

PROYECTO DE GRADO

CAMINOS -- PUNTO "A" al PUNTO "B"

Tesis presentada por el  
exalumno Carlos Borea Z,  
para optar el título de  
Ingeniero en Construcciones  
Civiles.

Promoción 1948

Lima, Enero de 1949.

## PROYECTO DE CAMINOS PARA EL AÑO 1948

El proyecto se dividirá en dos partes principales: 1°. Reconocimiento y 2°. Trazo definitivo.

El reconocimiento se hará sobre el plano general a escala de 1:50.000 y se efectuara en la siguiente forma:

Los alumnos de números 1 al 20 estudiarán todas las posibles rutas entre los puntos A y B marcados en el plano y para los de número 20 al 40 estudiarán las rutas posibles entre C y D.

De las rutas estudiadas marcarán en el plano las dos que encuentren más convenientes entre ellas se escogerá la que se estime que debe adoptarse explicando en la memoria las razones por las cuales se ha escogido. Dado que en ambos casos para pasar de A á B y de C á D, hay que pasar una línea de cumbres, todos los alumnos contemplarán la posibilidad de construir un túnel indicando las razones que en cada caso hubiera para justificar su construcción o para desecharla si no fuese conveniente.

Cada uno de los alumnos de acuerdo con su número de orden estudiará un ramal para una Carretera secundaria y de un sólo tráfico, que partiendo de la Carretera troncal, llegue a esos puntos .

Se hará según la siguiente distribución:

Los alumnos de # 1 al # 4 estudiarán un ramal al punto	# 1
5	# 2
9	# 3
13	# 4
17	# 5
21	# 6
25	# 7
29	# 8
33	# 9
37	#10

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

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

- 1°.- Que se trata de una carretera troncal de primera clase para doble tráfico y para una densidad de 300 camiones diarios y 200 automóviles, considerándose como de topografía "accidentada", según la clasificación de las Normas del Ministerio de Fomento.
- 2°.- Que deben de seguirse las Normas para estudios de Carreteras aprobadas recientemente por el Ministerio de Fomento.
- 3°.- Que deberán fijarse todas las características de la Carretera según las características de los vehículos que se fijan más adelante.
- 4°.- Que si bien se desea que la carretera que se proyecte sea de primer orden debe de tenerse en cuenta el factor económico al diseñarla, ya que debe existir un balance entre la bondad de las características y el costo de ejecución. Ese balance está marcado por el criterio del ingeniero y deberá ser expuesto en la Memoria, para cada uno de los aspectos del estudio: Reconocimiento, Trazo, perfil longitudinal, secciones, puentes, etc. y para los aspectos de la construcción: Explanaciones, obras de arte y afirmado y pavimento.

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

Para el trazo se tomará en cuenta lo siguiente:

- 1°.- El alumno #1 tomará el primer kilómetro de la ruta AB, el #2, el segundo Km y así sucesivamente hasta el # 20. El alumno #21 tomará el primer kilómetro de la ruta CD, el # 22 el segundo Km y así sucesivamente hasta llegar al alumno # 40.
- 2°.- Se considerará como cero en cada caso a los puntos A y C.
- 3°.- El plano en el kilómetro que le toca al alumno hacer el trazo será ampliado a la escala 1:2000 y en ese plano se harán los

los estudios de trazo.

4°.-Para el establecimiento de las obras de drenaje, se considera que las precipitaciones pluviométricas son de 20 mm en un día.

5°.-Se supondrá que en el kilómetro en que se haga el trazo, se tendrán las siguientes clasificaciones de terrenos:

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

#### Características de los vehículos.-

Carga tipo H-15 S-12  
Longitud total 15 m  
Ancho total 2.40m  
Alto total 4.20 m

Torque del motor: El correspondiente a los camiones tractores Ford o Chevrolet.

Velocidades directrices: las dadas en las Normas para Carreteras de 1ra. clase.

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

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

El alumno #1 calculará un Puente de concreto armado de 10 m de luz y esa luz irá creciendo de 50 en 50 cm hasta llegar al alumno #20.

Los alumnos del # 21 al 40 estudiarán una solución de cruce a desnivel entre dos Carreteras troncales de dos tráfico cada una, la vía superior ira sobre un puente de concreto armado y se deben de proyectar también las curvas de vuelta para los accesos y bajadas de los

cuatro tráficos con que forman las vías que se cruzan.

En general para las dimensiones del tablero, etc.. se adoptarán las Normas Americanas.

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

El proyecto comprenderá lo siguientes documentos:

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

La memoria deberá de comenzar con una copia del presente pliego de especificaciones y se indicará la clase de obras que se ha tocado ejecutar a cada alumno segun su número de orden.

b) Juego de Planos.- Serán como mínimo:

Un plano general a la escala 1:50.000

Un plano del eje del camino del Km que le corresponda al alumno desarrollar. Será a curvas de nivel de dos en dos a escala 1:2000 y estudiará una faja de 50 m a cada lado del eje.

Un perfil longitudinal del eje correspondiente al Km estudiado. Será dibujado a 1:2000 de escala longitudinal, siendo 10 veces mayor la escala vertical.

Perfiles transversales cada 20 m como mínimo, osea, en cada estaca del trazo, pero además se indicaran las secciones de puntos importantes, tales como puntos salientes o profundos que hayan caído en es-

taca fraccionaria.

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

Diseños de alcantarillas y muros.

Planos y detalles del Puente.

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

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

Ing° A. Echegaray.

### Características del Camino.

Un camino debe construirse con las características que le aseguren las mejores condiciones de comodidad, seguridad y bajo costo de operación y mantenimiento.

Las explanaciones deberán ser debidamente compactadas y en terreno seco. Sobre ellas se colocará el firme bien graduado, de buena densidad y compactado a óptima humedad. un adecuado drenaje es capital, pues, se evitará la destrucción del firme y las explanaciones, por las aguas superficiales y capilares.

El ancho de la superficie de rodadura estará de acuerdo con las necesidades presentes y futuras de la región que deberá servir el camino, que se traduce en determinado número de carros-día o de toneladas-día que han de transitar. Las bermas serán tan anchas como para evitar accidentes y proteger el firme y pavimento. Los taludes de relleno ofrecerán seguridad al tráfico y protección al camino. Nos parece que éstos no deben ser muy parados y que deban ser susceptibles de una buena compactación, para evitar que el tráfico desquicie y rompa los bordes del firme. Además cualquier carro que accidentalmente se salga de la carretera en un talud liviano tendrá ciertas garantías de seguridad, siempre que no se haya hecho ~~ranjas~~ de préstamo, cuyo uso debe proibirse.

La superficie de rodadura tiene por objeto evitar el desgaste del firme por el tráfico y los agentes exteriores, así como transmitir al afirmado las cargas que recibe. El pavimento podrá ser tanto más delgado cuanto mayor y mejor y más estable sea el firme. Un pavimento de concreto necesitará de las mismas obras de sub-drenaje y afirmado que uno de asfalto. Tendrá el inconveniente que es más frágil y más duro. Su costo es mayor que el asfalto; sin tener las ventajas de su elasticidad y suavidad que éste último tiene. Su uso está indicado

en caminos de tráfico pesado muy intenso y por lo general de base muy compactada.

Es por estas razones que consideramos inaparente para el camino tema de esta tesis, un pavimento de concreto. De acuerdo con este y los demás puntos expuestos creemos necesario anotar que las características asignadas a este camino son sólo datos de un problema hipotético y de ninguna manera la mejor solución que se debiera dar a un problema de carreteras en el Perú.

#### Normas para el estudio de las carreteras.

Estas normas, actualmente en vigencia, establecen las características que deben tener los caminos nacionales, de acuerdo con su importancia y el terreno que recorren.

De ellas tomamos como dato inicial: Teniendo en cuenta que la topografía del terreno ésta clasificada como "accidentada":

velocidad directriz = 45 km. por hora.

ya que se trata de una carretera de primer orden y con pavimento de primera calidad.

#### Velocidad promedio de recorrido.-

Usando la fórmula norteamericana conocida:

$$V = 96 - 1.76W - 4.33 i$$

en la cual W es el peso o carga del usuario e i la pendiente media.

Sustituyendo valores, en el caso concreto de nuestro problema, tendremos una velocidad de ~~XX~~ 52 km.hora; velocidad teórica a la cual un carro de 15 toneladas de peso recorrerá nuestro camino en la pendiente media obtenida, sin considerar las resistencias producidas por las curvas o por la altura.



## RECONOCIMIENTOS

### Generalidades.-

Observando el plano en que tenemos que hacer los reconocimientos, vemos que se trata de una zona de topografía accidentada, con grandes y numerosas quebradas, caudalosos ríos y sin lugares que presenten características más o menos planas. Sobre este terreno debemos hallar según las especificaciones, las rutas que unan en forma directa los puntos A con B, debiendo ser una carretera troncal. Se pide también unir el punto no. 3 con la carretera troncal, más próxima, por medio de un camino secundario.

El método de trabajo para resolver estos problemas ha sido el siguiente: se ha trazado en primer lugar trazos parciales, escogiendo puntos forzosa de paso, tales como abras, cruce apropiado del río, etc.. y una vez hallado estos, los hemos unido, haciendo trazos parciales que unidos entre si nos darán el trazo total, en igual forma hemos buscado nuevos puntos de paso, nuevos trazos parciales y nuevos trazos totales, *escogiendo* al final los de mejores características que serán los trazos pedidos.

### TRAZO "A-B"

#### Características del terreno.-

Partiremos del punto A, de 3650 mts, de altura sobre el nivel del mar y que se halla a la derecha de un río de ancho cauce para luego llegar al punto B, de 2525 mts. de cota, locado en la parte casi plana de un valle.

Entre estos dos puntos, hay un terreno accidentado, cuyas principales características son las siguientes:

Está cruzado por numerosos ríos, siendo el principal uno a la izquierda de A que sigue al comienzo una dirección paralela respecto al trazo hipotético en línea recta de A á B, para cambiar después de

dirección en un ángulo mayor de  $90^\circ$ , alejándose de A. Existe otro río de mayores proporciones que corre por la falda de la línea de valles que está en la falda de B.

Los numerosos ríos que lo cruzan, tienen su cauce en su mayoría con largas y profundas quebradas, que será necesario vencer en nuestros trazos.

Entre los puntos A y B existe una cordillera con sus ríos y quebradas, originando un terreno algo difícil de vencer, no presentando partes planas de consideración, lugares por los cuales no pasaran nuestros trazos.

Como características saltantes presenta abras de importancia, indicadas en el perfil longitudinal, por las cuales pasará obligadamente nuestros trazos por ser su paso obligado.

