado en planta consta de alineaciones rectas que permiten un movimiento uniforme del vehículo, dando buenas condiciones de visibilidad y seguridad y, de alineaciones curvas que trataremos de acondicionarlas a la topografía del terreno para evitar grandes movimientos de tierras y que deberán tener radios los más amplios posibles, para que no presente problemas para el conductor y signifique la disminución de la capacidad del tránsito.

Velocidad directriz.- Aunque la tendencia moderna es alcanzar la máxima velocidad de los vehículos automotores, es necesario limitar esta velocidad de modo de lograr la máxima capacidad del camino. Por esa razón se aceptó el criterio de que todo camino debía ser diseñado a base de una velocidad definida y aceptada, a la que se denominó "velocidad directriz del camino". Entonces, esta velocidad está normada y es básica para la adopción de las carácterísticas técnicas y naturalmente está reglada para los cuatro tipos de caminos y los tres tipos topográficos que se acepta en el Perú, según que la carretera sea Plana, Ondulada o Accidentada.

Habiendo hablado de la máxima capacidad del camino, conviene ahora definir algunos conceptos sobre:

Capacidad del camino: Al efecto pueden aceptarse tres definiciones que son precisas conocer. Así se tiene:

Capacidad básica: El número de vehículos que pasan por un punto dado de una vía durante una hora en las condiciones más próximas a las ideales del tránsito y de la vía que puedan alcanzarse.

Capacidad posible: El máximo de vehículos que pasan por el punto de un camino durante una hora en las condiciones predominantes de vía y de tránsito.

Capacidad práctica: El número máximo de vehículos que pasan por un punto del camino o vía durante una hora, sin que la densidad de tránsito sea tan grande que provoque retrasos, restricciones, dificultades en los conductores para maniobrar. Sólo se puede obtener por leyes estadísticas de las cuales en nuestro país no disponemos y las pocas que tenemos no las ponemos en práctica, lo que origina que no dispongamos de los medios precisos para conocer nuestra realidad.

Necesitaríamos conocer el Volumen horario de tránsito mediante un estricto control en nuestras carreteras, utilizando mecanismos especiales, en lugar de lo que actualmente se acepta de controlar mediante el sistema de garitas que no cumplen su objetivo por la negligencia manifiesta del personal.

Además, determinar una letra que dé la clase de tránsito, el predominio de automóviles, camiones o un equilibrio de ambos.

Es preciso recordar que si alguna vez quisiéramos conocer la solución exacta de cualquier problema, debemos tener los datos exactos.

Se dá una tabla que resume la capacidad horaria: básica, posible y práctica de varios tipos de caminos bajo condiciones ideales de tránsito y de vía, con flujoi ininterrumpido y distancia de visibilidad que no es restrictiva, o sea en condiciones ideales de vía y de tránsito. Esa tabla indica que para Dos trochas, doble tránsito, el número de autos por ahora para ambas trochas, ya que la distribución por direcciones no influye, se tiene:

Capacidad básica teórica (igual a la capacidad posible en condiciones ideales): 2,000 automóviles por hora.

Capacidad práctica para las condiciones urbanas, para velocidades de 56 a 64 kilómetros por hora, 1,500 automóviles.

Capacidad práctica para las condiciones rurales, para velocidades de 72 a 80 kilómetros por hora, 900 automóviles.

Las condiciones que afectan la capacidad del camino, además del tipo de pavimento, son:

a) Ancho de las trochas, recordándose que trochas angostas tienen menor capacidad que las de 3,65 m.

b) Distancia a obstrucciones laterales, ya que la capacidad de un camino se ve reducida por obstrucciones verticales, como muros de contención, postes de alumbrado, carros detenidos, vecinos al filo de la trocha de tránsito. Una restricción de espacio lateral libre en una sección del camino, formará un cuello de botella que afectará a la capacidad posible en toda la sección.

c) Ancho de las bermas y su estado, fijándose que nunca son más necesarias las bermas de ancho normal que cuando las trochas serán usadas en su total capacidad.

d) Presencia de vehículos comerciales, que reducen la capacidad posible desde 9 y 23 para un 10 % de ellas, hasta el 17 y 37 % para un 20 % de vehículos comerciales, en terreno plano y ondulado respectivamente.

En un camino de dos trochas, el efecto de estos vehículos es un 25 % del que causan en caminos de vías múltiples divididas.

e) Perfiles y alineamientos, cuando éstos se relacionan con la distancia de visibilidad.

En resumen, la velocidad básica o directriz que se escoge para el diseño es de 50 kilómetros por hora, que como hemos podido observar, está supeditada a la capacidad del camino. De manera que como norma general que reguirá las características del trazo, será la obtención de la mayor capacidad. En nuestro caso, para una velocidad de 48 km/hora, se tendría una capacidad máxima de 2,000 vehículos por hora, teóricamente. En la práctica se reduce a sólo 900 vehículos por hora.

2.- CONCEPTOS DE VISIBILIDAD

Un concepto fundamental en caminos es la seguridad de marcha de un vehículo. Esta seguridad estádada por la Distancia de visibilidad que permite al conductor determinar la presencia de un objeto u otro vehículo a una distancia tal que le permita maniobrar o detener su marcha, evitando la colisión.

En una carretera es fundamental que exista tanto en perfil como en planta. "Da al hombre y a la economía su verdadera importancia". Son factores en que se hace responsablel la técnica.

Es tarea importante de los ingenieros de caminos, dotar a las carreteras actuales de las seguridades necesarias para una conveniente visibilidad y al mismo tiempo dar a las carreteras por construirse las banquetas de visibilidad en las curvas o las dimensiones mínimas necesarias de tangentes que eviten toda colisión. Más que una labor de profesional es un concepto de respeto humano el que debe empujar a acondicionar la vía bajo sus mejores aspectos.

Distancia de visibilidad de frenado.- Es aquella que permita al conductor ver y detener el vehículo antes de llegar al obstáculo. Tiene en cuenta la reacción del individuo, que a su vez es particular para cada individuo y para cada circunstancia.

El tiempo de reacción dá un espacio de recorrido. Hay dos procesos para determinarla, según se considera:

a) La distancia que recorre subiendo, desde el momento en que el conductor percibe elobjeto y aplica los frenos.

b) La distancia recorrida desde la aplicación de los frenos hasta detenerse.

Depende entonces la primera de la reacción del individuo (de 1/2 a 1 segundo) y la segunda de la máquina misma (2 segundos). Se acepta como 3 segundos el tiempo total para los fenómenos psicológico, fisiológico y mecánico.

Se expresa su valor por la fórmula:

$Dvf = d' + d'' + Cs$, siendo Cs, el coeficiente de seguridad de rozamiento, alrededor de los 4 metros.

Influye mucho la velocidad del vehículo y su determinación permite conocer la longitud de las curvas verticales convexas, para lo que se toma una distancia equivalente

al doble de la distancia de frenado. Asimismo sirve para determinar el ancho de las banquetas de visibilidad de las curvas horizontales en el trazado en planta cuando por razones de trazo no ha sido posible conseguir el radio mínimo.

Se han hecho cuadros que facilitan su cálculo así como ábacos para las distintas velocidades. Uno de estos cuadros es el que damos en la página siguiente (Cuadro N° 2)

Cálculo.- Encontramos en Escario, que para 50 km/hora, el tiempo de percepción y reacción es de 3 segundos y la distancia recorrida con un coeficiente de seguridad de 1.25, es de 42 metros; o sea que tenemos: $d' = 42$ metros
$Cs = 4$ "

El mismo autor para un coeficiente de seguridad de 1.25, dá como distancia de recorrido desde el momento en que se aplican los frenos, el que obtiene con la fórmula:

$$d'' = 0.00492 \frac{V^2}{f_r \pm i}$$

f_r, el coeficiente de rozamiento por rotación varía entre 0.2 y 0.8, adoptando en el cálculo un promedio de 0.5.

Para una velocidad de 48 km/h, se tendrá entonces la fórmula:

$$d'' = \frac{11.35}{0.5 \pm i}$$

Curva N° 13, vertical convexa, tiene como pendientes: 2.030 y -0.500; puede servirnos como un ejemplo del valor que podamos obtener mediante la aplicación de la fórmula. Así se tiene:

DETERMINACION DE LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE FRENADO

Velocidad Directriz	V	Tiempo Percep. Reacc.	Distancia d	Coeficiente de fricción Seguridad		Seguridad	Dist.d" defrenado	Dist. visibilidad defrenado	
				Mr		Mr corregido		Calculada	Adoptada
Km/h	m/s	seg.	m	-	-	-	m		
25	7	3	21	0.68		0.55	4.50	25.50	25
30	8	3	24	0.66		0.53	6.60	30.60	30
40	11	3	33	0.64		0.51	12	45	45
50	14	3	42	0.62	1.25	0.50	19.60	61.60	60
60	17	2.83	48	0.60		0.48	29.50	77.50	75
70	19	2.67	51	0.58		0.46	42.00	93.00	90
80	22	2.50	55	0.56		0.45	56.00	111.00	110
90	25	2.33	58	0.54		0.43	74.00	132.00	135
100	28	2.17	60	0.52		0.41	96.00	156.00	155

947/55/cz.

$$d'' = \frac{11.35}{0.5 - 0.005} = 22.4 \text{ metros}$$

d' = ... = 42.0 "

Cs = ... = 4.0 "

Dvf = 68.4 metros, aprox. 70 mts.

Vamos a adoptar como valor mínimo de la Distancia de visibilidad de frenado, 70 metros, con una pendiente no mayorn del 3 %.

Distancia de visibilidad de paso.- O distancia de sobrepaso, es la que recorre en el tiempo de sobrepaso, o sea aquel necesario para que un vehículo que viene en igual sentido que otro puede pasarlo, evitando al mismo tiempo el conflicto con un tercer vehículo que viene en sentido contrario.

Las velocidades de los tres vehículos son distintos, para obviar lo cual se considera la Velocidad de Régimen que es aquella que llevan los dos vehículos más veloces, velocidad que se fija para cada carretera. Naturalmente que el vehículo que es sobrepasado es el de velocidad más lenta.

Si llamamos, A y B los vehículos que van en el mismo sentido y C en sentido contrario, siendo:

a: Aceleración de A para sobrepasar a B. a = 4.2.

S: Espaciamiento entre A y B antes del sobrepaso: . . . . . $s = \frac{V-n}{5} + 6$

t: Tiempo necesario para la maniobra de paso $t = \frac{14.45}{a}$

n: diferencia entre la velocidad de régimen y la del vehículo más lento.

V: Velocidad de régimen.

Se tiene para n + = 15 km/h; V + 50 km/h.

$$d_1 = 0.83\ (V - n) = \ldots\ldots \quad 29$$

$$d_2 = 2\ S + \frac{t}{3.6}\ (V - n) \quad \ldots \quad 91$$

$$d_3 = \frac{V\ t}{3.6} = \ldots\ldots\ldots \quad 93$$

$$d = d_1 + d_2 + d_3 \quad \ldots\ldots \quad 213$$

siendo el valor práctico de la distancia de visibilidad de sobrepaso para una velocidad de 50 km/h., de 200 metros. Para el caso que el consultante tenga necesidad de una velocidad diferente a la de nuestro caso, adjuntamos en la siguiente página una tabla de sobrepasos.

Para determinar la distancia de visibilidad de sobrepaso, se pueden emplear los ábacos que se dan en el libro de Escario (tomo I, página 32, figura 13), auxiliándose con el cuadro que dá Hewes Isley, con valores de las "aceleraciones para el sobrepaso de vehículos" que es el siguiente:

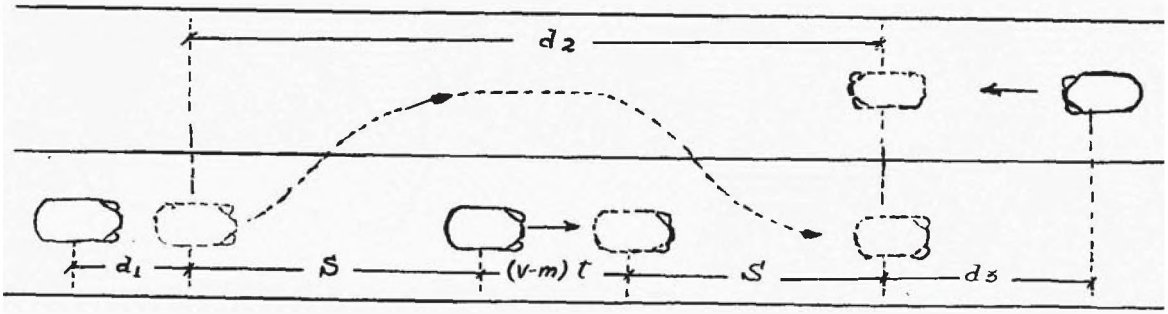
CUADRO N° 4

VELOCIDAD DIRECTRIZ V Km/hora	Aceleración (a) en Km/hora x segundo para: m: Diferenc.entre V y la velocidad del vehículo sobrepasado			
	15	24	32	40
	Sobrepaso de un vehículo			
50	4.2	4.6	5.1	--
65	3.4	3.7	4.2	4.6
80	2.7	3.0	3.4	3.7
95	2.1	2.2	2.7	3.0
110	1.6	1.8	2.1	2.2
	Sobrepaso de dos vehículos			
50	4.0	4.5	5.0	--
65	3.2	3.5	4.0	4.5
80	2.6	2.9	3.2	3.5
95	1.9	2.2	2.5	2.9
100	1.4	1.8	1.9	2.2

GRAFICO N° 1

CUADRO N° 3

TABLAS DE COEFICIENTES DE CIRCULACION DE VEHICULOS



Sobrepaso de un vehiculo que circula a 15 Km/h. menos que la velocidad directriz V (m = 15)

V	50	65	80	95	110
V - m	35	50	65	80	95
$S = \frac{V - m}{5} + 6$	13	16	19	22	25
a (aceleración)	4.2	3.4	2.7	2.1	1.6
$t = \frac{14.45}{a}$	6.7	8.2	10.1	12.3	15
$d_1 = 0.83\ (V-m)$	29	42	54	66	79
$d_2 = 2\ S + \frac{t}{3.6}\ (V-m)$	91	146	220	317	446
$d_3 = \frac{t}{3.6}\ V$	93	149	224	324	458
$d = d_1 + d_2 + d_3$	213	337	498	707	983
Valor práctico	200	350	500	700	1000

Los valores dados en la tabla son en km/hora por segundo y representan, en cada caso los máximos para la velocidad media correspondiente a la maniobra del sobrepaso.

Con esos valores de la aceleración (que corresponden al valor "j" del ábaco de Escario) se entra al ábaco que da los valores d', d" y d"' de sobrepaso.

Es necesario anotar la conveniencia de dar playas de sobrepaso cada 2 km. en ras de 2 trochas para evitar la congestión de tránsito en carretera.

Distancia de visibilidad de maniobra.- Es la precisa para que dos vehículos que marchan por el centro de la carretera, entren a su línea de circulación, sin que se llegue a producir colisión. Se calcula esta distancia, en especial cuando se trata de la determinación de curvas verticales.

En la práctica, para la visibilidad en curvas, se toma en cuenta la correspondiente a la distancia de frenado, doblando la cual se tiene el valor D que se emplea para la fórmula de la longitud de la curva vertical, como veremos más adelante.

Las fórmulas a emplearse son:

$$dvm = 2(S_1 + S_2)$$

siendo: $S_1 = \frac{2V}{3.6}$

$$S_2 = \ell_1 + \ell_2 = 2\sqrt{r^2 - (r - \frac{a}{4})^2} = \sqrt{2ar}$$

$$r = \frac{V^2}{3.6^2 \, g \mu_t}$$

$$d_{vm} = \frac{V}{1.8}\left(1 + \sqrt{\frac{2a}{\mu_t .9}}\right)$$

teniéndose:

$V = 50$ km/h.

$g = 9.8$ m/ ^{2}

$\mu_t = 0.5$

$a = 3.00$

$$d_{vm} = \frac{50}{1.8}\left(1+\sqrt{\frac{2x3}{0.5x9.8}}\right)=\frac{50}{1.8}(1+1.1)$$

$d_{vm} = 58.2$ $\quad$ $d_{vm} = 60$ m.

Otras condiciones que influyen en el trazado de las curvas en planta

Además de tener las distancias de visibilidad precisas que eviten el choque o eliminen todo peligro de vuelco, es necesario:

a) Que tengan el radio mínimo y el peralte conveniente.

b) Que se intercalen en el paso de la alineación recta a la curva, las curvas de transición, en casos necesarios.

c) Que toda curva tenga un sobreancho que facilite la maniobra y permita el paso de vehículos, en sentidos contrarios aún en casos de abrirse por acción de la fuerza centrífuga, sin invadir las vías adyacentes.

d) En el caso de no lograrse las distancias convenientes, deberán tener banquetas de visibilidad que faciliten la visión del objeto o vehículo que se aproxime en sentido contrario.

Radios mínimos.- Para su limitación, existen una serie de factores que por los complejos no llegan a establecer un valor fijo. Sin embargo debe tenerse en cuenta la estabilidad del vehículo y razones de visibilidad. Este radio mínimo es fijado por las entidades técnicas, pero hay que tener en cuenta los costos de construcción y no sólo basarse

en las exigencias del tránsito o comodidad de volteo.

No es conveniente adoptar como solución el radio mínimo que se halle, ya que él sólo se usará en casos extremos, tratándose en lo posible de usar radios mayores. El trazador dá las soluciones mejores empleando curvas más amplias que las mínimas, evitando de ese modo los peligros.

Lo que en realidad exige radio mínimo es la presencia de:

- distancias de visibilidad
- deslizamiento transversal
- el peligro de vuelco.

El ingeniero es el que con su criterio determina lo que tendrá mayor importancia, si la belleza de una curva amplia o el costo de construcción, pero en ningún momento deberá poner en peligro la seguridad del tránsito.

Existen gráficos, actualizados o adaptados a nuestro paísnpor el Ministerio de Fomento, Dirección de Caminos, en que se calcula el radio mínimo según la velocidad a la cual se trabaja. Igualmente las Normas Peruanas fijan valores que no son materia de discusión, ya que se aceptan en nuestro país.

Se ha deducido una fórmula práctica para calcular el radio mínimo:

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

donde se tiene:

V: velocidad en km/hora, siendo en nuestro cálculo de 48 km/h.

p: peralte máximo, aceptando un 6 %, apartándonos de las normas que fijan 8 y 10 %. (p: 0.06).

f: coeficiente de fricción, dado por: $f = \frac{1}{1.4^{\frac{1}{3}}} = 0.197$

aceptando f:0.20.

Reemplazando valores obtenemos: R: 69.2 metros, o sea que con gran aproximación aceptaremos un radio mínimo de 70 metros.

Peraltes.- También las Normas Peruanas han fijado valores que tabulan y grafican, según las diferentes velocidades y radios. El peralte viene a ser la elevación que se dá al lado exterior de una curva, con el fin de que venza la acción de la fuerza centrífuga que desarrolla el vehículo, ayudándonos para conseguirlo la fuerza de la gravedad.

Los peraltes según las Normas, se fijan así:

Carreteras de la. clase: 8 % hasta radios de 340 mtros, disminuyendo en 1/2 % hasta radios de 580 metros

Carreteras de 2a. Clase: 10 %

De 3a. y 4a. clases, entre: 2 y 10 %.

Existen una serie de fórmulas de diferentes autores que no son del caso discutir, pero que se deberán emplear según los casos que se presenten.

En la construcción misma, la sobrelevación que constituye el peraltado de la curva, puede hacerse, ya sea girando sobre el eje de la Carretera o sobre su borde interior.

Las Normas alemanas fijan un peralte máximo de 6 % que es el que hemos adoptado, por ser el que más se emplea en la práctica.

Cuando el radio es muy grande y se prescinde del arco de transición, el peralte se forma en la recta; en todo caso, la curva a lo largo de su desarrollo debe tener el peralte completo.

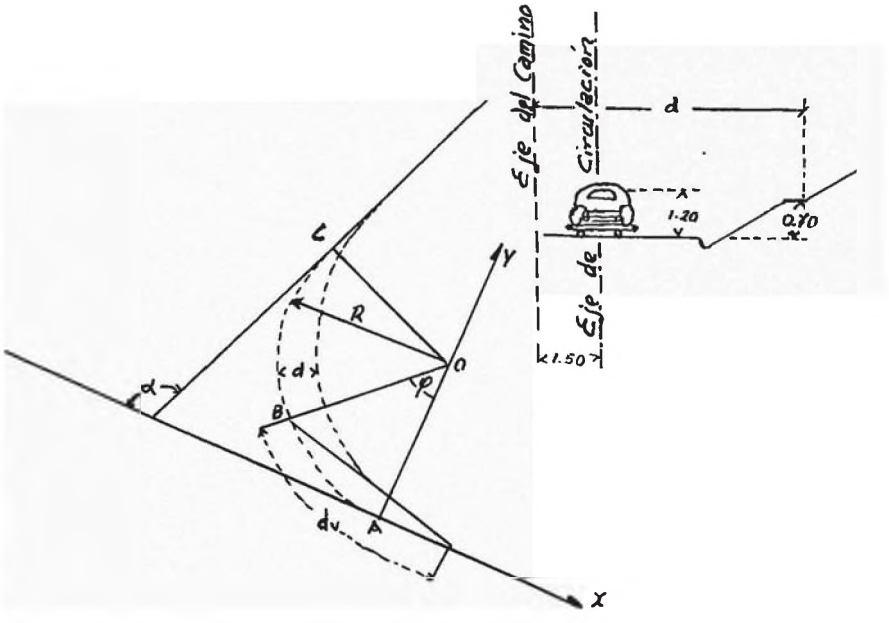
El peralte se usa porque contrarresta la acción de la fuerza centrífuga, utilizándo la fuerza natural dela gravedad.

Banquetas de visibilidad

Es un auxiliar del ingeniero, que se emplea con suma frecuencia en especial cuando el terreno es altamente accidentado. Consiste en desmontes del terreno en la parte interior de la curva, generalmente desde una altura nomayor de 1.30 metros de la rasante, con el fin de facilitar la visibilidad de los vehículos que vienen en sentidos contrarios. Es una gran economía, ya que facilita el uso de radio s mínimos, o los necesarios para la estabilidad de los vehículos y permite una visibilidad aparente.

El método más común que se sigue, es el gráfico, para lo cual se dibuja el eje interior de la vía, determinando una curva envolvente de las cuerdas de los arcos, de longitud igual a la distancia de visibilidad de parada. Una escala recomendada es 1/200, con la cual, para ángulos pequeños entre los alineamientos es posible obtener una variación no mayor de 10 cm. que es más que suficiente para el objeto del trabajo.

Escario, (tomo I, pág.50) muestra el proceso gráfico, que reproducimos en nuestro trabajo, siendo R el radio de la curva y MN la distancia de visibilidad (Ver Gráfico N° 2).



SOBREANCHOS EN CURVAS HORIZONTALES

Ampliación lateral de la curva que permite conservar la capacidad de tránsito, tanto en recta como en curva. Se hace necesario, ya que el vehículo al entrar en una curva, ocupa un ancho mayor que en tangentes, porque la rigidez del vehículo, hace que las llantas traseras no sigan exactamente la huella de las delanteras, siendo otra razón de su existencia, el hecho que en una curva el piloto conduce no tan cerca al borde como en recta, al tiempo que amplía la visibilidad. Este sobreancho se hace necesario, en especial para radios pequeños, menores de 300 metros.

Pudiendo colocársele tanto en la parte interior como exterior de la curva, se prefiere la interior por larazón expuesta al hablar sobre la tendencia del piloto de no acercarse al borde exterior.

Teóricamente este sobreancho correspondería íntegramente a la parte encerrada dentro de la curva, pero razones de seguridad la extienden más allá del PC y del PT. En algunos lugares se toma esta distancia, a 30 metros antes y después del comienzo y fin de curva, cualquiera sea su radio, pero entre nosotros se estila utilizar los ábacos y valores que dan las Normas Peruanas.

El cálculo teórico se hace empleando la fórmula de Voshell generalizada, que indica:

$$S = 2\,(R - \sqrt{R^2 - L^2}) + \frac{6}{\sqrt{R}}$$ para un ancho de vía de 6 metros y tomando dos pistas de circulación.

Entre nosotros, se emplea:

$$S = n\left[R - \sqrt{R^2 - L^2}\right] + \frac{V}{\sqrt{R}}$$

PARA n vías y velocidad V, siendo L la distancia entre ejes del vehículo (Se acepta generalmente, 6 metros), R el radio de la curva y S, el sobreancho).

Isley Hewes, dá un cuadro comparativo de los diferentes métodos para cálcular el sobreancho, cuadro al que hemos agregado una columna correspondiente a los valores que se obtienen con el ábaco de nuestras normas, para una velocidad de 60 kilómetros por hora. (Los ábaco s nacionales fueron presentados por E. Barnett y adoptados por la Dirección de Caminos del Perú).

CUADRO N° 5

RADIO R	SOBREANCHO (S) SEGUN			
	Fórmula de Voshell y L=6m	$3\frac{50}{R}$ *	Regla de California	Abacos de la Dirección de caminos V = 60 km/h.
50	1.57	1.00	1.20	1.62
60	1.37	0.94	1.20	1.42
70	1.24	0.89	1.10	1.26
80	1.13	0.85	1.00	1.15
90	1.03	0.82	0.90	1.05
100	0.96	0.79	0.80	1.01
120	0.85	0.75	0.70	0.90
140	0.77	0.71	0.61	0.82
160	0.69	0.68	0.60	0.74
180	0.65	0.65	-	0.69
200	0.60	0.63	-	0.64
250	0.52	0.58	-	0.56

* Usada por el Departamento de Caminos del Estado de Washington

Transición del sobreancho.- El máximo sobreancho obtenido se tendrá que dar gradualmente, debiéndose comenzar antes de entrar a la curva misma, como indicamos antes, de modo que en ella se haya conseguido el sobreancho total, mediante un aumento progresivo, generalmente desde el orígen de la curva de transición, cuando exista, en caso contrario, se le dará la dimensión indicada. Se emplea el procedimiento del ingeniero inglés Mr. William George Jamieson (Escario I, pág. 101), que consiste en utilizar en los bordes del camino, curvas de transición semejantes a las del eje, tomando la razón de semejanza necesaria para conseguir el sobreancho

necesario al iniciarse la curva.

4.- CURVAS DE TRANSICION

Es la fuerza centrífuga que se presenta al pasar de una alineación recta a una curva circular, la que tiende a desviar el vehículo, lo que representa para el conductor un peligro. Esta fuerza centrífuga aumenta progresivamente de cero hasta un valor límite que dá el radio de la curva. El aumento de la velocidad de los vehículos modernos, hace que su uso se vaya generalizando, estando dada su longitud por esa misma velocidad y el radio de la curva circular a la cual queremos llegar con un límite determinado de la fuerza centrífuga.

Originariamente, las curvas de transición sólo se empleaban en ferrocarriles, pero el aumento de la velocidad de los vehículos, la ha hecho indispensable en las carreteras, especialmente en curvas de radio pequeño.

Longitud de la curva de transición.- Las Normas Peruanas, recomiendan la siguiente fórmula de Short.

$$Lc = \frac{V^3}{45.6\ R\ J}$$

o sea que la longitud de la curva de transición está en razón directa del cubo de la velocidad y en razón inversa al radio de la curva y a una constante J, cuyo valor es de 1.5 para una velocidad de 60 km/hora; el factor 45.6, es el coeficiente de conversión.

Hemos llegado a simplificar aún más la fórmula para el caso de una velocidad de 50 km/hora, aceptando un valor para J de 1.5. Se tiene:

$$Lc = \frac{1825}{R}$$

Como ya se ha fijado el radio mínimo R = 70 m, podemos determinar el máximo valor de la longitud de transición.

$$Lc_{máx.} = \frac{1825}{70} = 26.2 \text{ m.} \quad 2 \qquad \underline{Lc = 26 \text{ m.}}$$

El total de la Transición se reparte la mitad dentro de la curva y la otra mitad en las tangentes que anteceden y preceden cada curva.

Deben satisfacer el criterio de que las pendientes de los bordes con respecto al eje sean como máximo 0.5 % para V mayor o igual a 100 km/h. de 1 % para 60 a 100 Km/h y de 1.5 % para menor velocidad.

En general, las curvas de transición procuran mejores condiciones de tránsito y un aspecto más agradable. La curva de transición espiral muy usada entre los europeos, aumenta la seguridad al favorecer la maniobra de entrada en la curva y su permanencia en su trocha.

La transición espiral, curva en la cual el radio decrece con la distancia al punto de origen, tiene las suficientes propiedades como para ser empleada en el alineamiento de caminos y en el desarrollo del peralte.

La elección de la longitud de espiral a aplicar, para un determinado ángulo en el centro, generalmente está condicionada a la longitudes que pueda darse en el terreno a las tangentes de la esporal o a la externa.

Es muy conveniente considerar en el estudio, las curvas con su transición, evitando así modificar la curva posteriormente.

Cálculo de la línea de transición

Pueden adoptarse las líneas de transición en espiral o la parabólica. Los gráficos de la Dirección de Caminos indican la utilización de la espiral de transición y en otro (ambos del Gráfico N° 5) la no utilización de la espiral de transición.

Adoptaremos el cálculo de una curva parabólica de transición, cuya teoría se extractó de las tablas de Sarrazin o Berbeck (pág.13, fig.6).

De la figura se sacan los valores siguientes:

Longitud de la tangente AB, considerando desde el comienzo de la transición hasta el PI

$$AB = BC + AC = (r+f)\ tg\ \frac{\alpha}{2} + \frac{L}{2} = R\ tg\ \frac{\alpha}{2} + \frac{L}{2}$$

Enterna BD

$$BD = BO - OD = (r+f)\ sec\ \frac{\alpha}{2} - r = R(sec\ \frac{\alpha}{2} - 1) + f$$

Longitud del arco 2 A D

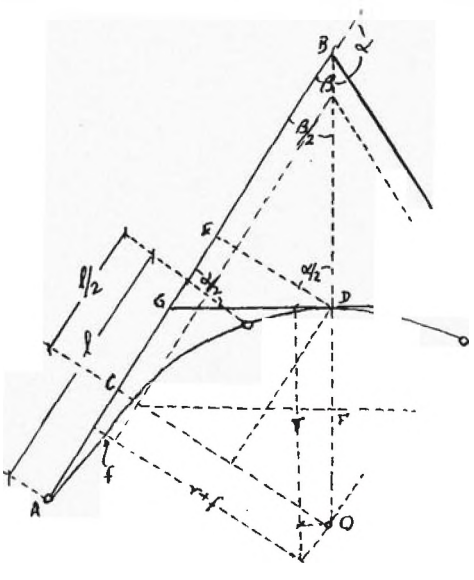
$$2\ A\ D = r\ \frac{\pi\alpha}{180} + L = Lc + L_t$$

Abscisa del vértice AE

$$AE = r\ sen\ \frac{\alpha}{2} + \frac{L}{2}$$

Ordenada del vértice del arco ED

$$ED = r\ (1 - Cos\ \frac{\alpha}{2}) + f$$



Luego de calculados los valores con las fórmulas, empleamos la Tabla III de Sarrazín. Asi por ejemplo, en la curva N° 16, se tiene:

$\alpha = 90° 10'$

$R = 160$ mt. ; $L_c = \frac{1825}{160} = 11.40$; adoptamos $L_c = 20$ mts., por ser el menor valor que dá la tabla . . $f = 0.104$ (Pág.189)

Tangente AB = $120 \times tg\ 45°05' + \frac{20}{2} = 120 \times 1.003 + 102$ —— AB = 130

Externa BD = $120(\sec.45°05' - 1) + 0.104 = 120 \times 0.41628 + 0.104$ BD=50.06 m.

Longitud Arco:

$2AD = 119.044 \frac{\pi \times 90°10'}{180°} + L = 119.044 \times 1.57371 + 20$ 2AD=207.37 m

Abscisa del Vértice de Curva $AE = 119.044 \times \text{sen}\ 45°05' + \frac{20}{2}$ AE = 178.54

Ordenada $ED = 119.044 \times 0.29392 + 0.104$ ED = 35.09

Con los valores así obtenidos, podemos determinar los puntos de la transición, o sean la tangente transición y la transición-tangente.

Izq. N° 16

	P I_{16} . . . . . Km9 -	78 + 2.00
(-)	Longitud tangente	12 + 10.00
	Punto tangente-Transición . . . . . Km9 -	64 + 12.00
(+)	Longitud arco (2 A D)	20 + 7.37
	Punto transición-tangente Km9	84 + 19.37

Replanteo de la curva

En la tabla III de Sarrazin, obtenemos las coordenadas de un sistema de ejes cuyo origen es el comienzo de la

tangente de transición. Se toman entonces abscisas cada 5 metros, hasta la longitud de transición adoptada, en nuestro caso de 20 metros y se calculan las ordenadas replanteando la curva con esos valores.

Para	abscisas	ordenadas
R = 160	x = 5	= 0.007
= 20	x = 10	= 0.052
f = 0.104	x = 15	= 0.176
	x = 20	= 0.417

TRANSICION DEL PERALTE

Hay que tener presente que el peralte total se tendrá que haber alcanzado al llegar al PC de la curva, se mantendrá constante en toda ella hasta llegar al PT. Antes del PC y después del PT irá el peralte aumentando o disminuyendo gradualmente. Generalmente esta transición del peralte comienza de 15 a 30 metros antes del principio de curva y termina de 15 a 30 m. después del fin de la curva.

Es interesante anotar también que el bombeo del pavimento se elimina totalmente en el principio de la curva, convirtiéndose dentro de ella en una superficie plana. Cual quiera que sea la transición, debe evitarse la producción de una depresión o aumento de la rasante, que se producen en especial porque la rasante del eje rara vez se presenta exactamente horizontal.

Al efectuar la transición del peralte se recomienda mantener la inclinación de los bordes con respecto al eje de la calzada.

El peralte puede obtenerse por giro alrededor del eje, muy usado en carreteras, o sobre el borde interior. Nosotros preferimos hacer el giro alrededor del eje. Por ejemplo, si la carretera tuviera 6 m. de ancho, y un peralte de

6 % en la curva, se elevará girando alrededor deleje, 18 cm. de elevación al borde exterior y 18 cm. en descenso al borde interior. Veamos el gráfico que emplean las Normas Peruanas y que adjuntamos en la siguiente página.

5.- TRAZADO DE LA POLIGONAL

Tenemos ya los valores que nos permitirán definir el trazado en planta de nuestro camino, dándonos las caracte rísticas más convenientes. Nuestro radio mínimo aceptado es de 70 metros, con la velocidad directriz aceptada de 50 km/hora.

Descripción de la poligonal

Ya hemos visto en el Bachillerato, la necesidad de estudiar varias rutas, viendo las conveniencias e inconvenien cias de cada una de ellas para elegir finalmente una que reú na las mejores condiciones. No solamente es preciso ver el mayor o menor movimiento de tierras, sino otros factores que afectan el trazo, como son, el conservar en lo posible una vista agradable, el lograr curvas convenientes que no disminuyen la velocidad promedio aceptada.

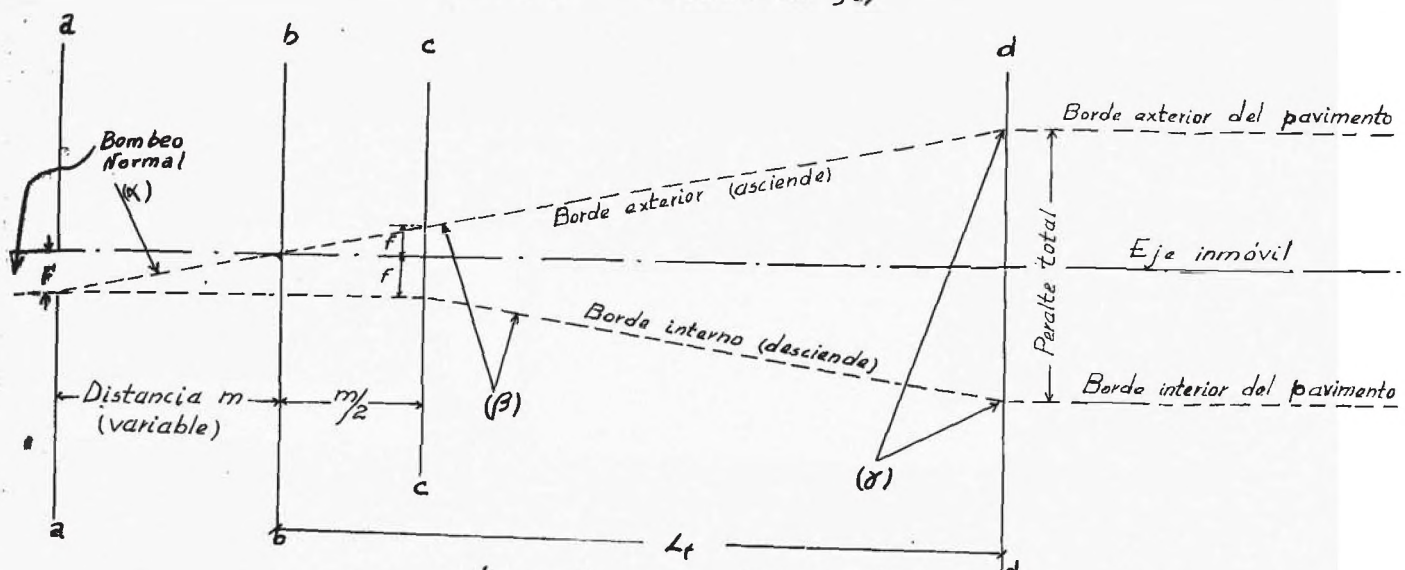
Iniciado el trazo enel pueblo de Huaricanga, hemos salido con una tangente, siguiendo aproximadamente las infle xiones que se han descrito minuciosamente en el Bachillerato, conformándose la poligonal de 25 curvas, cuyo radio máximo es de 1200 metros, y el mínimo de 70, solución a la que se ha llegado solamente en las vueltas de lazo. Para lograrla se han debido atravesar 23 quebradas.

El sector que merece especial atención, es justa- mente el del tramo en estudio, o sea desde el km. 6.500 has ta el Km. 10.000, donde se ha debido hacer una serie de va- riantes para lograr la solución más conveniente.

CURVAS DE TRANSICION.- GIRO DEL PERALTE

PARA TERRENO QUEBRADO

(peralte girando alrededor del e/e)



(α) Pendiente máxima deseable

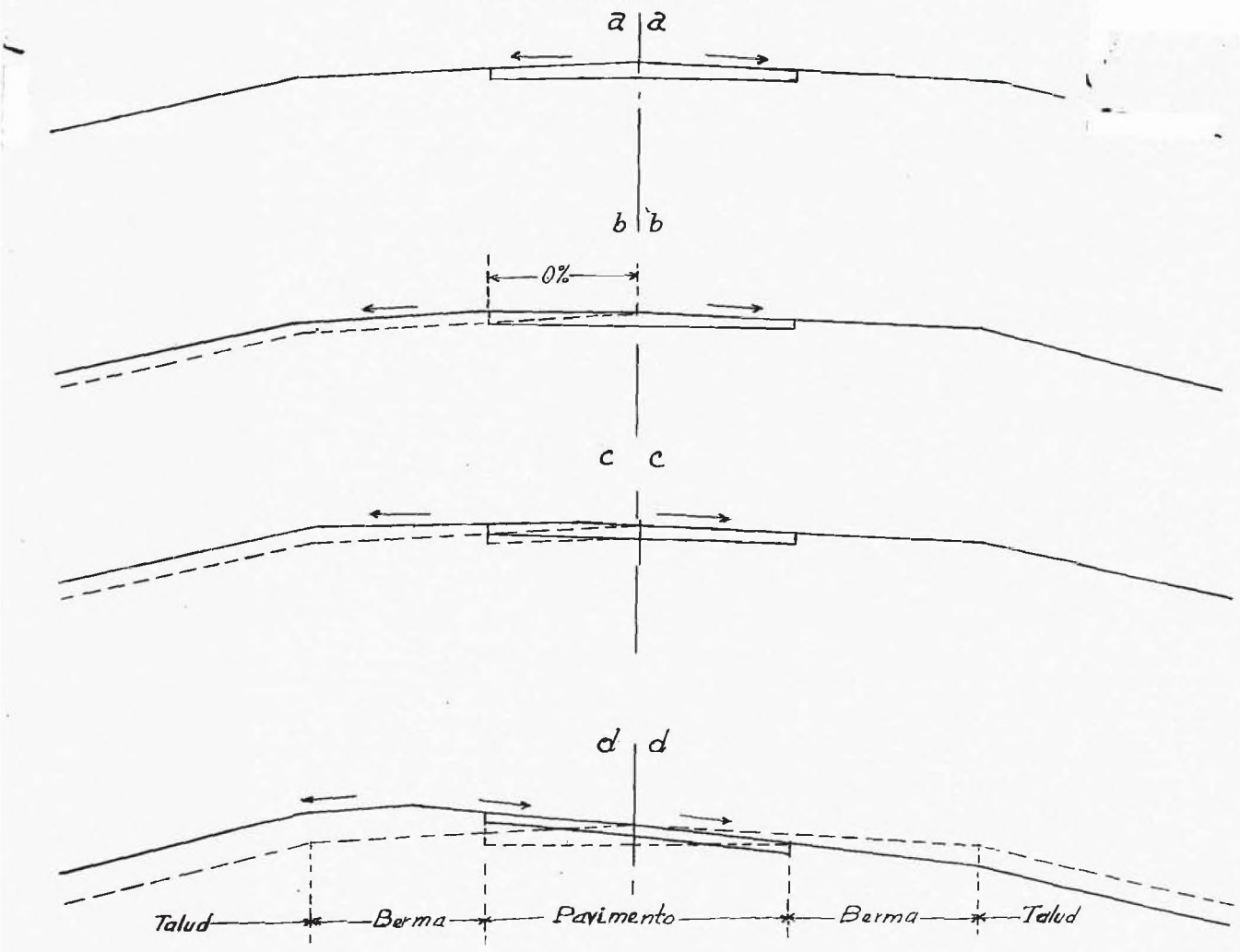
0.25 %	para	V ≥ 100 Km/h.
0.50 %	para	60 < V < 100 Km/h
0.75 %	para	V ≤ 60 Km/h

(β) Pendiente máxima a

0.50 %	para	V ≥ 100 Km/h
1.00 %	para	60 < V < 100 Km/h
1.50 %	para	V ≤ 60 Km/h

(γ) Curvas verticales de identificación

SECCIONES TRANSVERSALES



De modo que a partir del Km. 6.500, proseguimos la tangente de 975 metros y llegamos a la curva N° 10, de 300 metros de radio, curva derecha con $\Delta = 13° 40'$.

Llegamos así a un mogote, el cual se salva con la curva Izq. N° 11, de 120 metros y una externa de 281.28 m, acondicionándose a las ondulaciones del terreno, pero precisamente un estudio de visibilidad. Con una inflexión luego de recorrer una pequeña tangente de 36m, pasamos la curva N° 12 I, de 30 m. de radio y llegamos a la primera curva de lazo de 70 metros, sabiendo de ésta con una tangente pequeña, para entrar a la curva N° 13, con un ángulo de inflexión de 40°50' I; llegamos así a la N° 14 de 120 m. de radio y ángulo 126°40'I, en la cual se ha logrado también armonizar el trazo con la forma del terreno. Aunque no es recomendable el empleo de curvas de lazo, por constituir desarrollos que pueden ser sin visibilidad, hemos adoptado una segunda curva de lazo, que tiene amplia visibilidad por estar a media ladera en su mayor parte y evitamos asi las contra pendientes y logramos un menor volumen de explanaciones. Saliendo del 2° lazo que también tiene 70 metros de radio, una tangente de 548 metros nos lleva a la curva N° 15 de 200 metros de radio que también se adapta a la forma del terreno, terminando en la tangente que sigue la parte difícil del trazo.

En algunos sectores de esta sección no ha sido posible evitar los movimientos grandes de material, pero hemos conjuncionado hasta el máximo la belleza del trazo y la economía, pero sin sacrificar en ningún momento el criterio técnico. Cabe anotar si, que en nuestro país, que está en plena etapa de transición, muchas veces deberemos sacrificar las exigencias técnicas extremas para lograr construir una

carretera que no posea el presupuesto que podría exigir su solución.

Dado lo cerrado de las curvas N° 18 y 24, se hace preciso el estudio de visibilidad, donde posiblemente sea necesario cobrar banquetas para eliminar todo peligro.

Libreta de campo que se lleva en el trazado del eje del camino

Registro de la Poligonal

He aquí un modelo del tipo de libreta que se lleva en el trazado del eje, modelo que es correcto por reunir además del estacado y el cálculo de la curva, los materiales que se encuentran en el trazo, son embargo es más común anotar los materiales en la libreta de nivelación y como veremos más adelante y aún al seccionar, en que se reconoce mejor el terreno.

CARRETERA: HUARICANGA - JULQUILLAS

Operador: L.V.B.

13 de Diciembre de 1956 Km. 0.000 a Km. 1.000

ESTACA	DATOS DE LAS CURVAS		OBSERVACIONES
68	C. DERECHA N° 1		% materiales
70			
PC 72 + 8.11	A_z = N210°10'E		
74	Δ = 10°30'	PI = 82+0.00	
76		T = 9+1.89	
78	R = 1000	PC = 72+8.11	
80			
E 80+19.74	T=0.09189x1000	1/2L= 9+1.63	
82	=91.89	E = 80+19.74	
84			
86	E=0.00421x1000	1/2L= 9+ 1.63	
88	=4.21	PT = 90+11.37	
90	L=0.18326x1000	comp. 8.63	
PT 90+11.37	=183.26		
92		92+ 0.00	
94			

En el campo mismo, donde deben hallarse los valores para replantear la curva, se evita el cálculo de la estaca de la Externa mediante la medición de su valor, en el caso de la curva N° 1, E = 4.21 m, fijándola con la bisectriz del ángulo que forman las tangentes, ésto también puede evitarse usando el métodoo de deflexiones. Sin embargo es recomendable su cálculo, para el chequeo del trazo mismo.

En las páginas siguientes adjunto la libreta completa del trazo con los valores hallados.

En lo referente al radio de la curva, se ajustará a una serie de considerandos que se ven en el campo mismo. Ellos son un menor movimiento de tierras, un radio que en lo posible no llegue al mínimo permisible, el aprovechar algunos lugares en que se requieran obras de arte de magnitud, una mejor visibilidad a lo que se agrega la estética del trazo, al conservar una vista agradable. Es preciso recordar que el ingeniero no puede ni debe pegarse a normas de ninguna nacionalidad que lo puede llevar a sacrificar la economía, como sea realizar injustificados rellenos o cortes, sólo por cumplir fielmente lo que indican unas tablas.

El criterio tiene especial importancia para la elección de los radios.

CARRETERA HUARCANGA - JULQUILLAS

Datos de Curvas para el trabajo de construcción

Km. 0.000-3.980. Lima, 13 diciembre de 1956

ESTACAS	DATOS DE LAS CURVAS		OBSERVACIONES
Km.0	C. Der. N° 1		20 % T.S. 80% R
	A_z = N210°10'E		
	Δ = 10°30'	PI = 82 + 0.00	
68	R = 100	T = 9 + 1.89	
70		PC = 72 + 8.11	
72			
74	T = 91.89	L = 18+ 3.26	
	E = 4.21	Pr = 90 + 11.37	
	L =183.26	Comp.= 8.63	
		92 + 0.00	
Km.1			
70	C.Izq. N°2		20 % T.S. 40% R.S;40% R.F.
72	Az = N 188°20'E		
74	Δ = 21°50'	PI = 78 + 17.00	
	R = 400	T = 7 + 7.15	
	T = 77.15	PC = 70 + 19.85	
	E = 7.37	L = 15 + 2.42	
Km.2	L = 152.42	PT = 86 + 12.27	
50		7.73	
52		88 + 0.00	
54			100% R.S.
56	C.Izq. N°3		
58	Az = N152°36'E		
60	Δ = 35°44'	PI = 58 + 4.00	
	R = 200	T = 6 + 4.47	
	T = 64.47	PC = 50 +19.53	
	E = 10.13	L = 12 + 4.73	
	L =124.73	PT = 64 + 4.26	
		15.74	
		66 + 0.00	

ESTACAS	DATOS DE LAS CURVAS	OBSERVACIONES
80	C.Der.N°4	
82	Az = N 203°32'E	
84	Δ = 50°56' PI = 92 + 1.00	
86	R = 200 T = 9 + 5.25	
88	T = 95.25 PC = 82 + 5.75	
	E = 21.52 L = 17 + 7.79	
	L = 177.79 PT = Km3+ 3.54	
Km. 3	Comp.= 16.46	
	2 + 0.00	
12	C.Izq.N°5	
14	AZ = N 153°00'E	
16	Δ = 50°32' PI = 24 + 7.00	
18	R = 200 T = 9 + 4.39	
20	T = 94.39 PC = 14 + 12.61	
20	E = 21.15 L = 17 + 6.39	
22	L =176.39 PT = 32 + 9.00	
24	11.00	
	34 + 0.00	
	C.Der.N°6	
	Az = N 185°30'E	
	Δ = 32°30' PI = 42 + 16.00	
94	R = 200 T = 5 + 8.30	
96	T = 58.29 PC = 36 + 17.70	
98	E = 8.32 L = 11 + 3.45	
	L =113.45 PT = 48 + 11.15	
	8.85	
	50 + 0.00	

ESTACAS	DATOS DE LAS CURVAS		OBSERVACIONES
Km. 4	C.Izq.N°7		100 % R.S.
	Az = N 183°14'E		
12	△ = 02°16'	PI = 14 + 9.00	
14	R = 1200	T = 2 + 3.74	
16	T = 23.74	PC = 12 + 5.26	
18	E = 0.24	L = 4 + 6.47	
	L = 46.47	PT = 16 +11.73	
		8.27	
		18 + 0.00	
44	C.Izq.N°8		60% R.S. 40% R.F.
46	Az = N 155°56'E		
48	△ = 27°18'	PI = 50 + 5.00	
50	R = 200	T = 4 + 8.57	
52	T = 48.57	PC = 44 + 16.43	
54	E = 5.81	L = 9 + 5.29	
	L = 95.29	PT = 54 + 11.72	
		8.28	
Km. 5		56 + 0.00	
	C.Der.N°9		
88	Az = N 186°36'E		
90	△ = 30°40'	PI = 90 + 17.00	
92	R = 200	T = 5 + 4.84	
94	T = 54.84	PC = 86 + 2.16	
96	E = 7.38	L = 10 + 7.05	
98	L =107.05	PT = 96 + 9.21	
		10.79	
Km. 6		98 + 0.00	

C. Der. N° 10

86 Az = N 200°16'E

88 Δ = 13°40' PI = 88 + 12,00

90 R = 300 T = 3 + 5.95

92 T = 35.95 PC = 84 + 16.05

94 E = 2.15 L = 7 + 1.56

PT = 92 + 7.61

12.39

Km. 7 94 + 0.00

70 % R.S. 30% R.F.

C. Izq. N° 11

12 Az = N 34°56'

14 Δ = 145°12' PI = 52 + 11.00

16 R = 120 T = 38 + 2.92

50 T = 382.92 PC = 14 + 8.08

52 E = 281.28 L = 30 + 4.11

54 L = 304.11 PT = 44 + 12.19

7.81

46 + 0.00

C. Izq. N° 12

64 Az = N 34°56'E

66 Δ = 20°00 PI = 56 + 7.00

68 R = 300 T = 5 + 2.90

70 T = 52.90 PC = 50 + 14.10

E = 4.65 L = 10 + 4.72

L = 104.72 PT = 60 + 18.82

1.18

62 + 0.00

ESTACAS	DATOS DE LAS CURVAS		OBSERVACIONES
72	C. Lazo Der.N° 13(1)		40% R.S. 40% R.F
64	Δ = 90°	PI = 88 + 4.00	20% T.S.
76	R = 70	T = 6 + 10.00	
78	T = 70.00	PC = 80 + 14.00	
80	E = 28.99	L = 10 + 9.96	
	L = 109.96	PTC = 92 + 3.96	
	C. Lazo Der. N° 13(2)		
Km. 8	Δ = 93°40'		
2	R = 70	PTC = 92 + 3.96	
4	T = 74.63	L = 10 + 14.44	
6	E = 32.32	PT = 2 + 18.40	
	L = 114.44	1.60	
		4 + 0.00	
	C. Izq. N° 14		
16	Az = N 196°30'E		
18	Δ = 40°50'	PI = 22 + 9.00	
20	R = 300	T = 11 + 1.67	
22	T = 111.67	PC = 10+ 17.33	
24	E = 20.11	L = 21 + 3.80	
	L = 213.80	PT = 32 + 11.13	
		8.87	
		34 + 0.00	

ESTACAS	DATOS DE LAS CURVAS		OBSERVACIONES
	C. Izq. N° 15		
66	Az = N 69°50'E	PI = 70 + 9.00	30% R.S.; 20%
68	Δ = 126°40'	T = 23 + 8.94	R.F; 50% T.S
70	R = 120	PC = 46 + 10.06	
72	T = 238.94	L = 26 + 5.29	
74	E = 147.38	PT = 72 + 15.35	
	L = 265.29	4.65	
		74 + 0.00	
	C. Lazo Der. N° 16 (1)		
96	Δ = 90°	PI = 2 + 13.00	50% R.S; 50% T,S.
98	R = 70	T = 6 + 10.00	
Km.9	T = 70.00	PC = 96 + 3.00	
2	E = 28.99	L = 10 + 9.96	
4	L = 109.96	PTC = 6 + 12.96	
6			
8	C. Lazo Der. N° 16 (2)		
10	Δ = 90°		
12	R = 70	PTC = 6 + 12.96	
14	T = 70.00	L = 10 + 9.96	
16	E = 28.99	PT = 18 + 2.92	
18	L = 109.95	17.08	
20		20 + 0.00	

ESTACAS	DATOS DE LAS CURVAS		OBSERVACIONES
	C. Izq. N° 17		
42	Az = N 200°58'	PI = 40 + 9.00	
44	= 48°50'	T = 9 + 0.79	
46	R = 200	PC = 30 + 18.21	
48	T = 90.79	L = 17 + 0.46	
50	E = 19.64	PT = 48 + 8.67	
	L = 170.46	11.33	
		50 + 0.00	
Km.9	C. Izq. N° 18		
52	Az = N 110°48'E		60% R.S.;40% T.S.
54	= 90°10'	PI = 78 + 2.00	
56	R = 160	T = 16 + 0.47	
58	T = 160.47	PC = 62 + 1.53	
60	E = 66.60	L = 24 + 11.79	
62	L = 251.79	PT = 86 + 13.32	
64		6.68	
		88 + 0.00	
Km.10	C. Izq. N° 19		40% R.S.: 20%
2	Az = N 78°28'E		R.F.; 40% T.S.
4	= 32°20'	PI = 44 + 7.00	
40	R = 300	T = 8 + 6.97	
42	T = 86.97	RC = 36 + 0.03	
44	E = 12.35	16 +2 9.30 PT = 52 + 9.33	
46	L = 169.30	10.67	
		54 + 0.00	

ESTACAS	DATOS DE LAS CURVAS		OBSERVACIONES
90	C. Izq. N° 20		
92	Az = N 24°56'E		
94	△ = 53°32'	PI = 90 + 5.00	
96	R = 150	T = 7 + 5.66	
98	T = 76.66	PC = 82 + 9.34	
	E = 18.00	L = 14 + 0.15	
Km.11	L = 140.15	PT = 96 + 9.49	
2		10.51	
		98 + 0.00	
	C. Der. N° 21		
10	Az = N 81°56'E		
12	△ = 57°00'	PI = 8 + 7.00	
14	R = 150	T = 8 + 1.44	
16	T = 81.44	PC = 0 + 5.56	
18	E = 20.68	L = 14 + 9.23	
	L = 149.23	PT = 14 + 14.79	
		5.21	
		16 + 0.00	
	C. Izq. N° 22		
40	Az = N 28° 26'E		40 % R.S.; 40%
42	△ = 53°30'	PI = 42 + 3.00	R.F.; 20% T.S.
44	R = 200	T = 10 + 0.81	
46	T = 100.81	PC = 32 + 2.19	
48	E = 23.97	L = 18 + 6.75	
50	L = 186.75	PT = 50 + 8.94	
52		11.06	
		52 + 0.00	

ESTACAS	DATOS DE LAS CURVAS		OBSERVACIONES
	C. Der. N° 23		
80	Az = N 33°54'E		
82	Δ = 05°28'	PI = 84 + 1.00	
84	R = 1200	T = 5 + 7.29	
86	T = 57.29	PC = 78 + 3.71	
88	E = 1.37	L = 11 + 4.49	
90	L = 114.49	PT = 88 + 18.20	
		1.800	
		90 + 0.00	
Km.11			
92			40 % R.S., 40%
94			R.F.; 20% T.S.
96			
98			
Km. 12	C.Der. N° 24		
46	Az = N 82°44'E		
48	Δ = 48°50'	PI = 50 + 1.00	
50	R = 200	T = 9 + 0.79	
52	T = 90.79	PL = 40 + 10.21	
54	E = 19.64	L = 17 + 0.47	
56	L = 170.46	PT = 58 + 0.67	
58		19.33	
60		60 + 0.00	
Km.13			50% R.S.;10% R.F. 60% T.S.
66	C.Izq.N°25		
68	Az = N 75°34'E		
70	Δ = 07°10'	PI = 70 + 17.00	
72	R = 1200	T = 7 + 5.14	
74	T = 75.14	PL = 64 + 1.86	
76	E = 2.35	L = 15 + 0.10	
78	L = 150.10	PT = 78 + 11.96	
80		8.04	
		80 + 0.00	
Km.14			

CALCULO DE LOS PERALTES

El siguiente gráfico determina el valor de los peraltes para los diferentes radios de las curvas y una velocidad directriz. Los peraltes límites tienen el inconveniente de estar ajustados a una velocidad determinada; si ésta es menor, aparte del peligro del vuelco, aparece el de deslizamiento lateral hacia el centro de la curva. ¡El caso límite es el de parada del vehículo.

En países européos, se ha indicado como solución en caminos de dos tránsitos, separar los tránsitos en las curvas dando a cada dirección el peralte que convenga. De este modo, la banda exterior resulta de mayor longitud, con lo cual se reduce la pendiente longitudinal. Entre nosotros no es económica esta solución. Dan como peralte máximo el 7%. La Escuela española admite hasta el 12%, lo cual es excesivamente inconveniente ya que existe el peligro de que el vehículo para salvar el peralte se debe deslizar sobre la parte interior de la curva, o sea en lado contrario al que le corresponde y puede originar la colisión. Un peralte máximo muy conveniente es el de 6% mientras que el mínimo sería de 2%, valores límites que son los que adoptamos en nuestros cálculos. Cuando predomina el tránsito lento, como en nuestro caso, se diseña con el gráfico anterior que da valores menores, obteníendose curvas seguras pero menos cómodas.

CALCULO DE LOS SOBREANCHOS

Se obtienen los siguientes valores en función de la velocidad directriz y del radio para los peraltes y sobreanchos. Se ha empleado el Cuadro que da la Regla de California y el valor de 6% para los peraltes, salvo en los radios grandes en que se

emplea sólo 2%.

CUADRO

Curva N°	Vel.Directriz Km/h	Radio m	Sobreancho m	Peralte Interior	Peralte Exterior
1	50	1000	-	7 cm.	7 cm.
2	"	400	0.30	22 "	20 "
3	"	200	0.60	23 "	20 "
4	"	200	0.60	23 "	20 "
5	"	200	0.60	23 "	20 "
6	"	200	0.60	23 "	20 "
7	"	1200	-	7 "	7 "
8	"	200	0.60	23 "	20 "
9	"	200	0.60	23 "	20 "
10	"	300	0.40	22 "	20 "
11	"	120	0.80	25 "	20 "
12	"	300	0.40	22 "	20 "
13	"	70	1.10	26 "	20 "
14	"	300	0.40	22 "	20 "
15	"	120	0.80	25 "	20 "
16	"	70	1.10	26 "	20 "
17	"	150	0.60	23 "	20 "
18	"	160	0.60	23 "	20 "
19	"	300	0.40	22 "	20 "
20	"	150	0.60	23 "	20 "
21	"	150	0.60	23 "	20 "
22	"	200	0.60	23 "	20 "
23	"	1200	-	7 "	7 "
24	"	200	0.60	23 "	20 "
25	"	1200	-	7 "	7 "

NOTA: El sobreancho sólo es interior

Ancho de vía: 6.60 m.

CALCULO DE LAS TRANSICIONES

En el estudio de las transiciones hemos dado ya las fórmulas a usarse, llegando finalmente a $Lc = \frac{1825}{R}$. Damos ahora los valores obtenidos:

CUADRO

Curva N°	V. Directriz	J		R m	Lc(Gráfido).	$Lc = \frac{V3}{45.6RJ} = \frac{1825}{R}$	Lc(Adoptado)$_m$
1	50 Km/h.	1.5	10°30'D	1000	5 m.	1.825	No se considera
2	-	-	21°50'I	400	5 m.	4.570	No se considera
3	-	-	35°44'I	200	9.1	9.125	10
4	-	-	50°56'D	200	9.1	9.125	10
5	-	-	50°32'I	200	9.1	9.125	10
6	-	-	32°30'D	200	9.1	9.125	10
7	-	-	02°16'I	1200	5 m.	1.520	No se considera
8	-	-	27°18'I	200	9.1	9.125	10
9	-	-	30°40'D	200	9.1	9.125	10
10	-	-	13°40'D	300	6.0	6.090	No se considera
11	-	-	145°12'I	120	14.8	15.200	20
12	-	-	20°00'I	300	6.0	6.090	No se considera
13	-	-	90°00'D	70	26.0	26.200	30
14	-	-	40°50'I	300	6.0	6.090	No se considera
15	-	-	126°40'I	120	14.8	15.200	20
16	-	-	90°00'D	70	26.0	26.200	30
17	-	-	40°20'I	150	12.0	12.200	20
18	-	-	90°10'I	160	11.3	11.420	20
19	-	-	32°20'I	300	6.0	6.090	No se considera
20	-	-	53°32'I	150	12.0	12.200	20
21	-	-	57°00'D	150	12.0	12.200	20
22	-	-	53°30'I	200	9.1	9.125	10
23	-	-	05°28'D	1200	5 m.	1.520	No se considera
24	-	-	48°50'D	200	9.1	9.125	10
25	-	-	07°10'I	1200	5 m.	1.520	No se considera

ROYAL DAWSON Y LA RELACION CENTRIFUGA

Como complemento a lo anterior, si se considera como Fe la fuerza de la aceleración que sufre un cuerpo de peso P; la aceleración que sufre la unidad de peso estará representada por $\frac{Fc}{P}$ a cuyo valor, Royal Dawaon ha llamado "relación centrífuga" y se expresa por:

$$C = \frac{Fc}{P} = \frac{\frac{P}{g}\frac{V^2}{R}}{P} \qquad C = \frac{V^2}{g\,R}$$; estando V expresado en m/sg.

$$y\ C = \frac{V^2}{(3.6)^2 x 9.81R} = \frac{V^2}{12.96x9.81R} = \frac{V^2}{127R}$$, con V en Km/h.

A esta relación puede darse como valor recomendable, C = 0.25 y se tiene: $0.25 = \frac{V^2}{127R}$ $V^2 = 31.75\ R$ $V^2 = 32\ R$,

que reemplazándolo en la fórmula de la transición $Lc = \frac{V^3}{28R}$, nos da:

$$Lc = 0.0351\ \frac{V^3}{R}$$

De $V^2 = 32R$, se tiene

$$V^3 = 32R\ \sqrt{32R}$$

$$Lc = 0.0351\ \frac{32\ R\ \sqrt{32R}}{R}$$

$$Lc = 6.35\ \sqrt{R}$$

fórmula que por considerar la fuerza de la aceleración del cuerpo, da valores mayores que las fórmulas anteriores que nos sirvieron para obtener las transiciones enunciadas.

CALCULO DE LAS BANQUETAS DE VISIBILIDAD

Para su cálculo y determinación, es conveniente el proceso gráfico, aceptando que el desplazamiento del vehículo se efectúa por el centro de su trocha de circulación.

Daremos el cálculo de dos curvas de nuestro estudio, para precisar. Los datos requeridos son:

Curva N° 18	Curva N° 24
Δ = 90°10' I	Δ = 48°50' D
R = 160 m.	R = 200 m.

Para hallar la longitud de la semicuerda, tomamos en cuenta la distancia de visibilidad adoptada, o sea dv = 70 metros. El método gráfico es práctico para fijar el ancho de la banqueta o la línea de despeje de la curva, si lo requiere.

Se divide la línea de circulación interior en partes iguales, se trazan cuerdas, adoptándose por las razones expuestas, la distancia de visibilidad Dv= 70 m. para la longitud de cuerda y se obtiene así la curva de despeje.

Damos los gráficos respectivos y concluiremos de acuerdo a ellos la necesidad de hacer banquetas de visibilidad.

CAPITULO TERCERO

T R A Z A D O E N P E R F I L

1.- CONSIDERACIONES GENERALES

Es el movimiento de tierras el que limita la pendiente de un camino, debiéndose en muchos casos sacrificar el aspecto técnico para lograr una economía aceptable.

Naturalmente que existen límites técnicos a estos extremos, teniendo siempre en cuenta el menor costo de la explanación. En el Perú, el aspecto de la economía tiene gran importancia.

Algo que debe considerarse al trazar la gradiente, es el criterio del profesional ya que por ceñirse a una norma que exige una gradiente mínima, no va a aumentarse el costo del camino con cortes o rellenos exagerados, por no disminuir un 0.1 ó 0.2 % por ejemplo y recíprocamente, no por evitar un gran movimiento de tierras se va a poner una carretera a nivel o con una fuerte gradiente. Algunas veces sí, como veremos más adelante se recurre a la solución horizontal.

FIJACION DE LA PENDIENTE DEL CAMINO

Es quizás el punto más importante del trazo, ya que los cambios de pendiente pueden resultar costosos.

La cantidad de oxígeno del aire a nivel del mar, es mucho mayor que a gran altura, variando la combustión. Nuestro trazo está a 500 m. s. n. m., lo cual nos indica que no es necesario acondicionar el motor, como se necesitaría en lugares altos.

Para darse el trazo de un camino, deberá conocerse tanto la pendiente máxima como la mínima para el tipo de ca-

rretera a construírse, así se tiene:

Pendiente económica.- Es aquella en que el vehículo asciende, en directa, sin hacer cambios y con la más conveniente velocidad del motor, y desciende sin necesidad de frenos y sin que llegue a tomar una velocidad peligrosa. Sin embargo, lo práctico indica que ello no es conveniente, se adoptan entonces las Pendientes deseables fijadas por Normas y varían para cada país.

Pendientes mínimas.- En zonas planas el problema se presenta al poner rasantes a nivel, ya que las lluvias afectarían enormemente el camino al no tener la inclinación que las haga circular. En caminos, no se pondrán tramos a nivel, se dará la pendiente mínima que entre nosotros corresponde a un 0.5%, recordando que las cunetas revestidas pueden desaguar con pendientes algo menores. En caso extremo en que la pampa tenga una horizontalidad marcada, para evitar fuertes rellenos y variación constante de pendientes, podrá adoptarse la rasante horizontal, aumentándose el bombeo y haciendo que las cunetas varíen en sus gradientes.

Pendientes límites o máximas.- En oposición a lo anterior, tampoco es posible exagerar la pendiente, para poder evitar un mayor esfuerzo del motor. Uno de los objetivos que se persigue, es elevar la rasante en los tramos bajos para lograr subrasantes estables, altura suficiente para dar cabida a alcantarillas y puentes. Se trata de fijar en 7 % la pendiente máxima admisible, en tramos no mayores de 500 metros, siempre que su adopción disminuya el costo. En general, las normas sobre pendientes han sido adoptadas experimentalmente. El caminero tiene menores limitaciones que el trazador de ferrocarriles, quien en promedio no deberá pasar de un 2%. Nosotros adoptaremos un 6 % como máximo en tramo

no mayor de 800 metros. Sin embargo en nuestro trazo, por no ser justamente nuestro problema de altura sino de distancia, tan sólo hemos llegado a un 3.176 % como máximo.

Es necesario estudiar la colocación de la línea de gradiente desde que se inician los estudios y puestas éstas, supeditamos el trazo del camino a la línea de gradiente marcada sobre el terreno.

La experiencia ha demostrado que la pendiente determinante ideal del camino es de 5 %, sin embargo todo está supeditado al buen juicio del ingeniero, para cada caso particular. La rigidez de una norma es lo más inconveniente.

Se obtiene mejoras en el alineamiento, recurriendo a las llamadas rasantes onduladas, que tomadas con criterio, disminuyen el movimiento de tierras y no constituye un problema para el conductor, por la suavidad de las inflexiones.

En el Perú se tienen como pendientes deseables, dadas últimamente.

Altura s.n.m.	Carretera de 1a. y 2a.	Carretera de 3a. y 4a.
De 0 - 1000 m	6.0 %	7.0 %
" 1000-2000 m	5.6 %	6.5 %
" 2000-3000 m	5.2 %	6.0 %
" 3000-4000 m	4.8 %	5.5 %
más de 4000 m	4.4 %	5.0 %

En "Caminos y Pavimentos", el profesor suizo-norteamericano A_{gg}, ha estudiado las pendientes relacionando las condiciones del motor con la economía, dando las fórmulas empíricas que siguen:

I_S : pendiente económica subiendo

I_B : pendiente económica bajando

$$I_S = \frac{T}{10} - \frac{R+}{10} + \frac{C}{L} (V_1^2 - V_2^2)$$

$$I_B = \frac{C}{L} (V_1^2 - V_2^2) + \frac{R+}{10}$$

en las cuales:

T = esfuerzo tractor del motor en Kg/Tn peso bruto (65 Kg/Tn)

Rt = resistencia total al movimiento en Kg/Tn peso bruto (25 Kg/Tn).

V_1 y V_2 = velocidades al principio y al final de la pendiente.

L = longitud de la pendiente, en metros.

C = coeficiente que depende del vehículo, teniendo por valor 0.428 para automóviles y 0.409 para camiones.

LONGITUD MAXIMA DE UNA PENDIENTE

Se obtiene mediante la fórmula empírica de Bruce, convertida al sistema métrico.

$$L = \frac{(\frac{P_b}{9.8} + Kn)(V_1 2 - V_2^2) \times 0.03858}{P_b(f + i) - F}$$

L = longitud de la pendiente en metros

P_b = peso bruto del vehículo en Kg.

Kn = constante de masa equivalente, factor de compensación para considerar los cambios de Energía cinética de las partes giratorias, al acelerar o decelerar.

V_1 y V_2 = velocidades al comienzo y fin de la pendiente en Km/h.

f o r_T = coeficiente de resistencia a la tracción en Kg/kg.

F o T = esfuerzo tractor en Kg.

i = pendiente

Los valores de f y Kn se obtienen de las siguientes tablas.

Constante f

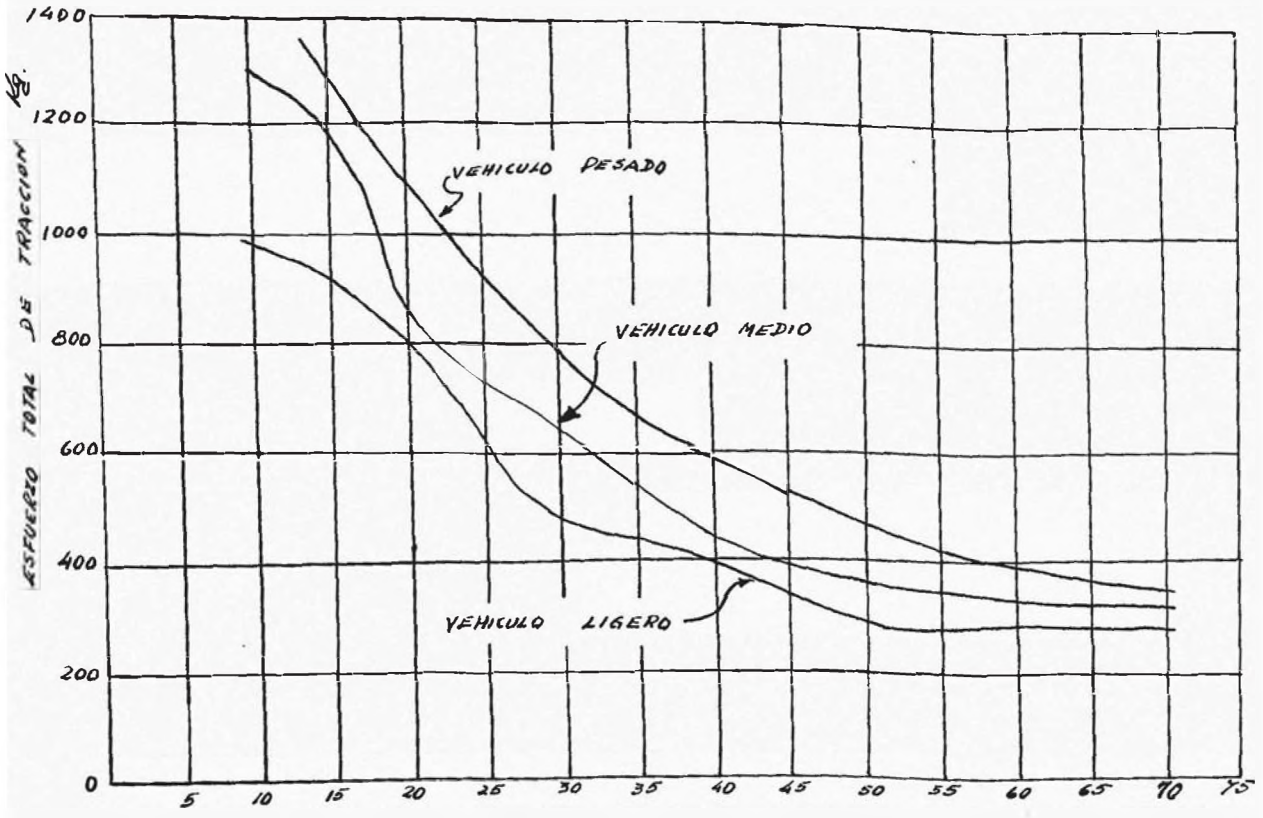
VELOCIDADES Km/hora	RESISTENCIA TOTAL A LA TRACCION Kg/Kg			
	Peso del vehículo 4.5 Ton.	Peso del vehículo 9 Ton.	Peso del vehículo 13.5 Ton.	Peso del vehículo 18 Tonl.
15	0.0086	0.0083	0.0082	0.0081
20	0.0100	0.0091	0.0088	0.0086
25	0.0115	0.0099	0.0093	0.0090
30	0.0130	0.0108	0.0100	0.0095
35	0.0147	0.0117	0.0107	0.0101
40	0.0167	0.0128	0.0114	0.0107
45	0.0189	0.0139	0.0122	0.0114
50	0.0013	0.0152	0.0131	0.0121
55	0.0242	0.0168	0.0142	0.0129
60	0.0278	0.0186	0.0155	0.0140
65	0.0319	0.0211	0.0171	0.0153

Constante Kn

VELOCIDAD	TIPO DE VEHICULO		
	Ligero	Medio	Deseado
Directa	59.53	89.29	111.61
Tercera	78.87	119.05	145.84
Segunda	238.11	331.87	372.05

El valor de F, está dado por el gráfico, que también lo dá el libro de Escario (Tomo I, Pág. 112) y que reproducimos de inmediato.

CALCULO DE F



Velocidad Km/h

Haremos una aplicación numérica para determinar la pendiente económica y la longitud máxima del tramo con pendiente límite. Los datos necesarios son:

R_t = 25 Kg/Tn	L = ?	K_n = 89.29
T = 65 Kg.	C = 0.409	F = 370
V_1 = 50 Km/h	P_b = 4.2+4.5=8700 Kg.	f = 0.0213
V_2 = 40 Km/h	i = 4 %	I_s = ?

Aceptamos como clasificación de vehículos por su peso , la siguiente:

Vehículos ligeros	4.000 Toneladas
Vehículos medios	4.000 < Pb < 10.000
Vehículos pesados	> 10.000

Solución

$$L = \frac{\left(\frac{8700}{9.8} + 89.29\right)(50^2 - 40^2) \times 0.03858}{8700\,(0.0152 + 0.03) - 370}$$

$$L = \frac{976.29 \times 900 \times 0.03858}{393 - 370} \qquad L = 1470 \text{ m}$$

Por tanto:

$$I_s = \frac{65}{10} - \frac{25}{10} + \frac{0.409}{1,470}(50^2 - 40^2)$$

$$I_s = 4 + 0.25$$

$I_s = 4.25\ \%$ pendiente económica que sin embargo está limitada por la experiencia, ya que por ejemplo las normas norteamericanas recomiendan un 3 % cuando se trata de tránsito de camiones.

CONTRAPENDIENTES

Ya hemos tratado de las rasantes onduladas y aunque hay autores que son contrarios al empleo de éstas ya que descienden en cierto modo el factor subida y bajada, cuando se construyen adecuadamente son agradables para el tránsito y sobre todo representan una conveniente economía, porque se le emplea justamente para acomodarse a las ondulaciones del terreno y evitar cortes o rellenos costosos. En las rasantes de tipo ondulado se tomará en cuenta el factor seguridad,en

especial cuando se refiere a la limitación de la distancia visual de las lomas, la cual no será inferior en alineamientos rectos a 250 y 300 metros. Las rasantes onduladas citadas presentarán curvas verticales suaves y de gran amplitud. La línea de visibilidad une el ojo del conductor (cuya altura suponiéndolo en un automóvil moderno de líneas bajas, hemos fijado en 1.30 metros) con la parte superior de un automóvil cerrado que avanza en sentido contrario. En un proyecto de rasante ondulada casi no se justifica el empleo de gradientes máximas.

Si se trata de definir la contrapendiente, diremos que se presenta al intercalar en una carretera en ascenso o descenso, un tramo de descenso o ascenso respectivamente.

Hay que tener presente que el concepto moderno del trazo, dá preferencia al trazo vertical sobre el horizontal, así se tiene que en nuestra costa y también en el Altiplano, se evita el exceso de curvas horizontales mediante la acción de rasantes onduladas.

Por su parte las Normas Peruanas indican que cuando haya que vencer un desnivel se evitarán las contrapendientes, así se aumenten los desarrollos.

2.- VISIBILIDAD EN LOS VERTICES DE LA RASANTE

Al hacerse un cambio de pendiente es necesario considerar la visibilidad necesaria, visibilidad que se logra mediante la adopción de las curvas verticales que tienen tanta o mayor importancia que las horizontales. Para que el cambio de rasante no produzca al viajero cierto malestar al tratarse de una brusca transición, se unen las rasantes con curvas, en cuanto su ángulo alcanza un valor determinado. Asimismo el vehículo tendrá que poder detenerse antes de llegar a un obs-

táculo situado en su vía o poder maniobrar con tiempo si fuera en una vía que no le corresponda en caso de aparecer otro vehículo.

CURVAS VERTICALES CONVEXAS

Las Normas Peruanas recomiendan el empleo de curvas verticales, cuando la diferencia algébrica de las pendientes de ambos tramos, sea igual o mayor a 2%.

Se tratará sin embargo de poner longitudes de curvas verticales de 80 y 120 metros, para lograr un suave cambio de pendiente.

Se presentan dos casos, que están determinados por la longitud de la curva vertical (L) y por el doble de la distancia de visibilidad de frenado (D).

a) Si $L < D$ $\qquad L = 2D - \frac{700}{io}$

b) Si $L > D$ $\qquad L = \frac{D^2 \, io}{700}$

sin embargo, se recomienda para el cálculo de una curva vertical, la fórmula:

$$L = \frac{D^2 (i1 - i2)}{1096} \quad \text{siendo} \quad D = 2\,Df, \text{ o sea}$$

$$D = 2 \times 70 = \underline{140 \text{ m.}}$$

Entonces adoptamos como fórmula práctica, reemplazando el valor anotado,

$$L = 17.9 \, (i1 - i2) \ldots\ldots\ldots (\propto)$$

NOTA: Las pendientes no se calculan en porcentaje sino como decimales. Así por ejemplo, la curva No. 9.

$$L = 17.9 \left[1.562 - (-1.575)\right]$$

$L = 17.9 \times 3.137 = 56$ m., adoptando nosotros una longitud de 120 metros por convenir así al trazo.

CURVAS VERTICALES CONCAVAS

Para una velocidad hasta de 60 Km/h, se emplea la siguiente fórmula:

$$L = \frac{V^2 \times io}{500}$$

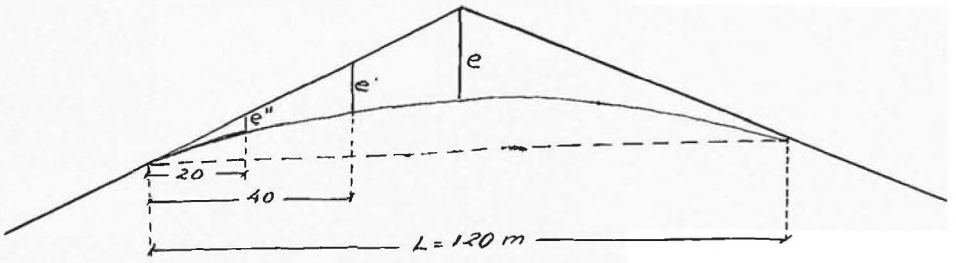
lo cual se reduce para nuestro caso a:

$$L = \frac{50^2 \times io}{500} \qquad L = 5\ io \ldots\ldots (\beta)$$

Por lo tanto, las fórmulas (α) y (β) nos servirían para calcular las longitudes de las curvas verticales, aunque en la práctica daremos, como ya se indicó, 80 y 120 metros como longitud, según convenga al Trazado.

CALCULO DE UNA CURVA VERTICAL

Como ya hemos analizado punto a punto, todos los considerandos para la adopción de una curva vertical, nos limitaremos a dar las fórmulas convenientes para su cálculo.



$io = i_1 - i_2$ $\quad e = \frac{L \times io}{800}$ $\quad e' = \frac{l^2 \times io}{200\ L}$ $\quad e'' = \frac{l \times io}{200 L}$

$L = 120$ m.
$l = 40$ "
$l_1 = 20$ "

CUADRO DE VALORES

N°										TIPO
1	+0.600	-2.000	+2.600	120	40	20	0.390	0.174	0.043	Convexa
2	-2.000	+0.500	-2.500				0.375	0.166	0.042	Cóncava
3	+0.500	-0.872	+1.372				0.206	0.091	0.023	Convexa
4	-0.872	-2.375	+1.403				0.210	0.093	0.023	Convexa
5	-2.375	-1.165	-1.210				0.182	0.089	0.020	Cóncava
6	-1.165	+2.630	-3.795				0.568	0.252	0.063	Cóncava
7	+2.630	-1.250	+3.880				0.582	0.258	0.065	Convexa
8	-1.250	+1.562	-2.812				0.422	0.187	0.047	Cóncava
9	+1.562	-1.575	+3.137				0.469	0.208	0.052	Convexa
10	-1.575	+3.000	-4.575				0.686	0.305	0.076	Cóncava
11	+3.000	-2.800	+5.800	80	-		0.580	0.145	-	Convexa
12	-2.800	+2.030	-4.830	120	40		0.725	0.322	0.080	Cóncava
13	+2.030	-0.500	+2.530				0.380	0.169	0.042	Convexa
14	-0.500	+0.500	-1.000				0.150	0.067	0.017	Cóncava
15	+0.500	-0.733	+1.233				0.185	0.082	0.021	Convexa
16	-0.733	+2.920	-3.653				0.549	0.244	0.067	Cóncava
17	+2.920	-2.940	+5.860				0.878	0.391	0.098	Convexa
18	-2.940	+1.873	-4.813	80	-		0.481	0.120	-	Cóncava
19	+1.873	-3.176	+5.049		-		0.505	0.124	-	Convexa
20	-3.176	-1.250	-1.926		-		0.193	0.048	-	Cóncava
21	-1.250	-3.000	+1.750		-		0.175	0.044	-	Convexa
22	-3.000	+1.500	-4.500	120	40		0.676	0.300	0.075	Cóncava
23	+1.500	-3.000	+4.500				0.676	0.300	0.075	Convexa
24	-3.000	+3.030	-6.030				0.905	0.402	0.102	Cóncava
25	+3.030	-0.555	+3.585	80	-		0.359	0.090	-	Convexa
26	-0.555	-2.500	+1.945	120	40		0.292	0.130	0.032	Convexa
27	-2.500	+3.000	-5.500	80	-		0.550	0.138	-	Cóncava
28	+3.000	-2.120	+5.120	120	40		0.768	0.342	0.085	Convexa
29	-2.120	+2.610	-4.730	80	-		0.473	0.118	-	Cóncava
30	+2.610	-2.640	+5.250	120	40		0.788	0.350	0.088	Convexa
31	-2.640	+2.960	-5.600	120			0.840	0.373	0.093	Cóncava
32	+2.960	+0.500	+2.460	80	-		0.246	0.062	-	Convexa

Las fórmulas usadas pueden reducirse a su mínima expresión, simplificando y obtenemos:

$$C = \frac{L \times io}{800} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad C = 0.15\ io$$

$L = 120$ $\quad C' = \frac{l^2 \times io}{200\ L} \quad \ldots\ l = 40 \ldots\ldots \quad C' = \frac{1}{15}\ io$

$$C'' = \frac{l^2 \times io}{200\ L} \qquad l = 20 \ldots\ldots \quad C'' = \frac{1}{60}\ io$$

$L = 80$ $\quad C = \frac{L \times io}{800} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad C = \frac{1}{10}\ io$

$$C' = \frac{l^2 \times io}{200\ L} \quad \ldots\ l = 20 \ldots\ldots \quad C' = \frac{1}{40}$$

3.- EL PERFIL LONGITUDINAL

Es el que nos da una idea exacta del juego dientes adoptado. La adaptación de la carretera al terreno ondulado puede dar lugar a un trazado en el que alternen sucesivamente en trayectos cortos las cimas o puntos altos y las depresiones o puntos bajos, denominándose a estas carreteras, de perfil ondulado.

Como se ha visto, es la visibilidad limitada por la distancia de frenado la que hemos adoptado, siendo ella suficiente para los efectos de nuestro trazo.

El paso de alcantarillas lo hemos logrado satisfactoriamente merced a una elevación de rasante, sin embargo en la primera curva de lazo, nos encontramos, con un problema de talud que lo estudiaremos al tratar de la sección transversal.

Probablemente se encuentren grandes cortes o rellenos en determinados tramos, pero ello se ha debido a la accidentado del terreno y al deseo de conservar un trazo que responda a las características y tipo de la vía. Ya el estudio

económico justifica un trazo conveniente.

Damos entonces la libreta de campo del Estudio Definitivo, solamente para cada 100 metros, ya que en el tramo de estudio se dan los valores cada 20 metros, pero sólo lo indicamos en el plano respectivo del perfil longitudinal.

REGISTRO DEL PERFIL LONGITUDINAL

Estudio Definitivo

Estaca	Distancia	Cota Terreno	Cota Rasante	Relleno	Corte	Estaca	Distancia	Cota Terreno	Cota Rasante	Relleno	Corte
Km. 0	100	237.00	230.60	-	0.40	Q. 8	42	187.60	190.10	2.50	
1		237.30	237.20	-	0.10	1	58	190.30	191.60	1.30	
2		237.60	237.70	0.10		2	100	194.40	194.30	-	0.10
3		237.90	238.40	0.50		3		197.30	196.90	-	0.40
(PV_1) 4		238.40	238.61	0.21		4		199.00	198.70	-	0.30
5		238.40	237.00	-	1.40	5		198.70	197.50	-	1.20
6		236.70	234.90	-	1.80	6		196.90	196.20	-	0.70
7		234.30	233.00	-	1.30	7		191.80	195.00	3.20	
8		230.70	230.90	0.20		Q. 9	12	191.00	194.80	3.80	
9		228.60	228.90	0.30		8	88	194.60	194.39	-	0.21
Km. 1		226.90	227.00	0.10		9	100	195.60	195.70	0.10	
(PV_2) 1		225.30	225.38	-	0.08	Q.10	14	195.50	195.90	0.40	
2		223.30	225.50	2.20		Km. 6	86	197.70	197.20	-	0.50
Q. 1	32	222.30	225.70	3.40		1	100	199.10	198.70	-	0.40
3	68	225.80	226.00	0.20		2	100	196.60	197.70	1.10	
Q. 2	64	225.70	226.40	0.70		Q.11	26	195.60	197.30	1.70	
4	36	227.80	226.50	-	1.30	3	74	198.30	196.10	-	2.20
5	100	229.10	227.00	-	2.10	4	100	198.00	194.50	-	3.50
6		229.80	227.50		2.30	5		192.00	194.40	2.40	
7		228.90	228.10		0.80	6		195.20	197.40	2.20	
8		227.80	228.50	0.70		7		204.00	200.40	-	3.60
9		228.60	229.00	0.40		8		200.00	198.70	-	1.30
Km. 2		227.20	229.00	1.30		9		193.20	196.00	2.80	
Q. 3	74	223.40	228.30	4.90		Km. 7		196.80	194.90	-	1.90
1	26	224.40	228.10	3.70		1		198.60	196.60	-	2.00
2	100	227.30	227.20		0.10	2		197.40	198.60	1.20	
3		228.20	226.30		1.90	3		200.40	200.03	-	0.37
4		226.40	225.50		0.90	1		199.00	199.70	0.70	

Estaca	Distancia	Cota Terreno	Cota Rasante	Relleno	Corte	Estaca	Distancia	Cota Terreno	Cota Rasante	Relleno	Corte
5		224.20	224.60	0.40		5		198.00	199.20	1.20	
6		223.60	223.70	0.10		6		197.20	198.70	1.60	
7		225.10	222.90	-	2.20	7		200.30	198.22		2.08
8		224.30	222.00	-	2.30	8		201.40	198.30		3.10
9		218.80	221.10	2.30		Q.12	90	195.20	198.75	3.55	
Q. 4	22	215.30	220.90	5.60		9	10	198.10	198.80	0.70	
Km. 3	78	222.20	220.30	-	2.30	Km. 8	100	196.80	199.30	2.50	
1	100	224.70	219.40	-	5.30	Q.13	14	193.30	199.37	6.07	
2		220.70	218.50	-	2.20	1	86	204.40	199.80	-	4.60
3		223.00	217.60	-	5.40	2	100	199.00	200.11	1.11	
4		216.00	216.70	0.70		3		198.30	199.50	1.20	
Q. 5	32	208.90	216.50	7.60		4		200.00	198.80	-	1.20
5	68	216.60	215.90	-	0.70	5		198.30	198.00	-	0.30
6	100	218.20	214.79	-	3.59	6		197.20	197.13	0.07	
7		214.50	212.60	-	1.90	7		196.00	198.53	2.53	
8		205.50	210.20	4.70		8		203.10	201.40	-	1.70
9		203.40	207.80	4.40		9		205.30	203.46	-	1.84
Km. 4		208.50	205.50		3.00	Q.14	90	194.40	201.00	6.60	
1		207.70	203.10	-	4.60	Km.9	10	196.30	200.70	4.40	
2		200.30	200.70	0.40		1	100	200.00	199.70		0.30
3		198.20	198.40	0.20		Q.15	34	194.80	200.30	5.50	
Q.6	65	195.40	196.80	1.40		2	66	206.00	201.48		4.52
(PV_3)4	35	196.00	196.18	0.18		3	100	199.40	199.40		
5	100	197.50	194.80	-	2.70	4		192.80	196.20	3.40	
6	-	196.10	193.60	-	2.50	5		192.90	194.20	1.30	
Q. 7	89	190.50	192.60	2.10		6		196.00	192.95	-	3.05
7	11	190.70	192.50	1.80		7		193.00	191.70	-	1.30
8	100	192.10	191.30	-	0.80	8		190.90	190.45	-	0.45
9		192.10	190.10		2.00	9		190.80	189.16		1.64
Km. 5		189.20	189.57	0.37		Km.10		188.00	186.50	-	1.50

Estaca	Distancia	Cota Terreno	Cota Rasante	Relleno	Corte	Estaca	Distancia	Cota Terreno	Cota Rasante	Relleno	Corte
4	100	183.00	182.60	-	0.40	. . 1		181.50	183.60	2.10	
5		181.20	180.50	-	0.70	Q.16	60	172.00	181.80	9.80	
6		176.60	177.60	1.00		2	40	179.20	180.60	1.40	
7		175.70	179.40	3.70		3	100	182.60	181.10	-	1.50
8		184.30	182.50	-	1.80	8	100	195.60	195.40	-	0.20
9		187.40	185.50	-	1.90	9		192.50	192.70	0.20	
Km.11		189.90	188.50	-	1.40	Km13		188.20	190.10	1.90	
Q.17	69	185.30	190.60	5.30		Q.20	25	187.00	189.40	2.40	
1	31	190.50	191.60	1.10		1	75	192.00	190.70	-	1.30
2	100	196.20	194.60	-	1.60	2	100	194.60	193.70	-	0.90
3	-	196.20	196.90	0.70		Q.21	70	195.40	195.80	0.40	
4		195.50	196.30	0.80		3	30	197.00	196.70	-	0.30
5		197.00	195.80	-	1.20	4	100	199.90	199.70	-	0.20
6		196.60	195.20	-	1.40	5		202.70	202.60	-	0.10
7		194.30	193.50	-	0.80	6		204.50	205.10	0.60	
8		189.40	191.00	1.60		7		206.60	205.50	-	1.10
Q.18	42	185.00	190.60	5.60		8		208.00	206.00	-	2.00
9	58	192.20	191.80	-	0.40	9		208.40	206.50	-	1.90
Km. 12	100	196.60	194.70	-	1.90	Km.14		208.00	207.00	-	1.00
1		199.80	197.80	-	2.00	1		207.20	207.50	0.30	
2		198.80	197.70		1.10	Q.22	88	206.50	207.90	1.40	
3		195.50	195.60	0.10		2	12	206.70	208.00	1.30	
4		192.50	193.50	1.00		3	100	207.70	208.50	0.80	
Q. 19	94	189.30	192.70	3.40		Q.23	66	207.50	208.80	1.30	
5	6	189.90	192.80	2.90		4	34	208.20	209.00	0.80	
6	100	196.50	195.40		1.10	Julquillas	100	210.00	209.60		0.40
7		200.00	197.21		2.79						

La cota de la rasante indicada en el perfil longitudinal, corresponde al nivel de la subrasante, para poder compensar así el espesor del pavimento y quedar en la rasante prefijada.