#### Primer Trazo. (Trazo color rojo).-

Partiendo de A comenzamos tomando altura para vencer el primer ramal de la cordillera pasando por el punto de triangulación situado en la cota 4128 mts sobre el nivel del mar. Lo hacemos con una pendiente de  $\pm 3\%$ , que llegando a la cota 3700 disminuye a  $\pm 2.4\%$ , pendiente con que alcanzamos la cota 3800, donde aumentamos a  $\pm 2.56\%$  hasta llegar a la cota 3900, luego disminuye paulatinamente hasta  $\pm 1.1\%$ , pendiente con la que llegamos a la cota 4100; aumentamos luego a  $\pm 1.27\%$ , hasta llegar al punto de triangulación antes enunciado. Llegados a este punto seguimos ascendiendo suavemente la cordillera con una pendiente que disminuye hasta  $0.5\%$ , hasta alcanzar el abra de cota 4275 mt. Luego comenzamos a bajar con pendiente de  $-3\%$  llegando así a la cota 4200 mt, se sigue descendiendo la cordillera con  $-3.3\%$  hasta la cota 4100 mt. En los siguientes tramos se suaviza la pendiente para que variando de  $-1.3\%$  a  $0.7\%$  hasta llegar a la cota 3975 mts donde está situada la segunda abra de paso obligado. Llega

da a ésta procedemos a bajar con un desarrollo de la troncal con pendientes de -2%, -2.7%, -3%, -2.7% y -2.8%, cada 100 metros de desnivel respectivamente llegando así a la cota 3400 mt. Continuamos con un tramo de fuerte pendiente de -4% hasta llegar a la cota 3300. De esta cota se llega a la de 3000, pasando la pendiente alternativamente por -2.8% y -2.6%, luego se aumenta a -2.7% para llegar a la cota 2900 mts. de esta cota pasamos a la 2500 usando pendientes suaves que sucesivamente pasan de -2.2%, -2.3% y -2.8%. Luego aumentamos la pendiente a -3% para poder llegar al cruce del río, es de notar que esta fuerte pendiente es obligada por la topografía del terreno. Cruzado el río ascendemos a B situado en la cota 2525 mt, con pendiente con pendientes de + 3.3%, y 3%, llegando así a empalmar a la ciudad en terreno prácticamente plano.

Segundo trazo. - (trazo color verde)

Este trazo tiene un tramo común al anterior hasta llegar al punto de triangulación. Llegado a este punto, se baja a la cota 4100, con una pendiente de -3.8%, luego **precisados** por la topografía subimos la pendiente a 4% con la que llegamos a la cota 4000 mt. De este punto suavizamos la pendiente hasta llegar a la cota 3700 mt utilizando pendientes de -3.6%, -3.1% y -2.2% cada 100 metros de desnivel respectivamente. De este punto bajamos a 3600 con -2.6% y luego a la 3500 con -0.8%. Luego comenzamos a tregar las faldas de la cordillera que rodea a B, con + 2.5% hasta 3600 mt, continuamos con + 3.6% hasta llegar a la cota 3900, para culminar en el abra situada en la cota 3975 m con + 3%, para luego ~~descender~~ a la cota 3900 mt, con 4%. De este punto el trazo se confunde con el primero que describimos antes, para llegar el forma análoga al anterior a la ciudad B.

Unión del punto no. 3 con la troncal. - El punto 3 se halla en un lugar que tiene 4050 mt sobre el nivel del mar.

El trazo de un camino que lo una con la troncal A-B no tiene mayor dificultad, ya que se reduce a bajar, bordeando al comienzo el macizo para luego seguir bajando avanzando en dirección al camino A-B, hasta unirse a él en una cota cercana a 3900 mts. en un punto que reuna los requisitos necesarios de visibilidad. Tiene este camino una longitud de 5.550 Km y una pendiente uniforme de -2.5% aproximadamente, cifras que están dentro de los límites permitidos para los caminos de estas características.

#### -Discusión entre ambos trazos.-

Plano: Viendo el trazado en plano vemos que en lo que respecta al terreno, hay mejores condiciones en el primer trazo que en el segundo. Cruza laderas mucho más suaves desde el comienzo, teniendo amplia ventaja en este sentido.

Vemos además que su trazo es mejor geoméricamente, es decir, que a "grosso modo" dada la alta escala, podemos afirmar que tendrá en su construcción mejores tangentes y radios de curvas más amplios, cosa que igualmente se desprende de la primera consideración.

Otra ventaja es su menor longitud, teniendo una diferencia a favor de de Km, cosa que no sólo hace que resulte más económica su construcción sino que nos permite también asegurar que será también más económico el gasto del usuario por viaje, cosa que es de mucha consideración.

Así mismo vemos que no sólo debemos hacer un menor número de obras de arte, por el menor número de ríos que cruza, sino también seguramente tendrá una menor longitud virtual, ya que habrá que vencer nuevas quebradas cruzadas por esos ríos, cosa que disminuye igualmente el gasto por viaje del usuario.

Perfil longitudinal.- En cuanto a las pendientes, el primer trazo tie-

ne pendientes más suaves y sigue un orden homogéneo y más uniforme que el segundo trazo.

Secciones transversales.- Dada la alta escala y no pudiendo por ello hacer secciones transversales que nos indiquen el movimiento de tierras a efectuarse, sólo podemos tener una idea de éste, viendo el dibujo en plano. Por esto y estudiado ambos trazos en él, podemos decir que dadas las características del terreno del primer trazo, mejores que del segundo, habrá con seguridad menor movimiento de tierras en su construcción definitiva.

Por todos estos considerandos, nos hemos inclinado por el primer trazo, para hacer a base de él, el estudio definitivo.

Posibilidad de tunel en los trazos.- De la simple observación de los trazos se desprende la no necesidad del empleo de tunel en el trazo considerado como definitivo. Esta aseveración la deducimos teniendo en cuenta, que, en los puntos donde podría emplearse tunel, el costo de éste no estaría en relación con los desarrollos del caminos, es pues, razón de orden económico en que nos basamos para la no utilidad de los túneles; ya que desconocemos la naturaleza de las tierras, por donde pasa el trazo; que también podría determinar la imposibilidad de su cons-

--. TECNICA VIAL. --

Generalidades. - Las características técnicas de un camino quedan determinadas tanto por las propiedades del usuario como por las cualidades inherentes de la misma carretera, como orden, velocidad a desarrollarse en ella, etc.. Su estudio se hace por separado, aunque no por eso hay que dejar de considerar al camino como un "tdo", siendo sus principales fases:

Trazado en planta.

El perfil longitudinal.

Las secciones transversales.

Trazado en planta. -

Hay ciertas bases en las cuales se funda el estudio en planta, llegando todas a procurar una menor longitud, grandes tangentes, curvas de gran radio y un buen alineamiento general.

Consta pues, el trazado en planta, de alineamientos rectos, unidos entre sí por curvas generalmente circulares. Estudiemos pues, las propiedades que deben tener estos elementos para un buen trazo en planta.

Radio mínimo de las curvas. -

Hay muchas fórmulas que nos dan el radio mínimo para determinadas condiciones, nosotros hemos estudiado este problema en varios autores para tener una noción más exacta del asunto, así hemos estudiado finalmente este problema en la fórmulas que dan las Normas del Ministerio de Fomento, que no es más que una deducción de la fórmula de Derron, insertada en la Obra Caminos de Escario, mediante estas obtenemos:

$$f = \frac{1}{1.4 \sqrt{V}} = \frac{1}{1.4 \sqrt{45}} = 0.1065$$

$$R \text{ min.} = \frac{v^2}{128 (p + f)} = \frac{2025}{128 (0.08 + 0.1065)} = 85 \text{ mt}$$

Posteriormente hemos utilizado la fórmula americana que indico más abajo:

$$R = \frac{v^2}{15 e}$$

R = radio mínimo

v = velocidad en pies por segundo.

e = sobreelevación.

esta fórmula nos induce a valores altos del radio de curvatura. Posteriormente vemos en la fórmula similar que dá Rigaut, en su obra Trazado de Curvas, ~~que~~ indica que esta fórmula es poco recomendable para nuestras carreteras, ya que su uso puede indicarse casi exclusivamente a ferrocarriles.

Luego hemos estudiado el problema desde el punto de visibilidad y hemos obtenido radios mayores de 140 mt. Este problema lo hemos estudiado con detenimiento ya, que él es determinante. Más adelante veremos las consideraciones del caso.

Nosotros, en conclusión, hemos decidido, después, de un estudio metódico de la topografía, asignar a las curvas que tenemos en nuestro kilómetro los radios siguientes:

1ra. Curva . Radio = 500 mt.

2da. Curva . Radio = 340 mt.

y lo hemos hecho así apoyándonos en las Normas del Ministerio de Fomento, tal como lo establece en el Art. 2.06.02, ya que la topografía nos permite hacerlo y por tratarse de una carretera de primer orden.

Peralte.- Se llama peralte a la elevación del plano de la calzada respecto a la horizontal, que se hace en las curvas a fin de evitar vuelcos o deslizamientos. Hay fórmulas que nos dan la elevación necesaria en función de las características del móvil, del coeficiente de fricción de la carretera y del radio de la curva, pero empleando las vemos <sup>que</sup> teóricamente no sería necesario peraltar nuestras curvas, dado la longitud de sus radios, cosa que no es real. Por ello y tomando en cuenta las especifica-

ciones del Ministerio de Fomento, diremos que el peralte de la curva de radio mínimo 340 mt, será de 8% del ancho de la carretera y que este porcentaje disminuirá en 0.5% por cada 20 mts más de radio hasta llegar a un valor igual de 2%, peralte que se construirá como mínimo, cualquiera que sean las dimensiones del radio de la curva. Esto nos dá el cuadro que formamos a continuación:

Radio (m)	340	360	380	400	420	440	460	480	500	520
Peralte %	8	7.5	7	6.5	6	5.5	5	4.5	4	3.5

Sobreanchos de las Curvas.-

Dado que las ruedas traseras del móvil no giran al tomar una curva con el mismo radio que las ruedas delanteras, será necesario ensanchar la curva a fin de conservar la misma densidad de circulación que en las tangentes. Para ello empleamos la fórmula dada en las especificaciones del Ministerio de Fomento, para este punto:

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

n = vias en tráfico.  
l = longitud del usuario.

1ra. Curva.-

$$S = 2 ( 500 - \sqrt{250000 - 225} ) + \frac{45}{10 \sqrt{500}}$$

$$\underline{S = 2.20 \text{ mt}}$$

2da. Curva

$$S = 2 ( 340 - \sqrt{116000 - 225} ) + \frac{45}{10 \sqrt{340}}$$

$$\underline{S = 2.25 \text{ mt.}}$$

Visibilidad en plano.