La mayor gradiente positiva de nuestra rasante es apenas + 3.030 %, mientras que la descendente llega a -3.176%. El promedio de los 15 valores de rasante negativa, es 1.95%, mientras que los 18 valores positivos dan una pendiente promedio de 1.91%.

CAPITULO CUARTO

SECCIONES TRANSVERSALES

1.- G E N E R A L I D A D E S

Uno de los problemas que se debe afrontar, se presenta al diseñar la sección transversal de un camino, ya que se deberá tener en cuenta el volumen de tránsito horario para no disminuír la capacidad de un camino, deberá proyectarse con un criterio futurista de manera de lograr la ampliación a bajo costo, se tendrá que darle dimensiones y características que estén acordes con la calidad del tránsito.

Es natural que no siempre es posible lograr una sección de 6.60 mts. con bermas amplias que facilitarían su ensanche posterior, pero en lo posible y a criterio del proyectista, se deberá diseñar con visión en el porvenir.

Nos dá la sección transversal la capacidad fiscal del camino. Al diseñarse deberán tomarse en cuenta los siguientes elementos:

1.- El ancho de la superficie de rodadura.

2.- Las bermas

3.- El derecho de vía, factor variable que depende de leyes internas de cada país.

4.- El bombeo

5.- Las cunetas

6.- Los taludes

7.- El factor económico del costo de la obra.

8.- El factor económico de la explotación de la vía.

Los dos últimos factores fueron estudiados en la primera parte de nuestro trabajo, habiéndose aceptado un camino

de dos trochas e indicándose asimismo las ventajas obtenidas para los pueblos que unirá nuestra carretera.

ANCHO DE LA SUPERFICIE DE RODADURA

El tráfico mixto moderno exige un ancho mínimo de 6.60 m, sin embargo en el Congreso de Carreteras de Wáshington, se llegó a recomendar y aceptar el ancho de 3.50 m. por vía, que es aceptada en muchos países.

Hay que recordar que lo que un camión pesado ocupa en su propia vía, a una velocidad moderada es 2.50 m. siendo la correspondiente de un automóvil, 1.82 m.. Sin embargo al diseñar el firme se considerará el ancho del camión como el ocupado por cualquier vehículo. Por ello, en Estados Unidos, en carreteras en que predomina el tráfico pesado, se acostumbra dar 3.60 m. (12 pies) por vía de circulación.

Como ya se vislumbra al iniciar este acápite, nos parece conveniente emplear 6.60 como ancho de la superficie de rodadura, ya que permite el cómodo paso de dos vehículos en diferentes vías y direcciones, cualquiera que fuere el tipo y gálibo de ellos.

Para calcular el ancho del pavimento analítica o gráficamente requerimos:

a) La calidad de tránsito, habiéndonos puesto en el peor de los casos, o sea que sólo se tenga tránsito pesado.

b) La velocidad de los vehículos, ya que al aumentar la velocidad directriz, deberá aumentarse por seguridad el ancho del camino.

Es conveniente recordar estas tres dimensiones:

5.40 m., mínimo aceptable para dos vías, en que 2 camiones a baja velocidad se cruzan con 50 cms. de separación entre carrocerías.

6.60 m. ancho recomendable, ya que da la suficiente seguridad al cruce a una velocidad conveniente.

7.20 m., ancho seguro, en que camiones se cruzan a gran velocidad con separación de 1.20 m. entre carrocerías.

Las Bermas.- Son zonas contiguas al pavimento, para estacionamiento de los vehículos que se malogran sin interrumpir la circulación, o para salirse de la zona pavimentada cuando sea preciso, para evitar la colisión.

Su ancho no debe bajar de 2.40 m., cuando la explanación no resulte costosa y si la capacidad sea de 100 vehículos por hora. Con capacidades menores, puede bajar a 1.80 m., llegando en los Estados Unidos a aceptarse 1.20 m y en el Perú hasta 0.60 m.

Las bermas serán más anchas en rellenos que en cortes; dándosele de más generalmente el ancho de la cuneta que se emplea en los cortes; ello es para eliminar la sensación de peligro al pasar por el borde de un relleno.

Si se usaran muros de sostenimiento, se darán bermas que con su ancho permitan su construcción.

El material que se utiliza, es un pavimento inferior al del firme y casi siempre de distinto color, para diferenciarlo fácilmente, aumentándose asimismo la pendiente transversal de ella, llegándose a emplear de un 5 a 10 %, teniendo por objeto:

a) Facilitar la rápida eliminación del agua de lluvia.

b) Dar al conductor la rápida percepción de haberse salido de la vía, al tiempo que no representa un peligro para él.

Adoptaremos 2.50 m. de bermas con un 5 % de pendiente transversal. El ancho de 2.50 m., permite estacionarse un

camión pesado sin interferir la circulación. Si la topografía no permitiera estos ensanches en todo el recorrido, se hará por lo menos en los sitios en que se pueda, ensanchando sólo esos sectores. No olvidar que dichas bermas deben estar por lo menos afirmadas convenientemente, ya que en caso contrario puede ser fatal al empleársele en una maniobra forzada que pueda hacer ceder su resistencia y ocasionar un serio percance. Hay países que en carreteras de primera construyen sus bermas sobre un terreno granular, unido ligeramente con limo o arcilla, cubriéndolo con césped. Entre nosotros es más que suficiente darle bermas a un camino.

EL DERECHO DE VIA

Al construírse un camino, el propietario tiene la obligación de permitir que a partir del eje de la carretera pueda el trazador disponer de un ancho conveniente a cada lado, ancho que depende de la característica del camino, de la región en que se trabaje y de la legislación de cada país.

Las Normas Peruanas, hechas hace muchos años y que naturalmente, con el notable progreso que se ve día a día en los sistemas de carreteras, requiere hoy por hoy una total renovación, indica entre otras cosas:

2.05.01.- "La faja de dominio, o el área de terreno ocupado por las vías y sus obras complementarias, propiedad de las carreteras, será:

En las de 1a. y 2a. clase, 20 m., o sea 10 m. a cada lado del eje.

En las de 3a. clase; 16 m., o sea 8 m. a cada lado del eje.

En las de 4a. clase, 12 m., o sea 6 m., a cada lado del eje".

2.05.02.- "En la selva y en los terrenos de propiedad fiscal, el derecho de vía será de 50 m. para todas las clases de carreteras".

2.05.03.- "Cuando la amplitud de los cortes y rellenos exceda los anchos señalados anteriormente, el derecho de vía será ampliado en una fgja que comprenda hasta 3 m. más allá del borde los cortes, o del pie de los terraplenes".

2.05.06.- "En las zonas de frecuente tránsito de ganado, donde no es posible desviarlo por caminos de herradura, deberá ampliarse el derecho de vía, en un ancho suficiente para alojar este tránsito mediante caminos cercados".

No solamente es conveniente, sino necesario, que el profesional conozca la reglamentación en vigencia, ya que con frecuencia se encontrará con obstáculos de parte de los propietarios que querrán defender sus cercos o alambrados colocados arbitrariamente y sin seguir mayores alineamientos que los que les dicte su excesivo afán de ganar tierras, un alineamiento irregular que mortifica al Trazador.

El bombeo.- Es la mayor altura que se logra al centro de la pista, elevación con respecto a la rasante que puede llegar a un 2 ó 3 % en forma conveniente, estando los bordes del camino en recta, justamente con la cota de la rasante. Esta elevación denominada por los capataces, "lomo de pescado", deberá ir bajando transversalmente en forma paulatina hasta hacerse cero a los bordes.

Esta inclinación transversal del firme tiene por objeto eliminar las aguas de lluvia del centro haciendo que corran a la cuneta, por donde se desplazará a las alcantari

llas o desagües subterráneos.

Como el ancho de muestra pista es de 6.60, adoptaremos una elevación en el eje de 8 cms., lo que representa aproximadamente un 2.45 %, que no significa un bombeo peligroso, ya que al efectuarse el sobrepaso de dos vehículos, si el bombeo es excesivo puede provocar una volcadura.

Debe recordarse que este bombeo sólo se efectúa en tangentes, o sea en los tramos rectos, ya que en curvas, el peraltado se consigue a partir del eje, eliminándose en todo su recorrido el bombeo.

Las Cunetas.- Constituyen el tercer elemento de la sección transversal de un camino, en orden de importancia, (ancho, bermas y cunetas). Son canales que se construyen longitudinalmente y a ambos extremos de la zona en corte del camino. Por ellas se desplazan las aguas de lluvia que son conducidas por el bombeo del firme y de las bermas y directamente de los taludes.

Generalmente se construyen de forma trapecial, aunque son más recomendables las triangulares o sean aquellas que empiezan con todo su ancho y terminan en cero o en punta, tienen estos últimos la ventaja de conducir las aguas sin permitir obstrucciones y en el caso de introducir un automóvil sus llantas delanteras o posteriores, tiene facilidad para salir. Las dimensiones que utilizamos en nuestro trabajo son 0.60 m. de ancho por 0.40 m. de profundidad, bastante amplias a pesar de no tratarse de zona lluviosa.

Si se encontrara con un corte en la explanación, que contenga aguas freáticas que dificulten el trabajo, se profundizará la cuneta para poder drenar lateralmente y poder llegar a la rasante conveniente. Al profundizarlas, es conveniente escalonarlas en profundidad para evitar acciden

tes si un vehículo se introdujera en ella.

En algunos cortes altos, cerrados o a media ladera, se estila por necesidad, construír cunetas de coronación, o sean cunetas en los puntos altos del corte, además de los ya anotados al borde del camino, especialmente en terrenos erosionables. Estas cunetas de coronación o de guarda, desaguan directamente a una alcantarilla, a una cuneta baja o a una quebrada que a su vez pase sus aguas por una alcantarilla.

La pendiente de la cuneta en rasantes de alta gradiente, debe ir compiéndose de modo de evitar la erosión que ocasionaría la alta gradiente.

Los taludes.- Son las inclinaciones que se le dá al terreno según se trate de un corte o de un relleno. El conocimiento de sus porcentajes para cada material, es de la mayor importancia, ya que su exacta utilización reducirá el movimiento de tierras, consiguientemente los gastos de explanación. En la actualidad se agrega el factor belleza que depende del diseñador.

Taludes en Relleno.- Algunos países emplean Taludes 1:4 para terraplenes de hasta 2 metros prescindiendo de barandas de seguridad. Cuando la inclinación de la ladera es por partes demasiado fuerte, sea por ejemplo 1 : 1 1/2 (cerca de 34°), el talud carecerá de apoyo o se prolongará indebidamente, esto ocurre en terrenos escarpados.

Entre nosotros se acepta de un modo general:

Terraplenes de poca altura o enrocados; 1 : 1

Terraplenes de mayor altura o de otros materiales ; 1 : 1 1/2

Es conveniente hacerlos más inclinados, 1:2 ó 1:3, siendo muy corriente darles el talud natural, o sea la inclinación que por sí misma se dá el terreno, recomendán-

dose redondear los bordes del talud.

Taludes en Corte.- Pueden construírse en desmontes de hasta 1.50 m. de profundidad, con una inclinación de 1 : 2, redondeándose su borde superior.

Si se tienen taludes muy altos de corte, se recomienda que no se le dé una sola pendiente, sino se intercalan terrazas. Es una solución costosa, pero la más conveniente, ya que de ese modo las aguas de lluvia no bajan con excesiva velocidad a la carretera.

Recomiendan las Normas Peruanas los siguientes taludes, que la práctica se ha encargado de demostrar que son altos. Sin embargo, se siguen empleando.

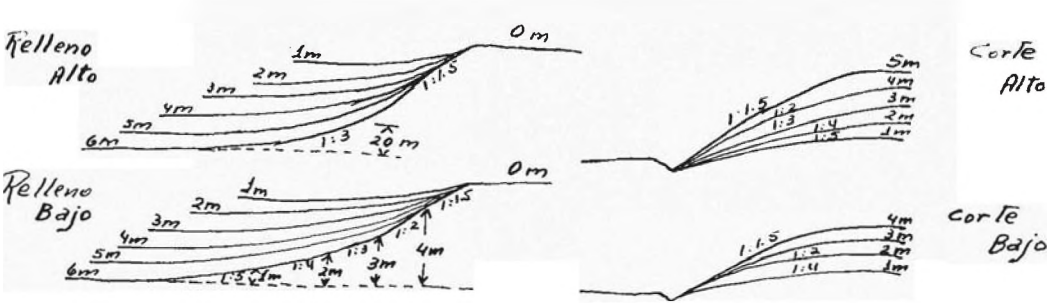
Roca Fija	1 : 10
Roca Suelta	1 : 3
Tierra Compacta	1 : 2
Tierra Suelta	1 : 1
Arena	1 : 1 1/2

Se aconsejan los taludes más tendidos que seanp posibles, ya que se establecen por propia naturaleza del terreno, dependiendo mucho de los cambios climatéricos.

El autor ERWIN NEUMANN, recomienda también redondear la intersección de los taludes con la base, eliminando la rigidez que una intersección angular produciría.

Da para aclarar sus conceptos el siguiente diagrama:

REDONDEO DE TALUDES



2.- PROBLEMA QUE SE PRESENTO EN EL TRAZO

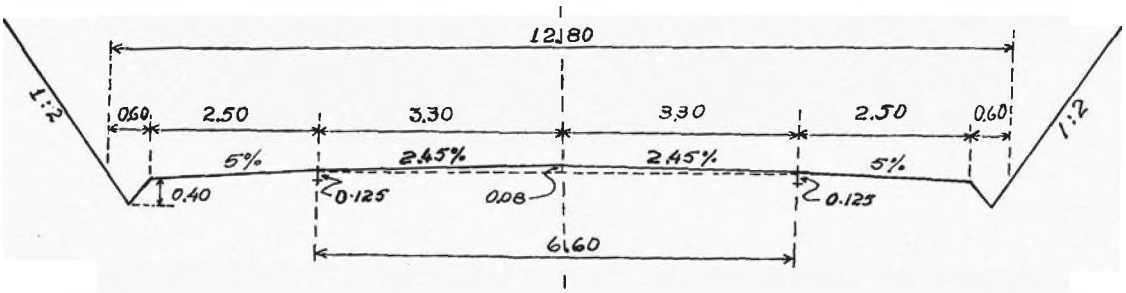
Al diseñar originalmente la solución de la la. vuelta de lazo, se encontró con el problema de que el terraplén iba a caer sobre una quebrada (la N° 12), en una extensión de 40 metros. Quedaba entonces por resolver esa situación ya sea canalizando la quebrada en esa extensión y cubriéndo el canal con el talud natural; construyendo un muro de contención justamente al borde la quebrada; construyendo un muro de sostenimiento al comienzo del terraplén, o finalmente variar el trazo alejándose de la quebrada una distancia conveniente.

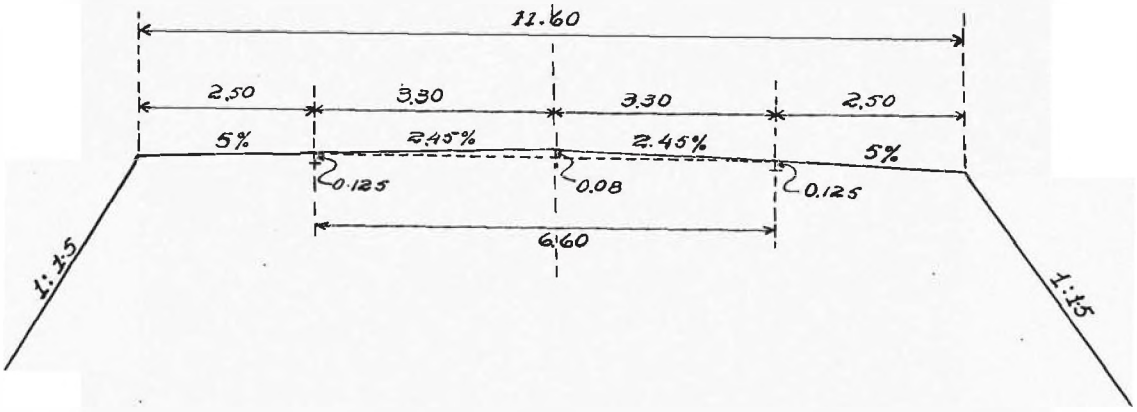
Vistas las cuatro soluciones se concluyó que el canal resultaba muy costoso por tenerse que cubrir los 2 metros de ancho [(apreciativo) con una hora de Lo cms. de espesor] (apreciativo) con una losa de 10 cms. de espesor y 40 metros de longitud, requiriéndose estribos de piedra canteada a todo lo largo.

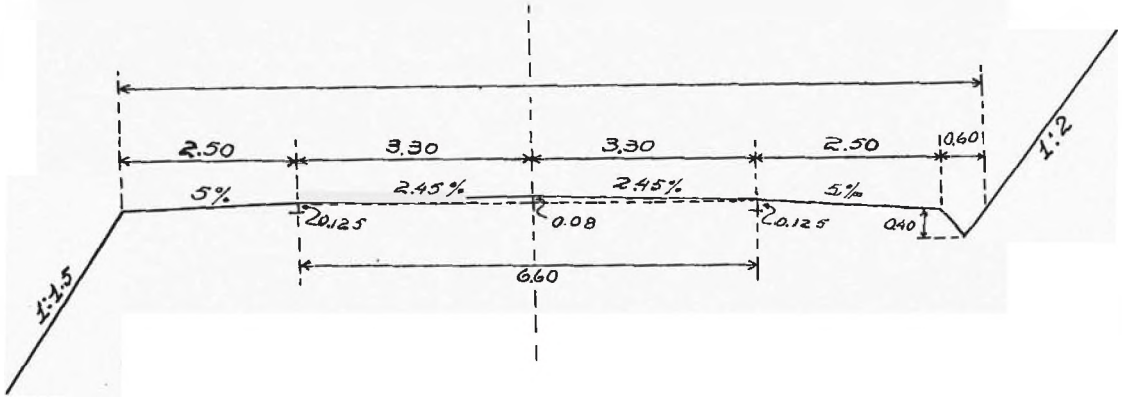
El muro de contención en la misma longitud resultaba menos costoso que el muro de sostenimiento, pero requería la preparación de piedra por lo menos canteada, que incrementaba el valor de la obra por tener que contratarse picapedreros, ya que la roca sí era posible obtenerse en la zona, que tiene un 30% de roca suelta y 70% de roca fija, con el empleo de explosivos.

Pero la cuarta solución era a todas vista más conveniente que las anteriores, porque con sólo aumentar la curva N° 12 de 300 metros de radio, nos alejábamos de la quebrada en estudio y sólo requeríamos para su paso de una alcantarilla, adoptándose por consiguiente esta solución.

SECCIONES TRANSVERSALES TIPO







ESCALA: 1/100

NOTA: En la práctica se dibuja a 1/50

3.- PERFILES TRANSVERSALES.- DIBUJO Y AREADO

En cada estaca puesta por el trazador, (cada 20 metros en nuestro caso y en casos especiales, en quebradas o notables variaciones en nuestro trazado) se conocerá la sección transversal en un ancho no menor de 20 metros a cada lado, de modo de conocer en el plano a curvas de nivel a escala 1/200, un ancho mínimo de topografía de 40 metros a lo largo del eje. Dibujados estos perfiles, hay que medir sus áreas para luego determinar los volúmenes del movimiento de tierras. La mayor o menor corrección en su determinación es de la mayor importancia en el presupuesto de la obra.

Dibujo: el perfil: Cuando se nos dá un plano a curvas de nivel, escala 1 : 2000 y se pide dibujar el perfil transversal, (no habiéndose trabajado en el terreno mismo, de modo de replantearlo), trazamos normales al eje del camino midiendo 1 centímetro a cada lado (que representan los 20 metros necesarios) con el escalímetro. Desde el eje mismo medimos los milímetros de intersección de estas normales con las respectivas curvas de nivel, vamos anotando sucesivamente los resultados obtenidos a uno y otro lado y simultáneamente los vamos dibujando en el papel milimetrado, determinando independientemente para cada estaca, que las rayas más intensas del papel de los centímetros, representen las cotas pares y las menos intensas las cotas impares. Debe anotarse que cada sección transversal tiene independencia absoluta en lo que respecta a sus cotas impares o pares, con respecto a la siguiente, dibujada debajo de ella; asimismo una sección en el dibujo distará de la que le precede una distancia conveniente que no tiene que ser uniforme.

CAPITULO QUINTO

M O V I M I E N T O D E T I E R R A S

1.- A R E A D O

Por el método de Simpson, del compás o de la integración gráfica que explicáramos en la primera parte (Bachillerato), calculamos las diferentes áreas, con una aproximación de 0.10 metros cuadrados.

Determinación del volumen de tierras a mover.- Medidas las áreas de las diferentes secciones transversales por el método indicado, determinamos el volumen. Los sistemas europeos dan una serie de fórmulas para diferentes casos que se presentan como variaciones a la fórmula de las áreas medias, que no hacen sino complicar inútilmente aunque sí con importancia matemática pero no práctica, por lo que nosotros adoptaremos simplemente la que se usa a diario, en que "se cubica tomando la fórmula del área media en los casos de corte a corte y de relleno a relleno y en los casos de relleno a corte o viceversa, se toma la mitad de la distancia por la mitad del área respectiva".

Siendo la separación entre perfiles de 20 metros, hay una simplificación más, ya que al usar la fórmula del área media, se tiene:

$$V = \frac{S + S'}{2} \times D = (S + S') \times \frac{20}{2}$$

$V = (S + S') \times 10$, lo cual facilita enormemente las operaciones.

Si nos encontramos en el caso de quebradas u otros puntos no situados a 20 metros de la estaca anterior, se multiplicará la semisuma por la distancia. Si hay paso de relleno o corte a cero, se usa la fórmula que dá valores muy aproximados:

$$V_{desmonte} = \frac{(Ad + 0)}{2} \times D = \frac{Ad \times D}{2} \qquad V_{relleno} = \frac{AR \times D}{2}$$

2.- CUADRO DE METRADOS

Con estos valores podemos hacer el cuadro de metrados que consta de 6 columnas, en las cuales colocaremos lado a lado:

- Numeración correlativa de las estacas.
- Distancia en metros entre estacas.
- Area de relleno de la sección, en metros cuadrados.
- Area de corte en metros cuadrados.
- Volúmenes de relleno en metros cúbicos.
- Volúmenes de corte en metros cúbicos.

El cuadro es el siguiente:

METRADO DE EXPLANACIONES.- ESTUDIO DEFINITIVO

Estacas	Distancia	AREA m²		Volumen Relleno Neto	VOLUMEN DE CORTE m³			TOTAL
		Relleno	Corte		Roca Fija	Roca Suelta	Tierra Suelta	
					30%	70%	0%	
Km 6 97		2.30	33.70	23	101	236	—	337
98	10	4.00	36.10	32	155	362	—	517
Km 7	20	0.20	35.00	42	159	371	—	530
2	—	—	36.20	2	214	498	—	712
4	—	—	37.40	—	221	515	—	736
6	—	—	34.60	—	216	504	—	720
8	—	—	34.30	—	207	482	—	689
10	—	—	27.50	—	186	432	—	618
12	—	0.60	20.70	6	145	337	—	482
14	—	4.30	12.20	49	99	230	—	329
16	—	64.50	2.60	688	45	103	—	148
18	—	49.50	1.40	1140	12	28	—	40
20	—	15.10	0.90	646	7	16	—	23
22	—	12.80	2.00	279	9	20	—	29
24	—	5.40	4.10	182	18	43	—	61
26	—	0.60	6.80	60	32	77	—	109
28	—	0.90	3.70	15	31	74	—	105
30	—	—	7.10	9	32	76	—	108
32	—	—	11.00	—	54	127	—	181
34	—	—	12.00	—	69	161	—	230
36	—	—	8.20	—	61	141	—	202
38	—	4.80	6.60	48	45	103	—	148
40	—	18.10	2.00	229	26	60	—	86
42	—	50.80	0.10	689	6	15	—	21
44	—	65.70	—	1165	3	7	—	10
46	—	49.40	0.10	1151	3	7	—	10
48	—	33.10	1.50	825	4	11	—	15

Estacas	Distancia	AREA m^2 Relleno	AREA m^2 Corte	Volumen Relleno Neto	VOLUMEN DE CORTE m^3 Roca Fija	Roca Suelta	Tierra Suelta	TOTAL
50	--	28.30	1.90	614	10	24	--	34
52	--	32.90	1.30	612	19	22	--	41
54	--	32.00	1.50	649	9	19	--	28
56	--	28.60	0.80	606	7	16	--	23
58	--	62.40	1.10	910	5	14	--	19
60	--	38.80	1.40	1012	7	18	--	25
62	--	29.30	4.70	681	18	43	--	61
64	--	19.90	8.80	492	40	95	--	135
66	--	6.50	15.50	264	73	170	--	243
68	--	0.60	23.00	71	116	269	--	385
70	--	--	27.90	6	153	356	--	509
72	--	--	35.00	--	189	440	--	629
74	--	--	39.80	--	224	524	--	748
76	--	--	41.40	--	243	569	--	812
78	--	--	42.00	--	250	584	--	834
80	--	--	43.60	--	257	599	--	856
82	--	--	40.20	--	252	586	--	838
84	--	--	19.00	--	178	414	--	592
86	--	8.60	0.80	86	59	139	--	198
88	--	41.60	--	502	2	6	--	8
12	10	53.20	--	948	--	--	--	--
90	10	6.90	0.10	601	--	1	--	1
92	20	0.40	--	73	--	1	--	1
94	20	--	13.00	4	30% 39	70% 91	--	130
96	--	--	8.10	--	63	198	--	211
98	--	7.60	0.20	76	25	58	--	83
Km 8	--	32.80	--	404	--	--	--	2
Q 13	14	112.00	--	1448	--	--	--	--

Estacas	Distancia	AREA m^2		Volumen Relleno Neto	VOLUMEN DE CORTE m^3			
		Relleno	Corte		Roca Fija	Roca Suelta	Tierra Suelta	TOTAL
2	6	348.30	—	1603	—	—	—	—
4	20	29.00	12.60	773	38	88	—	126
6	-	—	58.10	290	212	495	—	707
8	-	—	62.20	—	361	842	—	1203
10	-	—	62.00	—	373	869	—	1242
12	-	—	52.40	—	343	801	—	1144
14	-	0.60	29.10	6	244	571	—	815
16	-	3.80	13.50	44	128	298	—	426
18	-	9.70	5.80	135	58	135	—	193
20	-	18.00	0.60	277	19	45	—	64
22	-	31.30	—	493	2	4	—	6
24	-	41.00	—	723	—	—	—	—
26	-	40.50	0.10	815	—	1	[illegible]	1
28	-	36.70	—	772	—	1	—	1
30	-	29.50	0.20	662	—	2	—	2
32	-	18.10	1.80	476	5	15	—	20
34	-	7.40	5.80	255	22	54	—	76
36	-	2.80	10.20	102	48	112	—	160
38	-	1.30	13.20	41	71	163	—	234
40	-	0.10	18.60	14	96	222	—	318
42	-	—	21.60	1	121	281	—	402
44	-	0.10	16.60	1	115	267	—	382
46	-	0.80	12.00	9	86	200	—	286
48	-	2.20	9.00	30	63	147	—	210
50	-	1.80	6.40	40	46	108	—	154
52	-	0.60	6.80	24	20% 26	30% 40	50% 66	132
54	-	—	8.90	6	32	47	78	157
56	-	—	8.50	—	35	53	86	174

Estacas	Distancia	AREA m^2		Volumen Relleno Neto	VOLUMEN DE CORTE m^3			
		Relleno	Corte		Roca Fija	Roca Suelta	Tierra Suelta	TOTAL
58	-	0.40	5.20	4	27	42	68	137
60	-	2.80	2.50	32	15	24	38	77
62	-	6.40	0.90	92	7	9	16	32
64	-	10.10	0.20	165	2	3	6	11
66	-	16.10	--	262	--	1	1	2
68	-	32.20	--	483	--	--	--	--
70	-	44.10	--	763	--	--	--	--
72	-	52.80	--	969	--	--	--	--
74	-	47.10	--	999	--	--	--	--
76	-	34.40	3.00	815	6	9	15	30
78	20	9.20	11.20	436	28	43	71	142
80	-	2.20	27.50	114	77	117	193	387
82	-	1.30	40.80	35	137	205	341	683
84	-	--	43.60	13	169	253	422	844
86	-	0.50	38.40	5	164	246	410	820
88	-	1.70	34.20	22	145	218	363	726
90	-	3.60	27.40	53	123	185	308	616
92	-	1.20	33.80	48	123	183	306	612
94	-	3.90	28.70	51	125	188	312	625
96	-	41.20	15.80	451	89	134	222	445
98	-	69.90	--	1111	32	47	79	158
Q.14	10	115.20	--	1851	--	--	--	--
Km 9	10	84.90	--	2001	0%	50%	50%	--
2	20	34.20	--	1191	--	--	--	--
4	-	4.40	0.60	386	--	3	3	6

KILOMETRO EN ESTUDIO

	Estacas	Distancia	AREA m² Relleno	AREA m² Corte	Volumen Relleno Neto	VOLUMEN DE CORTE m³ Roca Fija	Roca Suelta	Tierra Suelta	TOTAL
Km 9	6	20	--	44.20	44	--	225	223	448
	8	-	--	78.00	--	--	611	611	1222
	10	-	--	30.10	--	--	540	541	1081
	12	-	26.80	--	268	--	150	151	301
	Q.15	10	104.10	--	1309	--	--	--	--
	14	10	51.60	--	1557	--	--	--	--
	16	20	1.70	35.80	533	--	179	179	358
	18	-	--	77.10	17	--	565	564	1129
	20	-	--	74.70	--	--	759	759	1518
	22	-	--	57.80	--	--	663	662	1325
	24	-	--	48.50	--	--	532	531	1063
	26	-	--	46.80	--	--	477	476	953
	28	-	3.90	25.90	39	--	364	363	727
	30	-	5.80	4.80	97	--	154	153	307
	32	-	20.10	0.70	259	--	28	27	55
	34	-	35.20	--	553	--	4	3	7
	36	-	53.40	--	886	--	--	--	--
	38	-	59.20	--	1126	--	--	--	--
	40	-	64.90	--	1241	--	--	--	--
	42	-	21.70	0.40	866	--	2	2	4
	44	-	59.00	--	807	--	2	2	4
	46	-	52.30	--	1113	--	--	--	--
	48	-	38.60	--	909	--	--	--	--
	50	-	21.60	1.20	652	--	6	6	12
	52	-	8.50	8.80	301	0% --	60% 60	40% 40	100
	54	-	0.60	18.50	91	--	152	101	253
	56	-	--	25.80	6	--	266	177	443

Estacas	Distancia	AREA m^2		Volumen Relleno Neto	VOLUMEN DE CORTE m^3			
		Relleno	Corte		Roca Fija	Roca Suelta	Tierra Suelta	TOTAL
58	20	--	35.20	--	--	366	244	610
60	-	--	42.80	--	--	468	312	780
62	-	--	32.70	--	--	453	302	755
64	-	--	33.50	--	--	397	265	662
66	-	--	24.90	--	--	350	234	584
68	-	--	20.10	--	--	270	180	450
70	-	--	17.60	--	20% 75	40% 151	151	377
72	-	--	18.40	--	72	144	144	360
74	-	--	15.80	--	68	137	137	342
76	-	0.40	11.70	4	55	110	110	275
78	-	1.20	8.20	16	39	80	80	199
80	-	1.80	9.20	30	32	66	66	164
82	-	1.80	8.20	36	32	66	66	164
84	-	1.30	8.20	31	32	66	66	164
86	-	0.40	12.00	17	40	81	81	202
88	-	--	18.40	4	60	122	122	304
90	-	--	24.90	--	87	173	173	433
92	-	--	25.00	--	99	200	200	499
94	-	--	27.90	--	107	211	211	529
96	-	--	28.50	--	112	226	226	564
98	-	--	25.70	--	108	217	217	542
Km 10	-	--	22.70	--	96	194	194	484
2	-	--	19.60	--	85	169	169	423
4	-	1.80	10.00	18	59	119	119	297
6	-	4.10	6.00	59	32	64	64	160

PARA EL KILOMETRO EN ESTUDIO TENDREMOS EL SIGUIENTE RESUMEN:

Entre km. 9.060 - km 10.060

Roca Fija: 1,290 m^3

Roca Suelta: 10,639 m^3

Tierra Suelta: 9,704"

Total Corte: 21,633 m^3

Relleno Total: 12,889 m^3

3.- CONCEPTOS PARA CALCULAR EL DIAGRAMA DE MASAS

Antes de entrar a desarrollar el capítulo de explanaciones, vamos a definir algunos conceptos de importancia que nos llevarán a calcular el Diagrama de Masas o Curva de Bruckner. Estos conceptos son:

Entumecimiento.- Es la diferencia de volumen que hay de un material in situ al mismo material compactado. O sea que en todo material, si es removido y puesto de nuevo y compactado, existe una diferencia de volumen entre el primer estado(in situ) y el segundo estado (compactado), por ello al calcular un relleno, hay necesidad de cortar más tierra que lo que se va a rellenar. El coeficiente de entumecimiento varía entre límites bastante grandes, pero para facilidad de cálculo en los Estados Unidos de N.A. se fija entre 15 y 25 %. Adoptaremos para nuestro cálculo el 25 %.

De acuerdo a la naturaleza del terreno, la técnica empleada en el laboratorio varía para cada caso, dándose resultados muy variados.

En la práctica se adoptan valores dados por diferentes institutiones técnicas, como la tabla de la War Departament de los Estados Unidos, que dá los siguientes valores de con - versión.- De ello, hemos considerado nuestro caso en que predomina la tierra corriente sin excavar, dándole el valor de ese

estado a Removido, o sea un 25% de incremento.

FACTORES DE CONVERSION

TIPO DE SUELO	FORMA EN QUE SE ENCUENTRA	CONVERTIDO EN		
		Sin Excavar	Removido	Compactado
A R E N A	Sin excavar	1.00	1.11	0.95
	Removido	0.90	1.00	0.86
	Compactado	1.05	1.17	1.00
TIERRA CORRIENTE	Sin excavar	1.00	1.25	0.90
	Removido	0.80	1.00	0.72
	Compactado	1.11	1.39	1.00
ARCILLA	Sin Excavar	1.00	1.43	0.90
	Removido	0.70	1.00	0.63
	Compactado	1.11	1.59	0.63

Esponjamiento: Es por el contrario, el aumento de volumen, que toma el material tan luego como se le ha extraído del terreno. Es, podemos decir, el sobrante de corte antes de compactar el relleno. Este esponjamiento está en razón directa de la naturaleza del terreno y de la forma de extracción. Lo anterior explica que al contratar una cantidad de tierras para relleno, no se paga el volumen natural, sino un volumen mayor por el aumento de volumen que experimenta al extraérsele para transportarlo. Se lleva el material esponjado. El corte se pagará considerando el material in situ, antes de removerlo.

Asentamiento: es la diferencia de altura que tiene el terraplén, cuando éste toma su estabilidad perfecta. Pasa un determinado tiempo antes que el terreno tome su posición final. El asentamiento es siempre menor que la compac-

tación, salvo casos muy especiales; este fenómeno demora en la casi generalidad de los casos un lapso de varios años, recomendándose esperar un mínimo de dos años después de hacerse el relleno, antes de colocar un pavimento rígido. Disminuye el asentamiento a medida que mejora la compactación.

Hundimiento.- Es debido a que el suelo sobre el cual se ha colocado el relleno, ha cedido ante el peso de éste. Son necesarios trabajos especiales de construcción para evitarlos.

En el Movimiento de tierras, al que se reduce toda la explanación, hay que considerar la Extracción del material, que consiste en remover el material sobrante para eliminarlo dejando la altura correspondiente a ls subrasante.

traslado a que lleva la extracción, o sea el cambio de lugar del material removido, puede hacerse a distancias cortas o largas, utilizando en todo lo que sea posible el material de corte en los rellenos. Generalmente podemos considerar dos tipos de transporte:

- transversal, del eje del camino hacia ambos lados o a uno solo.
- longitudinal, a lo largo del eje del camino.

Compensación transversal: que utiliza en la misma sección el material de corte para el relleno. No se dá ningún valor al transporte porque se supone que está pagado el movimiento de extracción cubriendo éste transporte transversal. El transporte es entonces mínimo, cuando la tierra extraída en una sección a media ladera se emplea en formar el terraplén de la misma sección. En este caso el transporte se ejecuta con los mismos medios de excavación: lampas o excavadoras, cuando más empleando carretillas; si se emplean medios modernos de excavación y transporte (explanadoras, etc.) la compensación transversal es también elemental. La única razón que

exigiría la no compensación transversal sería la mala calidad de la tierra para el relleno, en cuyo caso se le desecha y se va a la Curva de Masas.

Compensación longitudinal.- Cuando suponemos que hay un material de corte que puede ser utilizado en un relle no más alejado, procederemos a transportarlo en el caso que por su distancia con respecto al relleno resulte más económico que tomarlo de préstamo.

Material de préstamo.- En el caso que al hacer la compensación longitudinal, los cortes son menores que los re llenos, no existiendo compensación, se tendrá que recurrir al material de préstamo. Tanto en el caso dado como cuando, siendo igual los volúmenes de corte y relleno, las distancias medias de transporte sean excesivas, podrá resultar conveniente tomar tierras de préstamos para la formación de los terraplenes, excavando expresamente para ello. Las zonas de préstamos deben estar situadas a la mínima distancia del punto de utilización. Igualmente se empleará material de préstamo si éste resulta más económico que el de transporte.

Caballeros: Se forman cuando sobran tierras o no resulte económico transportarlas hasta el lugar donde se utilicen para el relleno y se depositan en zonas determinadas que deben ser próximas a la explanación del camino y de ser posible, con transporte en rasante descendente.

La distancia límite de transporte: Para tomar material de préstamo, es la distancia en que el transporte es igual al valor del material de préstamo. Es un punto económico muy discutido, no existiendo un principio que la rija. Se acostumbra calcularla por cada 100 metros (en hectómetros) cobrándose en metros cúbicos hectómetro según el convenio económico entre el contratante y el contratista.

Distancia de transporte libre: dentro de cuyos límites no se paga por transporte, pues se considera que está compensado con el precio por el corte. Es variable según convenio, siendo mayor cuando se trabaja con máquinas que cuando se trabaja a mano.

En general, en relación con la excavación y los terraplenes, el proyecto incluye una estimación del transporte necesario para el material excavado más allá de la distancia libre, que para transportes excepcionalmente largos se puede medir en kilómetro-metro cúbico, siendo más conveniente hacer lo cada hectómetro.

Conviene por razones económicas reducir al mínimo los transportes. El comienzo de un desmonte o de la parte que produce un volumen exactamente igual al del terraplén adyacente y el extremo más alejado de éste, determinan los llamados "puntos de compensación", cuya determinación tiene gran importancia. Requiere mucha experiencia además de un atento estudio de los trechos adyacentes del perfil. Para ayudar en la determinación de estos puntos y evidenciar la necesidad o nó, y la existencia o nó de transportes excedentes a la distancia libre y su valor, es necesaria la confección de la "curva de volúmenes, de masas o diagrama de Bruckner".

4.- DIAGRAMAS DE MASAS

Es de gran utilidad para conocer y determinar el movimiento de tierras, pudiendo de esa manera hallar la compensación conveniente entre cortes y rellenos disminuyendo el costo de explanación, ya que se realiza todo el trabajo de acuerdo a indicaciones exactas y a las distancias más económicas, obteniéndose la denominada línea de balance que dá volúmenes de excavación iguales a los de relleno corregidos.

Existiendo dos métodos para hablar estas líneas o puntos de balance, sólo procederemos a estudiar la curva de volúmenes o diagrama de masas, en el cual se ubica la línea de balance de acuerdo a la distribución de los cortes.

Es recomendable dibujar el diagrama debajo del perfil longitudinal con la Rasante Definitiva, para hacer la inmediata comparación del movimiento de tierras.

Todo el proceso se basa en tomar 2 cifras que se colocan en ejes cartesianos, representando las abscisas, distancias horizontales, en las estacas situadas cada 20 metros, mientras que las ordenadas representan los volúmenes acumulados y corregidos dibujándosele encima o debajo de una Línea de Base. Para diferenciar los volúmenes de corte y de relleno en el diagrama, se coloca el exceso de corte sobre la línea de base y el defecto de corte debajo de ella. Es preciso entonces hacer un cuadro que en su última columna de el volumen neto acumulado o el exceso de cortes o rellenos corregidos en cada estaca.

Para un trecho de rasante totalmente en corte, la curva de masas asciende contínuamente hasta alcanzar el punto donde finaliza el corte o sea justamente aquel donde empieza el relleno, o "punto de rasante", descendiendo de la misma manera en relación con el próximo relleno. Se tienen así los "puntos de compensación" o sean aquellos en que la curva corta a la línea de base o a una paralela a ella. Sin embargo, si existen pequeños rellenos intermedios o cortes, en una rasante que se presenta en su mayor parte en corte o relleno respectivamente, se producen valles y crestas secundarias con correspondientes puntos intermedios de compensación.

Hemos hablado de volumen corregido de corte, necesitándose aclarar que esta corrección se logra sumando los volú

menes de roca suelta y tierra suelta, no considerando la roca fija que se pierde parcial ó totalmente al atacársele con explosivos. Hay reglamentos y autores que consideran en el volumen corregido de corte un porcentaje de esa roca fija, pero sus oponentes arguyen que al atacar la roca fija en media ladera con "Tiros largos" de dinamita, toda ella se precipita al barranco, quebrada o río, no resultando económico recuperarla para emplearla en rellenos. Otra razón es que, para evitarse la fragmentación y pérdida total de la roca fija se tendrán que emplear "cachorros" de dinamita que sólo resquebrajan la roca que luego se termina de separar con las "yeguas" y "barretas" empleándose esos blocks para muros o tapas de alcantarillas o muros de contención o sostenimiento si se precisaran. Nosotros estamos de acuerdo con estos últimos y por consiguiente sólo hallaremos la suma de volúmenes de corte en roca suelta y tierra suelta.

Los volúmenes corregidos de relleno se obtienen multiplicando el volumen de relleno en cada estaca, por el "coeficiente de entumecimiento", en nuestro caso hemos adoptado un valor 0.25.

Sus propiedades: Daremos entonces las propiedades del Diagrama de Masas.

1°.- El Diagrama de masas es ascendente mientras hay exceso de corte y descendente cuando hay exceso de relleno.

2°.- Representa la suma algébrica del volumen neto entre estación y estación.

3°.- Hay una ordenada máxima que corresponde a cada punto en que el perfil de cortes y rellenos señale el paso de corte a relleno o viceversa. O sea que el punto más bajo del fondo de un valle indica el punto de cambio de relleno a corte

y el punto más alto de la cumbre indica un cambio de corte a relleno.

4°.- En los puntos en que la curva corta la línea de base, hay compensación de volúmenes.

5°.- Si la curva termina en la línea de base o línea de los ceros, hay compensación absoluta. Pero si termina en la línea de base, la ordenada extrema representa el exceso de corte o relleno.

6°.- Las diferentes líneas de compensación pueden o nó ser continuadas, pero una línea de balance, puede terminar en cualquier punto que intercepte la curva de masas. La distancia vertical entre dos líneas de balance pueden representar préstamos o desmontes.

7°.- En la figura al final de estas propiedades, considerando la compensación PQRSTV, tomamos la mitad de la ordenada máxima R C y trazamos por ese punto una paralela Q S a la línea de base, obteniéndose así la distancia entre los centros de gravedad de los volúmenes de corte y relleno. Esta distancia menos la distancia de transporte libre, nos dará la "distancia de transporte pagable" o "sobre transporte".

Además, si se proyecta una vertical de Q, ésta pasará por el centro de gravedad del corte y una vertical de S, pasará por el centro de gravedad del relleno.

8°.- El sector de la curva que está sobre la "línea de balance" (entiéndase que no es sobre la "línea de Base") o línea para cada compensación, como PU y WY, el material excesivo se moverá de izquierda a derecha, según el diagrama de masas. En cambio cuando está debajo, como las limitadas por las líneas de balance a P; UW; Y O, el material debe moverse en sentido contrario, o sea de derecha a izquierda en el dia-

grama. Cabe anotar también que es más conveniente hacer la compensación de modo que el corte se conduzca al relleno con pendiente en descenso, de manera que la carretilla, volquete o tractor descienda la gradiente con carga y ascienda descargado.

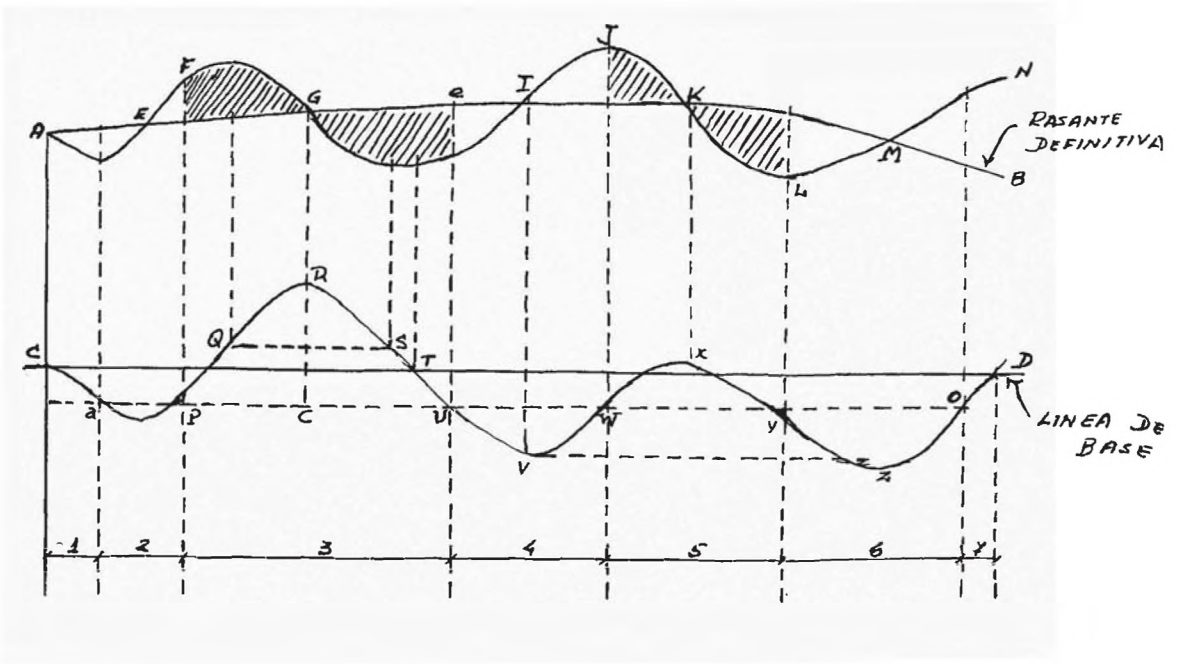
9°.- Es muy conveniente el transporte de corte hacia ambos lados. Algunas veces ello no es posible en especial cuando se tienen cortes cerrados, en que sólo uno de los frentes es posible atacar con maquinaria, por lo accidentado del terreno, en cuyo caso se emplearán sólo braceros.

10°.- La dirección del transporte puede variarse con sólo variar la línea de balance. Así por ejemplo, al adoptar la línea VZ, el transporte de VW XYZ será hacia la derecha de todo el corte de I y K indicado en el perfil longitudinal.

En cambio si se considera la línea TX como de balance, el transporte será hacia la izquierda del mismo corte I y K.

Vemos también que las líneas UW y WY adoptadas, son más convenientes que las anteriores por poderse trabajar así por un mínimo de dos frentes.

Estos cambios de la línea de balance se recomiendan cuando con ello se consigue el transporte de un punto alto a uno bajo.



1: con material de préstamo solamente.

2 al 6: corte, relleno y un % de préstamo.

7: totalmente en desmonte.

Agregaremos que para elegir la línea de Balance se debe tomar en cuenta las volúmenes a mover y las distancias de transporte, factor importante que determina el equipo mecánico a utilizar que deberá ser adecuado a la clase de topografía en la que se trabaja.

Referente a maquinaria, aunque no corresponde al capítulo, podemos adelantar que tratándose de topografía accidentada no se recomienda el uso de traillas por su difícil manejo y el peligro de vuelco; asimismo es inconveniente usar palas mecánicas con volquetes imponiéndose luego el empleo de tractores.

Un tractor D-4, el más pequeño de los Caterpillar, es usado más en conservación que en construcción de carreteras. Por esa razón vamos a emplear el siguiente tipo, un D-6 con empujador, con una distancia de transporte libre de 60 mts,

conveniente para nuestro trabajo que es a la vez la distancia más económica.

DESCRIPCION DEL DIAGRAMA DE NUESTRO CASO

Podemos observar que la línea de base nos ha servido como línea de compensación, por no tener en el gráfico, entrantes y salientes que nos obligarían a líneas de compensación intermedias.

Dividido así nuestro diagrama, vamos a presentar un cuadro con los valores obtenidos.

Línea de Compensación	Sección	Distancia media Transporte m	Distancia libre Transporte m	Distancia de Sobretransporte m	Volumen Compensado m^3	Volumen Compensado M^3/Hm.
AB	1	52	60	--	2700	--
BC	2	32	60	--	1230	--
CD	3	148	60	88	5600	4930
DE	4	163	60	103	5200	5370
				TOTAL :	14,730	10,300

Siendo el volumen de relleno corregido, 16,218 m3, ya podemos obtener el volumen del relleno de préstamo.

$$16{,}218 - 14{,}730 = 1{,}488 \text{ m3}$$

Como vamos a necesitar conocer el volumen por hectómetro de trabajo para los análisis de precios, esto es, que suponemos encontrar una cantera a 100 metros de cada sección, tendremos:

$$1{,}488 \times \frac{100 \text{ m}}{1000} = 149 \text{ m3 Hmt.}$$

Observando el diagrama, sólo se logra compensar hasta el Km 9, estaca 7 + 360, teniendo en el resto solamente corte, por lo que la curva asciende. Posiblemente, si continuáramos el estudio lograríamos compensar ese corte, pero para nuestra explicación ya no es necesario.

Para ver si hay corte que requiera ser transportado, nos trasladamos a examinar las secciones transversales. Vemos que todo el kilómetro en estudio presenta lo más sencillo en construcción, o sea, corte a media ladera, en el cual, el material que se corta sólo se tiene que desplazar a los lados con la pala. No se presenta en ninguna sección, corte cerrado.

Catalogando en:

a) Corte a eliminar con transporte libre

b) Corte a eliminar con sobretransporte.

El primero es el que no se debe pagar y que en nuestro caso está representado por el corte a media ladera.

El segundo se calcula en metros cúbicos - Hectómetro. Es la partida de eliminación que se tendría que abonar.

En el primer caso entonces, el transporte se ejecuta con los mismos medios de excavación, como son: pala de mano o excavadora o cuando más con carretilla. Incluso al emplear maquinarias modernas, como explanadoras (tractores, motoniveladoras) se hace la eliminación a los costados y en la forma más elemental y económica. Es claro que si se tiene que compensar transversalmente y el material de corte es de mala calidad para formar el relleno de su sección, no habrá más que eliminarlo.

En rellenos hemos encontrado que en las dos primeras secciones del diagrama no se tiene distancia pagable o de sobretransporte, en cambio en las secciones (3) y (4), se cumple:

Distancia pagable = Distancia media - Distancia libre y se puede presentar el Cuadro de Movimiento de tierras para el kilómetro en estudio.

Relleno corregido	Relleno m3		Corte m3			Corte Total
	Compensado	Préstamo	Tierra Suelta	Roca Suelta	Roca Fija	
16,218	14,730	1,488	9,704	10,639	1,290	2,1633

- - - -

Los valores que hemos empleado para el Diagrama de masas, hechas las correcciones ya descritas son los dados en el siguiente cuadro:

CUADRO PARA EL DIAGRAMA DE MASAS

Estaca	Relleno corregido	Corte corregido	(+)	(-)	Volumen neto acumulado.
Km.9 6	55	448	393		+ 393
8		1222	1222		+ 1615
10		1081	1081		+ 2696
12	335	301		34	+ 2662
Q. 15	1636			1636	+ 1026
14	1946			1946	- 920
16	666	358		308	- 1228
18	21	1129	1108		- 120
20		1518	1518		+ 1398
22		1325	1325		+ 2723
24		1063	1063		+ 3786
26		953	953		+ 4739
28	49	727	678		+ 5417
30	121	307	186		+ 5603
32	324	55		269	+ 5334
34	691	7		684	+ 4650
36	1107			1107	+ 3543
38	1408			1408	+ 2135
40	1551			1551	+ 584
42	1082	4		1078	- 494
44	1009	4		1005	- 1499
46	1561			1561	- 3060
48	1136			1136	- 4196
50	752	12		740	- 4936
52	376	100		276	- 5212
54	114	253	139		- 5073
56	8	443	435		- 4638
58		610	610		- 4028
60		780	780		- 3248
62		755	755		- 2493
64		662	662		- 1831
66		584	584		- 1247
68		450	450		- 797
70		302	302		- 495
72		288	288		- 207
74		274	274		+ 67
76	5	220	215		+ 282
78	20	160	140		+ 422
80	38	132	94		+ 516
82	45	132	87		+ 603
84	39	132	93		+ 696
86	21	162	141		+ 837
88	5	244	239		+ 1076
90		346	346		+ 1422
92		400	400		+ 1822
94		422	422		+ 2244
96		452	452		+ 2696
98		434	434		+ 3130
Km.10		388	388		+ 3518
2		388	338		+ 3856
4	23	237	214		+ 4070
6	74	128	54		+ 4124

Resumen: Máxima ordenada (+): + 5603
Máxima ordenada (-): - 5212

Esos valores son llevados a un gráfico ó Diagrama de Masas, en el cual hacemos la compensación desplazando una horizontal de tal modo de hallar lo más conveniente.

Gráficamente hemos podido así lograr la máxima economía en el movimiento de Tierras.

CAPITULO SEXTO

E X P L A N A C I O N E S

1.- DEFINICIONES

Constituye la ejecución de cortes y rellenos que a su vez exigen el empleo de medios organizados para lograr una superficie o rasante uniforme, una completa eliminación de aguas freáticas y en general una base estable a los materiales del pavimento, que servirán a las zonas donde se producirá el tránsito de vehículos. Se harán excavaciones para la construcción de alcantarillas, se construirán cunetas, se darán los sobreanchos, peraltes, bermas, dejándolo en la subrasante o en su rasante definitiva cuando no lleve pavimento, como ocurre en carreteras sin mucho tránsito.

No hay ningún trabajo en caminos que requiera mayor cuidado, ya que afecta al pavimento que es la construcción más costosa.

Proceso constructivo.- Vamos a explicar uno de los varios sistemas que se emplean en la construcción de una carretera, no queriendo indicar con ello que lo que más adelante se expone sea lo perfecto, pero sí podemos asegurar que sus resultados han sido convenientes en la práctica.

2.- ESTACADO Y RAYADO DE TALUDES DE CORTE Y RELLENO

Replanteo.- De acuerdo al azimut con que hemos partido, localizamos nuestro primer alineamiento, colocando el Eje del camino que llevará estacas cada 20 metros.

Del perfil longitudinal al que hemos dado la rasante más conveniente, sacamos la "relación de alturas" que indicamos aparte, o sean los cortes y rellenos de cada estaca, en

las cuales rayamos perpendiculares al eje para poder colocar las "estacas de talud". Estas se obtienen analizando las secciones transversales, con las cuales, dando el talud de corte correspondiente al material con que se trabaje, se obtiene un punto que unido con el de las siguientes estacas nos darán la "línea del talud", que se irá uniendo con un cordel para proceder al rayado. Es natural que esta línea de talud no tendrá por qué estar en línea recta, ya que los cortes son variados en cada estaca, tanto por su diferente profundidad como por el material distinto que presente.

Igualmente para los rellenos de la sección transversal se ubicará los pies de los terraplenes, a partir de los cuales se pueden obtener las cunetas de préstamo.

CARRETERA HUARICANGA - JULQUILLAS

Lista de alturas para el trabajo de construcción Km. 9060-10.060

Estacas	Alturas de Corte	Alturas de Relleno	Datos de las curvas	Gradiente	OBSERVACIONES
6	1.42		C.Lazo Der.N° 16(1)		
8	3.48		Δ = 90°00'		
10	0.30		R = 70	+1.873% en 160m.	
12		1.90	T = 70.00		Sobreancho:1.10m
14		3.70	E = 28.99		P.interior:26 cm
16	1.90		L =109.96		P.exterior:20 "
18	3.70		Pc =Km8-96+3.00		
20	4.52		PI =Km9 6+12.96		
22	3.61		C.Lazo Der.N°16(2)		
24	2.02		Δ = 90°		
26	2.30		PT= Km9-18+2.92		
28	1.40		C/Izq.N°17		
30	--	--	Δ = 48°50'	-3.176% en 220 m.	
32		1.00	R = 200		Sobreancho:0.60m
34		1.90	T = 80.79		P.Interior:23 cm
36		2.70	E = 19.64		P.Exterior:20"

Estacas	Alturas de Corte	Alturas de Relleno	Datos de las curvas	Gradiente	OBSERVACIONES
38		3.20	L = 170.46		
40		3.40	Pc = 30 + 18.21		
42		3.35	PT = 48 + 8.67		
44		3.19			
46		2.95			
48		2.25			
50		1.30			
52		0.25			
54		0.70			
56	1.45			- 1.250 % en 480 m.	
58	2.30				
60	3.05		C.Izq.N°18		
62	2.40		Δ = 90°10'		
64	1.95		R = 160		Sobreancho:0.60 m.
66	1.60		T = 160.47		P.Interior: 23 cm.
68	1.45		E = 66.60		P.Exterior: 20 "
70	1.30		L = 251.79		
72	1.15		Pc = 62 + 1.53		
74	1.00		PT = 86 + 13.32		
76	0.75				
78	0.50				
80	0.45				
82	0.40				
84	0.45				
86	0.80				
88	1.25				
90	1.64				
92	1.68			- 3% en 300 m	
94	1.84				
96	1.80				
98	1.60				
Km.10	1.50				
2	1.00				
4	0.40				
6		0.10			

Se dejan entonces las referencias de nivel, fuera de las zonas de trabajo, de modo de no obstaculizar el trabajo con o sin maquinaria y poder simplemente con un cordel y nivel de albañil localizar el eje del camino en su altura respectiva.

Convengamos que tenemos las estacas del eje y estamos en zona de corte. Es necesario colocar plantillas, para lo cual un miembro de la Brigada de trazo o un capataz especializado, simplemente con una wincha metálica de bolsillo, procederá a excavar inmediatamente antes o inmediatamente después de la estaca y en el mismo alineamiento, la profundidad suficiente de modo de colocar una piedra plana y grande, marcando con un aspa el sitio en que se colocará la mira posteriormente. La profundidad está fijada con la altura de corte de la estaca. Igualmente en rellenos, se irá elevando un mogote de piedras, marcando la altura de relleno dada con un aspa sobre la piedra, recomendándose colocar sobre la piedra marcada, otra que la resguarde de manos intrusas. En algunas lugares se marca la altura de relleno con estacones o jalones, pero están muy expuestos a sustracciones.

Colocadas las plantillas, se corrigen éstas con el nivel de ingeniero, siguiendo el proceso inverso al usado en la nivelación del estacado, ya que se conoce la cota de la rasante. O sea:

Cota rasante del Bench Mark + Vista atrás = altura de instrumento y para las plantillas de la rasante cuyas cotas se conocen, se tendrá:

Altura de instrumento - cota rasante de la estaca = lectura en la mira.

Rectificadas así las plantillas del eje, se procederá a colocar cada 2 metros con capataces y braceros con poca

práctica, o cada 5 metros cuando adquieran más, las plantillas intermedias, mediante el empleo de "niveletas", que son unas crucetas de madera, en forma de reglas T, de 0.80 á 1.20 m. de alto, 0.60 de ancho y 0.10 de altura de su Tabla transversal superior, colocando dos de ellas en las plantillas niveladas con aparato y sirviendo la tercera para colocar la intermedia. Estas niveletas van pintadas de colores rojo, verde y blanco para facilitar su visual que se realiza por las cabezas de las 3, debiendo formar las tres un sólo plano.

Como en el eje se deberá considerar los 8 cm. de bombeo, con wincha metálica y nivel de albañil se colocará una nueva plantilla elevada 8 cm. con respecto a la anterior.

Luego con las plantillas de rasante se podrá ya colocar las de los bordes de la carretera, para lo cual se emplean 2 niveletas, una regla de madera de la longitud requerida correspondiente a una vía de circulación y un nivel de albañil.

Ya podemos entrar a la limpieza de las hierbas o arbustos si hubieran. En selva y cualquier otra zona arbórea, se tiene una partida especial para limpieza y desenraice. En esas mismas zonas, hay que hacer a veces el "desmonte para la visibilidad".

Viene entonces la explanación propiamente dicha, en la cual, tanto en corte como en relleno, se tendrá:

a) Eliminación del material y

b) Transporte del mismo, considerando el espacio que se deberá recorrer.

Fijados los puntos de iniciación de los taludes, se dará la inclinación de ellos, controlando que ella sea uniforme para darle belleza al corte o relleno. Pueden emplear se plantillas de madera (Triángulos rectos en los cuales la

hipotenusa tiene la inclinación requerida) o un eclímetro con una regla y un nivel de carpintero, graduándose el eclímetro con el talud. Continuamente deberá comprobarse el talud, siendo corriente en los cortes, recostar el cuerpo en un talud terminado y visualizar si el talud ya refinado de la sección del mismo material, está uniforme.

3.- CORTES

En nuestro tramo en estudio, que es el más dificultoso de todo el trazo, tenemos cortes bastante fuertes, que se justifican por el hecho de haberse cuidado un trazado técnico antes que la excesiva economía.

CLASIFICACION DEL MATERIAL

Existiendo una clasificación muy amplia para los distintos materiales que se encuentran al trabajar una carretera, la tendencia actual es simplificar esta clasificación de modo de llegar a un pronto acuerdo entre contratista y el Ingeniero para lo relacionado al cubaje y precio unitario del mismo. Esta tendencia ha llegado a simplificar el problema a tal punto que puede darse el caso en algunos países de aceptarse como único tipo, la "excavación no clasificada", figurando ella sola, en las propuestas de licitación. Una de las razones de ésta simplificación, es la de evitar las discusiones a que daría lugar la definición en roca y excavación común. A menudo aparecen inesperadamente materiales que no pueden clasificarse, como son suelos cementados que sin ser roca, requieren el empleo de explosivos.

En nuestro medio, aún se acepta la siguiente clasificación:

a) Roca dura, la que requiere el uso de explosivos. Entre ellas se cuentan los granitos, dioritas, etc. y son las

que tienen mayor precio unitario de exaavación.

b) Roca suelta, aquellos que pueden extraerse a mano o con el empleo de maquinaria (Tractores, palas mecánicas). En esta clasificación están los conglomerados de piedra chica y arcilla.

c) Tierra suelta, aquellas que se movilizan con picos y palas solamente, teniendo gran proporción de arcilla no endurecida o sea la tierra cultivable o vegetal.

4.- MAQUINARIA EN EXCAVACION

Hemos ya hablado de la razón que nos lleva a preferir el empleo de tractor con empujador y no de trailla para el trabajo en corte, por lo que sólo haremos una descripción del primero.

La maquinaria en general presenta enorme ventaja sobre la mano de obra. Constituye un error de los gobiernos, el limitar su empleo para favorecer la contratación de braceros, ya que el avance se ve limitado. Entendemos que el motivo es luchar contra la desocupación, pero si pensáramos en la mayor ventaja que se obtendría terminando en menor tiempo una carretera con el empleo de maquinaria pesada, uniendo pueblos productores con el resto del país, compensa el mayor gasto inicial de la compra de maquinaria y el trabajo abundaría para un mayor número de personas.

Se trata con la maquinaria de disminuir el esfuerzo del hombre y aumentar el volumen de explanación en menor tiempo.

Es interesante lo que un autor anota sobre la tendencia actual en el diseño de maquinaria para carreteras:

1°) Aumento del rendimiento sin aumentar el tamaño de la máquina, mediante una mayor rapidez en el trabajo.

2°) Ejecución de operaciones diversas con una misma máquina.

3°) Montaje sobre llantas neumáticas.

4°) Mandos, reguladores y controles más precisos y más fáciles de manejar.

5°) Aumento de la potencia de los motores y de las capacidades de las máquinas.

6°) Mejores materiales y detalles de construcción mejor realizados.

REMOCION DE MATERIALES. TRACTOR CON EMPUJADOR

Es el tractor el elemento principal para la remoción de materiales, de una gran fuerza móvil y con el agregado que se le pueden adaptar una serie de implementos que aumentan su utilidad. Por su gran variedad, se le puede emplear en toda clase de trabajos de carreteras, así como para empujar o halar rodillos, traillas, explanadoras, etc.

El elemento que produce trabajo debe tener amplitud y variedad de movimientos, no solamente vertical, sino angular, como los Angle Dozer o los Tilt Dozer. La cuchilla se puede mover por un sistema de cables o un sistema hidráulico, cuando se trata de su movimiento vertical. Los de cables son menos empleados entre nosotros, porque un descuido ocasiona su ruptura y la consiguiente reparación, por lo que se emplea el hidráulico aunque su costo sea mayor.

Se montan estos tractores sobre orugas o sobre neumáticos, teniendo cada uno de ellos sus ventajas. Así, los de orugas pueden marchar sobre terrenos fangosos o cuando haya que vencer pendientes fuertes. Los de neumáticos tienen mayor velocidad de desplazamiento, trabajándose con ellos en zonas rocosas, en las que se adhieren mejor que los de orugas. Actualmente los tractores de llanta se están haciendo de gran

tamaño.

El elemento oruga da una mayor superficie de repartición y por consiguiente la presión unitaria sobre el terreno es menor.

Los motores empleados son a gasolina o diesel, siendo los primeros los menos usados por requerir una mayor tracción que se consiguen con los motores diesel.

Los tractores pueden trabajar bajo agua por cortos períodos, siempre que se les haya impermeabilizado convenientemente.

Entre los modelos y marcas más comúnmente empleados en el Perú, podemos mencionar los Caterpillar, Allis Chalmers, International y últimamente los Le Torneau. Varían sus tipos cada año, ofreciendo mayores ventajas de trabajo, tanto en potencia como en velocidad.

Es ventajoso saber qué iniciales emplea cada una:

Los Allis Chalmers se representan por H.D

Los Caterpillar " " " D

Los International " " " T.D

Los Le Torneau (Tournadozer) " C.

Se añade a estas iniciales, un número de serie que dá las caracteřísticas completas de cada máquina. Así por ejemplo:

Modelo	Potencia (H.P.)
H D - 14	79
H D - 10	55-65
D - 8	110-140
D - 7	70-90
D - 6	55-65
D - 4	35-40
T D - 20	110
T D - 18	71
T D - 14	54
T D - 9	35-40

Cada motor tiene sus propias características, así los modelos HD tienen arranque eléctrico.

los " D tienen adicionado un motor pequeño o gasolina que le dá el arranque.

los " TD, dan su arranque inicial generalmente con gasolina, para proseguir con petróleo, que es el normal.

los " C tienen motor eléctrico en cada uno de los ejes.

Damos en la siguiente página un cuadro de Rendimiento de máquinas dado por el Ingeniero Echegaray, indicando en este otro cuadro que encontramos en Escario, pág. 258.

T A B L A

RENDIMIENTOS DE LAS EXPLANADORAS EN EXCAVACIONES CON TRANSPORTES A PEQUEÑA DISTANCIA

TRACTOR	DISTANCIA DE TRANSPORTE							
	15 Metros		30 Metros		45 Metros		60 Metros	
	Explan. normal	Explan. oblícua	Explan. normal	Explan. oblicua	Explan. normal	Explan. oblicua	Explan. normal	Explan. oblicua
Metros cúbicos a la hora, medidos en terreno sin exeavar (velocidad media de regreso de 4 km/hora).								
D8	127	157	76	96	54	67	42	52
D7	117	138	71	83	50	59	39	46
D6	76	107	46	64	32	46	25	35
D4	62	98	40	58	28	41	21	32
Metros cúbicos a la hora, medidos en terreno sin excavar (velocidad media de regreso de 8 km/hora).								
D8	143	178	89	109	63	79	50	62
D7	132	154	81	96	59	69	46	54
D6	86	121	53	74	38	54	30	42
D4	75	109	46	67	33	48	26	38

EMPUJADORES

Es uno de los implementos que se acondicionan a los tractores para cortar, voltear, empujar y extender los materiales. Resulta de gran utilidad para la explanación ya que su elemento es una cuchilla o lampón, de gran resistencia, que es accionada desde su asiento por el tractorista, mediante un sistema a cables con doble sistema de palancas o hidráulicamente. Requiere gran pericia manejar ese aditamento, ya que de la precisión con que se levante o baje la cuchilla, la potencia que se le imprima, la capa de terreno que se corte y la distancia a que se transporte el material, depende el rendimiento.

Un tractor con empujador obtiene su máximo rendimiento a una distancia de transporte de 10 m., pudiendo empleársele económicamente hasta 90 metros. De ahí que hayamos adoptado como 60 metros la distancia de transporte libre de nuestro D-6.

Para atacar un corte, es necesario que antes los braceros "preparen el corte", o sea que acondicionen una zona del corte, que puede ser una capa en la mitad del ancho de la pista, si el corte abarca todo el ancho y dispuesto de tal forma que al cortar, el empujador conduzca el material al relleno siguiente. Es un proceso contínuo. El trabajo se facilita si el corte es a media ladera rellenando la mitad desde el eje. Trabajan aficientemente en los suelos que tienden a quedarse en la cuchara, durante su recorrido. Cuando el material es muy compacto, se le tendrá que aflojar antes con explosivos.

El empujador recto o Bulldozer, empuja el material hacia adelante, en línea recta y a gran velocidad.

El empujador angular o Angledozer, forma con su lam-

CUADROS DE RENDIMIENTO DE MAQUINAS

Por el Ing. Profesor: Echegaray

TABLA Nº 1

RENDIMIENTO DE UN EMPUJADOR ANGULAR EN METROS CUBICOS POR HORA PARA CORTES DE TERRENO NATURAL EN LADERA

Clase de material	Tipo de tractor		
	D-6	D-7	D-8
Suelto y liviano	72.67	91.80	130.05
Material denso	53.55	68.85	95.62
" pizarrozo	38.25	53.55	76.50
Roca dinamitada	26.77	38.25	53.55

TABLA Nº 2

RENDIMIENTO MEDIO DE UN EMPUJADOR ANGULAR EN UN TRABAJO DE CARRETERA EN LADERA. METROS LINEALES DE CONSTRUCCION POR HORA EN LADERA

Talud del terreno		Tipo de tractor			
Grados	Porcentaje	D-8	D-7	D-6	D-4
5	9	237.90	219.60	143.35	125.05
10	18	134.20	122.00	80.82	67.10
15	27	88.45	82.35	53.37	45.75
20	36	64.05	57.95	38.12	33.55
25	47	47.27	44.22	28.97	24.40
30	58	36.60	33.55	21.35	18.91

1150/55/cz.

pón un ángulo de 30° con relación a su eje transversal y se le usa para cortes en media ladera sin lograr llevar paladas llenas.

El empujador inclinable o tiltdozer, hace trabajos similares a los dos anteriores, sea se trabaje con desplazamiento en recta o en trabajos en ladera con inclinación.

CALCULO DEL RENDIMIENTO DE UN TRACTOR CON EMPUJADOR

Para cada modelo existen catálogos que especifican los rendimientos de cada tipo de maquinaria, para distancias de transporte variables, cuadros que son proporcionados por los distintos fabricantes. Nosotros acompañamos el que dá los metros cúbicos movidos por hora, de los empujadores Caterpillar, tanto a 4 como a 8 kilómetros por hora de velocidad de retorno, estos últimos para los modelos D-7 y D-8, todo ello en excavación, así como el Rendimiento Tipo en metros cúbicos por hora, de relleno, con la máxima eficiencia de 60 minutos por hora y para diversos materiales, como arena, tierra común, arcilla y roca partida.

Analíticamente, se obtiene el rendimiento con la fórmula:

$$R = \frac{Q \times f \times 60 \times E}{C\,m}$$

siendo: R: rendimiento en m3/hora

Q: capacidad de la pala del empujador en material suelto.

f: factor de conversión de los suelos

60: número de minutos a la hora

E: eficiencia del tractor

Cm: tiempo que dura un ciclo de trabajo en minutos.

Q, es la cantidad de material suelto que puede empujar en terreno a nivel y siendo ese el material, el empujador angular puede también llevar la pala llena, por lo que su rendimiento es mayor que el recto.

El factor f, es un factor de conversión que se debe a que los materiales removidos de su estado "in situ", aumentan de volumen al sufrir primero un esponjamiento y se convierten en "materiales sueltos". Compactado luego, su volumen disminuye aún más de su estado inicial.

A pesar de tomarse los 60 minutos a la hora, se comprenderá que el tractor no tendrá un factor E de eficiencia mayor del 80%, porcentaje que se comprueba en cada trabajo.

El valor del ciclo de trabajo Cm depende de los siguientes factores:

- el tiempo que demora el operador en colocar la máquina para hacer el corte.

- el tiempo que demora en hacer el corte, que depende de la velocidad de la máquina.

- el tiempo en que lleva el material; y

- el Tiempo que emplea en regresar vacío, que será menor.

La parte fija se calcula prómero en 20 segundos.

La parte variable de ida y vuelta, depende de la velocidad de la máquina y la distancia a la cual se realiza el trabajo.

La velocidad de la máquina se aproxima a la ida, con carga, a 2.4 km/h. y al regreso, ya vacío, a 4 y 8 km/h. como indicamos mas antes.

Es natural suponer que el rendimiento de la máquina, depende de la pala y forma de manejo, que constituye el llamado ciclo temporal, que también está en función del material que

CALCULO DE METROS CUBICOS MOVIDOS CON EMPUJADOR POR HORA - MEDIDO INSITU

EXCAVACION TIPICA EN CAMPO CON UNA VELOCIDAD DE RETORNO DE 4.0 POR HORA

Distancia de transporte (un viaje)

Modelo de Tractor	15 m				30 m				45 m				60 m			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
D 8	142.2	126.9	110.8	94.8	85.6	76.5	67.3	56.6	61.7	53.5	47.4	41.3	48.9	42.8	37.5	32.1
D 7	129.2	114.7	100.9	86.4	78	68.8	60.4	51.2	55.8	49.7	42.8	36.7	42.8	38.2	33.6	29.1
D 6	84.1	74.9	65.7	55.8	51.2	45.1	39.8	33.6	36.7	32.1	28.3	23.7	28.3	26	22.2	19.1
D 4	71.9	63.5	55.0	47.4	42.8	38.2	33.6	28.3	31.3	27.5	23.7	19.9	23.7	21.4	18.3	15.3

EXCAVACION TIPO, EN METROS CUBICOS POR HORA A 8 KMS. POR HORA DE VELOCIDAD DE RETORNO

D 8	147.5	131.5	114.7	97.9	91	81.8	71.9	61.2	65.7	58.9	51.2	44.3	52	46.6	41.3	35.2
D 7	97.1	86.4	75	65	59.6	53.5	46.6	40.5	42.8	38.2	33.6	29.0	33.6	30.6	26.8	23

RENDIMIENTO TIPO DE RELLENO EN METROS CUBICOS POR HORA

		Arena	Tierra común	Arcilla	Roca
D 8	206	206.4	183.4	160.5	114.7
D 7		187.3	165.9	145.2	104
D 6		169	109.3	95.6	68.0
D 4		102.4	91.7	79.5	56.6

NOTA:

Las cantidades se suponen a base de 60 minutos por hora de eficiencia, a nivel, sin zanjas con 2.4 Kms. por hora de velocidad.
Material: 1 arena - 2 Tierra común - 3 Arcilla - 4 Roca partida.
Además las cantidades deben aumentarse en un 75% por excavación en zanja o en trabajo descendiendo de una colina.

se moverá.

Los valores de los factores indicados están dados en unas tablas que damos a continuación:

VALORES DE Q

Tractor Modelo	Metros cúbicos sueltos Empujador	
	Recto	Angular
D-8	2.4	2.9
D-7	2.2	2.5
D-6	1.4	2.0
D-4	1.2	1.8

Al tratar del entumecimiento, hemos dado ya el cuadro, de los factores de conversión, que lo repetimos ahora por creerlo conveniente.

"f" FACTOR DE CONVERSION DE LOS SUELOS

Clase de Material	Estado actual	Convertido A		
		Estado Natural m3	Suelto m3	Compactado m3
Arenas	Natural	1.00	1.11	0.95
	Suelto	0.90	1.00	0.86
	Compactado	1.05	1.17	1.00
Tierra común	Natural	1.00	1.25	0.90
	Suelto	0.80	1.00	0.72
	Compactado	1.11	1.39	1.00
Arcillas	Natural	1.00	1.43	0.90
	Suelto	0.70	1.00	0.63
	Compactado	1.11	1.59	1.00

Así por ejemplo, en tierra común, 1 m3 al estado natural, es igual a 1.25 m3 de material suelto ó 0.90 m3 de compactado.

Con todos los datos anteriores podemos determinar el rendimiento que obtendremos con un tractor D-6 con empujador recto, a una distancia de transporte libre de 60 metros.

El valor de Q es 1.4 m3.

f es 1.25, de tierra común natural a suelta.

E aceptamos un 80%.

Cálculo de Cm:

Tiempo fijo = 20" = 0.33 minutos (en ida y vuelta 10"x2 = 20")

Tiempo variable = Ida con carga a 2.4 Km/h. = 2400 m/hora.

si 2400 m recorre en 60 minutos

$$60 \text{ m. recorrerá en } \frac{60 \times 60}{2400} = 1.5 \text{ minutos}$$

De Regreso y vacío a 4 Km/h = 4000 m/Hora

$$\frac{60 \times 60}{4000} \quad \ldots\ldots\ldots = 0.90 \text{ minutos.}$$

Luego, el ciclo total será Cm = 0.33 + 1.50 + 0.90

Cm = 2.73 minutos

Reemplazamos en la fórmula del rendimiento.

$$R = \frac{Q \times f \times 60 \times E}{Cm} = \frac{1.4 \times 1.25 \times 60 \times 0.8}{2.73} = 30.7 \text{ m3/h}$$

R = 31 m3/h, movimiento de tierras que puede estar afectado por la variedad del material que hemos catalogado como tierra suelta en su totalidad, para el cálculo precedente. Aceptemos que un 20% se vea afectado por ésta situación, lo cual reduce nuestro rendimiento a:

R = 31 - 6.2 R = 24.8 m3/h, que se acerca mucho a los 26 m3/hora que da la tabla de la Caterpillar.

De manera que en un día de 8 horas se tendrá

R = 200 m3/día

Como corrientemente, al emplear equipo mecánico, cuyo costo es alto, se acostumbra duplicar y hasta triplicar la jornada de trabajo diario, para lograr un avance que justifique el gasto que su adquisición irroga. Es nuestro caso, tan solo doblando la jornada, tendríamos un rendimiento de 400 m3 por día de 16 horas.

De la libreta de trazo hemos obtenido la calidad del material en el kilómetro en estudio.

Kms 9.060 - 9.580 .... 50% R.S. y 50% T.S.

Kms 9.580 -10.000 .... 60% R.S.; 40% T.S.

Kms 10.000 -10.060 .... 40% R.S.; 20% R.F. 40% T.S.

Determinaremos el Rendimiento del Tractor D-6 para el material predominante en cada tramo del kilómetro en estudio y en cada sección de compensación, según nuestro Diagrama de Masas.

RENDIMIENTO DEL TRACTOR D-6

Tramo Compensado	Distancia Media (m)	Volumen movido (m3)	Tiempo Cm Minutos	Factor "f"	Rendimiento m3/h.	Horas de Trabajo
A B	52	2700	2.41	1.25	34.9	77h 20 m.
B C	32	1230	1.61	1.25	52.2	64h 12 m.
C D	148	5600	6.25	1.39	15.3	367h 00 m.
D E	163	5200	6.85	1.39	13.7	380h 00 m.
TOTAL		14730				888h 32 m.

El tiempo se ha calculado dividiendo el volumen movido entre el rendimiento del tractor. El poco rendimiento en los

tramos CD y DE es motivado a tener una distancia media de transporte mucho mayor que la distancia libre recomendada, de 60 metros. En ese caso resulta más conveniente realizar el movimiento de tierras transversalmente, acumulando el material a uno o a los dos lados del camino.

5.- PROCESO DE TRABAJO

La conocemos el sector más dificultoso de nuestro trabajo y es justamente en él en que el estudio se hace más complicado. Así, al estudiar al kilómetro comprendido entre las estacas 9.060 y 10.060, nos encontramos con la siguiente clasificación:

Entre 9.060 y 9,500, se tiene 50% R.S. y 50% T.S., zona altamente trabajable con el empujador, lográndose llegar hasta una altura ligeramente superior a la cota de la subrasante. No es recomendable llegar hasta la subrasante exacta, porque puede suceder que al cortar, la cuchilla en un descuido del operador exceda esa cota, lo que traería consigo el relleno consiguiente para alcanzar la subrasante, con los problemas de un relleno cualquiera que deberá compactarse con rodillos o con el tránsito. Por ello se corta algo menos de lo necesario, dejando el resto a la cuadrilla de refine o al trabajo de la motoniveladora empleando el escarificador (tipo de arado con uñas) con el que distribuye el material del afirmado.

Lo mismo sucede entre las estacas 9.500 y 9.700 cuyos porcentajes son de 60% R.S. y 40% T.S. de modo que el trabajo será similar al anterior.

Pero ya en el último tramo, entre las estacas 9.700 á 10.060, se tiene 20% de R.F, 40% de R.S y 40% de T.S.

El porcentaje de roca fija exige el empleo de explosivos que aumentan el costo y disminuyen el rendimiento y avance de la obra, porque deberá trabajarse con barreteros, o si el

volumen lo justifica con perforadoras mecánicas o compresoras para uno o dos martillos; el estudio que hagamos oportunamente justificará el empleo de uno de los tres sistemas. La eliminación del material se hará entonces con carretillas o mejor aún con volquetes de 2 á 3 m3 de capacidad en su tolva, si la distancia de transporte lo requiere. En otros casos sólo se desplaza el material a uno y otro lado del talud de corte si no hubiera un relleno contiguo conveniente.

Como apreciamos, los volúmenes a mover serán:

R.F. = 1,290 m3

R.S. = 10,639 m3

T.S. = 9,704 m3

Total Corte = 21,633 m3

Como hemos indicado, el tractor sólo trabaja moviendo el volumen de tierra suelta y roca suelta o disgregada, lo cual cubica 20,343 m3 de corte, que por día de 16 horas a 400 m3/día, nos dará:

$\frac{20,343}{400}$ = 51 días por kilómetro, que es excesivo, si se recuerda que el avance mensual de una carretera con un número conveniente de braceros y con maquinaria, limitando su uso al presupuesto de que se disponga, no debe bajar de 2 y 3 kilómetros.

Es claro que no es posible construír una carretera con un sólo tractor, sino que se emplean peones que pueden llegar a realizar un alto porcentaje del trabajo.

Los avances de un bracero, probados experimentalmente no pasan de los límites siguientes:

R.F., 1 m3 por tarea diaria de 8 horas

R.S., 2 m3 " " " " " "

T.S., 4 á 5 m3 " " " " "

Aceptando un rendimiento promedio para los dos últi-

mos materiales de 3.5 m3 por tarea diaria y que un tractor haga el 60% del trabajo, se requerirán:

Para el tractor: 51 x 60% = 31 días.

$$\text{N° de peones: } \frac{20,343 \text{ m3} \times 40\%}{3.5 \text{ m3/día} \times 31 \text{ días}} = 75 \text{ peones} \quad \ldots (1)$$

Para la Roca Fija, si quisiéramos emplear barreteros, su avance se aalcula en pulgadas diarias de perforación de roca o barrenos. Nosotros para este estudio aceptaremos el rendimiento de 1 m3 por tarea diaria y por ende necesitaríamos para los 1,290 m3 de roca fija,

$$\frac{1290 \text{ m3}}{1 \text{ m3/día} \times 31 \text{ días}} = 42 \text{ peones} \quad \ldots\ldots (2)$$

El cálculo con una compresora es totalmente distinto y mucho más rápido. Oportunamente haremos la comparación.

TRANSPORTE DE MATERIALES

Al hacer estudios analíticos, se ha llegado a determinar el tiempo que un volquete demora en avances en sus diferentes cambios para una distancia dada, la minuciosidad de este estudio llega a precisar los minutos y segundos para dar marcha atrás, para cuadrarse, para dar la vuelta luego del descargue de los materiales, pero ello nos parece una generalización que no está de acuerdo con la realidad, ya que la calidad de la máquina, la pericia del piloto y muchos factores humanos y mecánicos, son los que realmente garantizan el avance en el transporte.

Por nuestra parte mos limitaremos a dar los promedios experimentados tanto en trabajos de conservación como de construcción de las carreteras en el departamento de Puno.

Estos promedios nos permiten asegurar el rendimiento de nuestros peones del sur, los avances que con ellos pueden lograrse, el número de viajes que pueden realizar los volquetes

de 2 y 3 metros cúbicos de capacidad en su tolva a una distancia que no exceda el medio kilómetro transportando materiales y en general otros conceptos de utilidad.

Aceptamos que un volquete realiza 25 viajes diarios a una distancia no mayor de 1 km. y 15 viajes cuando la cantera esté situada a 3 ó 4 km. Si la capacidad de su tolva es de 3 m3, vamos a aceptar sólo 2.5 m3 considerando que nunca se llega a llenar totalmente ni es conveniente hacerlo porque al movilizarse se caería en el trayecto. Es claro que para aumentar la capacidad de su tolva, se les acondiciona dos tablas aseguradas a cada lado de la tolva, pero eso no es lo común.

Referente a los peones, su avance está determinado por "cubos por tarea", o sea el número de metros cúbicos que pueden remover por jornada de 8 horas y que hemos indicado y clasificado anteriormente, sin embargo al entregar al capataz de la obra el cubaje que uno necesita, no se le exige en promedio más de 2 cubos por hombre diarios, exigencia que debe cumplir ya que se toma el mínimo para evitar reclamaciones de los peones. Algunos ingenieros llegana exigir un avance de 200 metros de explanación por cada 10 días de trabajo y por cuadrilla de 40 hombres. Agregaremos que una cuadrilla que pase los 30 hombres ya necesita de capataz y de ayudante de capataz, porque un capataz puede vigilar y exigir a sólo 30 hombres para lograr eficiencia.

El volumen corregido de relleno en el kilómetro de estudio asciende a 16,218 m3, pero como hemos visto en el diagrama de masas, descontando el relleno compensado se tiene sólo 1,488 m3 de relleno de préstamo. A este habría que agregarle el material de corte que sería preciso eliminar pero que en nuestro kilómetro no se presenta. Por tanto, sólo tendremos Relleno de préstamo: 1,488 m3, como volumen a mover.

Con 25 viajes diarios y una capacidad de 2.5 m3 en su tolva, moviliza un volquete 62.5 m3 diarios.

Los 1,488 m3 los movilizará en

$\frac{1488}{62.5}$ = 24 días, tiempo que está dentro de nuestras posibilidades.

Haciendo un resumen de lo que necesitamos aproximadamente en explanación, daremos:

Tiempo de duración: 31 días

Equipo

1 tractor durante los 31 días

1 volquete durante 24 días

Braceros

Para roca suelta y tierra .. 75

Para roca fija 42

Total .... 117 peones.

Avance

Mensualmente se puede comprometer 1 km. de avance, totalmente en su subrasante.

E X P L O S I V O S

6.- GENERALIDADES

En época anterior utilizaban la fuerza del chorro de agua, la fuerza expansiva de la misma al llegar a su punto de congelación o la acción del calor aplicado con sopletes. Hoy en día se ha generalizado el empleo de explosivos, sean éstos la pólvora, de combustión lenta, o la dinamita, de combustión rápida. Al deflagar un explosivo, no hace sino asumir una forma gaseosa cuyo volumen es muchas veces superior al propio, lo cual produce un choque y una presión conjunta que produce la volcadura. Es natural que el ataque del barreno en que

se ha introducido el explosivo (llamándose "atacar" un barreno, al taponamiento que se realiza empleando arcilla suave u otro material suelto) se tendrá que hacer convenientemente para que el efecto vaya dirigido contra la sección o secciones de roca que se quiera haeer volar.

Los explosivos son herramientas de producción de una tremenda importancia para la rapidez y economía. Una adecuada selección que permita volar bien el material, reducirá el costo, tanto en lo que se refiere a su manipulación como a su transporte. Una buena voladura no depende solamente de elegir el explosivo más conveniente, con determinado porcentaje de gelignita, sino del empleo del método correcto para obtener su eficacia máxima.