Uno de los capítulos a tomarse en cuenta al proyectar una carrete-



ra, es el de dotarle de buena visibilidad. Muchas veces no se ha dado, por razones económicas, la debida importancia a este problema. La gran mayoría de los accidentes ocurre cuando dos carros se encuentran sin tener tiempo para evitar el choque; algunas veces el accidente tiene lugar cuando se deja un carro estacionado a la salida de una curva, siendo el chofer directamente inculpado; sin embargo si se hubiera dispuesto de buena visibilidad no sucederian estos accidentes, aún de noche. El aumento de costo que resultara de ensanchar los cortes no será muy considerable en comparación con las ventajas que ofrece un camino seguro. En cuanto a la señalización sabemos por experiencia, que su eficacia es muy relativa.

Se dispone de visibilidad, de frenada, en toda la longitud de los caminos y de visibilidad de paso a distancia no mayores de 5 km, tal como lo establece las N. del M. de F.

Visibilidad en tangentes.-

Sabemos que es necesario que haya cierta visibilidad en las tangentes a fin de que el conductor pueda parar el móvil o apartarse no choque con el vehículo que viene en dirección contraria. Conocemos tambien la fórmula que nos dá esta distancia, fórmula que emplearemos para hallar la necesaria distancia de visibilidad.

$$ds = 2v + 4 \sqrt{a \left( \frac{v^2}{g \mu f} - \frac{a}{4} \right)} + ds$$

$$dv = 2 \times 12.5 + 4 \left\{ 4.3 \sqrt{\left( \frac{12.5}{9.8 \times 0.6} - \frac{4.3}{4} \right)} + 10 = 140 \text{ mt.} \right.$$

Hago hincapie en que estas fórmulas se emplea cuando la rasante es horizontal. Si se tiene pendientes, variara un poco, pero el resultado será practicamente el mismo, por lo que la usamos indistintamente.

Sólo nos falta indicar que teniendo en cuenta las N.M.F. tomaremos 170 mts. como doble distancia de visibilidad, que es la indicada para la velocidad a la cual va el usuario.

Visibilidad en curvas.-

En el caso de que tengamos una curva con fuerte cota, o que se halle a media ladera, será necesario calcular la longitud de la banqueta adicional que se ha de agregar a fin de que haya la necesaria visibilidad en ella.

Sabiendo que el talud natural del terreno en corte es 1:1 que se debe tomar la altura del ojo del observador a 1.30 mt. de la superficie y que la cuneta que hemos de colocar es de 0.60 mts. tendremos que la banqueta natural del terreno en el caso más desfavorable tendrá un ancho de:

$$b = 1.2 + 0.60 = 1.80 \text{ mts.}$$

Conociendo la fórmula del radio por razones de visibilidad.

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

y conociendo los valores de estos datos, podemos reemplazar y despejar b:

1ra. Curva.-

$$500 = \frac{1}{(4.3 + 0.5) + 2b} \left\{ (4.55 + b)^2 - \frac{(4.55)^2}{4} + \frac{(140)^2}{4} \right\}$$

$$\underline{b = 2.60 \text{ mt}}$$

Como tenemos una banqueta natural de 1.80 mts., debemos añadir una longitud de 2.60 - 1.80 = 0.80 mts. No teniendo cortes mayores de 1.20 y dada la suave pendiente del terreno, sólo hay que agregar una banqueta adicional de 0.80m a las dos últimas estacas de la curva, siendo aun en estas el aumento de corte insignificante, como se puede ver y apreciar en las respectivas secciones transversales.

2da. Curva.

$$340 = \frac{1}{\frac{1}{2}(8.6 + 0.7) + 2b} \left\{ \left( \frac{8.6 + 0.7}{2} + b \right)^2 - \frac{\frac{1}{2}(8.6 + 0.7)^2}{4} + \frac{(140)^2}{4} \right\}$$

$$\underline{b = 5.00 \text{ mts.}}$$

Deberá pues añadirse una banqueta adicional de  $5 - 1.80 = 3,20$  mt

Dados los pequeños cortes que hay que hacer en el sector de la curva y la suave pendiente del terreno, no es necesario agregar la banqueta adicional de 3.20 mt, ya que la banqueta natural es mayor que los 5m que se necesitan.

### Curvas de Transición.-

Para facilitar la entrada de los móviles en las diversas curvas, se hacen uso de las curvas de transición, que sirven además para ir disminuyendo el radio infinito de la tangente hasta llegar al radio de la curva y como zonas de transición del peralte y sobreancho.

Las N. del M.F, establecen que las curvas de transición deben hacerse en curvas hasta de 580 mts. de radio. Nuestras curvas poseen radios menores al anterior, en consecuencia estudiaremos este punto.

Calcularemos las longitudes de las transiciones por medio de la formula establecida en las N. del M.F, de allí que:

$$L = \frac{V^3}{C R}$$

V = velocidad en kilómetro por hora.

C = coeficiente variable.

R = radio de la curva en metros.

Para nuestro caso C, tendra como valor:  $C = 70$ ; ya que la velocidad directriz del usuario es de 45 Km/hora.

### 1ra. Curva.-

$$L = \frac{91125}{70 \times 500} = 2.60 \text{ mt}$$

Veamos si cumple la condición:

$$L_t \leq 2R \text{ tg}$$

Vemos que:

$$\begin{aligned} 2R \text{ tg} &= 2 \times 500 \times \text{tg } 22^\circ 10' / 2 = 195.89 \text{ mt} \\ L_t &= 5.20 \text{ mt.} \end{aligned}$$

Vemos pues, que cumple la condición establecida.

2da. Curva.-

$$L = \frac{91125}{70 \times 340} = 3.82 \text{ mt}$$

Veamos si cumple la condición antes enunciada.

$$L_t = 7.64 \text{ mt.}$$

$$2R \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} = 2 \times 340 \times \operatorname{tg} \frac{101^\circ 50' 8''}{2} = 1305 \text{ mt.}$$

vemos que cumple la condición establecida.

De lo expuesto vemos que en ambas curvas dados los amplios radios y teniendo en cuenta que sus longitudes son muy pequeñas, podemos prescindir de ellas; ya que la velocidad del móvil es de 12.5 m/seg y éste tardaría en cubrir las transiciones 0.208 de segundo y 0.31 de segundo en la primera y segunda curva respectivamente; tiempo ~~captado~~ no captado por los sentidos humanos. Es a mi parecer, que el ingeniero encargado de la ejecución del camino, quien decidiría si se lleva a cabo, pues, él estaría al tanto de una serie de particularidades, que a nosotros son invisibles ya que estamos tratando ~~un~~ problema de forma hipotética, con desconocimiento de la realidad de la naturaleza y propiedades del terreno.

Numeración de las estacas.-

La numeración que emplearemos será la que se emplea siempre; numerando con cifras pares, de modo que al leer el número podemos saber su distancia al punto de origen. Así la estaca no. 8 estará a 80 mts y será la cuarta.

En caso de que haya estacas que tengan numeración entera (P.C, PT, e) se pondrá para numerarlas el número de la estaca inmediatamente anterior seguido del signo +, de la cantidad de metros que las separa.

Así la estaca no. 82 + 14.60 nos dice que se halla a 14.60 m de la estaca no. 82 y <sup>a</sup> 834.60 mts del origen.

Acabado un Km, en el proximo, se comienza nuevamente a numerar las

estacas, teniendo cuidado para diferenciar los Kms, de anteponer al número de la estaca, el número del kilómetro correspondiente, así:

Km 23 - 84 + 3.70

Tangente Mínima. -

En caso de tener 2 curvas reversas, la mínima tangente entre ellas será la que puede recorrer el móvil en 3 segundos, o sea 37.50 mts. (Agg)

-----

--.Perfil Longitudinal.--

Generalidades.-

Efectuado el trazo, halladas las cotas de las estacas y dibujado el perfil longitudinal del terreno, debemos poner sobre él, las líneas representativas de las diversas gradientes de nuestro camino, las cuales estarán restringidas por la velocidad del móvil y la necesaria visibilidad vertical. Es el punto más importante la solución correcta del perfil longitudinal, debiéndose hacerse con un criterio práctico y a la vez económico, ya que será necesario tener la máxima comodidad con el mínimo costo.

La rasante así determinada así determinada no será en realidad, la rasante definitiva, sino que será la sub-rasante, sobre la cual se ha de colocar el firme y luego la capa de rodadura.

Hago hincapie en que he hallado las cotas de las estacas sobre el terreno, interpolando en el trazado en planta, cosa que en realidad no se debería hacer. En la práctica se encuentran esas cotas por nivelación, partiendo de un B.M. conocido o de una cota arbitraria. Dada la imposibilidad de hacerlo así, en este caso se ha hecho como lo he enunciado.

Pendiente máxima permisible.-

Sabemos que no podemos subir la pendiente de un límite a fin de que el usuario pueda vencerla sin dificultad. Este máximo lo podemos calcular por la siguiente fórmula:

$$i = \frac{\text{Par de rotación (lb/pug) x porcentaje útil x relación entre engran.}}{\text{Radio de llanta x peso bruto del vehículo}}$$

Esta pendiente encontrada aun debe vencer la resistencia inherente al camino, así que tendremos que la pendiente práctica final será:

$$i_p = i - r_c$$

Conociendo las características del usuario, camión Ford, semitrailer, con torque correspondiente a camiones tractores, tendremos:

Par de rotación = 176 x 12 lb/pulg.

Relación entre engranajes = en alta velocidad	6.67 - 1
tercera	11.27 - 1
segunda	26.61 - 1
baja	42.69 - 1
retroceso	52.16 - 1

Radio de la llanta: 16.9"

Peso bruto: 15000 lb.

Porcentaje útil: 90 %

Resistencia del camino: 1.1%

Reemplazando estos valores se tiene:

$$i_p = \frac{176 \times 12 \times 0.9 \times 6.67}{16.9 \times 15000} - 1.1 = 3.9 \%$$

que será nuestra pendiente máxima.

Hay casos en que dadas las características del terreno, es necesario tomar pendientes algo mayores, lo cual se hace por tramos cortos y seguidos de tramos largos de suave pendiente.

Problema del Transporte.-

Determinar el esfuerzo de tracción que se necesitará para halar una tonelada en la pendiente máxima obtenida y con el pavimento impuesto:

Datos:

Pavimento:	Mezcla asfáltica.
Pendiente:	3.9 %
Altitud:	4200 mt.
Velocidad:	45 Km/hora = 28 millas/hora.

Resistencia a la tracción.-

1°.- Resistencia a la rodadura.- El pavimento de mezcla asfáltica origina una resistencia de 11 por 1000 de la carga sobre las ruedas.