Hay que reconocer que cada tipo de roca, el mayor o menor número y la distribución y forma de sus líneas de ruptura, producen resultados dispares durante su voladura y requieren particularmente una técnica especial. Muchos contratistas malgastan casi más de un tercio de su consumo total de explosivos en voladuras secundarias.

Actualmente hay sistemas de voladuras cuyo retardo se puede contar en milésimos de segundos, siguiendo claro está las más modernas técnicas de voladura, generalmente con el sistema eléctrico, produciendo el mínimo soplado de aire que tanto baja la eficiencia.

Otro factor que afecta favorable o desfavorablemente el éxito de una explosión, es la distancia de separación de los barrenos. Es preciso obtener una buena fragmentación, un cuidadoso control de los materiales al proyectarse luego de la voladura y un reducido consumo de explosivos por metro cúbico o yarda cúbica de roca movida.

Al hablar de "barreno", no nos referimos a la herra-

mienta de acero de 7/8" que se emplea para la perforación, sino a la perforación misma que se logra en la roca, para introducir los explosivos.

Vamos a dar un cuadro que da el Peso de la Dinamita, en Libras por pie' de longitud de Barreno, para dinamita de diferentes densidades, dado por uno de los principales proveedores de dinamita en nuestro país. Y en la misma página, otro cuadro nos indicará el Número de Cartuchos de un tamaño dado que entran en 50 libras de explosivos, conociendo del cuadro anterior el número de cartuchos de determinadas dimensiones que hay en ese peso; dos cuadros de gran utilidad cuando se emplea dinamita.

Los explosivos Atlas al 45, 62 y 75%, son los más empleados en nuestro medio, siendo su acción bastante eficiente y segura. Vienen en cajas de cartón de 200 cartuchos y 24.72 Kgs. de peso bruto. Los Fulminantes vienen en cajitas metálicas de 100 unidades y la Guía, en rollos de 25 libras. Esto es el equipo que se usa en nuestras carreteras.

La velocidad de la explosión es importante, ya que a mayor velocidad, menores son los trozos de roca que se producen y si se quiere obtener materiales mayores, se utilizarán explosivos más lentos, como es la pólvora negra por ejemplo, que es muy usada en piques y en calambucos, prácticamente auxiliándosele con dos o más cartuchos de dinamita según la dimensión de la perforación.

Hay una serie de estudios que originaron una gran variedad de explosivos, sustituyendo especialmente la base inerte con una base activa, e incluso en la última guerra se llegó al empleo del aluminio finamente pulverizado, pero resultan costosos.

No vamos a entrar a la descripción de los diferentes

PESO DE DINAMITA, EN LIBRAS POR PIE DE LONGITUD DE BARRENOS

Diámetro del Barreno en Pulgadas	Número de Cartuchos de 1 1/4" x 8" por caja de 50 libras												
	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200
1	60	535	48	435	40	37	34	32	30	28	27	25	24
1 1/4	94	83	75	68	625	575	535	50	47	44	415	395	375
1 1/2	1.35	1.20	1.08	98	90	83	77	72	675	64	60	57	54
1 3/4	1.84	1.63	1.47	1.33	1.22	1.13	1.05	98	92	865	82	755	74
2	2.41	2.14	1.92	1.74	1.60	1.47	1.37	1.28	1.20	1.13	1.07	1.01	96
2 1/2	3.75	3.34	3.00	2.72	2.50	2.30	2.12	2.00	1.87	1.76	1.66	1.58	1.50
3	5.40	4.81	4.32	3.93	3.60	3.32	3.08	2.88	2.70	2.54	2.40	2.27	2.166
3 1/2	7.32	6.50	5.85	5.32	4.88	4.50	4.17	3.90	3.66	3.44	3.25	3.08	2.92
4	9.57	8.50	7.65	6.95	6.37	5.88	5.46	5.10	4.78	4.50	4.25	5.03	3.82
4 1/2	12.08	10.73	9.67	8.78	8.06	7.43	6.90	6.44	6.04	5.68	5.36	5.08	4.83
5	15.00	13.35	12.00	10.89	10.00	9.24	8.58	8.00	7.50	7.07	6.68	6.34	6.00
5 1/2	18.07	16.08	14.47	13.12	12.02	11.10	10.35	9.65	9.05	8.50	8.05	7.63	7.24
6	21.56	19.01	17.25	15.68	14.38	13.28	12.31	11.50	10.75	10.15	9.58	9.10	8.63
7	29.40	26.19	23.56	21.39	19.62	18.10	16.80	15.70	14.70	13.85	13.08	12.38	11.78
8	38.20	34.10	30.75	27.95	25.61	23.62	21.99	20.48	19.20	18.08	17.08	16.19	15.38

Basados en el diámetro real del barreno y en cartuchos con cortes, fuertemente atacados en el barreno. Estas cifras pueden variar debido a diferencias en el tamaño de los cartuchos o a la forma irregular de los barrenos.

DETERMINACION DEL NUMERO DE CARTUCHOS DE UN TAMAÑO DADO QUE ENTRAN EN 50 LIBRAS DE EXPLOSIVO

(Sabiendo el número de cartuchos de $1\frac{1}{4}$" x 8" que hay en este peso)

Nº de Cartuchos de $1\frac{1}{4}$"x8"	7/8"x8"	1"x8"	$1\frac{1}{8}$"x8"	$1\frac{1}{4}$"x7"	$1\frac{3}{8}$"x8"	$1\frac{1}{2}$"x8" $1\frac{3}{4}$"x6"	$1\frac{1}{2}$"x10"	$1\frac{3}{4}$"x8"	2"x8"
80	157	124	98	92	66	55	45	41	31
85	166	131	103	97	70	58	47	43	33
90	175	138	109	103	74	61	50	46	35
95	185	145	115	108	78	64	53	49	37
100	195	152	122	114	82	68	56	51	39
105	204	161	127	120	86	72	58	54	41
110	214	168	133	125	90	75	61	56	43
115	223	176	139	131	94	78	64	59	45
120	234	184	146	137	98	82	67	61	47
125	244	192	152	143	102	85	70	64	49
130	253	199	157	148	107	88	73	66	50
135	263	207	163	154	111	92	76	69	52
140	272	214	170	160	115	96	78	72	54
145	282	222	176	165	119	99	81	74	56
150	292	230	182	171	123	102	84	77	58
155	302	238	188	177	127	106	86	79	60
160		245	194	183	132	110	89	82	62
165		252	200	188	135	113	92	84	64
170		260	205	194	139	117	95	87	66
175		268	211	199	143	119	98	90	68
180		277	218	205	148	123	101	92	70
185		284	224	211	152	126	104	95	72
190		291	230	217	156	130	107	97	74
195		299	236	222	160	133	109	100	76
200		306	242	228	164	137	112	102	78
210			254	240	172	143	117	107	82
220			266	250	180	150	124	113	86
230			280	261	188	156	128	118	90
240			292	273	196	163	134	122	94
250			304	285	204	169	140	128	98

NOTA: Como lo anterior es a base de cálculos volumétricos, las cifras reales de cartuchos pueden diferir algo de los valores dados.

tipos de explosivos comerciales, porque ello es posible encontrar en cualquier libro de Caminos o en folletos de fabricantes. Igualmente las precauciones que se indican se deberán tomar en cuenta, por la gran peligrosidad que revisten.

En general, solamente la experiencia y la frecuencia con que se hagan los disparos, permitirán al ingeniero conocer los resultados de cada tipo de explosión, la dirección que deberán seguir los barrenos, la cantidad de explosivos a utilizarse, la profundidad de los barrenos o la necesidad de piques o calambucos, que son de un diámetro tal que pueden permitir al ingreso de un hombre, llegándose hasta la construcción de túneles con un gran boquete final para la carga explosiva.

Recomendamos Paraud y Escario para tener una idea de cómo es el manipuleo de los explosivos, pero de ninguna manera pensar que ello sea suficiente, ya que la técnica ha avanzado enormemente en este aspecto.

6.- CALCULO DE LA CANTIDAD DE DINAMITA

Siendo h la profundidad a la que se coloque el cartucho en un barreno, se usa en Europa la siguiente fórmula:

$$C = K h^3$$

C: cantidad de dinamita

h: altura o profundidad

K: = 0.1 para roca blanda

0.2 para roca mediana

0.3 para roca dura.

y la cantidad o volumen de tierra a mover por

$$V = 1.05\ h3$$

Si aceptamos el caso particular de un barreno de 1" de diámetro, adoptando del cuadro que damos más abajo, un peso de dinamita de 0.30 libras por pié de taladro, dbtendremos:

$$\text{kilos de dinamita} = \frac{N \times 0.3 \times 0.453}{0.305}$$

siendo 0.453 = factor de conversión de libras y pulgadas a kilos y metros.

0.3 = libras de dinamita por pié de taladro

0.305 = dimensión de un pié, en metros

N = metros lineales del barreno.

Para canteras de caminos, el rendimiento en frente abierto con roca que parte regular es 0.5 (Ver cuadro) metro lineal de barreno para volar 1 m3 de roca. O sea que un valor de N para este caso particular sería:

N = Volumen de Corte x 0.5

Los cuadros a que hacemos mención son los siguientes:

Clase de Trabajo	Rendimiento (metros lineales de barreno por metro cúbico de excavación)		
	Roca que parte bien	Roca que parte regular	Roca que parte mal
Canteras	0.2	0.3	0.4
Frente abierto	0.3	0.5	0.7
Grandes excavaciones y Túneles	0.7	1.0	1.5

Clase de Roca	Peso de Dinamita en Kg. por m3 de excavación.			
Blanda	0.10	á	0.15	Kgs.
Dura	0.15	á	0.25	"
Muy dura	0.30	á	0.40	"

En lo referente al trabajo en sí, vamos a decidir el empleo simplemente de barreteros o el uso de perforadores o de compresoras.

La rapidez de la perforación mecánica es hasta 4 veces de la que se obtiene con perforación a mano, el agujero resulta más regular y su costo es menor; se pueden alcanzar 5 á 6 metros de profundidad, con un diámetro hasta de 90 mm.

La presión precisa del aire comprimido varía según la dureza de la roca; para tipos de roca de mediana dureza conviene la de 4 atmósferas, siendo ésta la mínima recomendable, llegándose en rocas duras hasta 6 ó 7 atmósferas, sino quiere bajarse el rendimiento.

El rendimiento de la perforación hasta 2 metros de profundidad, es el siguiente:

Roca blanda	....	3.5 á 5	metros	lineales	hora
" semiblanda	...	2 á 3	"	"	"
" dura	....	1 á 2	"	"	"
" muy dura	...	0.5 á 1	"	"	"

En realidad, como el barretero no puede trabajar las ocho horas seguidas, por tratarse de un trabajo rudo, vamos a aceptar un 80% de estos promedios máximos.

Tendremos para nuestro medio y nuestra clasificación:

Roca suelta	.....	3 metros	lineales	hora
Roca dura	.....	1 metro	lineal	hora.

En el kilómetro en estudio tenemos 1,290 m3 de roca fija. Aceptando un rendimiento en frente abierto y con roca que parte bien, de 0.3 m.l. por m3 de excavación:

$$1290 \times 0.3 = 387 \text{ m.l. de barreno,}$$

que con perforadora de dos martillos y un rendimiento por día de 8 horas de: 1 x 8 metros lineales por martillo, nos da un tiempo de trabajo de:

$$387 : 2 \times 8 = 24 \text{ días.}$$

cifra que resulta muy conveniente si consideramos que para hacer el mismo trabajo serían necesarios 42 peones y 31 días de

trabajo, al emplear el medio de perforación a mano.

Por lo tanto, el equipo de explanación que vamos a necesitar se reduce a lo siguiente:

EQUIPO

1 tractor durante 31 días (caterpillar D-6 con empujador)
1 volquete durante 24 días (3 m3 de capacidad)
1 perforadora durante 24 días (de dos martillos).

BRACEROS

Para roca suelta y tierra 75

DURACION

Un máximo de 31 días por kilómetro.

AVANCE A COMPROMISO

1 Km. mensual.

se entiende que si se aumentare el equipo mecánico y el número de braceros, se podrá finalizar el tramo total en un tiempo mucho menor, ésto es aumentando el presupuesto de la obra. También se debe tener en cuenta que el avance no está en razón directa con el aumento del presupuesto, entendiéndose que a mayor equipo y número de braceros se tendrá que hacer una equitativa distribución de los mismos, abriéndose mayores frentes de trabajo, siendo así recomendable no colocar cuadrillas a menos de 500 metros de separación, evitando el exceso de gente en un tramo dificultoso, que no hace sino retardar el avance.

En realidad no puede existir esa relación directa entre presupuesto y avance; porque la carretera, como cualquier otro trabajo, presenta su máximo rendimiento en un determinado

instante, rendimiento máximo que el ingeniero jefe está en la necesidad de precisar.

CALCULO DE LOS EXPLOSIVOS A EMPLEARSE

$$\frac{1290 \times 0.3 \times 0.453}{0.305} = 576 \text{ kilos de dinamita}$$

pero empleando el cuadro que da Escario, para roca dura se tiene 0.25 kgs. por metro cúbico de excavación, o sea solamente $1290 \times 0.25 = 322.5$ kg.

La primera es una fórmula práctica, mientras que la segunda es a base de experiencias generales. Los resultados son muy distintos para un mismo volumen de excavación. Estp nos lleva a la conclusión de que en lo que a explosivos se refiere, no es posible la generalización y debe estudiarse en el campo, cada caso particularmente. Esta misma dificultad se extiende al costo de la excavación con explosivos, por lo que el cuadro que sigue da una idea aproximada de lo que puede costar.

CLASE DE ROCA	Con Pólvora		Con Dinamita		Gastos Generales % de la mano de Obra	
	Mano de obra Horas	Explosivos Kilogramos	Mano de obra Horas	Explosivos Kilogramos	Accesorios	Dirección
Blanda	4 - 5	0.2 - 0.3	2.5-4	0.10-0.15	0.25	0.15
Dura	5 - 7	0.3 - 0.5	4.5-5	0.15-0.25	0.30	0.25
Muy Dura	9 -10	0.8 - 1.0	8.0-9	0.30-0.40	0.35	0.40

CAPITULO OCTAVO

R E L L E N O S

1.- GENERALIDADES

Es quizás más importante que el corte en la explanación, por la consolidación que debe alcanzar antes de entregar la carretera al tránsito, consolidación que depende de la calidad de las tierras, condiciones climatológicas y más tarde la intensidad del tránsito.

Uno de los principales enemigos para un buen relleno, es el agua, sea esta freática propia o de filtraciones adyacentes o manantiales. Deberá por tanto hacerse un drenaje efectivo cuando se supone su existencia, ya que muchas veces no llegan a aflorar mientras se realizan los trabajos, produciendo posteriores asentamientos.

Un relleno o terraplén, no solamente está expuesto a asentamientos, sino a contracciones, deslizamientos o hinchamientos. Suponiendo que el terreno natural sea estable, la construcción del relleno en capas horizontales compactadas, que abarquen el ancho total del mismo, asegura, en casos generales, la estabilidad del terraplén terminado.

Debe ser todo relleno resistente a la carga y a las vibraciones que produce el tránsito. Tendrá por tanto una densidad que permita darle una gran estabilidad.

2.- CLASIFICACION DE SUELOS

Una de las primeras clasificaciones de suelos con carácter internacional, fue la propuesta en 1929 por el Departamento de Caminos Públicos de los Estados Unidos. Determinaron la separación en :

Suelos A: de características más o menos homogéneas.

Suelos B: totalmente heterogéneas (basuras).

Los suelos A son a su vez clasificados entre A-1 y A-8 según las características que tenga cada tipo, siendo éstos los empleados en carreteras. Vamos a dar las características y constituyentes de éstos suelos que se han clasificado así, de acuerdo a su comportamiento.

Grupo A-1.- Gradación: no más del 50% queda retenido en el tamiz N° 10, lo que pasa este tamiz está formado por 5 a 10% de arcilla; 10 a 20% de limo; 70 a 85% de arena. El "tamaño efectivo" promedio es de 0.01 mm y el coeficiente de uniformidad es mayor de 15.

Constantes: límite líquido entre 14 y 25, índice de plasticidad Ip menor de 8; límite de contracción Lc entre 14 y 20 y equivalente centrífugo de humedad Ec menor que 15.

Utilización: excelente para cimentación y represas de tierra. El más buscado para carreteras.

Grupo A-2.- Gradación: no menos de 55% de arena para tamiz N° 10 constantes: L_ℓ menor de 35, Ip = 0 cuando tiene un Lc apreciable y un Ip mayor que cero y menor que 15, cuando el Lc es cualquiera; Ec menor que 25.

Utilización: normalmente, excelente para cimentaciones.

Grupo A-3.- Gradación: tamaño efectivo menor que 0.10 mms.

Constantes: L_ℓ menor que 35, Ip y Lc apreciables, Ec menor que 12.

Utilización: igual que los anteriores.

Grupo A-4.- Gradación: menos del 55% está formado por arena,

Constantes: L_l entre 20 y 40; Ip menor que el indicado por la curva del diagrama de identificación (copias Mecánica de suelos, Ing° Le Roux, pág. 30 al 33); Lc menor que 25.

Utilización: con ciertas reservas, buena para cimentación y con estudios especiales de seguridad, para represas de tierra, para la parte permeable.

Grupo A-5: Gradación: salvo excepciones, menos del 55% lo forma la arena.

Constantes: L_l mayor que 35, Ip menor que el indicado por la curva de identificación; Ec menor que 12; Lc mayor que 30, llegando a 50 en suelos malos de este grupo.

Utilización: requieren tratamiento especial para usarse en cimentaciones.

Grupo A-6: Gradación; rara vez contiene menos del 30% de arcilla.

Constantes: L_l mayor que 35, Ip indicado por el diagrama de identificación, así como sus otras constantes.

Utilización: requieren tratamiento especial para su uso satisfactorio, sea éste en el corazón impermeable de una represa.

Grupo A-7.- Gradación; rara vez con menos de 30% de arcilla.

Constantes: L_l mayor que 35.

Utilización: igual que el anterior, no son recomendables para rellenos de carreteras.

Grupo A-8.- Gradación; no tiene importancia.

Constantes: L_l mayor que 45.

Utilización: es el menos utilizable de todos los grupos, catalogándosele como material malo.

De ahí que muchos autores sólo clasifiquen los sue

los del A-1 al A-7, ya que el último no se emplea en ninguna obra.

En las determinaciones sobre suelos, es de la mayor importancia lo relativo a su estabilidad y características de drenaje. Es tendencia actual a establecer en cada zona de trabajo un laboratorio de Mecánica de Suelos que permita éstas útiles discriminaciones, pero aún estos estudios no se han llegado a generalizar.

La proporción de agua de un suelo tiene gran importancia; altera las propiedades de los elementos que lo forman y puede producir los siguientes efectos:

1°.- Cambia la resistencia al esfuerzo cortante; taludes y cimientos estables, al contacto del agua, pueden dejar de serlos, ya que al crecer la proporción de agua, disminuye la resistencia al esfuerzo cortante.

2°.- Actúa el agua como solvente de las sales del suelo.

3°.- Su incremento, provoca un aumento de volumen que puede producir movimientos en la explanación y el firme. Este fenómeno se presenta en terrenos arcillosos.

4°.- Al helarse el agua, aumenta de volumen y es causa de la desintegración del terreno que lo contiene y movimientos que afecten la explanación.

5°.- Si la proporción de agua no es uniforme, la resistencia del cimiento es desigual y desiguales las bases del firme.

El conocimiento imprescindible de los tipos de suelos que el camino atravesará, obliga a realizar una serie de ensayos que determinen sus características; las más esenciales y que sólo vamos a describir ligeramente, son los siguientes:

ENSAYO	OBJETO
Análisis granulométrico	Clasificación del suelo según el tamaño de sus partículas.
Límites de ATTERBERG	Proporción de agua con diferentes consistencias. Identificación de los suelos por su plasticidad.
Ensayo de PROCTOR	Máxima compactación que es posible lograr; límite práctico a exigir en la obra.
Densidad en obra	Densidad del suelo en la explanación; grado de compactación.
Resistencia a esfuerzo cortante	Determinación del ángulo de rozamiento interno y cohesión; cálculo de taludes y cimientos.
Permeabilidad	Capacidad para dar paso al agua: posibilidades de drenaje (cunetas,alcantarillas,tubos de drenaje).

Cada uno de los suelos anotados tienen a su vez subgrupos que no describimos ahora, sin embargo cabe anotar sobre la utilización de suelos desde el punto de vista constructivo, las diferentes mezclas que pueden hacerse y el uso que se les puede dar: Así se tiene:

a) Los suelos de los grupos; A-2-4, A-2-5 y A-3, son satisfactorios cuando están drenados y consolidados convenientemente, como cimientos de firmes de espesor moderado, cuando los tipos de éstos son adecuados al tráfico que deben soportar o pueden hacerse satisfactorios por la adición de pequeñas cantidades de ligantes naturales o artificiales.

b) Los suelos de tipo "granular arcilloso", grupos A-2-6, A-2-7, y los de "limo arcilla" grupos A-4, A-5, A-6 y A-7, varían en calidad como cimiento desde los buenos A-2-4 y A-2-5, hasta los regulares y malos, que requieren una capa de material de sub-base o un aumento de espesor del firme para

darle la resistencia necesaria.

Los suelos A-1, A-2 y A-3, pueden estar tan faltos de finos en algunos casos, que resulte necesario añadirlos para obtener un cimiento con la resistencia precisa. Cuando éstos suelos se extienden como sub-base sobre un terreno arcilloso, se verá si es suficiente la cantidad de fino que contiene y si no lo fuera, habrá que interponer una capa de suelo arenoso directamente sobre la capa de arcilla, antes de extender el granular grueso, para evitar que este sea absorbido por la arcilla.

2.- CONDICIONES DE LOS MATERIALES PARA RELLENO

Cuanto más malo es un suelo, mayor es la compactación que necesita. Un cuadro práctico que da las condiciones de los suelos para rellenos menores de 3 metros de alto, es el siguiente:

Peso Máximo en seco; c/u	Clasificación	Categoría	Máxima Compactación % seco máximo
1.44 y menos	A-5, A-8	No Aceptable	---
1.44 - 1.60	A-5, A-8	muy pobres	95 %
1.60 - 1.75	A-6, A-7	pobres	95%
1.79 - 1.92	A-4	aceptables	90 %
1.92 - 2.08	A-3, A-4	buenos	90 %
2.08 y más	A-1	excelente	90 %

Hay necesidad de darse cuenta que el límite líquido del suelo, no sea mayor que 65 y que el índice de plasticidad no debe exceder de 6/10 al límite líquido, menos 9.

En el caso de materiales granulares, de los cuales menos del 65% en peso es retenido en la malla 200, se conside

ran como buenos siempre que sean esquistos, rocas fuertemente laminadas, arcillas compuestas, siempre que estén bien mezclados y que no menos del 40% en peso pase la malla N° 10; quiere decir que deben tener también finos que servirán para aglutinar.

En el caso de trabajar con rellenos de más de 3 metros de alto, o que estén construídos con taludes empinados, superiores a 1: 1, o en el caso de que estos taludes estén sujetos a inundaciones prolongadas, el límite líquido no debe exceder de 50 y el índice plástico será menor de 6/10 el límite líquido menos 9 que es el mismo valor que si se presentará mayor altura y mayor inclinación.

Las condiciones que se aceptan son las siguientes:

Peso Máximo en seco c/u	Clasificación	Categoría	Máxima Compactación % Peso Suelo Máximo
1.10 y menos	A-5 y A-8	No aceptable	---
1.64 - 1.75	A-6 y A-7	Muy pobre	100 %
1.75 - 1.92	A-4	pobre	95 %
1.92 - 2.08	A-3 y A-2	aceptable	90 %
2.08 y más	A-1	bueno	90 %

El conocimiento de esto es sumamente importante para lograr la estabilidad de los rellenos.

En estos rellenos se puede aceptar material granular, siempre que no más del 35% pase la malla 200. En el caso de tratarse de esquistos puede pasar el 40%, pero el límite líquido de la fracción que pase la malla 40, no debe exceder de 50.

Cuando se necesite el empleo de rocas sueltas para rellenos, debe cuidarse que todas las hoquedades sean rellena-

das con material de menor diámetro para evitar asentamientos y hundimientos parciales. El relleno con roca es bastante complicado en sus resultados, la primera capa será de material grueso y una segunda capa de material de menor diámetro será necesaria antes de la compactación, la cual se hará con vibradores o pisones mecánicos. Para llegar a la subrasante, se utilizará los cantos rodados para la base, dejando de 30 a 60 centímetros que serán rellenados con material fino hasta la subrasante. Tratándose de un suelo A , pasará como máximo la malla 200, un 7%, mejorando con arena si pasara un mayor porcentaje.

Antes de proseguir con el aspecto teórico, debemos conocer el tipo de suelo que prevalece en nuestra zona, para lo cual sería necesario ensayos de laboratorio de las muestras que sacaríamos del eje de nuestro trazado.

Vamos a suponer que para medir el tipo de relleno en nuestra carretera, hemos tomado el material de la excavación que hemos hecho anteladamente, que hemos pesado y guardado en una cajita y que se ha determinado la humedad, densidad y la máxima compactación.

Se nos ocurre que un problema de Mecánica de suelos resuelve todos los aspectos de esta clasificación. El problema es el siguiente.

"Sometido un suelo en el laboratorio a la prueba de compactación de Proctor por el método standard (A.S.T.M.), se han obtenido los siguientes resultados:

Muestra		1	2	3	4	5
Molde	suelo húmedo	8.20	8.40	8.80	8.60	8.30

Para encontrar los contenidos de humedad, se han pesado:

Frasco + suelo húmedo	24.00	62.30	33.60	33.26	34.90
Frasco + suelo seco	23.52	60.15	31.85	31.45	32.50
Frasco	15.50	32.50	14.50	16.50	15.50

El molde de Proctor tiene un peso de 5 libras.

El P.e. de las partículas sólidas es de 2.78.

Asumiendo que el material ensayado va a ser usado en la construcción de un pavimento de 0.30 m. de espesor y cuyo análisis granulométrico es:

	% que pasa
Malla 3/4"	100%
" 1/2"	80%
" # 4	70%
" " 10	54"
" " 40	42"
" " 100	30"
" " 200	15"

Determinar la cantidad de agua necesaria que debe agregarse para alcanzar la máxima densidad, sabiendo que se tiene una humedad en el campo de 3%.

Antes de proceder a la solución del problema planteado, vamos a tratar sobre las condiciones y proceso de compactación de los rellenos.

3.- COMPACTACION

La estabilidad de cualquier relleno exige la consolidación de la tierra, lo más perfectamente que sea posible, evitando asentamientos que produzcan alteraciones de rasante y desigualdades en la capa de rodadura.

La compactación de los rellenos se hace por varios métodos, jugando el agua un papel importantísimo. Si a un suelo se le añade agua en pequeña proporción, ésta empieza por lubricar las partículas, favoreciendo el posterior apisonado. Pero al aumentar la cantidad de agua, va sustituyendo el aire de los pozos y próximo a la saturación es ya perjuidicial para la consolidación, siendo menores las densidades que se obtienen. Debemos conocer entonces el porcentaje "óptimo" de agua con el que se logra la máxima densidad.

En los últimos años se ha tomado la relación "humedad-densidad" del suelo. Cuando se exige una compactación alta del 90% por ejemplo, se exige cuidado en el estudio de la humedad. La resistencia a la fractura está en función de la fricción interna y de la cohesión. Estas dos propiedades dependen principalmente del número de vacíos que tiene el suelo y la cantidad de agua que llene éstos vacios. Un suelo con mucha agua pierde su estabilidad. Un suelo con pocos vacíos se resiste a perder su estabilidad por tomar y necesitar menos agua. La densidad que se obtiene con un cuerpo, con el mismo esfuerzo de compactación es menor, cuando el suelo está seco que cuando tiene un poco de agua. El porcentaje óptimo de agua es el denominado "óptimo contenido de humedad" o "humedad óptima", que nos sirve para controlar la compactación de los rellenos.

La compactación debe hacerse por capas aproximada-

mente de 20 a 50 centímetros, lo más horizontales posibles, sin exagerar la presisión, lo cual se puede lograr con rodillos que varían en su forma y peso, así como disposición y otras veces sin estos implementos, sino simplemente empleando la relación humedad densidad o por vibraciónes sucesivas, cuidando que se llegue al grado de compactación requerida en cada capa, trabajando capa por capa.

No se emplean rodillos cuando hay mucha roca o cuando el Terraplén no va a llevar pavimento, en cuyo caso es el tránsito el que se encargará de la compactación.

En el caso de rodillos, se produce esta compactación al aplicarse un peso que nos de una superficie que descansa en el suelo, la relación de ambos nos dá un peso unitario aplicado. A mayor presión unitaria y mayor número de pasadas del rodillo, se obtendrá mayor compactación.

Además del método descrito existen otros, a saber:

a) Compactación por persusión, empleando el "pisón" a mano o mecánico, llegando hasta los de 3 toneladas. Son lentos y se emplean en lugares que requieran gran compactación.

b) Compactación por empozamiento y percolación, haciendo que el material fino penetre en terraplenes de roca, usando pozos de filtración sobre el terraplén. Percolación, cuando por tubos o agujeros especiales se hace penetrar el agua.

c) En terrenos lodosos si su capa es hasta de 2 a 4 metros, conviene extraer ese material y reemplazarlo por grava, cascajo u otro material estable.

Pero si el espesor es mayor, ya se provocarán hundimientos del terraplén mediante zanjas o explosiones, rellenando luego con materiales nobles.

d) Resecación de la zona mediante drenaje, que no

solamente se logra con tuberías, sino mediante perforaciones que se rellenarán de arena, bajando así la napa de agua de la sección en que se construirá el terraplén, sirviendo como cimientos esas verdaderas columnas de arena.

CLASIFICACION DE LOS MATERIALES PARA CIMIENTOS DE CAMINOS

(Sin Sub-grupos)

Clasificación General	MATERIALES GRANULARES (menos del 35% pasa por tamiz N° 200)			MATERIALES LIMO - ARCILLOS. (más del 35% pasa por el tamiz N° 200)			
Grupo:	A-1	A-3	A-2	A-4	A-5	A-6	A-7
Análisis Granulométrico,% que pasa por el tamiz.							
N° 10	--	--	--	--	--	--	--
N° 40	50 máx.	51 mín.	--	--	--	--	--
N° 200	25 máx	10 máx.	35 Máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín
Características de la fracción que pasa por el tamiz N° 40							
Límite líquido	--	--	--	40 max	41 mín	40 máx	41 mín
Indice de plasticidad	6 max	N.P.	--	10 máx	10 máx	10 mín	11 mín
Indice de grupo:	--	--	4 máx	8 máx	12 máx	16 máx	20 máx
Valor general como cimiento:	Excelente		bueno		Regular a malo		

SOLUCION DEL PROBLEMA DE COMPACTACION

El suelo que nos hemos dado, reúne las condiciones que debe tener un suelo A, para rellenos ya que los límites que deben cumplir los suelos A, según el cuadro que se dá indican:

Pasar el tamiz N° 10

50% máx, el tamiz N° 40

25% máx, el tamiz N° 200

Hagamos el cálculo de los contenidos de humedad de las diferentes muestras del material de relleno, sometidas en el laboratorio a la prueba de compactación por el método standard mediante la aguja de proctor.

Si llamamos

Frasco + suelo húmedo = a

Frasco + suelo seco = b

peso del agua: a-b

Frasco + suelo seco = b

Frasco solo = c

Peso del suelo seco: b-c

El contenido de humedad W se obtiene mediante la relación

$$W\% = \frac{a - b}{b - c} \times 100$$

y haciendo los cálculos nos dá:

NUMERACION DE MUESTRA	1	2	3	4	5
(a) Peso frasco + suelo húmedo	24.00	62.30	33.60	33.26	34.90
(b) Peso frasco + suelo seco	23.52	60.15	31.85	31.45	32.50
(a-b) Peso del agua. Gramos	0.48	2.15	1.75	1.81	2.40
(c) Peso del frasco	15.50	33.50	14.50	16.50	15.50
(b-c) Peso del suelo seco	8.02	26.65	17.35	14.95	17.00
Contenido de humedad (W%)	6.00	8.06	10.08	12.08	14.12

El cálculo de la densidad seca y de la densidad húmeda se obtiene mediante la aplicación de la fórmula para el contenido de humedad.

$$W\% = \frac{Ww - Ws}{Ws} \times 100$$

$$Ws = \frac{Ww \times 100}{100 + W\%}$$

Para un volumen del depósito de $1/30$ pie^3

$$Dh = 30 \times Ww$$

$$Ds = \frac{3000 \times Ww}{100 + w\ \%}$$

llamando S: peso específico de las partículas = 2.78

Sa: p.e. aparente = $\frac{\text{Densidad seca}}{\text{Densidad del agua}}$

la proporción de vacíos

$$C = \frac{S}{Sa}(1 + w) - 1$$

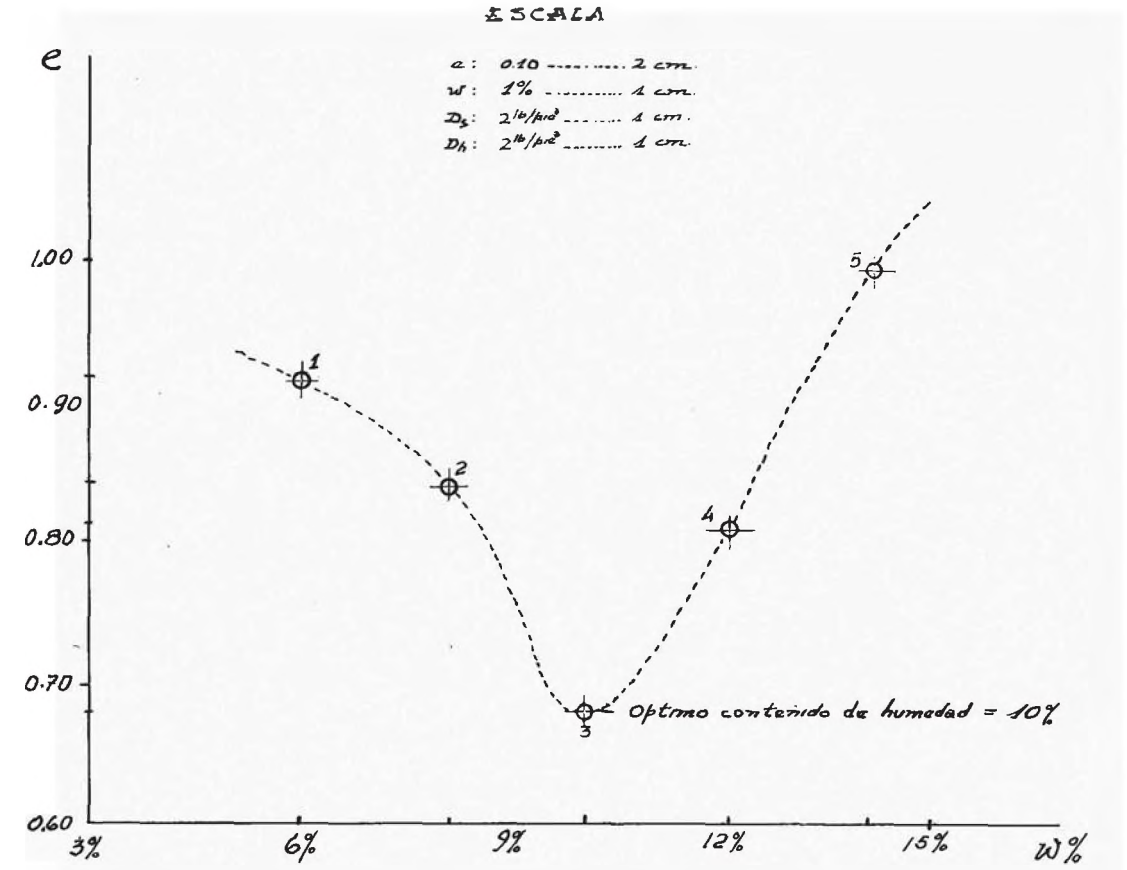
$$C = \frac{2.78}{\frac{\text{Peso}}{\text{Volumen}} \times \frac{1}{62.4\ \text{lb/pie}^3}}(1 + w) - 1$$

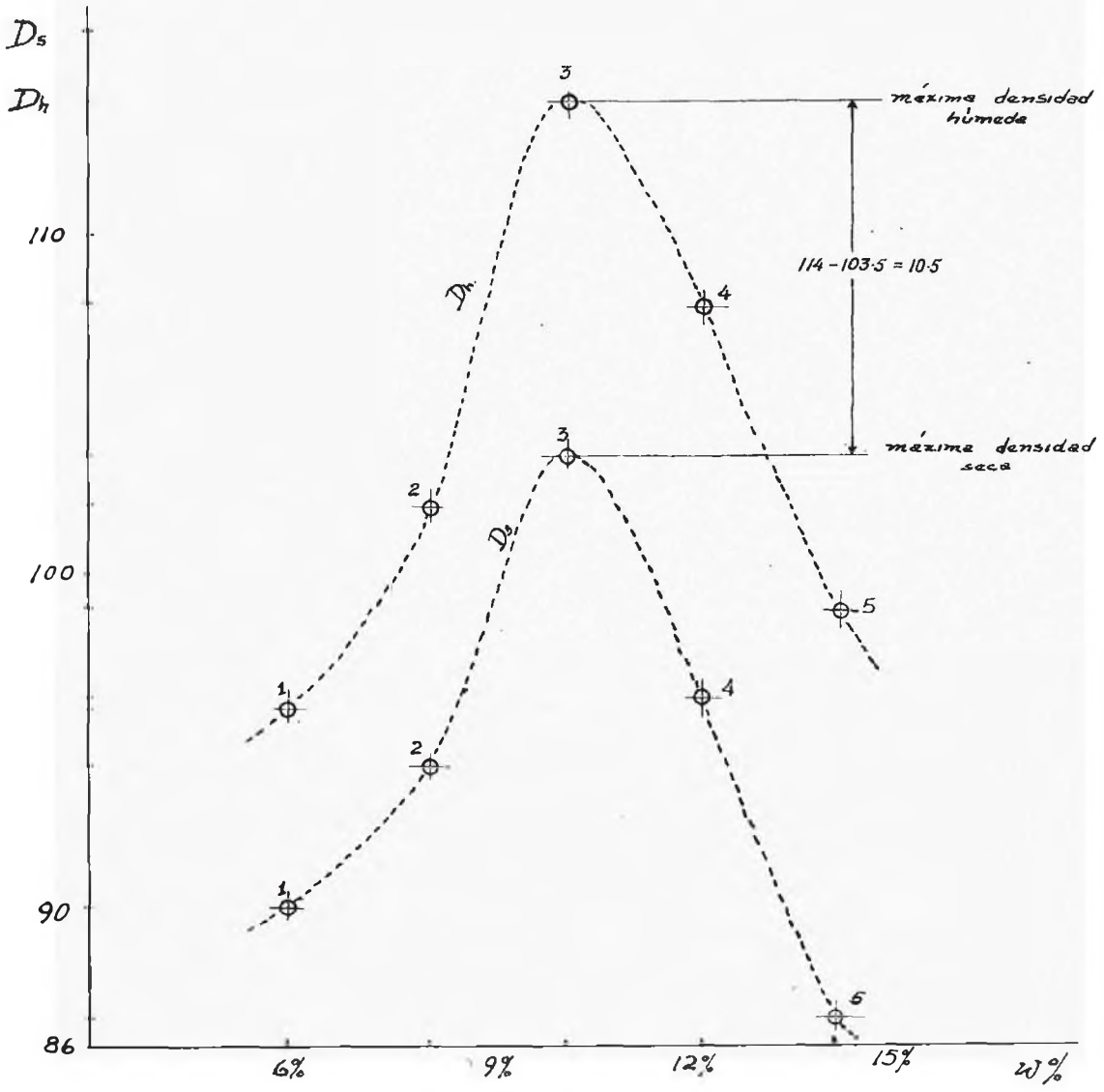
$$C = \frac{5.78}{\text{Peso}}(1 + w) - 1$$

Tabulando todo lo anterior, encontramos un nuevo cuadro:

NUMERACION DE LA MUESTRA	1	2	3	4	5
Contenido de humedad W	0.060	0.081	0.101	0.121	0.141
Proporción de vacíos e	0.915	0.840	0.680	0.810	1.000
Peso del suelo húmedo Ww lbs.	3.200	3.400	3.800	3.600	3.300
Volumen del molde V pie^3	1/30	1/30	1/30	1/30	1/30
Densidad húmeda Dh lb/pie^3	96	102	114	108	99
Densidad seca Ds lb/pie^3	90.5	94.3	103.5	96.3	86.8

Con los valores obtenidos, se hacen los gráficos que nos dará el óptimo contenido de humedad y las máximas densidades húmeda y seca.


ESCALA
e : 0.10 ..... 2 cm.
w : 1% ..... 1 cm.
D_s : 2 lb/pie³ ..... 1 cm.
D_h : 2 lb/pie³ ..... 1 cm.
e
1.00
0.90
0.80
0.70
0.60
3%
6%
9%
12%
15%
W%
Optimo contenido de humedad = 10%


D_s
D_h
110
100
90
86
6%
9%
12%
15%
W%
máxima densidad húmeda
máxima densidad seca
114 - 103·5 = 10·5

De los gráficos obtenemos el contenido óptimo de humedad que resulta ser 10%. La diferencia entre la máxima densidad húmeda y la máxima densidad seca es:

$$114 - 103.5 = 10.5 \text{ lb/pie}^3$$

diferencia que podemos aceptarla para los fines prácticos que perseguimos, ya que generalmente, pasado el 10% del contenido de humedad, comienza a descender las curvas de densidades, siendo entonces el agua perjudicial al terreno.

CALCULO DE LA CANTIDAD DE AGUA

El peso del suelo seco por metro cúbico, sabiendo que el peso específico del material es 1850 Kg/m^3, y la humedad en el campo 3%, se obtiene dividiendo:

$$Ws = \frac{1850}{1 + W} = \frac{1850}{1 + 0.03}$$

la cantidad de agua por m^3, estando la muestra en el óptimo contenido de humedad.

$$\frac{1.850}{1 + 0.03} \times 0.03 = 53.9 \text{ Kg/m}^3$$

Como para el ensayo con la aguja de proctor, necesitamos trabajar con material que pasa la malla N° 4 y éste asume un 70% según hemos visto en el análisis granulométrico.

$$0.70 \times Ws \times W$$

$$0.70 \times \frac{1850}{1.03} \times 0.10 = 125.6 \text{ Kg/m}^3$$

la diferencia entre ambas, nos dá la cantidad de agua necesaria para lograr la máxima densidad

$$125.6 - 53.9 = 71.7 \text{ Kg/m}^3$$

Hemos ya indicado que el trabajo de compactación se efectúa en capas de 20 a 50 centímetros de espesor. Adoptemos el mínimo de 20 y requeriremos.

$$0.20 \times 71.7 = 14.34 \text{ Kg/m}^3$$

y como se trata de agua cuya densidad es igual a la unidad se tendrá un volumen de

15 litros/m3

4.- CONSTRUCCION DE LOS TERRAPLENES

Debe verterse el material en capas del espesor indicado, con lo cual se logra una gran eficiencia, aprovechando en todo instante el peso de los volquetes que transportan el material, que proporcionan un alto porcentaje de compactación.

La tolva del volquete llenado por 8 ó 10 hombres de una cuadrilla, dejándose no más de dos hombres por cada vehículo para extender el material, salvo que se disponga de una explanadora, en cuyo caso se requerirán de varios vehículos y con la ventaja adicional de ir compactando a medida que va extendiendo.

Es importante la forma como se emplea el equipo mecánico, siendo recomendable que el vehículo de carga, con su tolva llena, avance en retroceso para vaciar su material evitando el dar la vuelta, con lo cual se perdería mucho tiempo.

Cuando se tienen secciones de corte y relleno, se recomienda usar el tractor con empujador o una motoniveladora provista de cuchilla, con la cual corta y simultáneamente rellena y apisona el material.

Para la compactación, hemos calculado la cantidad

de agua que deberá tener, luego con camiones tanques o por cualquier otro medio le suministramos a la capa de terraplén el agua necesaria y primeramente revolvemos el material con el equipo que poseemos cuidando de no llegar hasta las capas inferiores ya compactadas.

Se aprovecha en lo posible la compactación del equipo, pero si ello no es suficiente, más aún si se proyecta pavimentar la vía, habrá que utilizar rodillos, siendo el más recomendable el rodillo Pata de Cabra, que permite una compactación uniforme y de las capas inferiores a las superiores. Tienen la superficie del cilindro formada por una serie de troncos de pirámide que penetran en la capa vertida cuyo espesor no deberá ser mayor de un 90% de la altura de la pata.

Los rodillos de superficie contínua compactan de arriba hacia abajo, por lo que no se logra compactación uniforme en capas mayores de 15 ó 20 cms., siendo los suelos arenosos con una carta proporción de arcilla los que consolidan mejor.

Algunos contratistas y fabricantes recomiendan de 10 a 12 pasadas de rodillo para un suelo de tipo medio, aunque ella es una generalización muy arriesgada, ya que por ejemplo los suelos arcillosos requieren cilindros más pesados y lo más recomendable es dar el número de pasadas que se aprecien necesarios en el mismo trabajo.

Estos rodillos requieren la presencia de un tractor de oruga que los arrastre, al tiempo que colabora en la compactación.

En muchas de nuestras obras de pequeño presupuesto, debemos atacar un relleno solamente con carretillas. Como

el avance es lento, tenemos que disponer que una cuadrilla se encargue solamente de remover el corte, preparar los mon tones de tierra y cargar las carretillas que se moverán en círculo, entrando por un lado y sabiendo con su carga por el opuesto. Es un trabajo continuado y agotador, por lo que se recomienda, cada media hora por ejemplo, cambiar a los hombres que llevan carretillas por los que cargaban con palas y recíprocamente ya que éste les permite cierto descanso alternadamente.

CAPITULO NOVENO

S U B R A S A N T E

1.- GENERALIDADES

Son aquellos puntos de las explanaciones sobre los cuales va a ir la estructura del pavimento. Constituye la parte más alta del relleno, sobre la cual irá el pavimento, o sea la parte más baja del corte. La subrasante es entonces el suelo mismo, siendo por ello necesario reconocer los materiales considerados como excelentes, tales como ripio, granito desintegrado y arena gruesa, siendo por otro lado malos elementos las arenas finas, limo, arcilla plástica, arcillas coloidales y sus combinaciones. Ante todo, deben emplearse en su constitución, los materiales locales, ya que entre nosotros aún no es posible llevarlos de puntos alejados, por su mayor costo. El poder soportante de toda estructura depende de la fundación en que se apoya, de modo que cuando se dispone de una base segura de suelos uniformes, se pueden emplear pavimentos de menor espesor. El costo de proporcionar una cimentación de suelos bien estabilizados es económicamente recomendable y su construcción puede resultar un ahorro si reduce el espesor del pavimento a emplear.

Ciertos suelos evidentemente inaptos, pueden necesitar ser totalmente excavados y reemplazados por buen material transportado. Algunas veces, el hacer el trazo de la rasante de un camino tendremos necesidad de elevarla, colocando una rasante de resistencia conveniente. El término subrasante es más bien genérico y no expresa la profundidad del material constituyente, de ahí que la AASHO define a la subrasante, como "fundación del camino, formada por el material del

desmonte o del coronamiento del terraplén, hasta una profundidad de 45 centímetros por debajo de la parte inferior del pavimento, base o sub-base".

Antes de pavimentar una carretera, e incluso al hacer el estudio de la subrasante, debe levantarse el perfil aproximado del suelo y subsuelo. Ello nos permite conocer las características del tereno.

Al estudiar un suelo, solamente se hace un análisis granulométrico del material, pero ello conduce a error, debiéndose complementarse con estudios que den las características físicas y el comportamiento mecánico del terreno.

A fin de conocer el perfil longitudinal del suelo y subsuelo, deben tomarse las muestras a lo largo de la línea central de la carretera, cada 200 a 500 metros.

CARACTERISTICAS DE LA SUBRASANTE

a) Homogeneidad
b) Resistencia a las filtraciones y fuerza expansiva del agua, al llegar a su punto de congelación.
c) Mayor resistencia a cargas aplicables, evitando fallas y roturas enel pavimento.

La forma en que la subrasante resiste a la carga, depende de las reacciones que el suelo tiene respecto a las cargas y agentes atmosféricos. Estas reacciones dependen de la cohesión, fricción interna, compresibilidad, capilaridad, y la plasticidad, que son las cinco características físicas fundamentales de los suelos.

Si el suelo no tiene cohesión o fricción interna, hará que el suelo ceda. Ciertos suelos muy arcillosos y coloidales, pueden al aumentar su contenido de agua, cambiar

de volumen hasta en un 70 por ciento, y cambios que son de efectos destructivos para cualquier pavimento.

Los ripios y arenas gruesas constituyen buenos materiales para subrasantes por su elevada fricción interna que se opone a deslizamientos y empujes.

La compresibilidad resulta una propiedad adversa a la subrasante que va acompañada por disminución del contenido de agua o aire. Un suelo compresible, micáceo, cede y destruye al pavimento, por lo tanto son malos.

El cieno y los limos poseen capilaridad, que es la condición del suelo de tener una cantidad de agua que no obedece a las leyes de la gravedad.

En general la estabilidad de la subrasante varía en relación directa con su cohesión y su fricción interna. La contracción y expansión debidas a la acción capilar pueden tener lugar para contenidos variados de humedad. El radio de acción de la capilaridad depende de la fineza de los granos, pero la rapidez de su acción está condicionada a la tensión capilar, fricción interna y superficie de evaporación.

Nótese que una subrasante con exceso de compactación, formada por suelos que se expanden al aumentar su contenido de agua, pueden producir fallas en un pavimento de hormigón por levantamientos progresivos de los extremos de las losas, en correspondencia con juntas transversales permeables.

Las cinco características descritas, determinan otras que se obtienen en el laboratorio que son los fenómenos de entumecimiento, esponjamiento, asentamiento, deslizamiento en corte, flujo lateral, fenómenos que ya hemos tenido oportunidad de explicar, faltando sólo la definición de flujo la

teral que se presenta porque la subrasante al hundirse, ejerce empuje sobre el pavimento y produce una salida lateral del material, en forma de barro.

2.- ESTABILIZACION DE LA SUBRASANTE

Es la serie de operaciones encaminadas a evitar los efectos adversos del suelo colocado debajo del pavimento

Un método común recomienda cubrir la parte superior de la base con una capa de material poroso granular de espesor variable entre 15 y 30 centímetros, de baja capilaridad y lo suficientemente permeable como para dejar que el agua no quede retenida.

Constituye ello el mejoramiento de la subrasante, cuyos métodos se relacionan con el drenaje, compactación mecánica, uniformidad de la subrasante y la posibilidad de añadir a la subrasante otras sustancias o agregarle mejores materiales . Las capas de grava o arena son de utilidad para aumentar el espesor efectivo del pavimento, mejorando así la distribución de las cargas. Se reconoce el hecho de que una subrasante reseca es menos conveniente que una de contenido de humedad normal, aunque su poder soportante sea menor.

Todo esto es en términos generales, pero en particular los métodos de estabilización se pueden reunir en los tres siguientes.

a) Drenaje

b) Tratamiento superficial

c) Tratamiento general de la subrasante

Drenaje.- Este problema no consiste sino en evitar que el agua de la capa freática o de cualquier naturaleza, llegue a la zona que interesa, desviando su recorrido, ofre-

ciendo el dren que lo elimine o rebaje su nivel. Suelos tales como las arenas finas o limos que descansan sobre capas impermeables de esquistos o arcilla, o que yacen entre zonas de materiales más gruesos y porosos que conducen agua libre, representan zonas de peligro. En estos lugares deberá proveerse un eficiente drenaje y un correcto desagüe. Con el drenaje se mantiene el estado normal de los suelos. Hay suelos que necesitan drenaje mientras en otros no es necesario. El ingeniero debe saber determinar su necesidad, luego de los resultados de los ensayos efectuados.

Debe estudiarsé el drenaje

1°.- En caminos en terreno plano, donde las aguas de zonas adyacentes se reúnen a lo largo de él.

2°.- En trincheras, a través de bancos de terrenos permeables o en terrenos que retienen el agua.

3°.- Caminos sobre suelos de alta capilaridad y napa freática poco profunda.

4°.- Rellenos sobre capas permeables poco profundas asentadas sobre capas impermeables.

Es indispensable conocer la constitución geológica del terreno, antes de efectuar la excavación y conocer la profundidad de los estratos y su aptitud para retener agua o absorverla por capilaridad.

Si tratamos un suelo A_1 por el drenaje, lo único que se consigue es evitar el efecto de las heladas, en cambio en un suelo A_2 se evita el ablandamiento del ligante. En los A_4 y A_5, el drenaje consigue bajar la napa freática, manteniendo por capilaridad seca la superficie. En suelos arcillosos, compactos, los drenajes no resultan provechosos sino perjudiciales.

Los drenes pueden ser muy variados:

a) Tuberías de cemento o material cerámico que se colocan con las puntas abiertas.

b) Tuberías metálicas de pequeño espesor, perforadas en media sección; se prefiere en este caso colocar los agujeros en la mitad inferior por la menor obstrucción que se provoca.

c) Tubos de hormigón poroso.

d) Drenes de piedra en seco, o en su defecto recubrir un canal de losas cortas conjuntas abiertas.

e) Galerías de ladrillo hueco.

f) Drenes horizontales, hincando tubos que luego se rellenan con grava, luego de lo cual se extrae el tubo, quedando la grava constituyendo el dren.

Los drenes han de ir como mínimo a 75 cm. de profundidad, su longitud sera de 40 a 60 cm. y su diámetro varía de 4 a 20 centímetros. La separación entre drenes no puede ser muy grande para evitar que queden zonas sin drenar ni muy pequeña porque sería antieconómico, normalmente varía de 5.50 a 20 metros, las separaciones menores corresponden a los terrenos fuertemente arcillosos, la pendiente del dren será alrededor y no menos de 2 % colocados bajo un ángulo de 60° con la dirección del colector principal. La zanja de drenaje se rellena con grava de 2 a 7 cm. de diámetro.

En el tramo en estudio, la roca suelta está formada de conglomerados de piedra chica y arcilla, por lo que el drenaje resulta fácil, no imponiéndose ningún estudio especial, lo cual se hace necesario tratándose de un esquisto o un gneiss, para reemplazarlo con mejor material.

3.- MODELADO DE LA SUBRASANTE

Se consigue mediante el empleo de la cuchilla de

la motoniveladora, aunque es recomendable usar primero el es carificador y luego extender con la cuchilla. También es po sible hacerlo a mano.

Si se quisiera tener una subrasante que soporte un pavimento caro, se recomienda extender el tratamiento en u- nos 30 ó 50 centímetros más allá del ancho libre del pavimen to, llegándose en algunos casos hasta abarcar todo el ancho de las bermas, lo cual permite un drenaje fácil.

También es necesario saber que cuando el pavimento sea de concreto, se dá a la subrasante una altura mayor de 2 a 5 cm. que luego serán quitados con la motoniveladora que mediante su cuchilla baja la subrasante a un nivel inferior a ella colocando encima la base respectiva.

PAVIMENTOS

DEFINICION

Se define el pavimento como "toda superficie es- tructurada especialmente para ser capaz de soportar los efec tos del tránsito".

En efecto una verdadera estructura de varias capas hechas especialmente y todas ellas ensambladas para reportar el tránsito de personas, animales o vehículos.

Un simple suelo regado y compactado de una habita- ción, la superficie del piso sea de madera, concreto o asfal to constituye un pavimento, de ahí la amplitud de su defini- ción.

Actualmente no existe uniformidad para la designa- ción de las partes que constituyen un Pavimento, llamándose así a la capa superficial de mezcla bituminosa o concreto mientras que otros denominan forma o afirmado a esta capa,

recomendándose finalmente llamarse pavimento a todas las capas.

Lo fundamental para un camino, es que la subrasante posea las suficientes condiciones de estabilidad/que resista las carpas que le trasmitirá el pavimento por el tránsito que soporte. El camino no está terminado si no tiene pavimento. En nuestras carreteras de departamentos de sierra y selva suele usarse la subrasante como pavimento, resistiendo como tal las cargas estáticas y dinámicas y los efectos abrasivos del tránsito.

Vamos a dar la terminología que sobre pavimento da un autor, el cual determina las siguientes capas que define así:

Terreno de Fundación: Sirve de fundación al pavimento, luego de terminada la explanación; una vez compactada, tiene las secciones transversales y gradientes de diseno.

Superficie subrasante.- La que corresponde al terreno de fundación.

Sub-base.- Capa de tierra seleccionada que se coloca encima de la superficie subrasante.

Base: Capa de material pétreo, mezcla de suelo-cemento, piedra triturada o mezcla bituminosa, que se coloca encima de la subbase.

Capa de Rodamiento: Que se coloca encima de la Base y está formada por mezclas bituminosas o de concreto.

Sello.- La que va encima de la capa de Rodamiento y está formada por una mezcla bituminosa recomendándose echar sobre él, antes de entregarse al tránsito, un riego de arena o piedra picada menuda.

Supefficie Rasante: la que soporta directamente

el tránsito de los vehículos motorizados.

Debe aclararse que la falta de alguno de los elementos anotados, no elimina la condición de constituír un pavimento, ya que depende de la capacidad soporte del terreno de fundación, el material que se emplee, tipo de pavimento, carga de diseño y el tránsito que soporte, además de otros factores que ya no son generales como los anotados.

Lo fundamental para un camino, es que la subrasante reúna las suficientes condiciones de estabilidad, como para resistir las cargas que le trasmite el pavimento.

4.- C A R A C T E R I S T I C A S

Continuando con el mismo autor, daremos los resúmenes de la función y características de las diferentes capas de un pavimento.

TERRENO DE FUNDACION

a) Si éste es pésimo, debe desecharse el material que lo compone, y sustituírse por otro de mejor calidad (sin un alto contenido de materia orgánica).

b) Si el terreno de fundación es malo (formado por un suelo fino, limoso o arcilloso), se colocará una Sub-base de material seleccionado, antes de poner la Base y Capa de rodamiento.

c) Si es regular o bueno (un suelo bien graduado) puede prescindirse de la sub-base.

d) Si en excelente (sin posibilidad de saturación) se podrá prescindir de la Sub-base y aún de la Base.

SUB-BASE

Tiene por objeto:

a) Servir de capa de drenaje al Pavimento.

b) Controlar o eliminar en lo posible, los cambios de volumen, elasticidad y plasticidad perjudiciales que tuviera la subrasante.

c) Controlar la ascensión capilar del agua de las napas freáticas cercanas, protegiendo al Pavimento de los hinchamientos de épocas de heladas.

El material de la Subbase debe tener las características de un suelo A_1 ó A_2, seleccionado y con mayor capacidad soporte que el terreno de Fundación compactado; el material será granular con un fino no mayor del 8% (para tamiz N° 200). Se necesita usarse sobre cienos y arcillas finas y cienos plásticos (A_4-A_7) y para suelos que sufran heladas y exceso de humedad.

B A S E

a) Resistente a los cambios de humedad y temperatura.

b) Su finalidad es absorber los esfuerzos trasmitidos por las cargas de los vehículos y repartir uniformemente esos esfuerzos a la subbase y al terreno de fundación.

c) No presentará cambios perjudiciales de volumen.

d) La fracción del material que pase el tamiz N° 40, tendrá un L.L. menor del 25% y un I. P. menor de 6.

e) La fracción que pasa el tamiz N° 200 no excederá de 1/2 y en ningún caso de los 2/3 de la fracción que pase el tamiz N° 40.

Generalmente, para la capa de Base se emplea piedra triturada, grava o mezclas estabilizadas de suelo cemento.

Distribuye la Base la carga de la rueda en un área mayor de la subbase o de la superficie de explanación, aislándola de las heladas y evita el ascenso capilar.

CAPA DE RODAMIENTO

a) Su función es proteger la Base impermeabilizando la superficie, evitando probables infiltraciones del agua de lluvia.

b) Evita que se desgaste o se desintegre la Base debido al tránsito de vehículos.

c) Contribuye a aumentar la capacidad soporte del Pavimento, especialmente si tiene un espesor apreciable (mayor de 3").

SELLO O CARPETA DE DESGASTE

Consiste en una aplicación bituminosa de asfalto o alquitrán y su objeto es impermeabilizar la superficie, evitando la infiltración de las aguas de lluvia, protegiendo la capa de Rodamiento contra la acción abrasiva de las ruedas de los vehículos.

Los tipos más empleados son los RC-3, RC-4, RC-5; Mc-3, MC-4, MC-5; RS-1 y RT-6, RT-7, RT-8, que son aplicados por medio de un distribuidor a presión, de 0.5 a 1.5 litros por metro cuadrado.

CLASIFICACION DE PAVIMENTOS

En el Sexto Congreso Americano de Caminos, el Perú presentó una ponencia sobre clasificación de Pavimentos, que no ha sido estudiada hasta la fecha. Es una clasificación hecha a base del material resistente, del aglutinante, de la

forma de construcción y fines.

En los Estados Unidos de N.A., acostumbran relacionarla con el aspecto económico, lo cual es muy relativo; así clasifican en:

Pavimentos baratos (arcilla y piedra)

Pavimentos de precio mediano.

Pavimentos caros.

Ultimamente se ha dado en aceptar otra clasificación, que si bien es también arbitraria, es la más generalizada. Esta es en:

Pavimentos Flexibles (ASFALTOS)

Pavimentos Rígidos (CONCRETO)

PAVIMENTOS FLEXIBLES

Son aquellos que presentan una rigidez a flexión muy reducida, tienen una base flexible o semirígida y sobre ella, una capa de rodamiento formada por una mezcla bituminosa de alquitrán o asfalto. Entre ellos mencionaremos los firmes de macadam y análogos con cualquier tipo de capa de rodadura bituminosa.

El cálculo presenta un problema complejo ya que las condiciones de sustentación de un firme por las características del terreno, referentes a la densidad o grado de humedad, que serán las que se presenten en la realidad y en la época más desfavorable.

El método universalmente aceptado para determinar el espesor de un pavimento flexible, es el de C.B.R. (California Bearing Ratio), que consiste en esencia, en determinar un índice de la resistencia a esfuerzo cortante del terreno, mediante el ensayo C.B.R..- Obtenido el índice, se determina, con unas curvas obtenidas experimentalmente, el espesor de pa

vimento preciso, espesor que depende del esfuerzo cortante del terreno y del firme.

Siendo los pavimentos flexibles a base de asfalto, se adoptan en las construcciones estables de bajo costo; permite el empleo de materiales y mano de obra de la región, fácil de trabajar, bajo costo inicial, reparación sencilla de las rajaduras producidas por las heladas, no presenta uniones.

Aproximadamente puede conocerse la presión que sobre la subrasante actúa, según el espesor dado a un pavimento flexible. Así se tiene:

Espesor del pavimento flexible, en cm.	10	20	30
Presión sobre la subrasante, en Kg/cm^2	1.6	0.8	0.5

PAVIMENTOS RIGIDOS

Se denominan así, aquellos pavimentos cuyo ligante es el cemento. Aquellos en los que la capa de rodamiento está formada por concreto de Cemento Portland, con o sin armadura metálica.

La resistencia a la flexión de las losas es la que determina el espesor del pavimento rígido. Su costo de conservación es prácticamente nulo en los primeros años de uso, aunque su costo inicial es alto. Presentan larga duración, condiciones agradables de reflexión nocturna, distribución de las cargas sobre grandes áreas, pudiéndose construír sobre explanaciones arenosas; no es atacado por el aceite o la gasolina y se puede diseñar bajo cualquier condición de seguridad.

Algunas veces los Pavimentos Rígidos, llevan una

mezcla bituminosa, actuando como carpeta de desgaste.

Para el cálculo de un pavimento de hormigón, se deberán considerar los siguientes esfuerzos principales:

1°.- Esfuerzos de compresión o tracción originados por la resistencia del terreno a la libre dilatación o contracción de las losas, por variaciones de humedad, y temperatura.

2°.- Esfuerzos de flexión, por diferencia en la temperatura o el grado de humedad, entre la cara superior e inferior de la losa.

3°.- Esfuerzos originados por la acción de las cargas.

PROCESOS GENERALES DE CONSTHUCCION

Aunque más adelante, expondremos el proceso que se sigue en nuestras carreteras, anotaremos las etapas que un autor indica para la construcción del pavimento.

1°.- Fabricación de las masas en hormigoneras.

2°.- Extensión del hormigón con baldes o cubos.

3°.- Nivelación de la capa inferior y vibración.- Si lleva armadura, colocación de ella.

4°.- Fabricación de masas, para la capa superior,

5°.- Extendido de la capa superior.

6°.- Nivelación y apisonado de la capa superior.

7°.- Ejecución de las juntas.

8°.- Redondeo de las juntas y refine general.

9°.- Protección del hormigón con lonas y toldos, para que no se seque rápidamente.

10°.- Luego del fraguado, se tapa el hormigón con sacos, lona, paja, etc. que se mantendrán húmedos durante 7 días como mínimo.

11°.- Riego ligero, pero frecuente, durante 2 semanas.

12°.- Corte de las juntas aparentes.

13°.- Relleno de las juntas.

PAVIMENTO DE NUESTRO ESTUDIO

Tipo de suelo:	A_1
Peso por metro cúbico de material:	1850 Kg
% de humedad en el campo:	3 %
Máxima densidad húmeda:	114
" " seca:	103.5
Cantidad de agua para óptimo contenido de humedad:	15 Lt/m3
Volumen diario de tránsito:	454 autom/día
Volumen horario máximo:	115 autom/hora.

CONDICIONES DE LA SUBRASANTE

Por el mayor costo que significaría el transporte y empleo de un pavimento rígido, vamos a adoptar un pavimento flexible, cuyo tipo y características pasaremos a determinar.

El análisis granulométrico de la subrasante nos indica que tenemos un suelo bueno para resistir los efectos del tránsito, un suelo A_1, que nos permitirá probablemente, eliminar muchos aspectos que disminuirán el costo del pavimento.

TIPO PAVIMENTO: TRATAMIENTO SUPERFICIAL

Teniendo un volumen diario de 454 automóviles, luego de las reducciones hechas de los diferentes vehículos que usarán la carretera en proyecto (Ver Bachillerato), podemos ya indicar que lo más conveniente es un Asfalto de tipo inferior o tratamiento superficial. De manera que el número de vehícu

los nos ha determinado el pavimento a usar. Damos a continuación la Tabla A, "Elementos para la selección y Diseño de Pavimentos Flexibles", adaptación hecha por el Ing° M. E. Echegaray del Solar, de "Espesores de pavimentos flexibles" de la Oficina de Investigación Caminera de Estados Unidos.

TABLA A. ELEMENTOS PARA LA SELECCION Y DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

ELEMENTOS POR CONSIDERAR	Asfaltos de Tipo Inferior: Imprimación y sello = cubiertas de carpeta (Tipo Armor) menos de 1" de espesor.	Asfalto de Tipo Intermedio: Macadam de penetración. Mezclas in situ y en planta con asfalto en frío de tipo barato. Arena. Asfalto	Asfalto de Tipo Superior: Mezclas en planta de asfalto en caliente. Hojas asfálticas, concretos asfálticos.
Peso de las ruedas (1)	1.814 á 3175 Kg.	3.175 á 4.536 Kgs.	4.500 á 5.443 ó más
Características del Tránsito.	Automóviles o Mixto	Automóviles o mixto	Mixto o Camiones
Volumen de Tránsito	Hasta 750 diarios	Hasta 2000	Para la capacidad del camino
Vida probable	16 meses a 2 años	5 á 15 años	15 á 25 años
Conservación	Sello anual. Constante parchado y reparación	Sello ocasional. Parchado Intermitente y reparación	Muy poco. Sello y parchado ocasionales.
Equipo necesario p. construcción.	Camiones esparcidores y distribuidores.	Vea Nota.	Planta central, camiones, esparcidores. Rodillos pesados.
Trabajo necesario	Equipo de operadores, no experto o semiexperto	Equipo de operadores, no experto o semiexperto	Operadores inexpertos, semiexpertos y muy expertos.
Agregados	Por lo general locales	Por lo general locales	Alto grado. Necesariamente importado.
Tipo de asfalto	Líquido o semisólido	Líquido o semisólido	Asfalto sólido o Alquitrán
Costo inicial	Bajo	Medio	Alto
Costo de conservación	Alto	Medio	Bajo
Tipo de Base necesaria	Grava, arena-arcilla, piedra partida, suelo estabilizado, roca calcárea, suelo cemento.	Grava, arena, arcilla, roca triturada, suelo estabilizado, caliche, escoria.	Macadam seco o hidráulico. Macadam bituminoso, suelo cemento o concreto de cemento.

NOTA: 1.- Los tipos inferiores o intermedios deben usarse para ruedas pesadas o tránsito denso en obras provisionales o en rellenos donde se tema asentamientos.

2.- Mezclas in situ: niveladoras, rastrillos cultivadoras, camiones, esparcidoras, cargadores y distribuidores. Mezcla en planta: plantas portátiles, esparcidoras, niveladoras, camiones, cargadores, rodillos. Penetración: Trituradoras, camiones, esparcidoras o niveladoras, rodillos pesados y distribuidores.

No solamente el aspecto económico y el número de vehículos nos ha llevado a determinar el tratamiento superficial como pavimento de nuestro estudio, sino el empleo de agregados locales, su bajo costo de construcción y el hecho de no requerir de amplios y costosos equipos de construcción, además de no necesitar personal especializado que es prácticamente imposible hallarlo en la zona de trabajo.

TIPOS DE TRATAMIENTO SUPERFICIAL

Existen diversos tipos de tratamiento superficiales Así se tiene:

Asfaltos líquidos o cutbacks, en frío.

Cemento asfáltico, en caliente y más costoso, aunque de mayor duración.

Asfalto líquido

En esencia, no es sino la dilución que un cemento asfáltico hace en un derivado de petróleo. Fué establecido el cut back o asfalto líquido en 1940, por el Instituto Americano de Asfalto.

La clasificación dada fué la siguiente:

R.C.: rapid curing o fraguado rápido.

S.C.: slow curing o fraguado lento.

M.C.: medium curing o fraguado medianamente rápido.

Cada uno de ellos tiene una densidad diferente, indicado de acuerdo a la diferente numeración que llevan. Así se tiene MCo, RC1, RC2, etc.

Describiremos cada uno para mayor información.

Asfalto Diluído RC: Por lo general, la familia, se obtiene por la dilución de cementos asfálticos que tienen una penetración de 85 a 100 % con productos de destilación de petróleo, como nafta o gasolina; la volatilidad del solven

te, deja un residuo que tiene una penetración muy semejante al cemento que le dió origen. De manera que un RC se presenta al echar un cemento asfáltico en gasolina o nafta muy volátil que permite al evaporarse, que tenga una penetración muy semejante a la que le dió origen. Su penetración es entonces muy rápida, pero su volatilización lo realiza con mayor violencia, dejando la película de asfalto que ya no penetra.

Asfalto Diluído MC.- Se obtiene de la dilución de asfaltos de penetración de 85-100 con productos de destilación de petróleo del tipo querosene. Pierde su diluente con lentitud y resultan siempre asfaltos más blandos que los de origen. El querosene tiene mayor penetración, es de evaporación más lenta que la gasolina y por ello el asfalto permanece mayor tiempo en solución. Al ir penetrando el querosene, arrastra partículas de asfalto y satura o imprima a la base o subbase, según el tipo de suelo que se tenga. De ahí que se le emplee para la imprimación, cuando ella sea necesaria. Mientras una parte del querosene va arrastrando partículas, otra se va evaporando lentamente, quedando al final una película de asfalto que habrá que barrerlo o cubrirlo de arena. El dejarlo trae el peligro de la llamada "exudación" de asfalto, o sea la afloración, sobre el pavimento del asfalto en solución que produce manchas en la superficie y debilita el pavimento.

Asfalto líquido SC.- Su familia se obtiene por la dilución de diferentes tipos de asfalto en petróleo crudo o parcialmente refinado. Pierde lentamente su solvente y dá siempre como resultado, asfaltos blandos. Generalmente se emplea como sustancia higroscópica, como paleativo del polvo para tipos intermedios de pavimentos como son el tipo macadam

y el telford.

Resulta un asfalto líquido de mucha penetración pero no se solidifica. Se recomienda en especial el SCO para evitar el polvo.

Cemento Asfáltico.- Produce mejores resultados que los asfaltos líquidos, pero su costo inicial es mucho mayor. Se produce la capa de cuerpo a base con cualquiera de los tres tipos de asfalto descritos. Como el camino requiere estabilidad, el mejor tipo para la cama de cuerpo está determinado por el costo y la conveniencia de su aplicación. Tiene entonces el cemento asfáltico la ventaja de producir un elemento más durable aprisionando elementos de mayor tamaño.

PAVIMENTOS BARATOS

Nuestra carretera, sólo soportará el tránsito máximo de 454 vehículos diarios, por lo que hemos considerado conveniente el empleo del tratamiento superficial reforzado o armor coat que tiene la ventaja de su bajo costo inicial, lo que permitirá hacer el camino por etapas, de acuerdo a las necesidades y presupuesto actuales, porque además, si al cabo de los 25 años para los cuales hemos hecho nuestro estudio o antes, aumenta el tránsito y el potencial económico del sector, es posible construir sobre el mismo un tratamiento superior, o sea que nos permite el retratamiento sin desperdicio ya que nos sirve como base estabilizada con asfalto.

También hemos convenido que dada la calidad de la subrasante que posee un suelo A$_1$ de calidad superior, no es indispensable la base, por lo cual el tratamiento lo haremos directamente sobre la subrasante.

Lo importante en una obra como la nuestra, es que va a servir a una zona cuyo potencial económico, si bien no

es limitado, ya que justifica la construcción de una carrete ra, tampoco es alto como para descuidar el interés económico de su construcción.

En nuestra patria, resulta esencial considerar éste aspecto, especialmente en las florecientes carreteras de la sierra, ya que en ellas es indispensable considerar los meno res costos que permitan con el mismo presupuesto actual, la construcción de una red más extensa, que justifique en el fu turo una mayor inversión con pavimento superior.

De modo que es una verdad aquella expresión de un colega nuestro de que "los tratamientos superficiales bien hechos en el Perú, serán la solución para nuestras carrete- ras". Y ello es cierto, ya que para la inclusión de ese pro ceso de trabajo, es necesario dar a todas las carreteras por construirse o en actual construcción, características de pri mera o segunda categoría, un trazo que prevea y justifique el tratamiento superficial y evitar bajo cualquier medio y con todos los recursos que la honradez profesional permita la construcción de denigrantes "trochas o huellas", para u- nir pueblos y tratar de desaparecer ellas para, paso a paso, metro a metro, reemplazarlas alguna vez por verdaderas carre teras.

El tratamiento superficial puede entonces hacerse en una, dos o tres capas, teniendo múltiples variantes se- gún el material de la subrasante.

Originariamente un tratamiento superficial sólo significaba la aplicación de un riego de material bituminoso sobre la superficie de un camino de macadam al agua, que era secado después con agregados finos. Los procesos han ido tec nificándose, siendo actualmente muy variados. Es muy conve- niente ejecutar los tratamientos superficiales durante los

días de fuerte sol, sin viento y cuando la superficie a tratar esté seca y limpia . En tiempo muy caluroso, la superficie tendrá tendencia a absorver aún los asfaltos líquidos más viscosos y en consecuencia, la aplicación del ligante deberá ser aumentada. Los tratamientos superficiales eliminan el molesto y peligroso polvo, evitan la pérdida de agregados pétreos y mantienen la integridad del camino.

Tratamiento de la subrasante.- Hemos ya aceptado el hecho de que la subrasante puede resistir directamente y sin ningún otro tratamiento, el tránsito. Es una buena solución para caminos de poco tránsito. Naturalmente que para que pueda soportarlo, la subrasante sería compactada apropiadamente para evitar grandes pérdidas de materiales de las superficies.

TRATAMIENTOS REFORZADOS O ARMOR COAT

Nos permite mediante una delgada carpeta a penetración, revestir nuestra subrasante en forma económica, dándole al mismo tiempo la resistencia necesaria, para soportar un rudo trabajo con vehículos mixtos.

La subrasante consolidada y compactada debidamente ya que en nuestro suelo no es precisa la base, se acondiciona y limpia quitando todo material suelto, con barredoras mecánicas rotativas y cepillado a mano, con simples escobas metálicas o con lo que se disponga.

Sobre la superficie así barrida y limpia,se aplica una capa de imprimación con un asfalto liviano, que se distribuirá a presión en cantidad de 1.1 a 1.5 litros por metro cuadrado, aunque hay autores que sólo recomiendan de 0.5 a 1.1 litros por metro cuadrado. Se dejan unos cinco días para permitir el fraguado y viene la etapa siguiente, que con-

siste en un riego de "liga" con un asfalto MC-2, MC-3 ó RC-3 de por lo menos 90 a 95 % de asfalto, que se distribuye a razón de 0.75 a 1.35 litros por metro cuadrado. Esta capa es inmediatamente cubierta con piedra menuda limpia, proveniente de una roca dura cuyo tamaño esté entre 1/2" y 3/4", a razón de 35 kilos por m^2, o sea una cantidad que permita obtener un espesor de 25 milímetros, de modo que resulta una capa continua en que las partículas estén unas a continuación de otras, pero no superpuestas. La distribución se hace con camiones equipados con distribuidores y caminando en retroceso, para que las llantas vayan compactando y adhiriendo el pedregullo al riego de asfalto y eviten al mismo tiempo que el asfalto se pegue a las llantas. El extendido se hace con la cuchilla de una motoniveladora, rodillándose luego ligeramente para "conformarla".

Se aplica luego una segunda capa de asfalto de 1.70 litros por m^2, de asfalto líquido RC_2 de 90 a 95 % o de más de 95 % (cemento asfáltico de penetración 150-200) a una temperatura de alrededor de 175°C. Cuando este asfalto haya sido suficientemente absorbido, pero antes de que se endurezca, viene la operación siguiente que consiste en cubrirlo uniformemente con pedregullo de acuñamiento, menudo, que pase la malla de 1/8" y se retenga en la N° 10, para llenar los vacíos que hayan quedado y por lo tanto en cantidad de 11 a 13 kilos por metro cuadrado. Nuevamente se nivela la superficie con la cuchilla flotante y se vuelve a rodillar hasta permitir que los finos llenen todos los vacíos.

En estas condiciones ya puede dejarse al tránsito cubriendo cualquier exceso de asfalto con cernidura de piedra, arena gruesa o gravilla menuda.

Según las condiciones mismas y si el tránsito fue-

ra mayor, puede seguirse el proceso con un riego de más o menos 1.35 litros por metro cuadrado del mismo material ligante, que se cubrirá finalmente con pedregullo cuyos límites serán 1/8" a 3/8". Recién así se rodilla y se abre al tránsito.

Existen variaciones de detalle en la construcción de los tratamientos reforzados, usando por ejemplo, Cut backs de grados RC_3 ó RC_4, sustituyendo a los asfaltos más pesados

CALCULO DE LA CANTIDAD DE ASFALTO Y MATERIALES

Longitud en estudio = 1.000 km.
Ancho de la carretera = 6.60 mts.
Area en 1 km. = 6600 m^2

IMPRIMACION

Adoptaremos el máximo valor recomendado, o sea 1.1 litros por metro cuadrado, lo cual nos dá:

6,600 m^2 x 1.1 = 7,260 litros por km.

El asfalto a emplear será un MC, ya que el material de asfalto para la imprimación debe ser de los menos densos. Usaremos el MCO ó el MC_1, porque los de índice más bajo son usados para mayor penetración y lo que nosotros necesitamos es asfalto de gran penetración y que no endurezca muy rápido.

Otra razón para emplear el MC es que dá un asfalto más blando que el de origen, que es precisamente lo que se necesita para favorecer la impregnación del pedregullo.

CAPA DE CUERPO

a) Riego de Liga

Segunda etapa del Armor Coat, con el empleo de un asfalto RC_3. Distribuíremos el promedio de lo recomendado

de RC_3, o sea 1.35 litros por metro cuadrado.

1.35 ltrs/m^2 x 6.600 m^2 = 8910 lts. de RC_3, por Km.

b) Capa de piedra menuda

De diámetro comprendido entre 1/2" y 3/4", a razón de 35 kg/m^2. Aceptando que se trate de grava de 1250 kg/m^3, reducida a litros/m^2 se tendrá: $\frac{35 \times 1000}{1250} = 28$ lt/m^2.

Por Km. se tiene: 6.60 x 1000 x 28 = 184,800 lts.

c) Segunda capa de asfalto

Igualmente empleamos asfalto RC_2 de más de 95 % de contenido de asfalto y en cantidad igual a:

2.25 lt/m^2 x 6600 = 14,850 lts. de RC_2 por Km.

d) Capa de pedregullo de acuñamiento

Pasa la malla de 1/8" y queda retenida en la N° 10.

$\frac{1000}{1250}$ x 13 Kg/m^3 x 6600 = 68,500 litros por Km.

e) 3a. Capa. Riego opcional de asfalto

Con un RC_3; 1.35 lts/m^2 x 6600 = 8910 litros de RC_3

f) Capa de material menudo

De arena gruesa de 8 litros/m^2.

8 lt/m^2 x 6600 = 52,800 litros por km.

El asfalto será distribuído con camiones distribuí dores, que tienen un depósito acondicionado para dar al asfalto la temperatura necesaria.

Canteras.- Una vez determinado el tipo de pavimento a emplear, que es un tratamiento superficial Armor o tratamiento reforzado, viene la etapa del trabajo mismo, que nos exige determinar la calidad de las canteras de la piedra que necesitamos y la distancia a que se hallan.

Para ello se estudian varios tramos de la futura carretera, luego de recorrer toda su extensión buscando las

zonas más convenientes de abastecimiento de agua y material.

En el recorrido indicado, se han localizado diversas canteras, escogiendo nosotros las mejor situadas con respecto a los puntos por abastecer, buscando siempre que la distancia de transporte sea la menor posible.

Como los ríos Fortaleza y Julquillas tienen una gradiente pequeña, el material de arrastre está limitado a cascajo y pedregullo de poco diámetro.

El mejor material para la primera capa, de 1/2" y 3/4" es la piedra menuda que la extraeremos de las canteras localizadas en quebradas y lechos de ríos, siendo las más convenientes las de las quebradas N° 4 en el Km. 2.920; N° 12 en el Km. 7.890 y N° 24, en el Km. 12.490, haciendo la distribución del material según el gráfico que se adjunta.

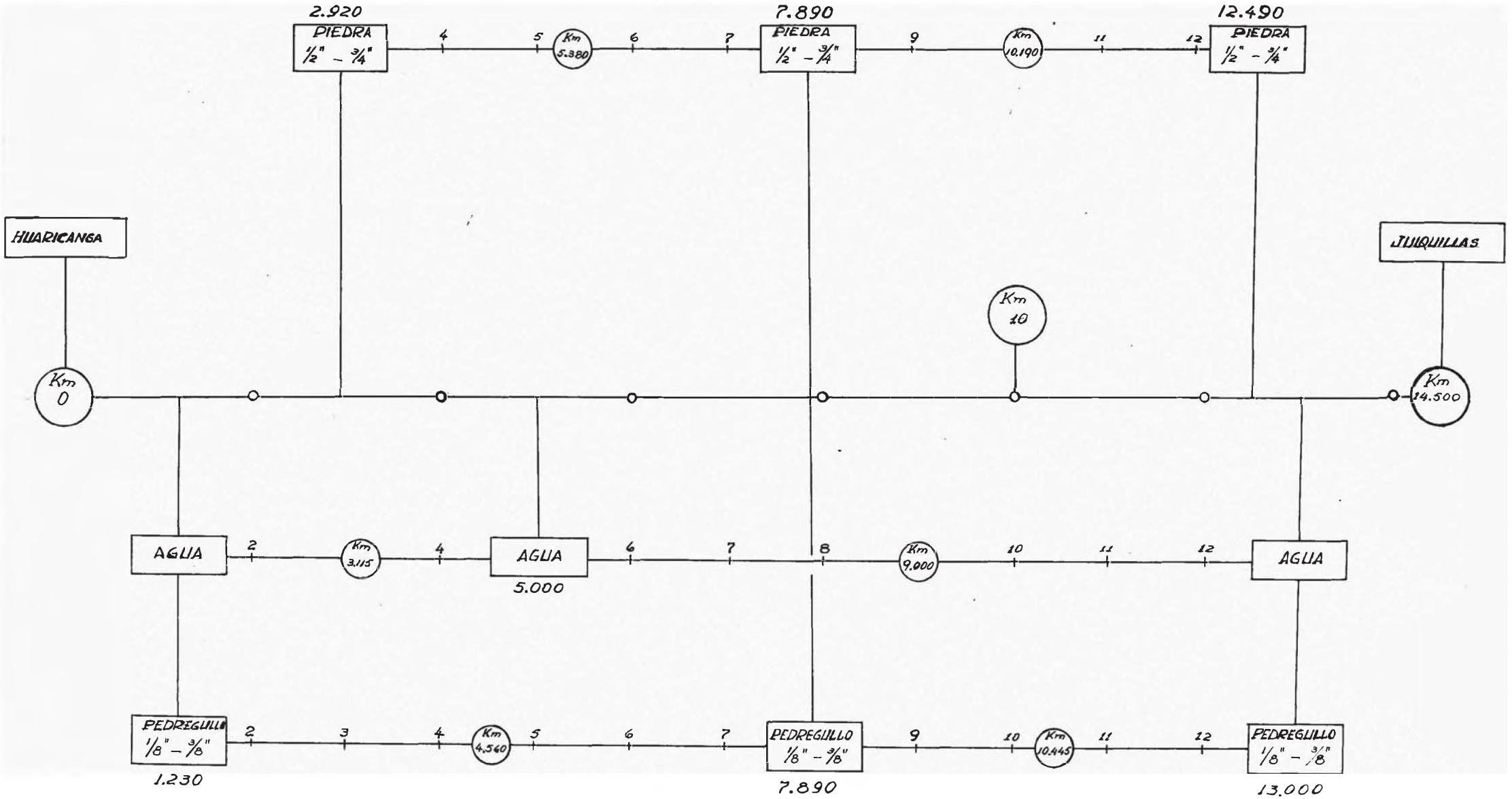
El pedregullo de 1/8 a 3/8", es fácil obtenerlo de los ríos que se hallan cerca a nuestro trazo, siendo además el material de río, el mejor para el objeto que se persigue, por no ser anguloso y ser de diámetro muy uniforme. Como este material se transportará con volquetes, es preciso buscar lugares de acceso suave al Río Julquillas, como son el Km. 13,000, en que incluso puede aprovecharse, luego de zarandearlo, el material de la quebrada N° 20. Para evitar mucha distancia de transporte y concentrar el trabajo; zarandearemos el cascajo de la cantera situada en la quebrada N° 12. Otro lugar conveniente para encontrar un acceso al río nos parece ver en el Km. 1.230, que además posee un material aceptable en la quebrada N° 1. Sin embargo consideramos más conveniente extraer del río el material.

La provisión de agua está garantizada por los dos ríos que prácticamente bordeamos y por la presencia de manantiales en zonas bajas. Así se tiene que utilizamos el acce-

SO construído en el Km. 1.230, para extraer agua con cilindros del río Fortaleza. En la quebrada N° 8, hallamos un manantial, a la altura del Km. 5.000, aproximadamente a 80 metros del eje de la carretera y cuya cota no pasa de 180 m.s.n., no hallando otro punto de abastecimiento cercano sino en el Km. 13.000, cuyos accesos ya los preparamos para el transporte del pedregullo fino del mismo Río Julquillas.

En resumen, las canteras se sitúan así:

MATERIAL	SITUACION CANTERA	ABASTECIMIENTO	MAX. DIST. TRANSPORTE
Piedra 1/2" y 3/4"	Q.N° 4, Km. Km. 2920	Km. 0.000 - 5380	2,920 Km.
	Q.N°12, Km. 7890	Km. 5380 - 10190	2,460 "
	Q.N°24, Km. 12490	Km.10,190 - 14.500	2,300 "
Pedregullo 1/8"	Río Fortaleza:Km. 1230	Km. 0.000 - 4.560	3,330 "
	Q.N°12, Km. 7890	Km. 4.560 - 10,445	3,330 "
	Río Julquillas:Km13000	Km.10,445 - 14,500	2,555 "
Agua	Río Fortaleza,Km. 1230	Km. 0.000 - 3,115	1,885 "
	Q.N°8, Km. 5000	Km. 3.115 - 9.000	4,000 "
	Río Julquillas,Km13000	Km. 9.000 - 14.500	4,000 "


2.920
PIEDRA
1/2" - 3/4"
7.890
PIEDRA
1/2" - 3/4"
12.490
PIEDRA
1/2" - 3/4"
HUARICANGA
JUIQUILLAS
Km 0
Km 5.380
Km 10.190
Km 10
Km 14.500
AGUA
AGUA
5.000
AGUA
Km 3.115
Km 9.000
PEDREGULLO
1/8" - 3/8"
1.230
PEDREGULLO
1/8" - 3/8"
7.890
PEDREGULLO
1/8" - 3/8"
13.000
Km 4.560
Km 10.445

ESTUDIO ECONOMICO

GENERALIDADES

En el interior del país, es lamentable el jornal que se le asigna al peón, que en ningún caso está de acuerdo con el standard de vida de la región. Ello incrementa el porcentaje de tuberculosos entre los braceros, lo cual baja ostensiblemente el rendimiento-hombre.

Aunque en la capital nos parezca una falsa información, podemos asegurar que hay aún peones con jornales que apenas alcanzan a 5.50 y 6.00 soles diarios. Es entonces, deber de todo profesional, especialmente el elemento joven que sale a laborar en esas lejanas regiones, el tratar de levantar el standard de vida de todo obrero. Es preciso anotar que tenemos elementos en la superioridad que comprenden esa situación, por haberla palpado en sus primeros años de ingeniero y que naturalmente apoyan toda iniciativa relacionada con el aumento de jornales.

Para la zona de Chancay en general, en la cual está enclavado uno de los puntos extremos de nuestra carretera, vamos a aceptar el jornal de S.. 10.00 diarios para los braceros, variando el de los especialistas. El jornal de los trabajos de costa engeneral, son mayores que en la sierra.

ANALISIS DE PRECIOS

I.- ESTUDIOS

a) Reconocimiento

	Diarios
1Ingeniero jefe	180.00
1 ingeniero ayudante	120.00
3 cadeneros (S/. 25.00 c/u.) .	75.00
	375.00
50 % Leyes sociales	187.50
10% depreciación instrumentos . .	37.50
TOTAL AL DIA . . .	S/600.00

Vamos a estimar que siendo la zona relativamente fácil y la distancia total de 14.200 Km. corta, terminemos el reconocimiento, de los tres rutas estudiadas en 6 días, con un descanso de 1 día entre estudio de cada ruta, tendremos:

$$S/. \frac{600.00 \times 6 \text{ días}}{30 \text{ Km.}} = S/. 120.00 \text{ por kilómetro}$$

Los 30 kilómetros los hemos obtenido, aceptando que los 7.500 primeros kilómetros son constantes para los tres reconocimientos.

b) Trazo Preliminar

1 ingeniero jefe-trazador	S/.	180.00
1 ingeniero ayudante, nivelador . .		120.00
1 ayudante técnico, seccionista . .		70.00
Personal del trazador		
2 jaloneros (S/. 25.00 c/u.)		50.00
2 wincheros (S/.25.00 c/u.)		50.00
1 estaquero		25.00
1 porta-instrumento		25.00
Personal del nivelador		
1 porta mira		25.00
1 porta instrumento		25.00
Personal del seccionista		
2 seccionistas (S/. 25.00 c/u.) . .		50.00
	S/.	620.00
50% leyes sociales		310.00
10% Depreciación de instrumentos . .		62.00
TOTAL DIARIO:	S/.	992.00

Un promedio de trazo aceptable, en terreno ondulado es de 2 kilómetros diarios, para el estudio preliminar.