2°.- Resistencia a la pendiente.- Es la fuerza necesaria para levantar la carga a la altura que fija la pendiente. Sera igual a 10 veces la pendiente por cada 1000 unidades de carga.

$$R_2 = 39$$

3°.- Resistencia a la altitud.- La altitud produce una resistencia que se traduce por una disminuci3n de potencia del motor, avaluada en 1 % por cada 100 m de altura en las resistencias a la tracci3n. En nuestro caso para 4200 mts de altitud, tendremos 42 %.

Luego:

$$R_1 + R_2 = 11 + 39 = 50$$

$$R_3 = 0.42 \times 50 = \frac{21}{R = 71 \text{ lbs.}}$$

Resistencia del viento.-

Considerando una superficie de exposici3n de m3vil al viento de 30' cuadrados, ser3 igual a:

$$R_v = K S v^2 = 0.0015 \times 30 \times 28^2 = 35 \text{ lbs}$$

Esfuerzo Desarrollado.-

Por cada 1000 lbs. de peso en la pendiente dada habr3 que vencer una resistencia de 71 lbs. Para carga a 2200 lbs ( 1 ton. m3trica), el esfuerzo ser3:

$$E' = 2200 \times 71 : 1000 = 156.20 \text{ lbs.}$$

m3s resistencia del viento:

$$= \frac{35.00 \text{ lbs.}}{E = 191.20 \text{ lbs.}}$$

En un cami3n Ford Vg , de 100 HP, con llantas 32 x 6 de 10 lonas, el radio de giro de las ruedas posteriores, como vimos antes es de 1.39', luego tendremos:

Torque en el eje posterior.-

$$T' = E \times R = 191.20 \times 1.39 = 265.769 \text{ lbs/pie.}$$

Torque Motor.-

$$T = \frac{T'}{K \cdot r} = \frac{265.769}{0.9 \times 6.67} = 44.30 \text{ lbs/pie.}$$

K es el coeficiente de eficiencia y el r es el producto de la relaci3n de



engranajes en la caja de cambios por la relación de engranaje, piñón-corona.

Velocidad del motor.-

Para 28 millas por hora, las ruedas posteriores daran 280 vueltas por minuto.

En marcha directa:

$$N = 280 \times 6.67 = 1870 \text{ R.P.M.}$$

Potencia empleada:-

La hallaremos por la fórmula:

$$P = 0.00019 \text{ T N}$$

$$P = 0.00019 \times 44.30 \times 1870 = 15.73979 \text{ HP, tomaremos:}$$

$$\underline{P = 16 \text{ HP}}$$

Pendiente equivalente al nivel del mar.-

Determinaremos la pendiente equivalente a la máxima que tenga igual influencia al nivel del mar.

Hemos visto que la altitud provoca una disminución en la potencia de 1 % por cada 100 mt. de altura o también un aumento equivalente en las resistencias.

Para la mayor pendiente de nuestro proyecto 3.9 %, esta resistencia será:

$$\text{Resistencia a la pendiente : } 39 \times 1000$$

$$\text{Resistencia a la rodadura : } 11 \times 1000$$

Para 4200 mts de altitud habra aumentado en un:  $42 : 61 \times 0.42$ , es decir:  $42 : 61 \times 0.42 = 18$  por mil

Al nivel del mar sólo se tendrá que vencer la resistencia a la rodadura. Las demás resistencias equivaldran a la pendiente.

$$R = 39 + 18 = 57 \text{ por mil}$$

que equivale a una pendiente de 5.7 %.

### Visibilidad en perfil.-

Si consideramos  $G$  la diferencia algébrica de pendientes de dos trazos consecutivos de la rasante y  $h$  la altura visual del piloto sobre el pavimento tendremos:

$$G = \frac{2 h}{L_f}$$

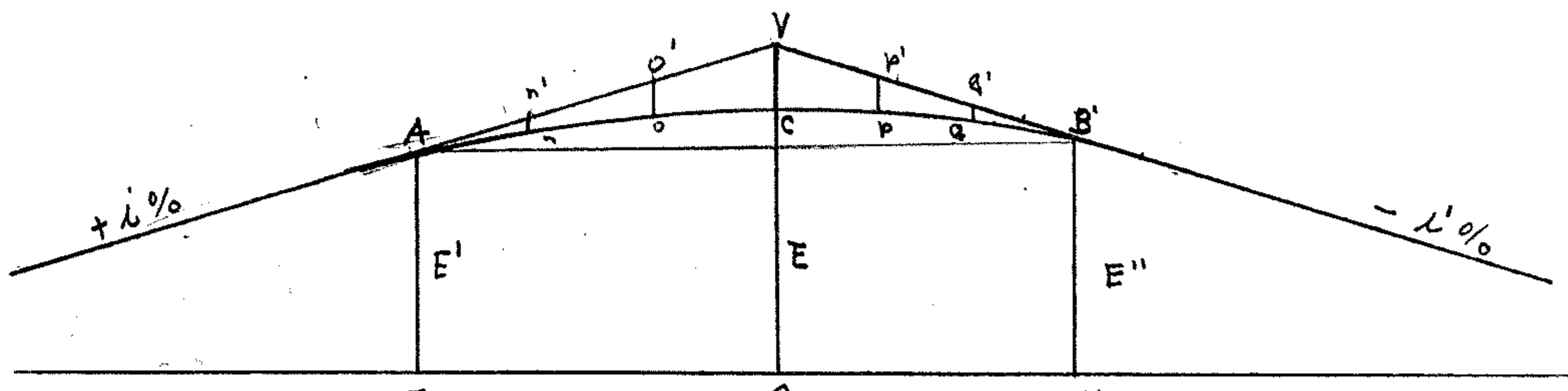
siendo  $L_f$ , la longitud mínima de frenado, que como establecen las Normas para velocidad de 45 Km/hora será de 52 mt. De las mismas normas obtenemos para  $h$  un valor igual a 1.20 mts. Reemplazando valores tendremos:

$$G = \frac{2 \times 1.20}{52} = 0.046$$

lo que indica que en razón de la visibilidad, necesitaremos introducir curvas verticales en los vértices salientes de la rasante que hagan un ángulo superior al 4.6 %. Sin embargo, vemos que las normas del Ministerio de Fomento establecen en su art. 2.11.09: "En todos los cambios de pendiente cuya diferencia algebraica sea igual o mayor que 2 %, se colocará curvas verticales parabólicas. En los caminos con pavimento de tipo superior, se recomienda curvas a partir de 1 % de diferencia de pendiente". Por lo tanto para conseguir transiciones suaves, colocaremos curvas verticales en todos los vertices, tanto entrantes como salientes (cóncavos y convexos) de la rasante. Estas curvas están en razón de la velocidad.

### Curvas Verticales.-

Como dijimos ~~antes~~, es necesario enlazar las diversas gradientes que tendrá la rasante a fin de dar comodidad al usuario. Este enlace se hace por medio de curvas verticales, las cuales pueden ser parabólicas o circulares, habiendo **escogido** nosotros las primeras cuyo cálculo se efectúa en la forma que luego veremos, basándose en las siguientes propiedades de la parábola que se demuestran:



La corrección VC del vértice C de la ecuación será:

$$VC = \frac{1}{2} \left( E - \frac{E' + E''}{2} \right)$$

Las correcciones de las estacas intermedias: oo', etc.. de la ecuación estarán dadas por:

$$o o' = p p' = VC \times \left( \frac{Ao'}{AV} \right)^2$$

Las correcciones encontradas se restan de las cotas de la rasante, si la curva es saliente y se suman si es entrante.

Las normas del M. de F., dan la mínimas longitudes de estas curvas y en los Arts. 2.11.09 y 2.11.10, recomiendan se establezcan en los posible longitudes de 80 mts, por rama. Nosotros teniendo en cuenta estas consideraciones y teniendo ademas presente la distancia de visibilidad en perfil, como lo establece Escario, ~~xxxxxxxx~~ y desde que ésta tiene por valor:

$$d_v = 2 \left( \frac{h_1 + h_2}{i_1 - i_2} \right)$$

$$d_v = 2 \left( \frac{1.20 + 1.20}{0.02} \right) = 120 \text{ mts.}$$

ya que para nuestro caso  $h_1 = h_2$  y la pendiente diferencia mínima que establecen las mismas normas es de 2 %. Tomaremos ~~xxxxxxxxxxxxxxxx~~ ~~xxxxxxxx~~ una longitud comun de 120 mts, para todas ellas, para facilitar asi el cálculo.

Cálculo de las curvas Verticales.-

Las analizaremos y calcularemos una a una.

1ra. Curva.

L = 120 mt, osea, 3 estacas a cada lado del vértice.

$$VA = VB = 60 \text{ mt}$$

El número que corresponde a las estacas A y B y sus cotas será:

$$A = 10 - 3 \times 2 = 4 \quad \text{cota } 3905.07 \text{ mt}$$

$$B = \cancel{10} 4 + 6 \times 2 = 16 \quad \text{cota } 3907.53 \text{ mt}$$

La corrección del vertice V, de la ecuación:

$$VC = \frac{1}{2} \left( \frac{(3905.07 + 3907.53)}{2} - 3905.21 \right) = 0.54 \text{ mt.}$$

Las correcciones de las estacas intermedias de las ecuaciones semejantes a

$$cc' = VC \left( \frac{Ao'}{AV} \right)^2$$

$$\text{Estaca no. 4} = \text{estaca no. 16} = 0.54 \left( \frac{0}{60} \right)^2 = 0.00 \text{ mt.}$$

$$\text{Estaca no. 6} = \text{estaca no. 14} = 0.54 \left( \frac{20}{60} \right)^2 = 0.06 \text{ mt.}$$

$$\text{Estaca no. 8} = \text{estaca no. 12} = 0.54 \left( \frac{40}{60} \right)^2 = 0.24 \text{ mt.}$$

Calculadas las cotas definitivas tendremos:

Estacas	Cota de la rasante	Corrección	Cota de la curva
4	3905.07	+ 0.00	3905.07
6	3905.12	+ 0.06	3905.18
8	3905.16	+ 0.24	3905.40
10	3905.21	+ 0.54	3905.75
12	3905.98	+ 0.24	3906.22
14	3906.76	+ 0.06	3906.82
16	3907.53	+ 0.00	3907.53

2da. Curva.-

Longitud de la curva vertical

L = 120 mt.