Se tiene entonces por kilómetro de trazo preliminar:

$$\text{Costo . . . . } \frac{992.00}{2} = S/. 496.00 \text{ por Km.}$$

b) Trazo Definitivo

Hecho el estudio y estudiadas las variantes necesarias, podemos ya hacer el trazo definitivo, que en terreno como el estudiado, no es posible avanzar más de un km. diario en promedio.

Luego, costo . . . . . S/. 992.00 por km.

d) Gabinete

Vamos a considerar que el mismo seccionista dibuje sus secciones en borrador, dentro de su jornal, que el nivelador baja lo propio con el perfil y el ingeniero trazador termine el trazado en planta. Sólo falta considerar lo que cobre el dibujante que pase a tinta el trabajo.

Costo dibujante por km.	200.00
Costo materiales por Km.	50.00
	S/. 250.00

e) Total Partida de Estudios por Kilómetro

a.- Reconocimiento	S/.	120.00
b.- Trazo Preliminar		496.00
c.- Trazo Definitivo		992.00
d.- Gabinete		250.00
	S/.	1,858.00

Debe recordarse que cuando se dá el trazo por contrata, el ingeniero percibe S/. 4,000.00 por km., por tenerse que agregar a lo anterior, diversos porcentajes por concepto de altura, campamento, zona insalubre y otras consideraciones que depende de la zona de trabajo.

II.- EXPLANACIONES

A.- CORTE EN ROCA SUELTA

a) Costo horario de compresora

Empleando una compresora "JAEGER" modelo 125

Costo fijo

Valor de la compresora	S/. 72,000.00
20 % valor recuperable	14,400.00
Valor amortizable	S/. 57,600.00

Aceptamos una vida económica de 5 años, 2,000 horas anuales de trabajo. Adoptamos luego los siguientes porcentajes generales de costos fijos anuales.

Amortización 20%	S/. 11,520.00
Interés de capital invertido 10 % .	5,760.00
Costo de conservación 15 %	8,640.00
Gastos Generales	2,880.00
Costo fijo anual (50 %) . . .	S/.28,800.00

Costo fijo por hora: $\frac{28,800.00}{2,000}$ = S/. 14.40 hora

Costo variable por hora

Petróleo 2.5 galones hora(0.90 galón)	S/. 2.25
Lubricantes	3.75
Kerosene	1.00
Waipe	0.50
Repuestos	3.00
	S/. 10.50

Costo horario de la compresora:

14.40 + 10.50 = S/. 24.90 hora

b) Costo horario de los Martillos Perforadores de 35 libras .

Costo Fijo

Valor del martillo	$.4,000.00
Dos mangueras de 50'	1,200.00
	$.5,200.00
Valor recuperable 20%	1,040.00
	$. 4,160.00

Aceptando la misma vida económica de 5 años se tiene:

Costo fijo anual, 50% 2,080.00

Costo fijo horario: $\frac{2080.00}{2000}$ = $.1.04 por 1 martillo.

Costo variable horario:

Por aguzar las brocas y guardianía: $.2.00 por 1 martillo.

Costo de dos martillos:

(1.04 + 2.00) . . . . . $.3.04

c) Costo de Jornales (Mano de obra) Hora

Un operador de compresora ($.30.00) ..	$.3.75
Dos perforistas ($.20.00 c/u)	5.00
	8.75
50 % Leyes sociales	$.4.38
10% planilleros	0.88
	$.14.01 hora

d) Resumen de costo horario de una Compresora de 2 martillos

a.- Compresora	24.90
b.- 2 martillos	3.04
c.- Jornales	14.01
	$.41.95 hora

e) Costo de disgregación del m^3 de Roca Suelta (blanda)

Cada martillo disgrega un promedio de 60 m3 en jornada de 8 horas.- El promedio horario de 2 martillos será:

$$\frac{2 \times 60}{8} = 15 \text{ m}^3/\text{hora}$$

Siendo su costo: $\frac{41.95}{15} = 2.80$, m3 por compresora y jornales.

Aceptando que la broca perfora 50 m.l. antes de ser aguzada siendo su rendimiento económico de 8 aguzadas, o sean 400 m.l., que (suponiendo que se trate de roca semiblanda que parte mal-se perfora 2 m.l. hora- y en la cual 0.7 metros de barreno rinde 1 m3 de excavación), equivalen a 570 m3.

Costo de una broca:	$.300.00
8 aguzadas (a $.6.00 c/u):	48.00
	$.348.00

Costo unitario: $\frac{348.00}{570} = \$.0.62$ m3

E X P L O S I V O S

Empleamos dinamita ATLAS de 62% que vienen en cajas de 200 cartuchos y 24.72 kilos de peso bruto y su valor es de $.295.00. El precio por cartucho viene a ser $.1.48 o sea $.12.00 el kilogramo.

Al tratar de explosivos dimos un cuadro que indicaba el peso de dinamieta en Kg por m3 de corte.

COSTO TOTAL DE CORTE EN ROCA SUELTA

Compresora y jornales	$.2.80 m3
Brocas para dos martillos	1.24 "
Explosivos, 0.15 Kg/m3 a $.12.00 Kg.. . . .	1.80 "
Guía 60" a $.0.12 el pie lineal	0.60 "
Fulminantes a $.0.42 c/u	1.26 "
	$.7.70 m3

Precio por m3 de R.S.: $.7.70

(Los presupuestos del M.F. y O. P. indican $.9.00 m3, el corte en R.S. para los contratos de construcción).

B.- CORTE EN ROCA FIJA

El martillo sólo disgrega en promedio 30 m3/día con un avance de 3 ml. por hora.

El promedio horario de dos martillos es:

$$\frac{2 \times 30}{8} = 7.5 \text{ m3/h.}$$

El costo será: $\frac{41.95}{7.5}$ = $.5.60 m3 por compresora y jornales.

Las brocas tienen un rendimiento de 20 m.l. aceptándose 6 aguzadas, lo que equivale a un rendimiento de 0.7 m.l. de barrenos por m3 de excavación, o sea 1.43 m3 por metro lineal del barreno.

El costo por m3 de la broca será:

$$\frac{348.00}{20 \times 6 \times 1.43} = \$.2.05 \text{ m3}$$

COSTO TOTAL DE CORTE EN ROCA FIJA (DURA), Por m3

Compresora y jornales	5.60 m3
Brocas de dos martillos	2.05 "
Explosivos, (0.25 Kg/m3 a ₡.12.00 Kg)	3.00 "
Guía blanca (10' a ₡.0.12 el pie lineal)	1.20 "
Fulminantes (4 unidades a ₡.0.42 c/u	1.68
	₡13.53 m3

El M.F. y D.P. especifica un costo de ₡.16.00 a ₡.18.00 el m3 de este material, para los contratistas.

C.- EMPLEANDO SOLO MANO DE OBRA

a) Costo Total de corte en tierra suelta.

Aceptando el rendimiento de un peón en 5 metros cúbicos diarios, con un jornal de ₡.10.00 diarios, se tiene:

Costo por m3 de desagregación en T.S. $\frac{10.00}{5}$ =	₡.2.00
10% de desgaste de herramientas	0.20
10% de planilleros	0.20
50% de Leyes sociales	1.00
	₡. 3.40 m3

Es un precio que está de acuerdo con lo que especifican los contratos del M.F y O.P. que fija ₡.3.50 por m3 de T.S.

b) COSTO EN ROCA SUELTA

Un promedio de 2 m3 por jornal, nos dá:

Costo por m3 de desagregación en R.S. $\frac{10.00}{2}$ = 5.00

10% de desgaste de herramientas 0.50

10% de planilleros 0.50

50% de Leyes sociales 2.50

$.8.50 m3

c) Costo en Roca Fija

Un promedio de 1 m3 de avance diario por barretero, cuyo jornal es de $.12.00.

Costo por m3 de desagregación . . . . $.12.00

10% de desgaste de herramientas . . . 1.20

10% de planilleros 1.20

50% de Leyes Sociales 6.00

$.20.40 m3

Algo mayor que el que fijan los contratos, que indican $.18.00 el m3. Hay que considerar además que el precio hallado no incluye el consumo de explosivos. Ello justifica el empleo de maquinaria para las perforaciones.

MOVIMIENTOS DE TIERRAS

D.- RELLENO COMPENSADO

a) Costo horario de un tractor Caterpillar D-6, con empujador.

Costo Fijo

Costo del tractor . . . . . $.320,000.00

20% valor recuperable 64,000.00

Valor amortizable . . . . . $.256,000.00

Costo fijo por hora, considerando el 50% de costo fijo anual y 2,000 horas de trabajo.

$$\frac{\$.256,000.00 \times 0.50}{2000} = \$.64.00 \text{ hora} \quad \ldots \quad 64.00$$

COSTO VARIABLE

Petróleo (20 glns. diarios o 2.5 gls./hora).. 2.25
Waipe y repuestos 3.00
Lubricantes 5.75
$.11.00..11.00

Costo horario de un tractor D-6 . . . . . 75.00

b) Jornales hora

1 tractorista ($.45.00 diarios) . . . . . $.5.65
1 ayudante ($.20.00 diarios) 2.50
8.15
50% Leyes Sociales 4.07
$.12.22

c) Costo total horario del tractor D-6 con empujador

a) Costo tractor - - - - - - - - 75.00
b) Jornales - hora - - - - - - - 12.22
$.87.22

d) Costo de transporte por m3 en los tramos compensados

Del diagrama de masas que viéramos oportunamente, obtenemos el cuadro que sigue tomando las distancias medias de transporte para los diversos tramos compensados.

TRAMO COMPENSADO	RENDIMIENTO TRACTOR	COSTO HORARIO	COSTO POR m3
AB	34.9 M3/h	$.87.22	$.2.50
BC	52.2 "	87.22	1.67
CD	15.3 "	87.22	5.71
DE	13.7 "	87.22	6.38

e) Comparación de sistemas de trabajo

Hemos ya calculado separadamente, el número de peones que se necesitan para trabajar sólo a mano y el rendimiento de la maquinaria.

Naturalmente que en un amplio volumen de trabajo, no se va a poder disponer del equipo necesario para hacer todo el movimiento de material y como la rapidez de tal trabajo exige finalizar la obra, actúan simultáneamente equipo mecánico (tractor, compresora) y peones (braceros de explanaciones y barreteros). Toca ver entonces en qué proporción repartiremos ese trabajo, proporción que ya vimos en parte al tratar de las explanaciones.

Tierra suelta

A mano . . . . . S/. 3.40 m^3

Con tractor (50 % R.S. y 50 % T.S) . . " 2.50 m^3

Hemos dejado establecido al hablar de rendimiento del tractor, que el 60 % lo podrá hacer el tractor y el resto, los peones, para finalizar 1 km., en 31 días.

Roca suelta

A mano . . . . . S/. 8.50 m^3

Con maquinaria (100 % R.S.). . . . . " 7.70 m^3

Igualmente establecimos un 60 % con tractor y el 40 % restante con braceros.

Roca fija

A mano . . . . . S/. 20.40 m^3

Con compresora (100 % R.F.). . . . . " 13.53 m^3

Como en el kilómetro estudiado, se tiene solamente 1290 m^3 de R.F. siendo el rendimiento de los dos martillos de 120 m^3 diarios, emplearemos solamente equipo mecánico, con el que garantizamos terminar el kilómetro mucho antes del mes.

E.- RELLENO DE PRESTAMO

1.- Transporte

a) Costo de operación de camión volquete Ford 1956 de 5 toneladas

Valor del volquete	S/. 96,000.00
20 % valor recuperable	19,200.00
Valor de amortización	S/. 76,800.00

Adoptando los porcentajes prefijados, se tiene:

Costo fijo anual

Amortización 20 %	S/. 15,360.00
Interés del capital invertido 10%	7,680.00
Costo de conservación 15 %	11,520.00
Gastos generales 5 %	3,840.00
Costo fijo anual, 50 %	38,400.00

Aceptamos los datos siguientes:

°Recorrido anual:	28,000 Km.
Vida económica	140,000 "
Vida de las llantas	28,000 "
Capacidad de la tolva	2.3 m^3 (3 yardas cúbicas)

Costo variable anual

Gasolina, 8 km/galón, 3,500 glns.x S/.1.90 gl.	6,650.00
Aceite, 10 glns. a S/. 40.00 galón	400.00
Otros lubricantes (S/. 3.80 diarios)	1,102.00
1 juego de llantas (6 x 6.50.00)	3,900.00
Repuestos y mantenimiento, 5 %	4,800.00
	S/.16,852.00

Costo anual del camión:

38,400.00 + 16,852.00 = S/. 55,252.00

b) Mano de obra

Chofer, S/. 40.00 diarios, en un año . . .	S/. 14,400.00
50 % Leyes sociales	7,200.00
10 % planilleros	1,440.00
	S/. 23,040.00

c) Costo total de operación

a.- Costo del volquete	S/. 55,252.00
b.- Mano de obra	23.040.00
	S/. 78,292.00

Costo por kilómetro: $\frac{78,292.00}{28000} = S/.\ 2.80$

Costo del m3 por km.: $\frac{2.80}{2.3} = S/.\ 1.22$

2.- Carguío

Distribuyendo 2 hombres en cada uno de los tres la dos libres de la tolva y 2 más para remover el material anteriormente preparado, necesítase 6 minutos para cargar un volquete de 3 yardas cúbicas. Con el jornal de S/. 10.00 por peón, sumará S/. 80.00 diarios, o sea S/. 10.00 por hora.

Como la preparación de material ya lo hemos considerado en la disgregación respectiva, solamente tomamos ahora los 6 minutos de carguío. Es una hora habrá hipotéticamente 10 operaciones de carga, lo cual equivale a S/. 1.00 por tolva.

El costo por metro cúbico será:

$$\frac{1.00}{2.3} = S/.\ 0.44\ m^3$$

3.- Extendido del material.-Nivelación

Empleamos una motoniveladora Austin Westerm Super "99".

a) Costo horario de la motoniveladora

Costo Fijo

Valor de la motoniveladora ...l.....	S/.	320,000.00
20 % Valor recuperable		64,000.00
Valor amortizable	S/.	256,000.00

$$\text{Costo fijo horario} = \frac{256{,}000.00 \times 0.50}{2{,}000} = \text{S/. } 64.00$$

Costo Variable

Petróleo (2.5 galones)	S/.	2.25
Lubricantes		3.75
Repuestos y otros gastos		6.00
	S/.	12.00

b) Mano de obra

Un motonivelador (S/.45.00 diarios) . . .	S/.	5.65 hr.
Un ayudante (S/. 20.00 diarios)		2.50 "
50 % Leyes Sociales		4.07 "
10 % planilleros		0.82 "
	S/.	13.04 hr.

c) Costo total horario

a.- Costo fijo	S/.	64.00
Costo variable		12.00
b.- Mano de obra		13.04
	S/.	89.04

Aceptando un rendimiento de 490 m^3/hora para este tipo de motoniveladora y 980 m^2/hora.

Costo de nivelación y extendido S/. $\frac{89.04}{490}$ = S/. 0.18/m^3

$\frac{89.04}{9.80}$ = 0.09/m^2

4.- Costo por m^3 de Relleno de préstamo

Tomando como promedio el correspondiente al movimiento de tierras de roca suelta, se tiene:

Costo de corte en Roca Suelta	S/. 7.70 m^3
Transporte por kilómetro/m^3	1.22 "
Carguío por m^3	0.44 "
Costo de extendido y nivelación . . .	0.18 "
Costo del Relleno de préstamo	S/.9.54 m^3

En los contratos de explanación, se agrega al precio por m^3 de R.S., S/. 0.50, lo que dá S/. 9.50 para el metro .

f.- Compactación de rellenos

1.- Costo de compactación

Analizando precios de las diferentes marcas y recordando que la existencia de bolones en el kilómetro en estudio, no permite el uso de rodillo pata de cabra. De manera que escogemos un rodillo tandem de 2 ejes, de 8 a 12 toneladas, marca Austin Western, de dirección hidráulica y pueden ser suministrados con motor Diesel o de gasolina.

a. Costo rodillo Tandem

Costo fijo

Valor del rodillo	S/. 140,000.00
Valor recuperable 20 %	28,000.00
Valor de amortización	112,000.00

Costo fijo horario = $\frac{112{,}000.00 \times 0.40}{2000}$ = S/. 28.00

Costo variable

Petróleo, 6 galones a 0.90 c/u.	S/.	5.40
Lubricantes		2.00
Repuestos		2.00
		9.40

b) Mano de Obra.- Jornales hora

Un motorista (S/.40.00 diarios)		5.50
Un ayudante (S/.20.00 diarios)		2.50
50 % Leyes Sociales		3.75
10 % planilleros		0.75
	S/.	12.00

c) Costo horario de compactación por m^2

a.- Costo fijo	S/.	28.00
Costo variable		9.40
b.- Mano de obra		12.00
	S/.	49.40

Considerando un rendimiento de 400 m^2/hora y 480 m^3/hora.

Costo de compactación $\frac{49.40}{400}$ = S/. 0.12 el m^2

$\frac{49.40}{480}$ = 0.10 m^3

2.- Costo del regado

a) Carro tanque regador (International 1956, de 100 galones)

Valor del carro tanque	S/.	120,000.00
20 % valor recuperable		24,000.00
Valor de amortización	S/.	96,000.00

Costo horario anual = $\frac{96,000.00 \times 0.50}{2000}$ = S/. 24.00

Costo Variable

Gasolina, 2.5 glns. a S/. 1.90 gl. . . .		4.75
Lubricantes		3.80
Repuestos		2.00
	S/.	10.55

b) Mano de Obra

1 chofer (S/,40.00 diarios)	S/.	5.00
1 ayudante (S/.20.00 diarios)		2.50
50 % leyes sociales		3.75
10 % planilleros		0.75
	S/.	12.00

c) Costo horario de regado por m^2

a.- Costo fijo		24.00
Costo variable		10.55
b.- Mano de Obra		12.00
	S/.	46.55

Aceptando un rendimiento de 520 m^2/hora y 160 m^3/hora

Costo del m^2 de regado: $\frac{46.55}{520} = S/.\ 0.09\ m^2$

$\frac{46.55}{160} = 0.30\ m^3$

3.- Costo total de compactación por m^2

Compactación propiamente dicha . . .	S/.	0.12 m^2
Regado		0.09 "
		0.21 m^2

4.- Costo total de compactación por m^3

Compactación propiamente dicha . . .		0.10 m^3
Regado		0.30 "
	S/.	0.40 m^3

III.- PREPARACION DE LA SUBRASANTE

Resulta importante nivelar y compactar convenientemente la subrasante, cálculo que debe presentarse en metros cuadrados. Hemos dicho ya que la compactación del relleno y su respectiva nivelación se hace por capas de 30 centímetros.

En el capítulo anterior ya hemos determinado esos valores que presentaremos a continuación.

a) Costo de nivelación y extendido . .	S/.	0.09m²
b) Costo de compactación		0.12"
c) Costo de riego		0.09"
d) Costo de conformación de la subrasante:	S/.	0.30"

IV.- PAVIMENTO

Se trata de un tratamiento superficial de tipo Armo Coat.

A.- Barrido

Aceptamos para el barrido mecánico un valor de S/. 0.20 por metro cuadrado.

B.- Imprimación

a) Costo tanque imprimador

Empleamos un Distribuidor Bituminoso "SPRAY MASTER" de la Littleford Bros, Inc., de 7570 litros (2000 galones) en montaje sobre camión.

Costo fijo

Costo del Distribuidor	S/.	142,000.00
Costo del camión		96,000.00
		238,000.00
Valor recuperable 20 %		47,600.00
Valor de amortización	S/.	190,400.00

Costo fijo horario $= \frac{190,400.00 \times 0.50}{2000} =$ S/. 47.60

Costo variable

Gasolina 2.5 glns. a 1.90 gln. . . .	4.75
Lubricantes	1.25
Repuestos	2.00
	S/. 8.00

b) Mano de Obra

Un chofer (S/.40.00 diarios)	5.00
Un operador del Distribuidor (S/.30.00 diarios)	3.75
50 % Leyes sociales	4.37
10 % planilleros	0.88
	S/. 14.00

c) Material

Asfalto MCo de 1.1 litros/m^2

1.1 lt/m^2 x S/ 0.45 lt. = S/. 0.50 el m^2

d) Costo del m^2 de imprimación

a) Distribuidor, costo fijo . . . . . S/.	47.60
Costo variable	8.00
b(Mano de obra	14.00
S/.	69.60

Aceptando un rendimiento de 800 m^2/hora.

(a) y (b) . . . . . $\frac{69.60}{800}$	0.08 m^2
c) Material de imprimación	0.50 "
S/.	0.58 m^2

C.- CAPA DE CUERPO

1.- Primera Capa

a) Riego de Liga.- Costo de operación

Con asfalto RC_3, empleando el carro distribuidor, de rendimiento de 780 m^2/hora.

Costo de operación: $\frac{\$.69.60}{780}$ . . . . . .$.0.09 m^2

b) Materiales

Asfalto RC-3: 1.35 lt/m^2 x$.0.45 lt.... $.0.61 m^2

Costo de disgregación de roca fija: $.13.53 m^3

Costo de carguío . . . . . 0.44 "

Transporte: $.1.22 m^3/Km x 2.920 Km $\frac{3.56}{17.53\ m^3}$ "

Distancia máxima de transporte: 2.920 Km.

Costo del material inerte: 28 lt/m^2 x $\frac{17.53}{1000}$ lt... $\frac{0.49 m^2}{}$ $.1.10

c) Costo de Rodillado

Empleando rodillo tandem . . . . $.o.12 m^2

d) Costo primera capa

a.- Riego de liga . . . . . .$.0.09 m2

b.- Materiales . . . . . 1.10 "

c.- Rodillado . . . . . 0.12 "

$. 1.31 m2

2.- Segunda capa

a) Costo de operación

Asfalto RC_2, con distribuídor a presión, cuyo rendimiento no será mayor de 470 m2/h (deducido del valor 730 m2/h para un riego de 1.35 lt/m^2).

Costo de operación: $\frac{\$.69.40}{470}$ . . . . . .$.0.15 m2

b) Materiales

Asfalto RC_2: 2.25 lt/m^2 x $.0.45 . . . $.1.01 m^2

Costo de disgregación de roca fija . . 13.53 m^3

Costo de carguío . . . . . 0.44 "

Transporte: $.1.22 m^3/Km x 3.330 Km . . 4.06 "

Costo de grava de 1/8" . . . . . $.18.03 m3

Grava de $(\frac{1000}{1250} \times 13 \text{ Kg/m}^2)$ lt/m^2

Distancia máxima de transporte: 3,330 Km

Costo del inerte: $\frac{1000}{1250} \times 13 \times \frac{18.03}{1000}$ . . . . 0.19 $.1.20 m^2

c) Costo de rodillado

Empleando rodillos tandem 0.12 m2

d) Costo segunda capa

a.- Costo de operación . . . . . $.0.15 m2

b.- Materiales . . . . . 1.20 "

c.- Costo de rodillado . . . . . 0.12 "

$. 1.47 m2

3.- Tercera capa

a) Costo de operación

El mismo rendimiento que la primera capa, de 780 m2/h, por tratarse de asfalto RC-3

Costo de operación . . . . . $.0.09 m2.

b) Materiales

Asfalto RC-3: 1.35 lt/m^2 x $.0.45 . . . .$.0.61 m2

Costo de preparación arena gruesa . . . .$.2.50 m3

Carguío . . . . . 0.44 "

Transporte . . . . . 4.06 "

Nivelación y extendido . . . . . 0.18 "

Costo arena gruesa . . . . . $.7.18 m3

Costo del inerte: 8 lt/m2 + $\frac{7.18}{1000}$ . . . 0.61 m2 / 0.06 " $.0.67m

c) Costo de rodillado

Empleando rodillos tandem . . . . . 0.12"

d) Costo tercera capa

a.- Costo de operación . . . . . $.0.09 m2

b.- Materiales . . . . . 0.67 "

c.- Costo de rodillado . . . . . 0.12 "

0.88 m^2

4.- Costo total de capa de Cuerpo

1.- Costo primera capa	$.1.31	m2
2.- Costo segunda capa	1.47	"
3.- Costo tercera capa	0.88	"
	3.66	m2

V.- B E R M A S

Al realizar la conformación de la Subrasante, se hace extensivo el tratamiento a toda la explanación, en la cual está incluída las bermas. Por lo tanto, el costo unitario de esta partida será la misma que la de la conformación.

Bermas . . . . . $.0.30 m^2

PRESUPUESTO

CARRETERA HUARICANGA-JULQUILLAS

PARA EL KILOMETRO EN ESTUDIO	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Parcial	Sub Total
I ESTUDIOS					
Reconocimiento	Km	1.000	120.00	120.00	
Estudio Preliminar	Km	1.000	496.00	496.00	
Estudio Definitivo	Km	1.000	992.00	992.00	
Dibujo	Km	1.000	250.00	250.00	1858.00
II EXPLANACIONES					
Disgregación Tierra Suelta					
Con Mano de Obra: 40 %	m3	3882	3.40	13198.80	
Con maquinaria : 60 %	m3	5822	2.50	14555.00	
Distregación Roca Suelta					
Con Mano de Obra: 40 %	m3	4256	8.50	36176.00	
Con maquinaria : 60 %	m3	6383	7.70	49149.10	
Disgregación Roca Fija					
Sólo con maquinaria	m3	1290	13.53	17453.70	
Relleno compensado					
Distancia media transporte 52 m	m3	2700	2.50	6750.00	
" " " 32 "	m3	1230	1.67	2054.10	
" " " 148 "	m3	5600	5.71	31976.00	
" " " 163 "	m3	5200	6.38	33176.00	
Relleno préstamo					
Dist.de transporte hasta 1 km	m3	1488	9.54	14195.50	
Compactación de rellenos	m3	16218	0.40	6487.20	225171.40
III SUBRASANTE					
Nivelación y Compactación por capas de 0.30 m de espesor.	m2	6600	0.30	1980.00	1980.00
IV PAVIMENTO					
Barrido	m2	6600	0.20	1320.00	
Imprimación	m2	6600	0.58	3828.00	
Capa de Cuerpo	m2	6600	3.66	24156.00	29304.00
V BERMAS					
Nivelación y compactación	m2	5000	0.30	1500.00	1500.00

T O T A L por KILOMETRO: . . . . . $ 259,813.40

T O T A L de los 14.500 Kilómetros: . . . . . $3'767,294.30

SON: TRES MILLONES SETECIENTOS SESENTISIETE MIL DOSCIENTOS NOVENTICUATRO 30/100 SOLES ORO

NOTA: El costo total real va a ser menor, ya que por exceso hemos tomado lo obtenido en el kilómetro en estudio que corresponde a uno de los de mayor movimiento de tierras.

CAPITULO DECIMO SEGUNDO

OBRAS DE ARTE

1.- GENERALIDADES

Las obras de arte constituyen para el ingeniero de caminos, uno de sus principales recursos en su constante lucha con la naturaleza. Esta lucha dirigida a permitir un fácil drenaje de la vía, puede efectivisarse en la construcción de cunetas, alcantarillas, sifones, puentes, cuyo detalle se encuentra en cualquier texto.

Sin embargo, en nuestra práctica en los departamentos del interior, nos hemos encontrado con un tipo de alcantarilla de muro seco, muy usado por su enorme economía, aunque no sea recomendable para obras definitivas, ya que su duración nunca puede igualar a las obras en las que intervenga el hormigón. En este trabajo vamos a enfocar su forma de construcción, esperando dar una clara idea del proceso a seguir.

Finalmente, para el paso de la quebrada No. 16 del trazo, diseñaremos una losa de concreto sobre estribos de concreto ciclópeo.

2.- DISEÑO DE ALCANTARILLA DE MURO SECO

Luz de diseño	0.80 m.
Ancho cuerpo central	11.40 "
Profundidad excavación	2.00 "
Ancho de excavación	2.40 "
Solado cuerpo central	0.30 "
Solado aguas arriba y aguas abajo	0.40 "
Altura libre	1.10 "
Espesor de Tapas	0.30 "

Espesor de relleno . . . . . 0.30 m.
Ancho de muros . . . . . 0.40 "
Longitud de alas . . . . . 1.50 "

PROCESO CONSTRUCTIVO

Con el nivel de ingeniero o simplemente con wincha de bolsillo, regla y nivel de mano, como se ha descrito oportunamente, colocamos la plantilla que nos dá la cota de rasante en el eje.

Se procede a la excavación, cuyas dimensiones las hemos fijado en 2.00 x 2.40 x 11.40 metros, empezando el trabajo por el lado de la carretera opuesta al foco del manantial. Los 2.40 m. de ancho de excavación, tienen por objeto evitar los derrumbes del terreno y formar un talud que permita profun dizar.

Terminada ella, se procede a colocar el piso o solado, empleando piedras preparadas de antemano por picapedreros, piedras cuyas dimensiones varían, excepto el espesor o alto que se tratará de hacerlo uniforme, de 30 cm. Sin empleo de cemento, se unen en lo posible las piedras así combeadas, rellenando los intersticios con piedras de menor tamaño. Este solado tiene transversalmente al camino, una inclinación aguas abajo que varía de acuerdo al caudal de la quebrada o desagüe, gradiente no menor de 0.5%. A mayor caudal, menor gradiente.

Sobre el solado, se inicia la construcción de los muros de cuerpo de 0.40 m. de ancho, colocando las piedras combeadas superpuestas alternadamente, de modo de no coincidir piedra a piedra con las del solado, alternando las fisuras de éste con las del muro.

Los vértices de estos muros de cuerpo serán piedras combeadas a "falsa escuadra", o sean acondicionadas de modo

de formar vértice con un solo bloque en la variación de direcciones del muro de cuerpo y muros de ala.

El solado de cuerpo se extenderá aguas arriba y aguas abajo, con un espesor de 0.40 m. y ancho que varía con la inclinación de las alas.

Los muros de ala tienen en su unión con los de cuerpo, una altura de 1.10 metros, que disminuye hasta llegar a su extremo a 0.60 m. de alto. La longitud de este diseño es de 1.50 m. para estos muros, aunque puede ser mayor según el caudal de las aguas y las dificultades del terreno.

La abertura varía de 30 a 45 grados, medidos de la línea de prolongación de los muros de cuerpo.

Algunas veces, las aguas de una quebrada obligan a formar una cajuela de recepción aguas arriba, con muros también de piedra seca (sin aglomerante).

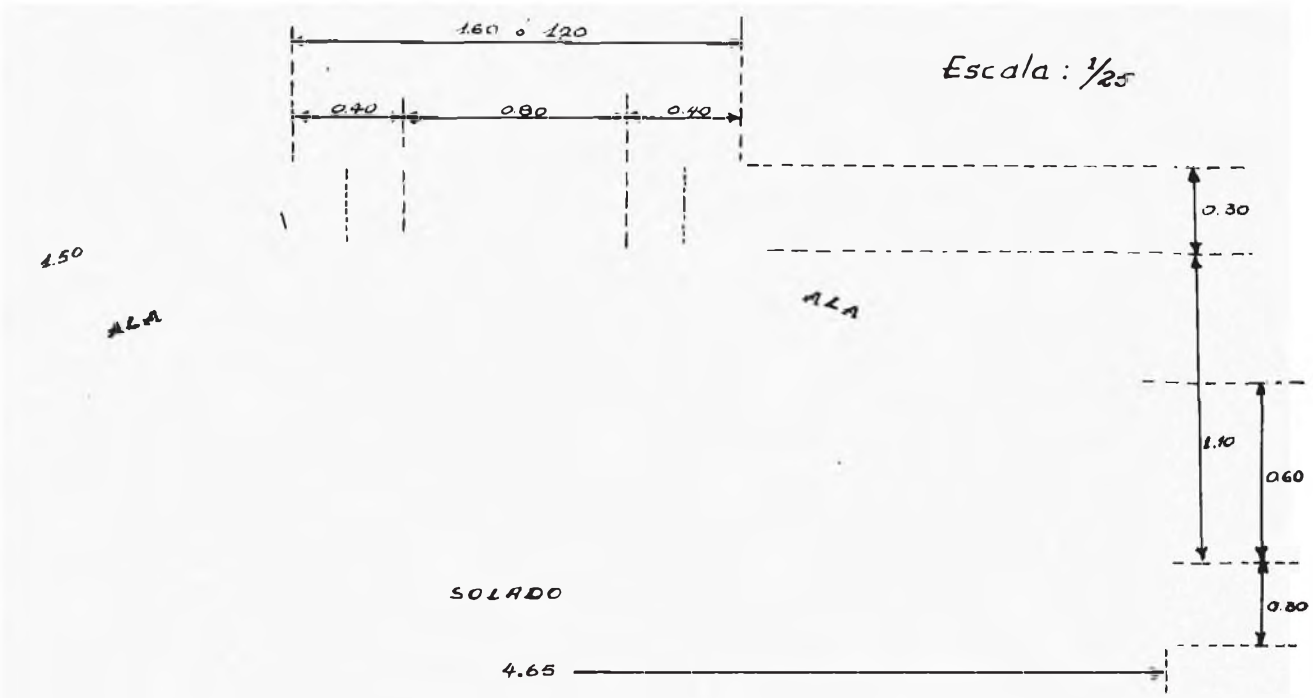
Luego se inicia la colocación de tapas exprofesamente preparadas, de 1.20 metros de longitud para la luz fijada de 0.80 metros. Como no es posible obtener tapas de piedra de dimensiones regulares, se colocarán lado a lado, de modo de alternar los extremos angulosos y lograr una mejor unión. El espesor de ellas será de 0.30 m., tratando de lograr uniformidad, aunque no excesiva, ya que sobre ellas viene el relleno.

Entre solado, alto libre y tapa, se tiene un total de 1.70 m., completando los 0.30 m. restantes de excavación con material de relleno, de manera de llegar a la altura de rasante. La razón fundamental de este relleno, es evitar que el tránsito vehicular incida directamente sobre las tapas y muros, debilitándolos y haciendo sentir el vehículo su paso por esa pequeña obra de arte.

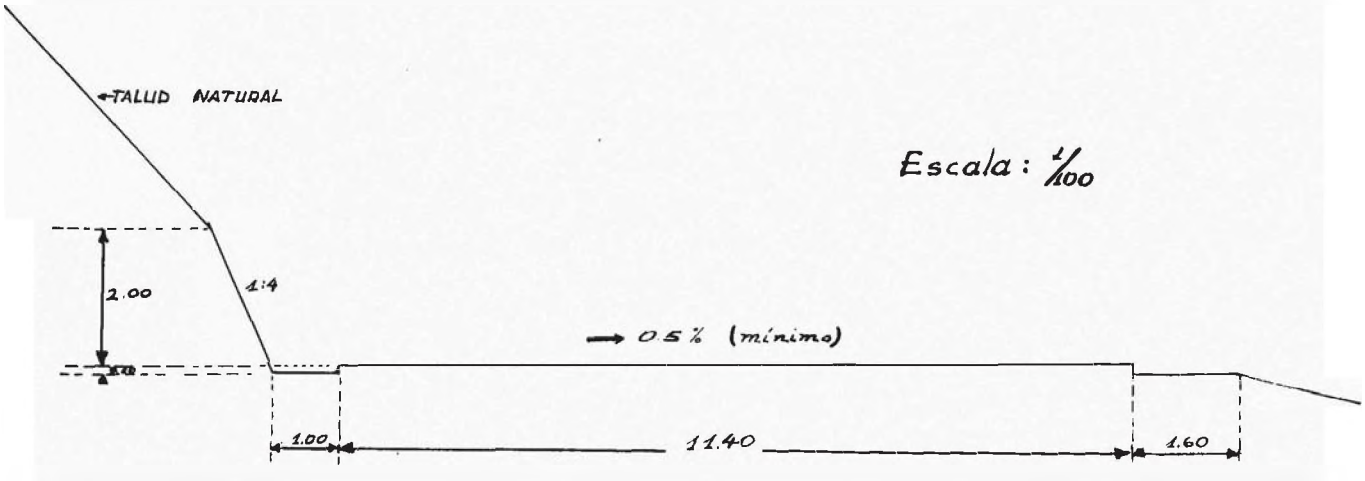
Resulta un trabajo altamente económico por no usar

ALCANTARILLA DE MURO SECO

ELEVACION



PERFIL TRANSVERSAL DE EXCAVACION



se sino piedra combeada, sin ningún aglomerante caro. Algunos constructores recomiendan revestir el soldo con una capa de mortero de cemento 1 : 4, para llenar los intersticios y facilitar el paso de las aguas evitando la erosión; en la práctica se demuestra que el arrastre de materiales provocado por las primeras aguas de lluvia, rellenan esos intesticios formando una base uniforme.

Resultan muy convenientes en zonas como la del estudio con alto porcentaje de roca dura y suelta, que favorece la provisión de material.

El costo de construcción está solamente relacionado con la mano de obra.

Muy económicas, aunque sólo se recomiendan cuando el presupuesto no es lo alto que la construcción exige.

3.- CALCULO DEL VOLUMEN DE ESCORRENTIA Y SECCION DE DISEÑO

Exagerando el areado de los sectores que concurren en la quebrada en estudio, y basándome en informaciones para la zona, tendremos:

Zona de captación: 45 Ha

Precipitación 24 hs.: 7.4 mm/m2

Evaporación 24 hs.: 2.2 mm.

Terreno ondulado

Aceptaremos para el cálculo de la intensidad media de precipitación, la fórmula práctica de Bransley Williams que nos dá en un primer cálculo el tiempo de concentración.

$$T = \frac{0.7\ L}{D}\ \sqrt[5]{\frac{M2}{F}}$$

T = Tiempo de concentración en horas

L = Longitud en kilómetros de la zona de captación

D = Diámetro en kilómetros de un círculo de superficie igual a la superficie de captación.

M = Superficie de captación en kilómetros cuadrados.

F = Pendiente media en porcentaje.

Tendremos los valores:

L = 0.800 Km.

D = 0.757 Km.

F = 4%

M = 0.45 Km2

La relación $\frac{L}{D}$ nos dá 1.06. Reemplazamos valores.

$$T = 0.7 \times 1.06 \sqrt[5]{\frac{0.45^2}{4}}$$

$$T = 0.7 \times 1.06 \times 0.584 = 0.433 \text{ horas}$$

$$T = 26 \text{ minutos.}$$

Para el cálculo de la intensidad media de lluvia en mm/hora, empleamos la fórmula dada por el Ministerio de Sanidad Argentina.

$$R = \frac{1000}{T + 20}$$

Cabe anotar que ésta fórmula es sólo aplicable para un tiempo no mayor de 100 minutos ni menor de 20.

$$R = \frac{1000}{26 + 20} = 21.7 \text{ mm/hora}$$

$$R = 22 \text{ mm/hora aproximadamente}$$

La intensidad media de lluvia determinada por la fórmula anterior nos ha resultado mayor que la obtenida de datos estadísticos, pero creemos conveniente aceptarla en razón de ponernos ante posibles casos excepcionales.

Con esos valores determinaremos el gasto respectivo.

$$Q \text{ m}^3/\text{sg} = \frac{A \times R}{1000 \times 3600}$$

siendo A: área de la cuenca en m2

$$Q = \frac{450.000 \times 22}{1000 \times 3600}$$

$$Q = 2.75 \text{ m3/sg.}$$

Adoptando una sección rectangular para la alcantarilla, estableceremos su sección mediante la fórmula de Chezy.

$$V = C \sqrt{M S}$$

siendo: V = Velocidad en m/sg.

C = constante que se calcula

M = radio hidráulico

S = pendiente hidráulica

Para la determinación del radio hidráulico recordaremos que el máximo desagüe se produce cuando el tirante d, es igual a $\frac{b}{2}$, siendo b el ancho de la sección. El radio hidráulico es igual a $\frac{b}{4}$.

Con el fin de facilitar la fórmula del gasto, relacionaremos fórmulas.

$$Q = V \times A$$

$$V = \frac{Q}{A} = C \sqrt{M S}$$

$$Q = A C \sqrt{M S}$$

$$Q = b \times d \times C \sqrt{\frac{b}{4} \times S}$$

$$Q = b \times \frac{b}{2} \times C \sqrt{\frac{b}{4} \times S}$$

$$Q = \frac{C}{4} \times b^{5/2} \, S^{1/2}$$

la constante C, para obras de ladrillo a hormigón, según la fórmula de Ganguillet y Kutter es:

$$C = \frac{100}{1 + \frac{0.3}{\sqrt{M}}}$$

Si para el primer tanteo, aceptamos una luz de 2.00 metros, se tendría:

b = 2.00

d = 1.00

M = 0.50

S = 2.5 ‰ = 0.0025

$$C = \frac{100}{1 + \frac{0.3}{0.5}}$$

$$Q = \frac{71}{4} \times 2^{5/2} \times 0.0025^{1/2}$$

Q = 5.01 m3

De manera que el diseño de ensayo ha dado un gasto mayor que el calculado, o sea que estamos en exceso. Podemos en consecuencia adoptar una longitud total de 2.40 metros para la losa de nuestra alcantarilla, lo que equivaldría a una luz libre de 2.00 metros, siempre por exceso.

NOTA: El proceso de cálculo general, puede verse en "Ingeniería de Carreteras" por H.J. Collins y C.A. Hart.

4.- CALCULO Y DISEÑO DE ALCANTARILLA TIPO LOSA

CARACTERISTICAS

Diseño: Losa simplemente apoyada
Armadura paralela al tránsito

Dimensiones: Luz de cálculo: 2.20 m.
Ancho entre sardineles: 11.40 m.

Sobrecarga: camión H_{15}

Materiales: concreto 1:2:4

fc = 210 kg/cm2 ; fc = 0.4 'c

fs = 1400 kg/cm2; μ = 0.05 'c

n = 10 ; Vc = 0.03 'c

Peso concreto armado: 2400 kg/m3

Peso asfalto (5 cm): 100 kg/m2

PROCESO DE CALCULO

a) Cálculo del ancho efectivo de distribución de carga

Como el pavimento se ha diseñado para dos vías, a pesar del ancho entre sardineles de 11.40 m., daríamos un valor N = 2, ya que se ha mantenido en la alcantarilla el ancho total de pista central y bermas, ya que una disminución, bajaría la seguridad psicológica del tránsito y con ello su capacidad.

Sin embargo, para mayor seguridad, tenemos que suponer que en un momento dado, estén ocupadas tanto la pista central como las bermas, por lo que se tendría N = 4 vías.

Siendo E el ancho efectivo:

$$E = \frac{3.05\ N + W}{4\ N}$$

$$E = \frac{3.05 \times 4 + 11.40}{4 \times 4} = 1.47 \text{ metros.}$$

b) Cálculo del impacto

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

$$I = \frac{50}{3.28 \times 2.20 + 125}$$

$$I = 0.378$$

Las especificaciones para puentes carreteros indican para el impacto un Valor no mayor dd 30%. Por lo tanto,

$$I = 30\%$$

c) Determinación de los valores de K, j, K

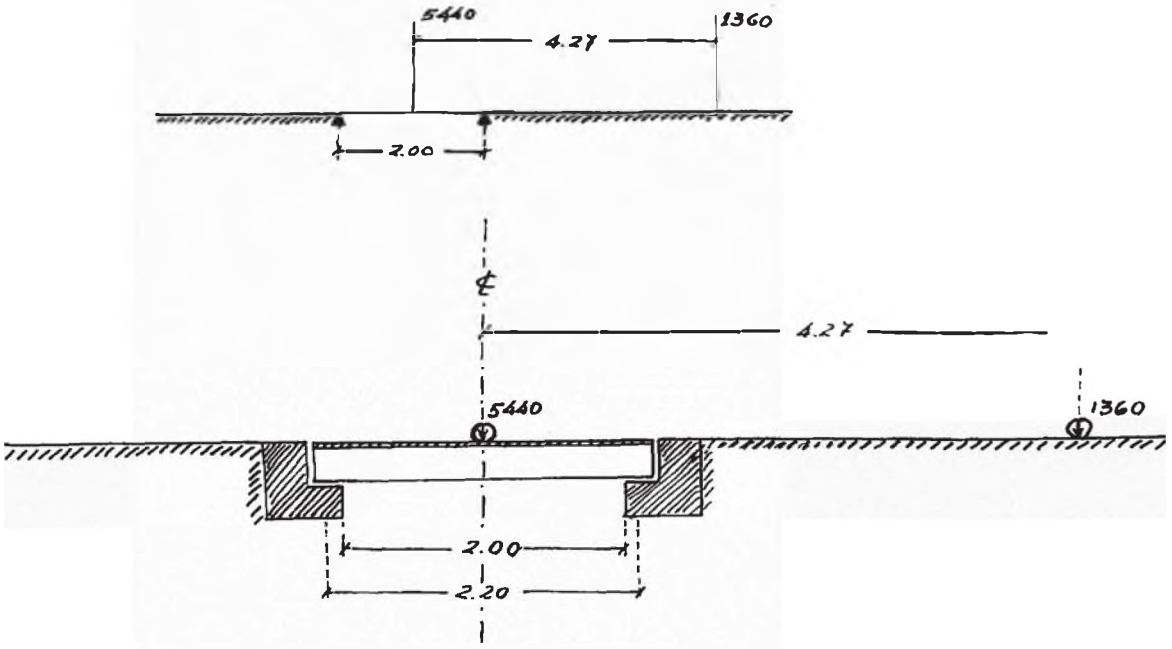
$$K = \frac{1}{1 + \frac{fs}{n\ fc}} = \frac{1}{1 + \frac{1400}{10 \times 0.4 \times 210}} = 0.375$$

$$j = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.375}{3} = 0.875$$

$$K = \frac{1}{2} \qquad c\ j\ K = \frac{1}{2} \times 0.4 \times 210 \times 0.875 \times 0.375 = 13.8$$

d) Chequeo de la carga que actuará

Como el vehículo tiene una longitud entre ejes mayor que la luz libre, el momento máximo se producirá cuando la rueda más pesada se encuentre al centro de la luz, o sea al actuar la carga de 5440 kg.



e) Tanteo del espesor de la losa

Del curso "Puentes de Albañilería" por el Ingº Juan Quiroga, observamos la lámina Nº 2 que nos indica:

Para L = 2.20 m., aproximadamente, e = 0.22 m, que adoptaremos como espesor de tanteo.

f) Acción de cargas permanentes (peso propio)

Losa: 0.22x1.00x1.00x2400 = 528 Kg/m2

Asfalto: 0.05 . . . . . = 100 Kg/m2

W = 628 Kg/m2

g) Momento de peso propio

$$Mpp = \frac{1}{8} W \ l^2$$

$$Mpp = \frac{1}{8} \times 628 \times 2.20^2$$

$$Mpp = 380 \ \text{Kg.m.}$$

h) Momento de sobrecarga e impacto

$$M = 0.25 \ \frac{P\ell}{E} (1 + I)$$

$$M = 0.25 \times \frac{5440 \times 2.20}{1.47} (1 + 0.30)$$

$$M = 2640 \ \text{Kg.m.}$$

Lo que nos ha llevado a hallar el momento de s/c + I, es que para el diagrama de Momentos no es preciso hallar el de sobrecarga independientemente del de impacto, sino ambos en conjunto.

i) Momento total que actúa

$$M_T = Mpp + M_{s/c} + M_I$$

$$M_T = 380 + 2640$$

$$M_T = 3020 \ \text{Kg.m.}$$

j) Cálculo de la altura útil

Se emplea la fórmula de Verificación para saber nuestra aproximación al dar la altura de tanteo de la losa.

$$d = \sqrt{\frac{M_T}{K}} = \sqrt{\frac{3020}{13.8}}$$

$$d = 15 \ \text{cm.}$$

Como la altura útil se toma desde el borde superior de la losa al centro de gravedad del acero positivo de cálculo y conviniendo dar de una pulgada a 3 cm. de revestimiento, el

espesor de losa será e = 18 cm.

Con lo cual, los nuevos valores serán:

Losa: 0.18x1.00x1.00x2400 = 432 Kg/m2

Asfalto: 0.05 . . . . . = 100 "

W = 532 Kg/m2

Mpp = 322 Kg.m.

M = 2640 Kg.m.

M_T = 2962 Kg.m.

d = 15 cm. (por exceso)

k) Determinación del área de acero

Hacemos el cálculo para el momento máximo

$$As = \frac{M_T}{f_s\ j\ d} = \frac{2962 \times 100}{1400 \times 0.875 \times 15} = 16 \text{ cm2}$$

$A_s = \not{\emptyset}\ 3/4"\ @\ \left(\frac{2.85}{16}\right)$

$A_s = \emptyset\ 3/4"\ @\ 18$ cm.

l) Chequeo del esfuerzo cortante

Peso propio = $Vpp = \frac{W\ell}{2} = \frac{532 \times 2.20}{2}$ . . . . . 585 Kg

Carga concentrada: Vcc = Rueda posterior + $\frac{a}{L}$ Rueda delantera

$$Vcc = \frac{Kg}{E} + \frac{a}{L} \times \frac{Kg'}{E}$$

$$Vcc = \frac{5440}{1.47} + \frac{2.07}{2.20} \times \frac{1360}{1.47} \text{ . . .4570 Kg}$$

siendo, a = 4.27 - 2.20 = 207

V_i = 0.30 x 4570 . . . . . 1371 Kg

Esfuerzo cortante total:

V_T = 6526 Kg

Esfuerzo unitario de corte:

$$v = \frac{V_T}{b\ j\ d} = \frac{6526}{100x0.875x15} = 4.98 \text{ Kg/cm2}$$

menor que 6.30 kg/cm2 que resiste el concreto 1, 2, 4. Ello indica que el concreto absorberá todo el esfuerzo cortante. Además se tendrán barras dobladas que absorban la tracción diagonal, con lo cual hay completa seguridad al esfuerzo cortante.

m) Determinación del acero de repartición

Empleamos la relación de porcentaje del acero total obtenido.

$$\% A_s = \frac{100}{3.28\ L} \quad \frac{100}{3.28x2.20} = 37.2\ \%$$

que también es inferior al límite máximo (50%)

A_s repartición = 37.2 % x 16 = 6 cm2

A_s repartición = ϕ 1/2" @ $\frac{1.27}{6}$ = ϕ 1/2" @ 21 cm.

Esta separación de 21 cm. es solamente en los cuartos centrales, mientras que en los extremos se distanciarán 42 cm.

n) Determinación del acero de temperatura

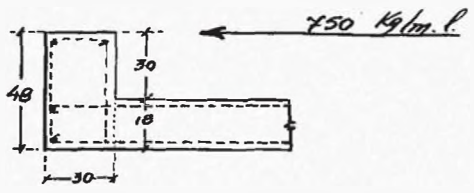
A_s temperatura = 0.001 bd = 0.001 x 100 x 15 = 1.5 cm2

A_s temperatura = ϕ 3/8" @ $(\frac{0.71}{1.5})$ = ϕ 3/8" @ 47 cm.

colocado solamente en sentido normal al acero principal.

5.- CALCULO DE LA VIGA SARDINEL

a) Peso propio



Peso propio de la viga: 0.30 x 0.48x1.00x2400 = 346 Kg/m.l.

b) Momento de cálculo

Carga concentrada: $M_{cc} = 0.1\ P\ell = 0.1 \times 5440 \times 2.20 = 1197$ Kg-m.

Carga Permanente: $M_{pp} = \frac{1}{8} W \ell^2 = \frac{1}{8} \times 346 \times 2.20^2 = 209$ Kg-m

1406 Kg.m.

c) Altura útil

$d = 48 - 3$

$d = 45$ cm

d) Area de acero de la viga sardinel

$$A_s = \frac{M}{fs \times j \times d} = \frac{1406 \times 100}{1400 \times 0.875 \times 45} = 2.56 \text{ cm2/m.l.}$$

$A_s = 2\ \phi\ 5/8''$, por exceso.

En el cálculo del sardinel se considera la acción de una fuerza horizontal aplicada a 25 cm. de la calzada, de 750 Kg/m.l., fuerza que requiere un área de acero de $A_s = \frac{750}{1400} = 0.54$ cm2/m.l., que es muy reducido, por lo que por seguridad colocaríamos $1\ \phi\ 3/8''$, pero para poder armar estribos en la viga sardinel serán necesarias $2\ \phi\ 3/8''$.

e) Considerando la flexión

Momento producido por la fuerza H

$M_o = 750 \times 0.30 = 225$ kg. m.

Considerando como 27 cm. la altura útil de la viga sardinel para esta fuerza horizontal, se puede calcular el acero necesario.

$$As = \frac{225 \times 100}{1400 \times 0.875 \times 27} = 0.68 \text{ cm2/m.l.}$$

Colocaremos varillas $\phi\ 3/8''$ @ 1.00 m. a todo lo largo de la viga.

El Acero de repartición.- Se colocará en toda su longitud, siendo el total de acero $2\ \phi\ 3/8''$.

6.- CALCULO DE LA ADHERENCIA

$$\mu = \frac{V_T}{\Sigma_o \times j \times d}$$

Como estamos usando fierro de 1/2" cuyo perímetro es 4 cm., separados 21 cm., para el acero de repartición, entrarán por exceso 5 fierros por metro lineal.

$\mu = \frac{6513}{5x4x0.875x16} = 23.3$ Kg/cm2, que es mucho mayor que

$\mu = 0.05\ f_c' = 0.05x210 = 10.5$ Kg/cm2, máximo admisible, siendo aún 7 Kg/cm2 el valor de adherencia admisible, sin anclaje especial.

Sin embargo, el Reglamento de Puentes indica que al emplear las fórmulas anteriores para el cálculo de losas, no es preciso chequear ni por esfuerzo cortante ni por adherencia.

7.- RESUMEN DEL CALCULO DE LOSA Y VIGA SARDINEL

Losa

Luz total	2.40 m	
Luz libre	2.00 m	
Luz de cálculo	2.20 m	
Espesor	0.18 m	
Altura útil	0.15 m	
Armadura longitudinal	Ø 3/4"	18 cm.
Armadura de repartición . . . . . cuartos centrales.	Ø 1/2"	21 cm.,en
cuartos extremos.	Ø 1/2"	42 cm.,en
Armadura de temperatura . . . . . sentido normal al acero principal.	Ø 3/8"	47 cm.,en

Viga Sardinel

Altura total	0.48 m.
Altura libre	0.25 m.,más los 5 cm.de asfalto.

Ancho . . . . . 0.30 m.

Altura útil . . . . . 0.45 m.

Armadura longitudinal . . . . . 2 Ø 5/8" en la base

2 Ø 3/8" en la parte superior.

Considerando la flexión . . . . Ø 3/8" @ 1.00 m.

8.- DRENAJE Y CAMBIOS DE TEMPERATURA

Especialmente en zonas lluviosas, se requiere colocar drenes de 2" de diámetro para la eliminación de éstas aguas de lluvia. Son desagües constituídos por tubos de ese diámetro, que son acondicionados al instante de armar la losa y antes del vaciado de la misma para conformar con ella un todo y separados a 3,40m. entre sí, no debiendo estar a menos de 1.50m. del extremo, los últimos tubos.

Además se debe tener en cuenta, dar a la losa una flecha o bombeo de 0.5 % o sea 5 mm por metro, para que el agua se desplace lateralmente hacia los drenes. Asimismo se rebajarán los accesos a cada tubo de desagüe, para facilitar el ingreso de las aguas.

Para los efectos de los cambios de temperatura, se colocará entre la losa y el apoyo móvil para evitar su adherencia, cartón alquitranado o varias hojas dobladas de papel doble, como las de las bolsas de cemento.

9.- PUENTES Y ALCANTARILLAS EN CURVA

En puentes de gran luz, habrá que repartir la armadura de tal forma que pueda contrarrestar los efectos de la fuerza centrífuga y para la incidencia de la carga se tendrá en cuenta la componente vertical a la losa inclinada.

Esta inclinación o peraltado de la losa, no será menor de 10% siguiendo las normas de curvas de carreteras para

los diferentes radios.

Generalmente no se dá a la losa la curvatura del trazo, sino que se aumentan sus dimensiones de modo de cuadrarla para que contenga íntegramente la curva, calculándola como una losa normal.

Los estribos variarán de altura, de modo de dar el peralte respectivo sin que varíe el espesor de la losa.

En caso de quererse dar la curvatura del trazo, la armadura será radial, siguiendo la dirección de la curva.

En alcantarillas, no existe mayor problema, reducién dose el cálculo al de una simple losa horizontal peraltada por los estribos.

10.- DOBLADO DE FIERROS

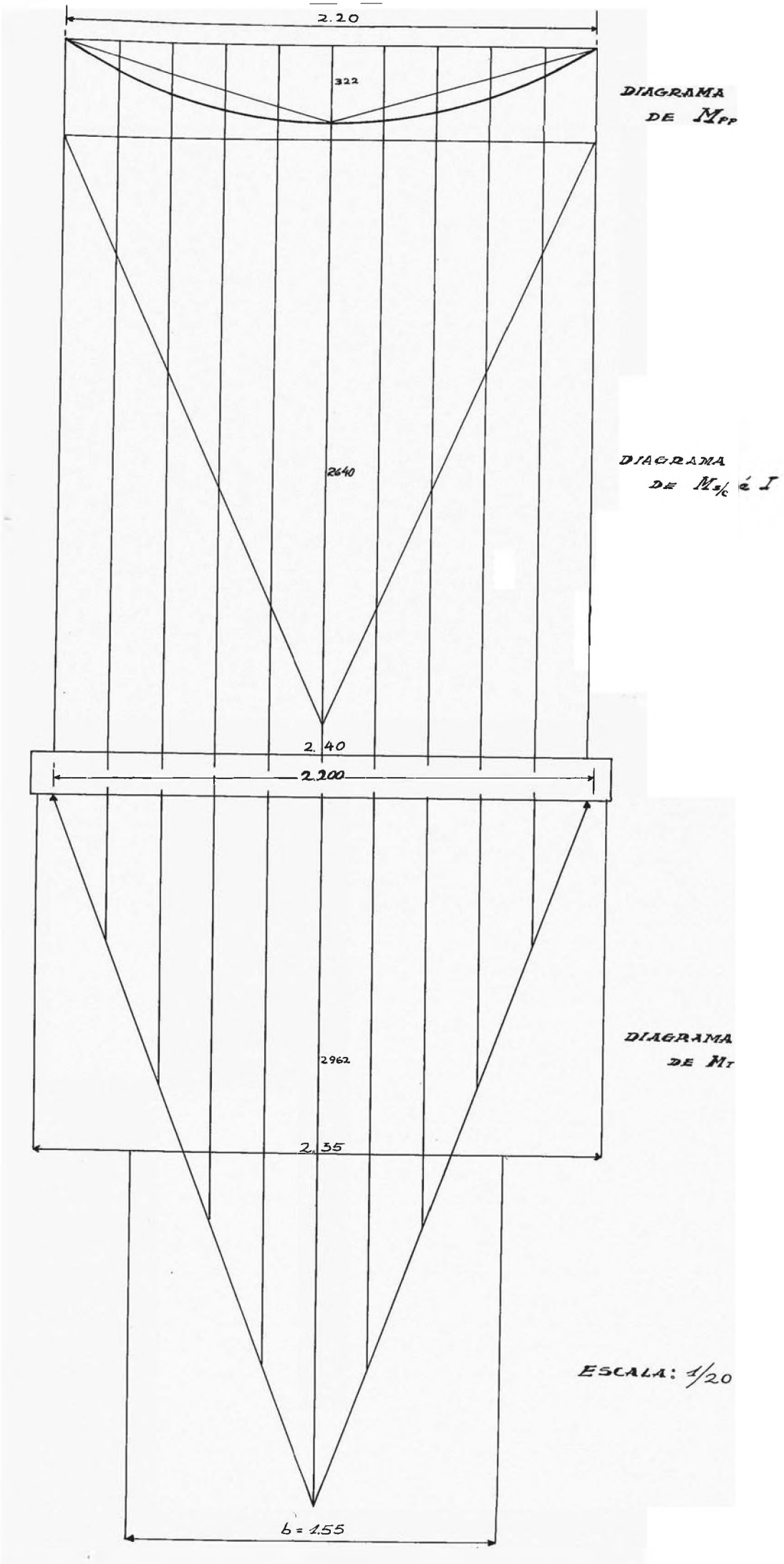
Se obtiene la mayor economía con el diagrama de momentos total obtenido con los de peso propio y sobrecarga,usando los valores ya calculados.

En el diagrama de momento total, consideramos un 50% As hasta los apoyos, tomamos la mitad de la ordenada máxima y a la dimensión reducida que obtenemos, le agregamos 12 diámetros a cada lado para el doblado de fierros. Las razones que nos llevan a llevar el fierro hacia el borde superior de la losa son:

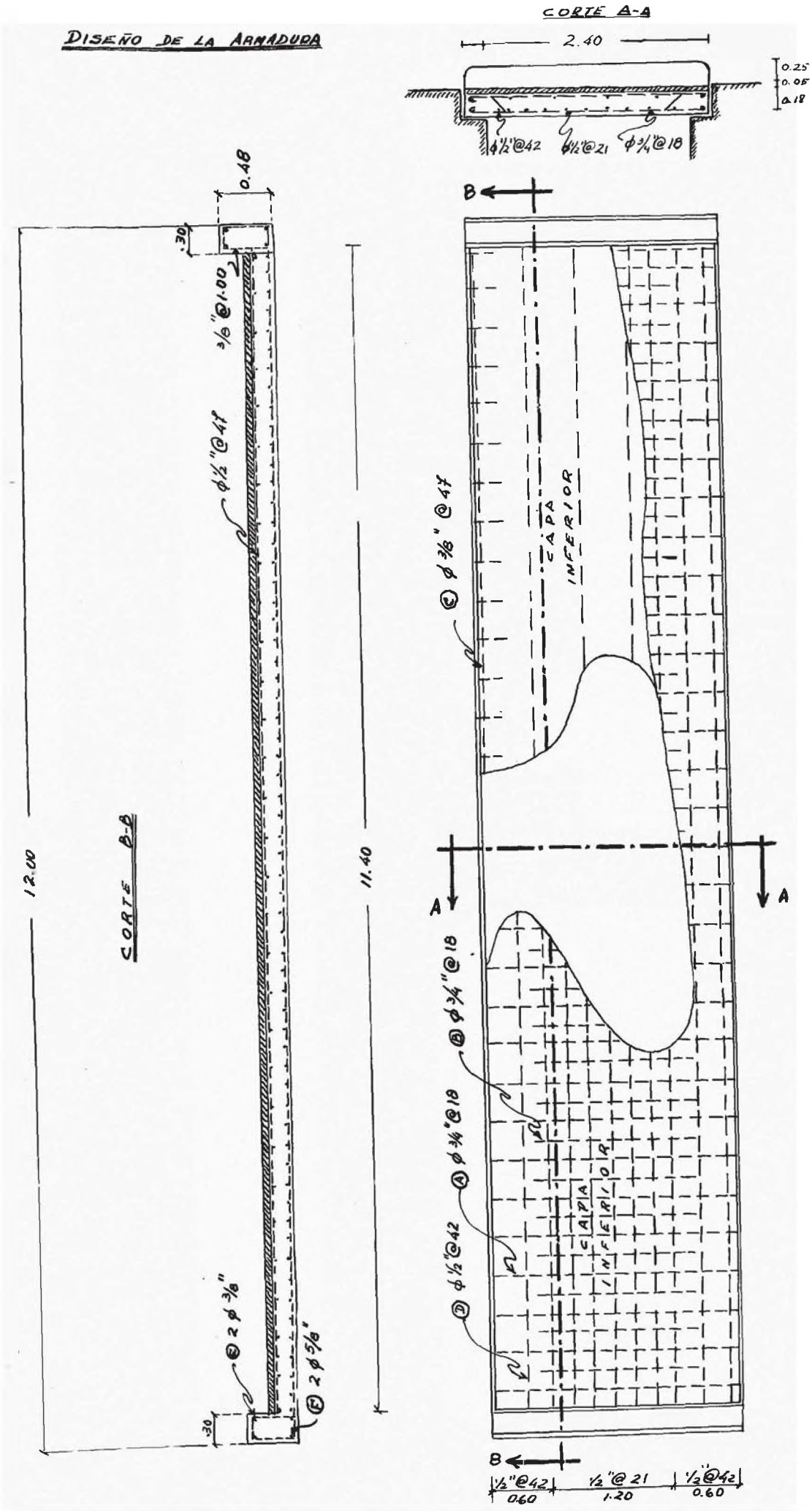
1) Absorbe todo momento (-) que se presente.
2) Elimina la tracción diagonal.
3) Se obtiene mayor economía en acero y una mayor rapidez por la simplicidad del doblado.

El acero de temperatura sólo va en la parte superior en sentido transversal al tránsito.

En el diseño, incluímos el doblado de los fierros que conforman la estructura.


2.20
322
DIAGRAMA DE M_{PP}
2640
DIAGRAMA DE $M_{S/C}$ É I
2.40
2.200
2962
DIAGRAMA DE M_T
2.35
ESCALA: 1/20
b = 1.55

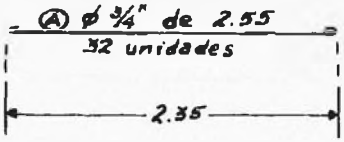
DISEÑO DE LA ARMADURA

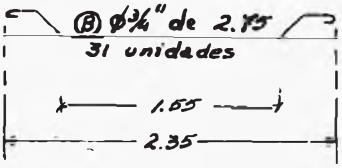


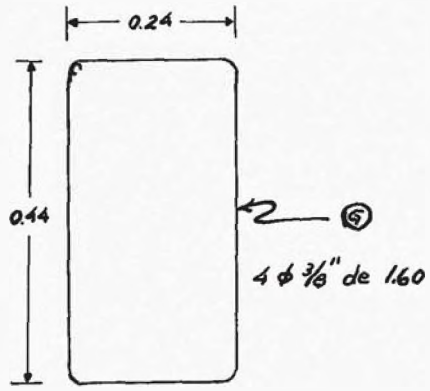
DOBLADO DE FIERROS

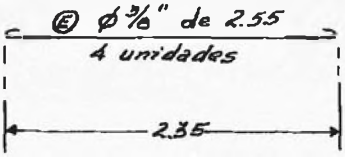
Escala : 1/50

Escala: 1/10

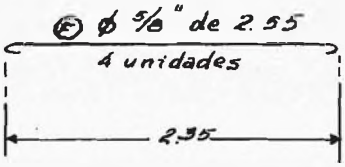


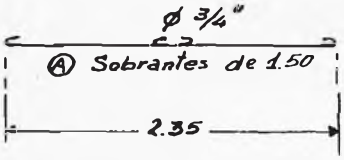




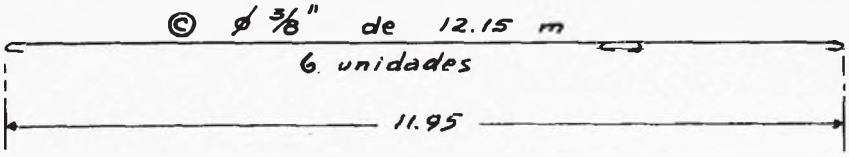


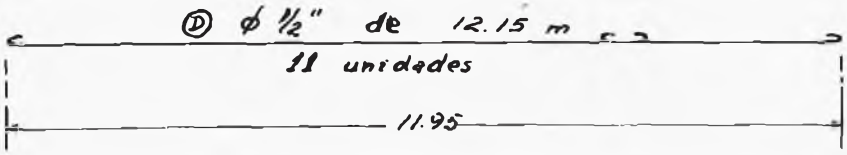
ϕ	RESUMEN DE FIERRO			
3/8"	(C) (E) (G)	8 varillas	de	9.15 m
3/4"	(A) (B)	20 varillas	de	9.15 m
1/2"	(D)	16 varillas	de	9.15 m
5/8"	(F)	2 varillas	de	9.15 m





Escala:
1/100





11.- CALCULO DE LOS ESTRIBOS

Características

Diseño: Estribo en V, de concreto ciclópeo

Aplicar la teoría de Rankine.

Dimensiones:

Ancho de plataforma de carretera: 11.40 m

Ancho de losa y sardinelas . . . . 12.00 "

Ancho de cajuela . . . . . 12.05 "

Ancho total de estribo . . . . . 13.50 "

Sobrecarga: camión H15

Materiales: concreto ciclópeo 1: 3: 6 con 50% de piedras.

peso 2,300 Kg/m3

f'c 90 Kg/cm2

Resistencia del suelo . . . . . 5 Kg/ cm2

Peso del asfalto (5 cm) 100 Kg/m2 ó 2000 Kg/m3

Carga de trabajo a compresión . . . 0.4 f'c

Carga de trabajo a la tracción . . . 0.03 f'c

Carga de trabajo al corte . . . . . 0.02 f'c

Casos que se presentan:

I.- Estribo sin puente, con relleno sobrecargado

II.- Estribo con relleno sobrecargado y puente.

III.- Estribo con relleno y puente sobrecargados.

NOTA:

La Teoría de Rankine supone que el relleno está conformado íntegramente por un material homogéneo, sin cohesión, con una superficie plana y extensa reposando sobre una base también homogénea y sometida a su propio peso.

PROCESO DE CALCULO

a) Peso propio de la alcantarilla

Losa ..... 0.18 x 11.40 x 2.40 x 2400 ... 11,800 Kg.
Sardineles .. 2 x 0.48 x 0.30 x 2.40 x 2400. 1,660 "
Asfalto . . . 0.05 x 11.40 x 2.40 x 2000 . . .2,736 "
16,196 Kg.

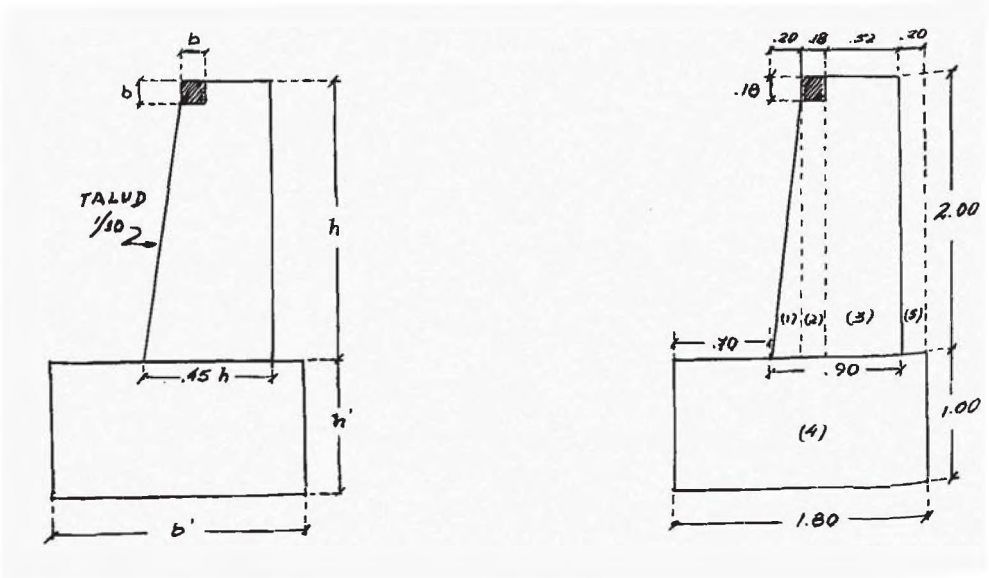
Peso propio de la estructura . . 16196 Kg.
Reacción en cada estribo . . . . 8098 "

$$\text{Reacción por ml.de estribo} = \frac{8098}{13.50} = 600 \text{ Kg/m.l.}$$

b) Diseño aproximado

Nos daremos una sección de tanteo siguiendo las recomendaciones de la Dirección de Puentes del M.F. y O.P.

Descomponemos la sección dada en figuras geométricas conocidas, hallando el peso de cada sección, la distancia de su centro de gravedad a la arista de volteo y los momentos respectivos, cuyo total se dividirá entre la suma de pesos verticales para hallar el punto de aplicación de la resultante.



I CASO.- Estudio sin puente con relleno sobrecargado

Resultante

Para un espesor o ancho unitario.

Sección			Peso		Dist.		Momento
(1)	1/2 x 0.20 x 1.82 x 1.00 x 2300	=	418	x	0.83	=	347
(2)	0.18 x 1.82 x 1.00 x 2300	=	753	x	0.99	=	747
(3)	0.52 x 2.00 x 1.00 x 2300	=	2390	x	1.34	=	3210
(4)	1.00 x 1.80 x 1.00 x 2300	=	4140	x	0.90	=	3726
(5)	0.20 x 2.00 x 1.00 x 1600	=	640	x	1.70	=	1088
			8341				9118

Distancia de P a la arista A de volteo:

$$\frac{9118}{8341} = 1.10 \text{ m}$$

Empuje E

Para el camión tipo aceptamos la sobrecarga 960 Kg/m2 que determina una altura equivalente de relleno de

$$\frac{960}{1600} \quad \frac{\text{Kg/m2}}{\text{Kg/m3}} = 0.60 \text{ m}$$

$$E = 1/2 \; w \; h \; (h + 2h') \; x \; C$$

$$C = tg^2 \left(45° - \frac{\theta}{2}\right)$$

$\theta = 40°$ para relleno de tierra

$C = 0.215$

$$E = 1/2 \times 1600 \times 3(3 + 2 \times 0.60) \times 0.215$$

$E = 2170$ Kg.

Su punto de aplicación con respecto a la base

$$d = \frac{h + 3h'}{h + 2h'} \times \frac{h}{3}$$

$$d = \frac{3 + 3 \times 0.60}{3 + 2 \times 0.60} \times \frac{3}{3}$$

$d = 1.14$ m.

Excentricidad e

$$e' = \frac{2170 \times 1.14}{8.341} = 0.30 \text{ m. (de R a P)}$$

Distancia de R a la arista de voltee:

1.10 - 0.30 = 0.80 (cae en el tercio central)

La excentricidad:

$$e = e' - (1.10 - \frac{1.80}{2})$$

e = 0.10 m (De R al centro)

Presiones máximas y mínimas

De acuerdo a la fórmula:

$$p = \frac{P}{a\ b}(1 \pm \frac{6e}{b})$$

P = 8341 Kg

a = 100 cm

b = 180 cm

c = 10 cm

$$p = \frac{8341}{180x\ 100}(1 \pm \frac{6 \times 10}{180})$$

P máx = 0.62 Kg/cm2 (compresión)

P mín = 0.31 Kg/cm2 (tracción)

De habérsenos presentado esfuerzos negativos de presión, ellos pueden evitarse aumentando la base, lo cual disminuye la excentricidad.

Esfuerzo cortante máximo t

$$t \text{ máx} = \frac{1.5H}{a\ b}$$

Fuerza H = Empuje = 2170 Kg.

$$T \text{ máx} = \frac{1.5 \times 2170}{100 \times 180} = 0.18 \text{ Kg/cm2 (corte)}$$

Nuestro diseño satisface las siguientes cargas límites del concreto ciclópeo.

f compresión . . . . . 3.6 Kg/cm^2

f tracción . . . . . 2.7 "

f corte . . . . . 1.8 "

II CASO.- Estribo con relleno sobrecargado y puente

Resultante

Se aumenta la reacción que ejerce la losa, en 600 Kg/m.l. de peso propio, hallándose el momento correspondiente.

	Peso		Dist.		Momento
Caso I	8341		. . . .		9118
Peso propio . .	600	x	0.99	=	594
	8941				9712

Distancia del nuevo peso al punto A

$$\frac{9712}{8941} = 1.08 \text{ m.}$$

Empuje E

El mismo del caso I.

E = 2170 Kg

d = 1.14 m

Excentricidad e

$$e' = \frac{2170 \times 1.14}{8941} = 0.28 \text{ m.}$$

1.08 - 0.28 = 0.80 m (dentro del tercio central)

e = 0.28 - (1.08-0.90)

e = 0.10 m.

Presiones máximas y mínimas

$$p = \frac{8941}{180 \times 100}\left(1 \pm \frac{6 \times 10}{180}\right)$$

P máx = 0.66 Kg/ cm2

P mín = 0.33 Kg/cm2

Esfuerzo cortante máximo

El mismo del caso I, ya que además del empuje, no actúa ninguna otra fuerza horizontal.

$t_{máx}$ = 0.18 Kg/cm2

III CASO.- Estribo con relleno y puente sobrecargados

Resultante

Referente a la sobrecarga, partimos de la que indican las normas para un H_{20}, reduciendo sus valores a 3/4 para nuestro camión tipo, H_{15}.

Reacción de s/c: 950 x 3/4 = 713 Kg/m.l.

Reacción en el estribo: 11700 x 3/4 = 8775 Kg/m.l.

Reacción total de s/c:

$$713 \times \frac{2.40}{2} + 8775 = 9631 \text{ Kg}$$

Reacción por m.l. de estribo

$$\frac{9631}{13.50} = 714 \text{ Kg/m.l.}$$

Por consiguiente:

	Peso		Dist.	Momento
Caso II	8941		. . . .	9712
Reacción de s/c	714 / 9655	x	0.99	707 / 10419

Punto de aplicación de P con respecto a A:

$$\frac{10419}{9655} = 1.08 \text{ m}$$

Empuje E

El mismo de los casos anteriores.

E = 2170 kg

d = 1.14 m. de la base.

Frenado

Efecto que debe considerarse para el tercer caso. Las normas americanas indican para puentes y carreteras, una fuerza aplicada sobre la rasante y a 1.20 m. de ella con una intensidad equivalente al 5 % de la carga equivalente, tomando la carga repartida por huella y la concentrada para momentos.

Fuerza de frenado = 5 % x 9631 = 482 kg.

Acción de Empuje y Frenado

Peso			Momento
2170	x 1.14	=	2470
482	x 4.20	=	2020
2652			4490

La resultante dista de la base

$$\frac{4490}{2652} = 1.69 \text{ m.}$$

Excentricidad e

Conociendo las fuerzas horizontales y verticales, hallaremos el punto de aplicación de la resultante.

$$e' = \frac{2652 \times 1.69}{9655} = 0.46 \text{ m. (De P a R)}$$

Distancia de R a A:

$1.08 - 0.46 = 0.62$ m (dentro del tercio central)

$c = 0.46 - (1.08 - 0.90)$

$c = 0.28$ m

Presiones máximas y mínimas

$$p = \frac{9655}{180 \times 100} \quad \left(1 = \frac{6 \times 28}{180} \right)$$

p máx = 1.04 Kg/cm2

p mín = 0.04 Kg/cm2

Esfuerzo cortante máximo

Actúan en éste caso el empuje y la fuerza de frenado.

$$t = \frac{1.5 \times 2652}{100 \times 180} = 0.22 \text{ Kg/cm2}$$

Coeficiente de seguridad al volteo CV

En la relación entre el momento de estabilidad y el de volteo.

$$Cv = \frac{10419}{2652 \times 1.69} = 2.33$$

Indica exceso de seguridad, ya que los límites suficientes fluctúan entre 1.5 y 2.

Coeficiente de seguridad al deslizamiento Cd

Es la relación entre la suma de fuerzas verticales por el coeficiente de rozamiento y la suma de las fuerzas horizontales. Adoptaremos el coeficiente de rozamiento de

de albañilería sobre grava, 0.60.

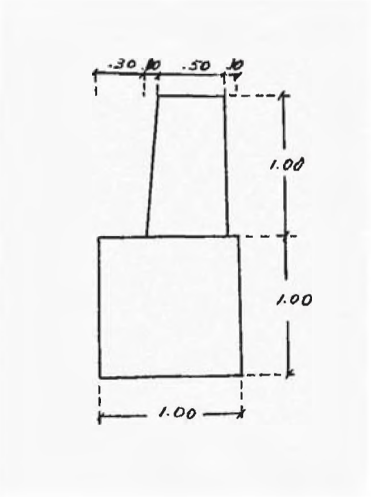
$$Cd = \frac{9655 \times 0.60}{2652} = 2.18$$

Para los dos primeros casos se obtienen valores que están dentro de lo aceptado, con gran seguridad tanto el volteo como al deslizamiento.

Caso I:
Cv = 3.70
Cd = 2.31

Caso II:
Cv = 3.93
Cd = 2.02

12.- Cálculo y diseño del ala o sección extrema



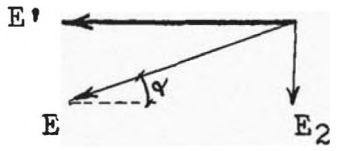
El objeto de las alas es el de sostener el talud del relleno de las explanaciones, ayudar a defender los estribos de la socavación de las aguas y presentar un aspecto conveniente.

Generalmente se diseñan a 45° de abertura con respecto al estribo mismo.

Damos un talud 2/1, recomendándose 1 1/2/1, de modo que con una longitud de ala de 2.00 metros, tengamos en su extremo 1.00 de alto.

Conjuntamente con el ala, disminuye las dimensiones de la cimentación, disminuyendo gradualmente las dimensiones del estribo al final de las alas.

En diseños más delicados, convendrá realizar para las alas un estudio minucioso de todos los esfuerzos a presentarse, considerando el empuje descompuesto en una componente vertical que se agrega a la carga y otra horizontal que corresponde al empuje mismo.



$E' = E \cos \alpha$

$E_2 = E \operatorname{sen} \alpha$

α : talud

13.- NOTAS FINALES

- Cabe recordar que para alcantarillas de luz mayor de 5.00 metros, es necesario diseñar separadamente el estribo y la zapata con estribo, hallando todos los valores anteriores.

- Para la sobrecarga y su altura de relleno equivalente, no se tomarán los 960 Kg/m^2, sino se deberá hallar el plano de fractura, tomando la bisectriz del ángulo de fractura que es el complemento del ángulo de reposo del material. En el caso de tierra sobre grava, este ángulo es de 40°. La carga que soporta el relleno, se reparte en una área de longitud m (que se determina con la bisectriz) y transversalmente una longitud l o ancho de huella, aceptada por las normas americanas como 3.05 metros.

$$\frac{s/c}{3.05 \times m} = N \ Kg/m^2$$

La altura equivalente de relleno será entonces:

$$\frac{N \text{ Kg/m}^2}{1600 \text{ Kg/m}^3} = h' \text{ metros}$$

con cuyo valor se halla el empuje y su punto de aplicación con las fórmulas.

$$E = \frac{1}{2} wh\,(h + 2h') \times C$$

$$d = \frac{h + 3h'}{h + 2h'} \times \frac{h}{3}$$

- Podemos anotar la referencia que hace un autor, quien indica que un muro con una base que varía alrededor de 0.4 de la altura, como en nuestro diseño, jamás fallará por efecto del empuje.

14.- CAPACIDAD RESULTANTE DEL CAMINO

La capacidad de un camino para corriente ininterrumpida de tránsito y condiciones ideales de tránsito y vía, es la siguiente teóricamente:

Para dos trochas, doble tránsito,

capacidad básica . . . . . .2000 autom./hora

capacidad práctica para

condiciones rurales hasta

72 y 80 Km/h . . . . . 900 autom/hora,

Descartando la condición del pavimento, las condiciones principales que afectan la capacidad del camino son:

a) Ancho de las trochas. Con 7.00 metros de ancho, podemos aceptar un 94%, ya que el 100% se refiere a un ancho de 3.65 m. por trocha para la capacidad posible.

b) Distancia a obstrucciones laterales.- Habiéndose dado sobreanchos recomendables y estudiado la visibilidad, no existe reducción alguna por este concepto.

c) Ancho de bermas y su estado.

Siendo su ancho de 2.20 metros, un vehículo pesado ocupará algo de la pista al estacionarse. Aceptemos en un 5 % la reducción que se produzca en la condición de mantenerlas en buen estado.

d) Vehículos comerciales.

Aún en el caso nuestro de haber diseñado para el empleo del 100% de vehículos comerciales, vamos a tomar la reducción de 23 % que se dá en terreno ondulado para un 10% de vehículos pesados.

e) Ubicación y diseño de las facilidades para el intercambio.

Se ha tratado de hallar las condiciones óptimas, por lo que la capacidad en este aspecto lo consideramos de un 100 %.

f) Perfiles y alineamientos.

En cuanto se relacionan con la distancia de visibilidad, se ha tomado especial cuidado al estudiarlos.

Como un resumen, podemos considerar sólo las reducciones de los casos (a) (c) y (d), por ser los otros correspondientes a la capacidad máxima.

	Teórica	Práctica
a) Ancho de las trochas . . .	0.94	0.94
c) Ancho de bermas	0.95	0.95
d) Vehículos comerciales	1.00	0.77

Con el efecto combinado se obtendrá:

Capacidad Teórica:

2000 x (0.94x 0.95 x 1.00) = 1790 vehículos/hora

Capacidad práctica:

900 x (0.94 x 0.95 x 0.77) = 620 vehículos/hora

Capacidad teórica = 1790 vehículos/hora

Capacidad práctica= 620 vehículos/hora

I N D I C E

Págs.

INTRODUCCION 2

CAPITULO PRIMERO. EL VEHICULO

Los Usuarios del camino 3

Vehículos de tracción animal; vehículos automotores, datos actuales.

El movimiento de los vehículos 5

Coeficientes de Adherencia, razamiento y resistencia.

Velocidad de tránsito 8

CAPITULO SEGUNDO. TRAZADO EN PLANTA

Objetivos del trazado. Características 9

Velocidad directriz, capacidad del camino, condiciones que afectan la capacidad.

Conceptos de visibilidad 12

Distancia de visibilidad de frenado, de paso, de maniobra.

Otras condiciones que influyen en el trazado de las curvas en planta 19

Radios mínimos, peraltes, banquetas de visibilidad, sobreanchos, transición del sobreancho.

Curvas de transición 25

Cálculo de la línea de transición, transición del peralte.

Trazado de la poligonal en estudio 30

Descripción de la poligonal, libreta de campo. Registro de la poligonal. Cálculo de los peraltes. Cálculo de los sobreanchos. Cálculo de las transiciones. Royal Dawson y la relación centrífuga. Cálculo de las banquetas de visibilidad.

CAPITULO TERCERO. TRAZADO EN PERFIL

Consideraciones generales 48

Fijación de la pendiente del camino, pendiente económica, pendientes deseables, pendientes mínimas, pendientes máximas. Longitud máxima de una pendiente. Contrapendientes.

Págs.

Visibilidad en los vértices de la rasante 55

Curvas verticales convexas, curvas verticales cóncavas. Cálculo de una curva vertical.

El Perfil longitudinal 59

Registro del perfil longitudinal.

CAPITULO CUARTO. SECCIONES TRANSVERSALES

Generalidades 65

Ancho de la superficie de rodadura. Las bermas. El derecho de vía. El bombeo. Las cunetas. Los Taludes, en relleno, en corte.

Problema que se presentó en el trazo 73

Perfiles transversales. Dibujo y areado 74

Secciones transversales. Tipo.
Dibujo del perfil.

CAPITULO QUINTO. MOVIMIENTO DE TIERRAS

Areado. Determinación del volumen de tierras a mover 75

Cuadros de metrados 76

Conceptos para calcular el Diagrama de masas .c. . . 83

Entumecimiento, esponjamiento, asentamiento, hundimiento, compensación transversal, compensación longitudinal, material de préstamo, caballeros, distancia límite de transporte, distancia de transporte libre.

Diagrama de masas 87

Sus propiedades. Descripción del Diagrama de nuestro caso.
Cuadro para el Diagrama de masas.

CAPITULO SEXTO. EXPLANACIONES

Definiciones 98

Proceso constructivo

Estacado y rayado de taludes de corte y relleno 98

Replanteo. Lista de alturas.

Cortes 103

Clasificación del material

Maquinaria en excavación / 104

Págs.

Remoción de materiales. Tractor con empujador. Empujadores. Cuadros de rendimientos de Máquinas. Cálculo del rendimiento de un tractor con empujador.

Proceso de trabajo 116

Transporte de materiales

CAPITULO SETIMO. EXPLOSIVOS

Generalidades 120

Peso de dinamita. Número de cartuchos. Cálculo de la cantidad de dinamita. Cálculo de los explosivos a emplearse

CAPITULO OCTAVO. RELLENOS

Generalidades 129

Clasificación de suelos.

Condiciones de los materiales para relleno 134

Compactación 138

Clasificación de los materiales para cimientos de caminos. Solución del problema de compactación. Cálculo de la densidad seca y húmeda. Cálculo de la cantidad de agua.

Construcción de los terraplenes 145

CAPITULO NOVENO. SUBRASANTE

Generalidades 148

Características de la subrasante.

Estabilización de la subrasante 151

Drenaje

Modelado de la subrasante 153

CAPITULO DECIMO. PAVIMENTOS

Definición 154

Características 156

Terreno de fundación, subbase, base, capa de rodamiento, sello.

Clasificación de pavimentos 158

Págs.

Pavimentos flexibles. Pavimentos rígidos.
Procesos generales de construcción
Pavimento de nuestro estudio
Tipo de pavimento. Tratamiento superficial

Tipos de tratamiento superficial 164

Asfalto líquido, asfalto diluído RC, Asfalto diluído MC, asfalto líquido SC, cemento asfáltico.

Pavimentos baratos 166

Tratamiento de la subrasante.

Tratamientos reforzados o Armor Coat 168

Cálculo de la cantidad de asfalto y materiales 170

Imprimación, capa de cuerpo, canteras.

CAPITULO DECIMO PRIMERO. ESTUDIO ECONOMICO

Generalidades 175

Análisis de precios 175

I .- Estudios 175

II .- Explanaciones 178

Corte en Roca suelta. Corte en Roca fija.
Empleando sólo mano de obra. Relleno compensado.
Relleno de préstamo; Transporte, carguío, extendido del material.
Compactación de rellenos: costo de compactación, costo del regado.

III.- Preparación de la subrasante 192

IV.- Pavimento 192

Barrido. Imprimación. Capa de cuerpo

V.- Bermas 196

Presupuesto 196-A

CAPITULO DECIMO SEGUNDO. OBRAS DE ARTE

Generalidades 197

Diseño de Alcantarilla de muro seco 197

Proceso constructivo

Cálculo del volumen de escorrentía y sección de diseño 200

Págs.

Cálculo y diseño de Alcantarilla Tipo Losa . . . 203

Características.

Proceso de cálculo: ancho efectivo de distribución de carga. Impacto. Valores K, j, k. Chequeo de la carga. Tanteo del espesor de la losa. Cargas permanentes. Peso propio. Sobrecarga e impacto. Momento total. Altura útil. Area de acero. Esfuerzo cortante. Acero de repartición. Acero de Temperatura.

Cálculo de la Viga sardinel 208

Peso propio. Momento de cálculo. Altura útil. Area de acero. Considerando la flexión.

Cálculo de la adherencia 210

Resumen del cálculo de losa y viga sardinel . . . 210

Drenaje y cambios de temperatura 211

Puentes y alcantarillas en curva 211

Doblado de fierros 213

Cálculo de los Estribos y zapatas 215

Características

Proceso de cálculo: Peso propio. Diseño aproximado.

I Caso: Estribo sin puente, con relleno sobrecargado 217

Resultante. Empuje. Excentricidad. Presiones máximas y mínimas. Esfuerzo cortante máximo.

II Caso: Estribo con relleno sobrecargado y puente 219

III Caso: Estribo con relleno y puente sobrecargados 220

Cálculo y diseño del ala 223

Notas finales 224

Capacidad resultante del camino 225

Ancho de las trochas. Distancia a obstrucciones laterales. Ancho de bermas y su estado. Vehículos comerciales. Ubicación y diseño de las facilidades para el intercambio. Perfiles y alineamientos.