No. de la estaca del punto A

no. 34

No. de la estaca del punto B

no. 46

Cota del punto A

E' = 3914.49

" " " B

E'' = 3918.08

" " " V

E = 3916.81

Con estos datos y empleando un procedimiento similar al anterior tendremos:

Estacas	Cota de la rasante	Corrección	Cotas de la Curva
34	3914.49	- 0.00	3914.49
36	3915.26	- 0.03	3915.23
38	3916.03	- 0.12	3915.91
40	3916.81	-0.27	3916.54
42	3917.23	- 0.12	3917.11
44	3917.65	- 0.03	3917.62
46	3918.08	- 0.00	3918.08

3ra. Curva

Longitud de la curva

L = 120 mt.

No. de la estaca del punto A

no. 54

" " " " " B

no. 66

Cota del punto A

E' = 3919.76

" " " B

E'' = 3923.18

" " " V

E = 3921.03

Estacas	Cotas de la Rasante	Corrección	Cotas de la Curva
54	3919.76	+ 0.00	3919.76
56	3920.19	+ 0.03	3920.22
58	3920.61	+ 0.11	3920.72
60	3921.03	+ 0.24	3921.27
62	3921.75	+ 0.11	3921.86
64	3922.46	+ 0.03	3922.49
66	3923.18	+ 0.00	3923.18

4ta. Curva.-

Longitud de la curva	L = 120 mt
No. de la estaca del punto A	no. 74
No. de la estaca del punto B	no. 86
Cota del punto A	E' = 3926.04
Cota del punto B	E'' = 3929.01
Cota del punto V	E = 3928.19

Estacas	Cotas de la rasante	Corrección	Cotas de la Curva
74	3926.04	- 0.00	3926.04
76	3926.76	- 0.04	3926.72
78	3927.47	- 0.15	3927.32
80	3928.19	- 0.33	3927.86
82	3928.46	- 0.15	3928.31
84	3928.74	- 0.04	3928.70
86	3929.01	- 0.00	3929.01

Longitud mínima para un tramo de desigual gradiente.-

Esta longitud debe ser tal que el pasajero no tenga la sensación de estar cambiando de gradientes a cada instante. La mínima longitud requerida es de 200 mt., distancia que la práctica ha determinado como tal.

Longitud máxima de los tramos de gradiente límite.-

Es necesario limitar la longitud de los tramos de máxima gradiente, pues, el usuario al vencer ésta, sufre, motivando su rápida destrucción en el caso de que tenga que hacer uso continuo de ella. Por ello en forma experimental, se ha encontrado que nuestra gradiente de 3.9 %, no puede tener una longitud mayor de 600 mts. sin ser entonces perjudicial.

Las N. del M. de F., al ocuparse de este punto, lo estudian en relación con la altura y establecen en el Art. 2.1202 lo siguiente: "La longitud de los tramos de pendiente máxima no excedera de 800 mt."

---SECCIONES TRANSVERSALES---

Generalidades.-

Este capítulo nos dá el costo probable del camino a construirse. Es, pues, muy importante y prima para aceptación o rechazo del trazo ideado. Los perfiles transversales del terreno se han efectuado leyendolos en el trazado en planta, cosa que en la practica no se hace. Allí es necesario leerlos en el mismo terreno por medio del eclímetro y dibujar luego el perfil con los datos obtenidos en el campo, cosa que es en este caso imposible de realizar.

Ancho del camino.-

Depende lógicamente de los tráficos que habrá y de las características del usuario. Siendo el ancho de este de 2.40 mts. y siendo el tráfico en dos sentidos y teniendo en cuenta que debemos dar a cada lado del camino 1.0 mts. para las bermas, construiremos la carretera de 8.00 mts. de ancho ya que además será necesario dejar un espacio entre los móviles que se crucen o pasen y otro entre cada uno de estos y el extremo de la carretera. Este ancho será en tangentes; para las curvas hemos visto que debemos darles un sobreancho que ya calculamos.

Bombeo.-

A fin de eliminar la lluvia sobre la capa de rodadura, se le dá al camino una elevación en el centro, con pendientes laterales, en los tramos en tangente. Esto es lo que se denomina bombeo y es del 2 % del semi-ancho de la carretera, teniendo la misma inclinación las pendientes laterales.

Cunetas.-

Dada una lluvia frecuente en la zona de paso de la carretera, será necesario drenarla y lo hacemos por medio de cunetas colectoras que corren longitudinalmente con el camino y con su misma pendiente, desaguan cada 200 metros, en pozos colectores, donde mediante tubos propios que pasan de

bajo del firme, arrojan el agua a una distancia que no dañe a la carretera.

Las cunetas estan hechas de piedra canteada y ligadas con cemento de la mejor calidad e hidráulico. Las cunetas como se dijo, siguen a la carreteras adosadas al margen y cada 200 metros de longitud se insertan en un pozo colector, <sup>éste</sup> es un receptaculo, tal como se muestra en el diagrama correspondiente, de concreto, en cual esta provisto de una rejilla protectora que sirve de colador y evitar la obstrucción. En su parte inferior está insertado un tubo de concreto Armco de 2 " de diámetro que acoplados convenientemente sirven para expulsar el agua de las cunetas que se vierten en él.

En lo que se refiere al drenaje de la sub-base, dada su importancia le dedicaremos un capitulo aparte.

Taludes.-Logicamente estos dependen de la naturaleza del terreno. Nosotros para el dibujo de las secciones transversales, hemos tomado un talud de terraplen igual a 1:2 y para corte 1:1, taludes que se toman en la práctica.

#### Muros de sostenimiento.-

En casos que se tenga que hacer un terraplen y el talud natural sea más empinado que el del terreno es reposo, será necesario ejecutar una estructura que sostenga ese terreno. Esto es lo que se denomina muro de sostenimiento, que solo ha de hacerse cuando no hay otra solución posible, ya que además de encarecer la obra, la vuelve menos segura, debiendo en lo posible preferirse cortar que rellenar en estos casos de fuertes laderas.-

#### Tajeas y Alcantarillas Losas.-

Son construcciones destinadas a salvar pequeños cursos de agua. Su construcción es simple. En nuestro kilómetro no tenemos necesidades de ellas.



Movimiento de tierras.-

Dibujado los perfiles transversales del terreno, colocada la rasante y dados los taludes, estamos ya en condiciones de hallar el probable movimiento de tierras. Para ello, hallamos en primer lugar las áreas de corte y de relleno y luego con éstas, encontramos los volúmenes a mover.

Cálculo de las áreas.-

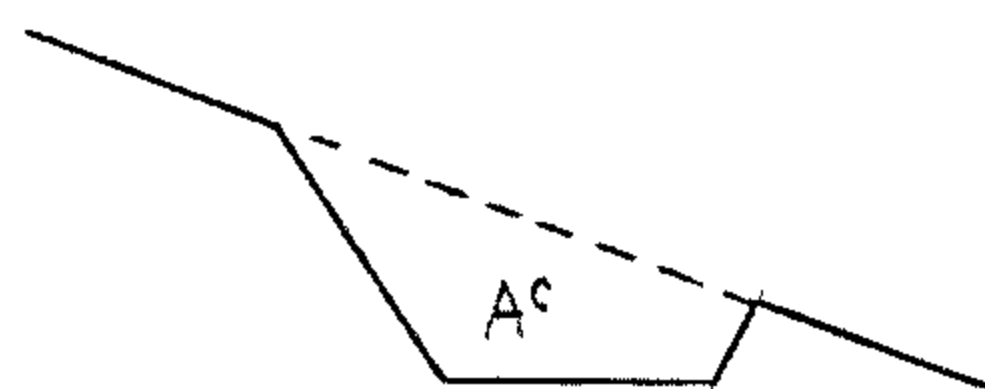
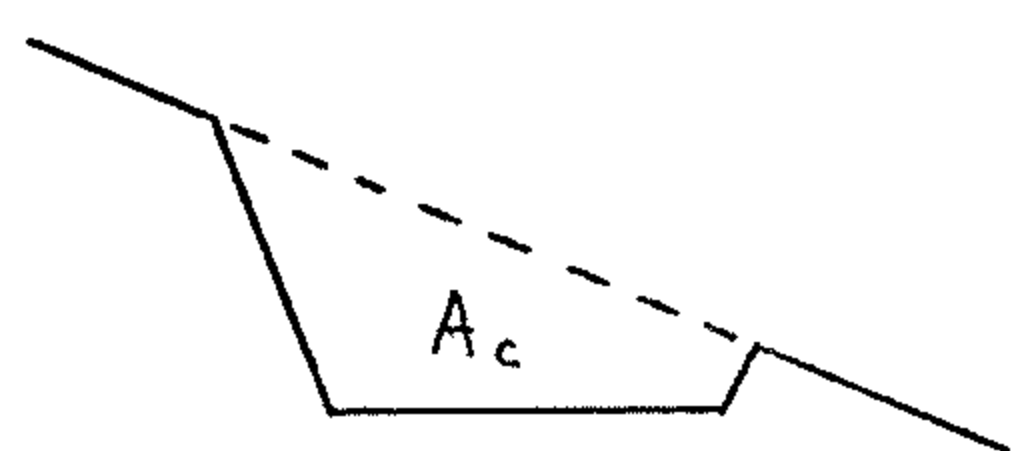
Lo hacemos en forma analítica, descomponiendo las figuras de corte y de relleno, en figuras regulares, fáciles de hallar su área y luego sumamos estos resultados parciales.

Cálculo de los Volúmenes.-

Emplearemos el método de las áreas medias, tomando las áreas anteriormente encontradas y sabiendo que la distancia entre ellas es la que hay de estaca a estaca.

Las fórmulas usadas son las siguientes:

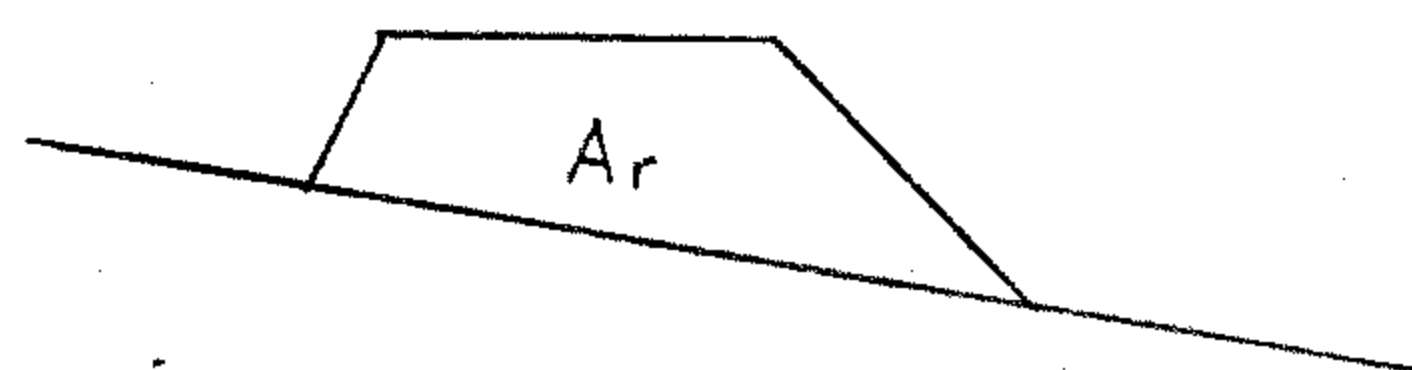
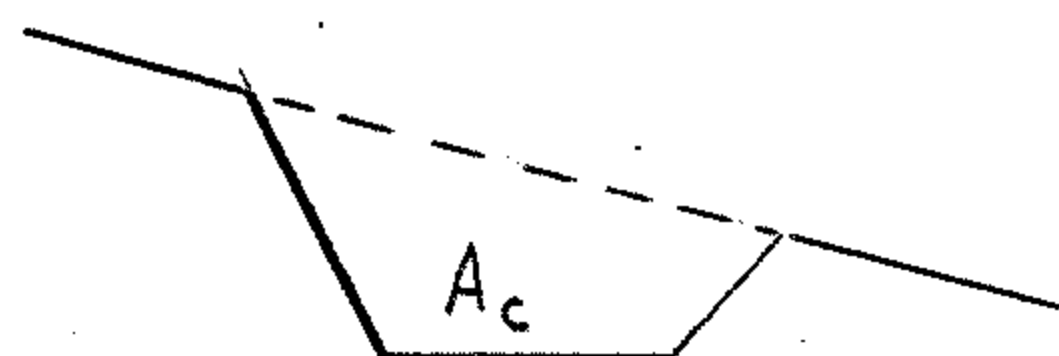
1ro.- Cuando las dos secciones son de corte o relleno.



$$V_c = \frac{A_c + A'_c}{2} \times L$$

$$V_r = \frac{A_r + A'_r}{2} \times L$$

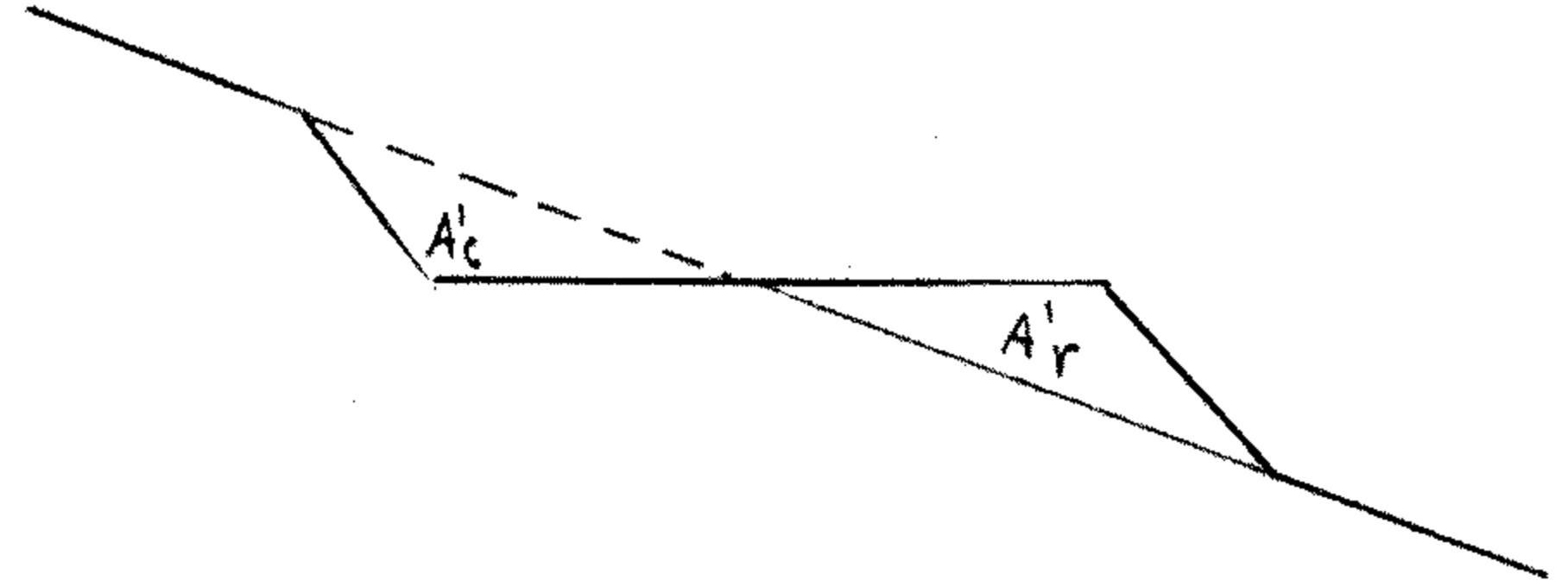
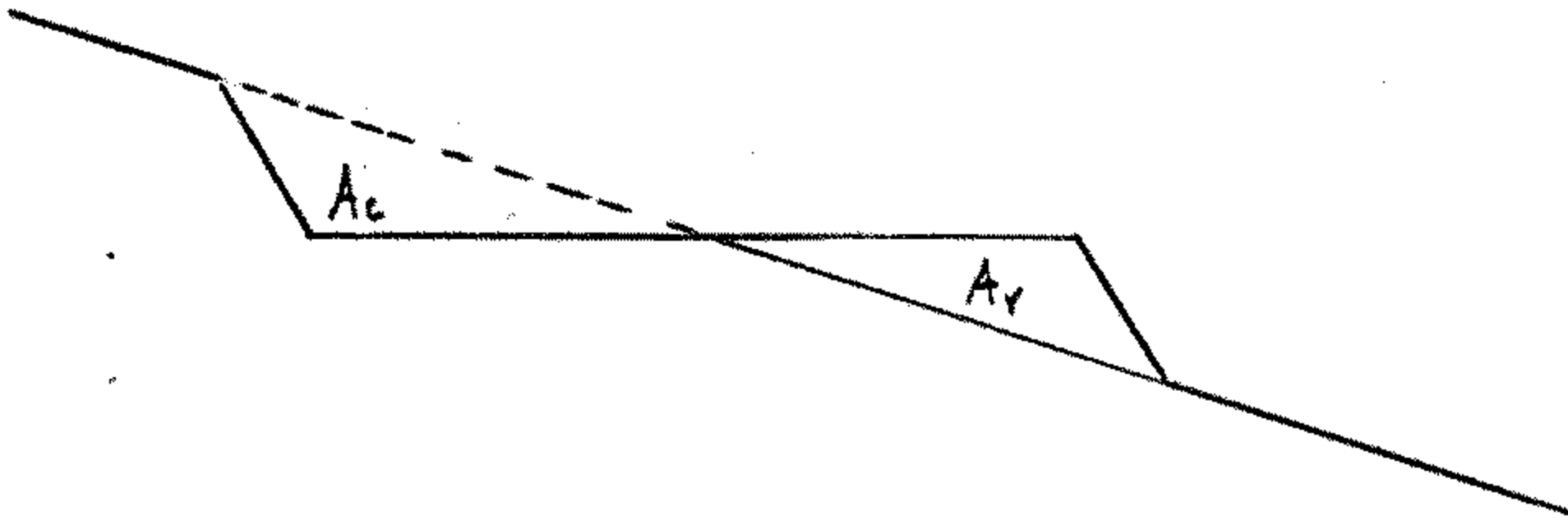
2do.- Cuando una sección está en corte y la otra en relleno.



$$V_c = \frac{A_c}{A_c + A_r} \times \frac{L}{2}$$

$$V_r = \frac{A_r}{A_c + A_r} \times \frac{L}{2}$$

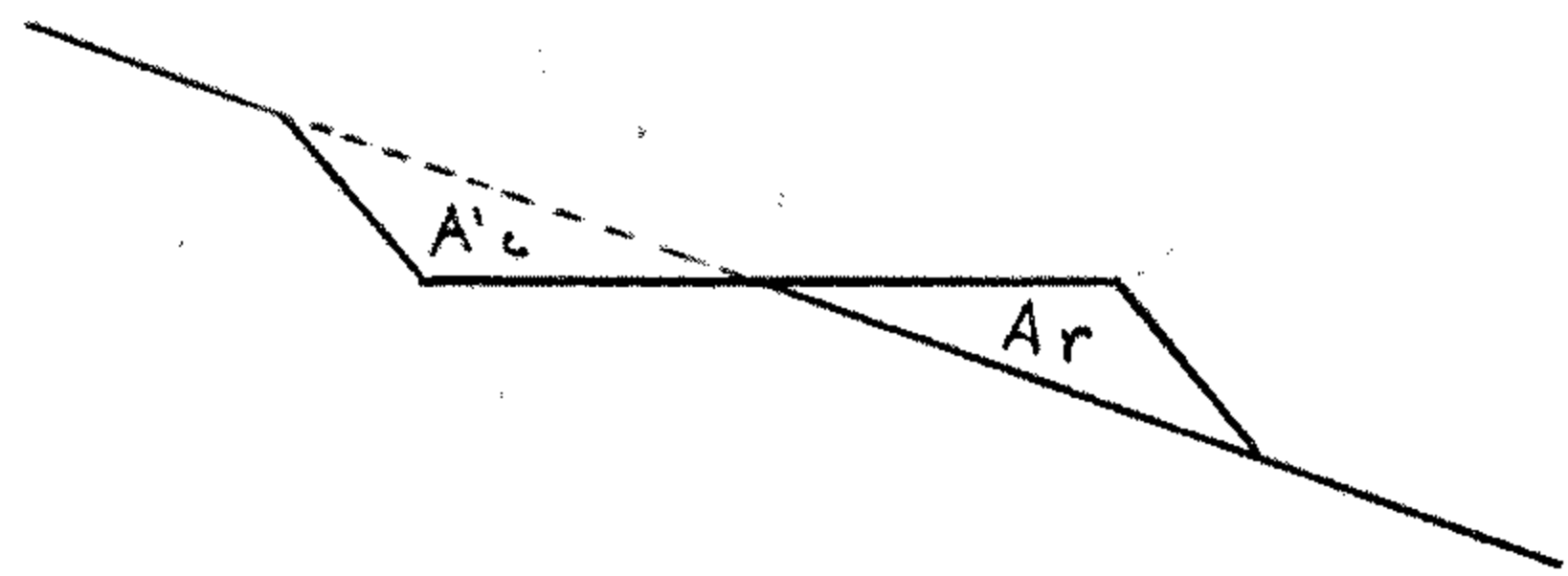
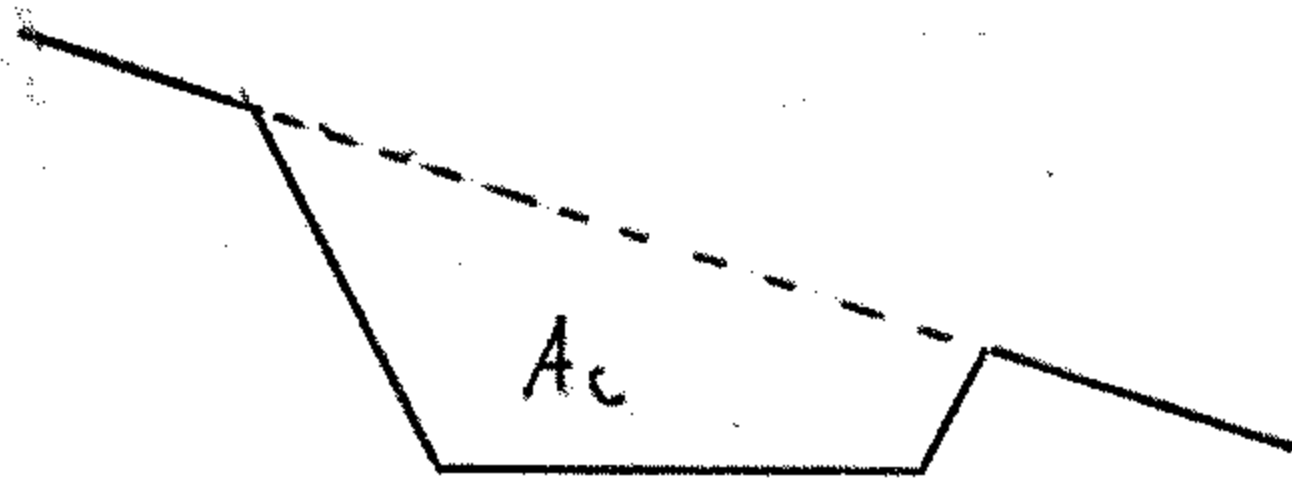
3ro.- Cuando las secciones tienen corte y relleno.



$$V_c = \frac{A_c + A'_c}{2} \times L$$

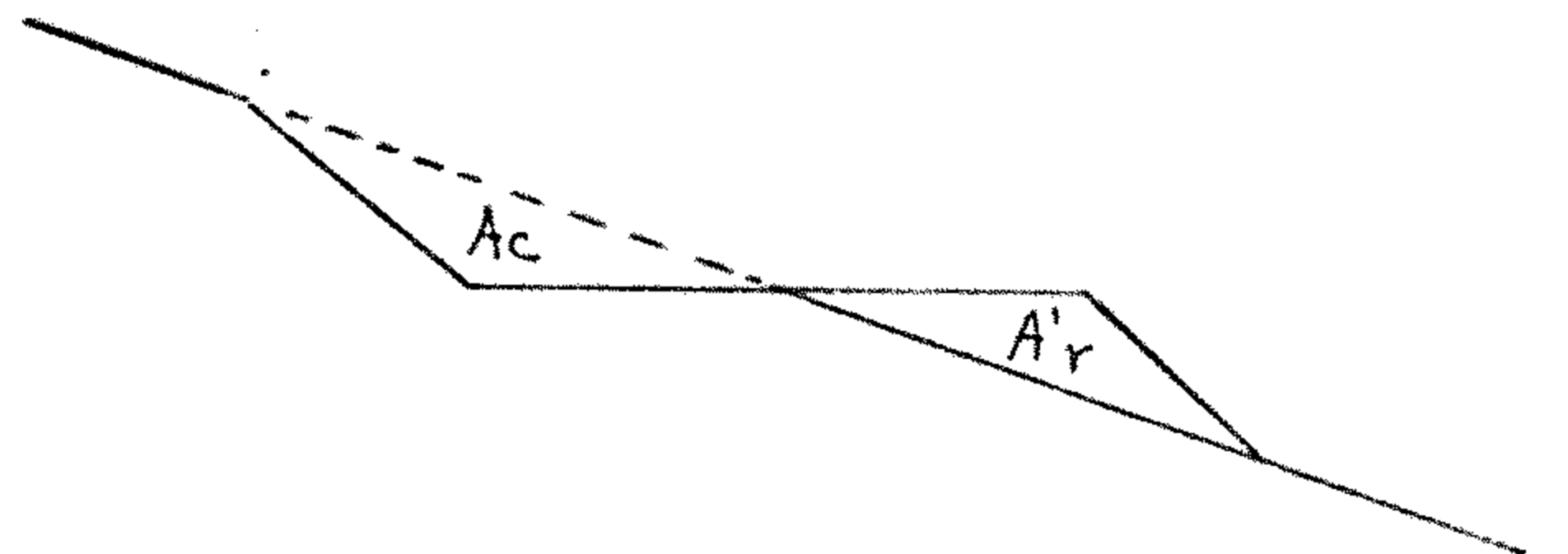
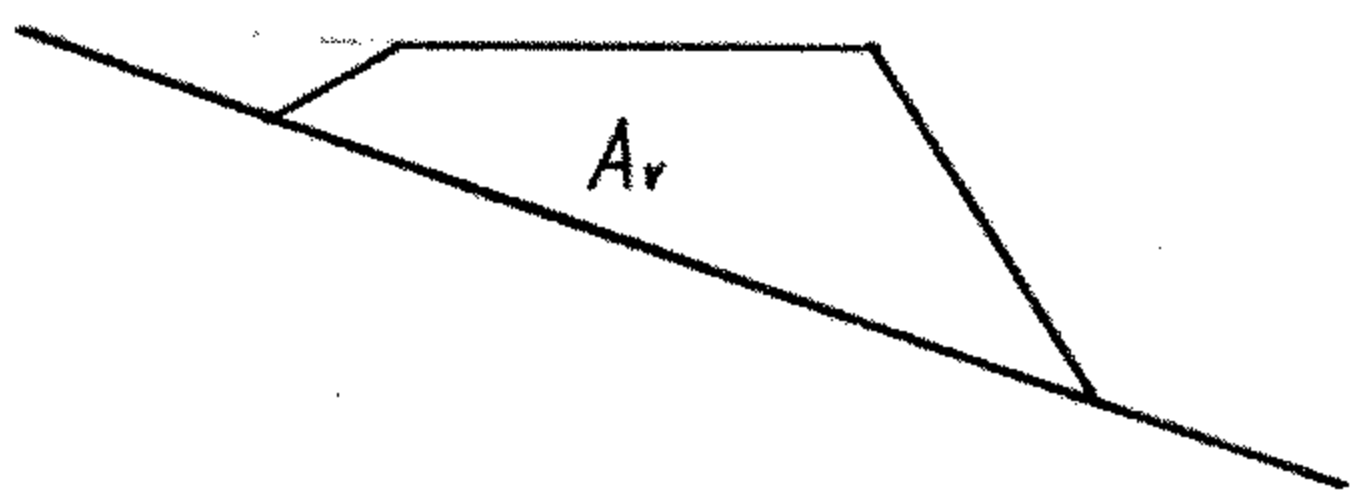
$$V_r = \frac{A_r + A'_r}{2} \times L$$

4to.- Cuando una de las secciones es en corte y la otra tiene corte y relleno.



$$V_c = \frac{A_c + A'_c}{2} \times L$$

$$V_r = \frac{L}{2} \times A'_r$$



$$V_r = \frac{A_r + A'_r}{2} \times L$$

$$V_c = \frac{L}{2} \times A'_c$$

Carretera "A" - "B" Sector .....

Metraje KM. 0 - KM. 126 .....

Del Km 10.540 al Km 11.000

Estaca	Dis- tan- cia.	AREAS m <sup>2</sup>		TOTAL		VOLUMENES m <sup>3</sup> CLASIFICADO				
		Rellen	Cortes	Rell	Cortes	Rell. A	Rellen B	Corte III	Corte IV	Corte V
		54	vienen con	5.80	0.70	1713	1590	740	973	1071.50
56	20	4.90	0.90	107	16	16	91	--	--	16.00
58	20	3.80	0.50	87	14	14	73	--	--	14.00
60	20	2.10	2.50	59	30	30	29	--	--	30.00
62	20	2.30	1.90	44	44	44	--	--	--	44.00
64	20	0.60	6.10	29	80	29	--	--	--	80.00
66	20	0.40	7.10	10	132	10	--	--	--	132.00
68	20	0.30	5.20	7	123	7	--	--	--	123.00
70	20	0.10	7.10	4	123	4	--	--	--	123.00
72	20	0.10	8.90	2	160	2	--	--	--	160.00
74	20	0.30	5.20	4	141	4	--	--	--	141.00
76	20	0.80	3.50	11	87	11	--	30.45	13.05	43.50
78	20	1.50	3.90	23	74	23	--	51.80	22.20	--
80	20	1.90	2.50	34	64	34	--	44.80	19.20	--
82	20	3.10	0.90	50	34	34	16	23.80	10.20	--
84	20	4.10	1.30	72	22	22	50	15.40	6.60	--
86	20	3.80	1.30	79	26	26	53	18.20	7.80	--
88	20	2.70	1.60	65	29	29	36	20.30	8.70	--
90	20	1.10	2.50	38	41	38	--	28.70	12.30	--
92	20	0.50	2.90	16	54	16	--	37.80	16.20	--
94	20	0.80	2.50	13	54	13	--	37.80	16.20	--
96	20	1.10	2.40	19	49	19	--	34.30	14.70	--
98	20	0.90	1.30	20	37	20	--	23.90	13.10	--
<b>Km. 11</b>	20	1.90	0.20	28	15	15	13	10.50	4.50	--
		<b>TOTAL...</b>		2534	3039	1200	1334	1394.80	727.70	916.50

Resumen:-

Relleno propio ..... 1200.000 m<sup>3</sup>  
 Relleno de préstamo ..... 1334.000 "  
  
 Cortes en III ..... 1394.800 m<sup>3</sup>  
 Cortes en IV ..... 727.700 "  
 Cortes en V ..... 916.500 "

--.Limpieza y Drenaje.--

Al hacer la limpieza del terreno, habrá que tener en cuenta que las raíces para ser extraídas producen excavaciones, lo mismo sucede cuando se sacan grandes piedras u otros obstáculos; debe tenerse presente que estas excavaciones deben ser rellenadas y apisonadas para alcanzar la misma resistencia que el resto del suelo, a fin de no provocar hundimientos posteriores en el afirmado. El drenaje deberá hacerse antes que las explanaciones, de modo que cortes y rellenos queden defendidos de las aguas superficiales y capilares.

Las alcantarillas se construirán también antes que las explanaciones, de tal manera que los rellenos adyacentes sean compactados con el mismo equipo y en la misma forma que el resto del camino; en caso contrario, los empalmes entre la alcantarilla y el terraplen constituirán puntos débiles de probable rotura.

Drenaje.-

Al diseñar el sistema de drenaje, se establecerá, en primer término, de que la sub-base sea satisfactoriamente impermeabilizada, para soportar la acción del tráfico pesado sin que el suelo se desplace. El espesor del pavimento estará en razón del drenaje; mientras más eficaz sea el segundo, menor espesor será necesario dar al pavimento y viceversa, llegando al extremo que, con un excelente drenaje y un firme estable el pavimento servirá solamente para resistir la acción abrasiva del tráfico.

Respecto al drenaje, dice el Ing<sup>o</sup>. E. L. Worthington en su trabajo "Principios fundamentales para el drenaje de carreteras", publicado en la revista Informaciones y Memorias de la Sociedad de Ingenieros: "Existe un acuerdo universal entre los ingenieros de carreteras en que el drenaje es el factor de mayor importancia para reducir los gastos de

conservación, pero, por alguna razón desconocida, más dinero se gasta anualmente en corregir los defectos de mal drenaje, más bien que su causa. Estación tras estación, el mismo trayecto de pavimento es reparado parcialmente sin que se intente corregir la causa del fracaso".

Tenemos ejemplo de estas aseveraciones en algunas de nuestras carreteras costeras, al atravesar los vales, en los que continuamente se presentan interrupciones y se gastan considerables sumas en reparaciones. Estos caminos están por lo general al nivel del terreno y no se ha hecho obras tendientes a bajar la mesa de aguas.

Un sistema de drenaje contemplara:

- a) Drenaje de los terraplenes.
- b) Drenaje de los taludes;
- c) Sub-base: sub-drenajes en ella, pavimento y bermas.
- d) Drenaje de puntos especiales: cambios de terreno, curvas, etc..

a) Drenaje de los terraplenes.- Los terraplenes pueden sufrir corrimientos originados por el agua ya sea superficial o subterránea, que debilita la junta entre el terreno y el terraplen y sirve de lubricante. Pueden asentarse por saturación de su masa que produce desplazamientos, en su estructura. Ambos efectos pueden evitarse por medio de drenes interceptores que colectan el agua y la eliminan; dichos drenes serán zanjas rellenas con material permeable (grava de diámetros variados), cuya base está en contacto con el terreno impermeable.

b) Drenaje de los taludes.-

Los taludes susceptibles de erosión llevarán cunetas colectoras longitudinales para desviar el agua y evitar el lavado de los taludes. Se recomienda sembrar gramíneas para consolidar la superficie. Los taludes de relleno son más difíciles de controlar; se colocaran derramaderos revestidos en donde sea posible, para evacuar el agua por puntos definidos

También se recomienda la siembra de gramíneas.

c) Drenaje de la Sub-base.-

Es el más importante punto de este capítulo. El agua capilar es factor determinante en la destrucción del firme. Cuando se usa suelos granulares o cuando el terreno original es arena, su importancia no es tan grande como cuando se trata de suelos estabilizados a base de arcilla-arena, en los que la humedad hace variar notablemente la <sup>h</sup>cohesión del material. En todos los casos se deberá dotar al camino de un eficiente sistema de sub-drenaje.

Si durante la construcción de la obra se encuentra sitios en los que la sub-base manifiesta la tendencia a absorber humedad, puede ser conveniente ubicar y drenar la fuente de donde proviene el agua, o en algunos casos cambiar el material del suelo por otro granular, para evitar la acción capilar. En los lugares mencionados se colocan sub-drenes transversalmente a la dirección del camino; estos drenes serán de zanjas rellenas de material permeable, en cuyo fondo se colocara, si fuera necesario, un tubo de cemento con <sup>huecos</sup> ~~ranuras~~ en la parte inferior, que servira de colector del agua.

Estos drenes seran también recomendables en los puntos del perfil longitudinal bajos, o sea, en los vértices entrantes de las curvas verticales. En los sitios en donde no se hacen necesarios los sub-drenes las cunetas laterales deberan tener suficiente profundidad para que el nivel de aguas máximas quede siempre por debajo de la subrasante.

Para eliminar el agua subterránea que se filtra por las laderas se dispondrá, cuando el caso lo requiera, drenes interceptores longitudinalmente, tales como se indica en el gráfico correspondiente.

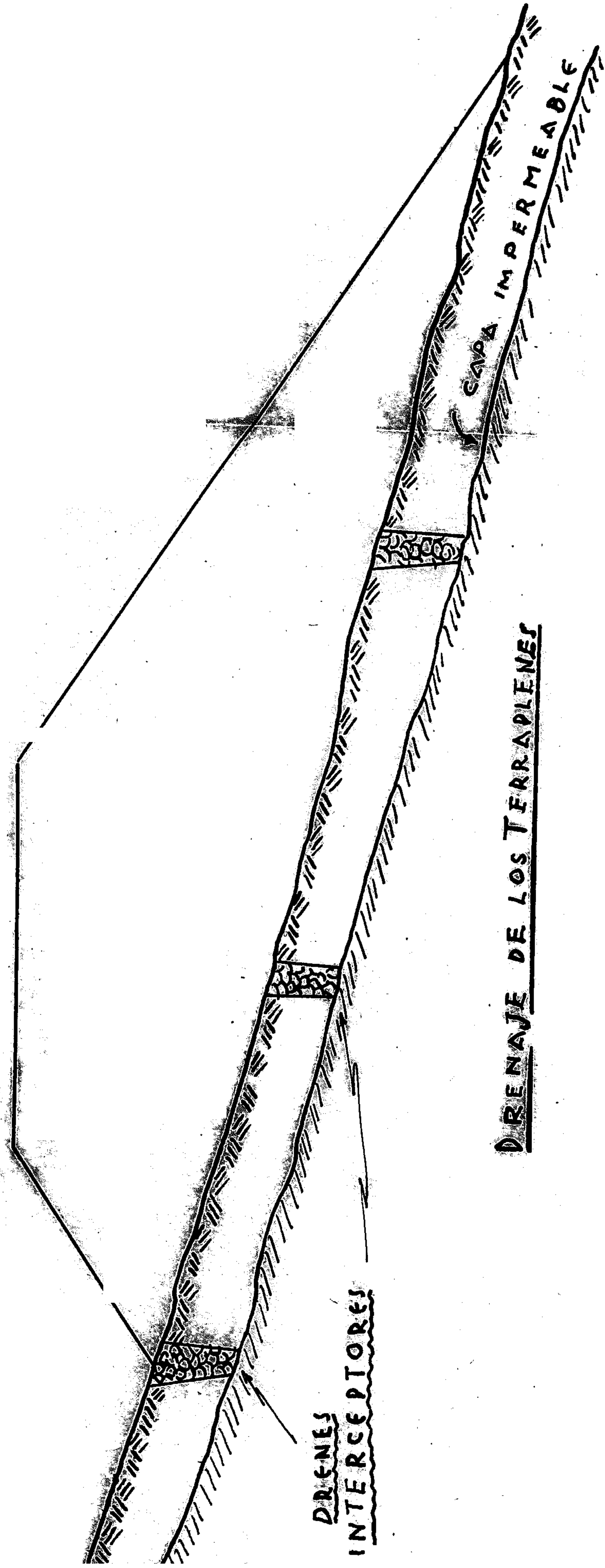
Con las precauciones estipuladas para el drenaje de la sub-base; quedarán suficientemente defendidos el pavimento y las bermas; sin embargo es a veces recomendable el uso de drenes especiales, muy sencillos que se colocan en las bermas, cuyo fondo debiera quedar por lo menos 2" más bajo que el fondo del pavimento, con fuerte caída hacia la cuneta.

Una conveniente limpieza periodica de los drenes y la preocupacion de conservar la inclinación de las bermas, son factores que asegurarán un drenaje adecuado.

d) Drenaje de algunos puntos especiales.-

Se colocaran derramaderos revestidos en los puntos en donde cambia el perfil de corte a relleno, en estos puntos el agua sale de las cunetas y seca los rellenos, si es que no se ha tomado las precauciones mencionadas. En los planos de división de dos materiales sustancialmente distintos, se produzcan vias de aguas que deberan drenarse; lo mismo sucede en los planos de cambio de corte a relleno. En las curvas con sobre elevación, el lado interior, si va en relleno, debera tener un labio que conduzca el agua a un derramadero.

-----



DRENES  
INTERCEPTORES

DRENAJE DE LOS TERRAPLENES

DRENAJE DE LA  
SUB-BASE

CAPA IMPERMEABLE



--. Pavimentación. --

Generalidades.

Dijimos al hablar del perfil longitudinal que lo que se estaba calculando no era la rasante definitiva, sino, que sobre esa subrasante se colocaría una estructura que permitiera al usuario utilizarla con las mejores condiciones de seguridad y comodidad. Esta estructura es precisamente lo que se denomina pavimento. Debe pues <sup>tener</sup> éste una gran resistencia a los esfuerzos a que sea sometido y un alto coeficiente de rozamiento, afin de dar mayor seguridad al tráfico.

Características del Terreno.-

Las especificaciones del proyecto nos indican que se trata de un suelo tipo A-5, esta característica, nos sirve de base para el estudio del firme.

Para documentarnos al respecto hemos estudiando en varias obras las propiedades inherentes a este tipo de suelo. De la obra "Soil Mechanics" del laureado americano D. P. Krynins, obtenemos los siguientes datos:

Clasificación Suelos de Sub-rasante-

A-5.-

Gradación: menor del 55 %, está constituido en gran parte por arenas y arcilla, poco limo; con algunas excepciones.

Constantes:

- Límite líquido mayor de 35
- Índice de plasticidad 45
- Equivalente centrífugo de humedad menor de 12
- Límite de contracción mayor que 30, en algunos casos llega hasta 50
- Óptimo contenido de humedad 4.5 %

Posteriormente vemos en la Obra "Mecánica de Suelos" del Ing<sup>o</sup> Emilio Le Reux, profesor de la Esc. Nac. de Ingenieros, la siguiente anotación para este tipo de suelo:

A - 5 : Este suelo está compuesto en su mayor parte de partículas de

tamaños intermedios entre los suelos arenosos y arcillosos. Posee las propiedades de los suelos arcillosos tales como plasticidad, cohesión, absorción, etc., pero en menor grado. Forman terrones cuando secos pero pueden deshacerse fácilmente en partículas finas. Tiene gran capacidad para retener agua.

Los autores P. C. Rutle, D. W Taylor y W. P. Kimbal y H. E Davis, en artículos publicados en la revista de la Universidad de California, establecen al ocuparse de suelos, características análogas a las establecidas por el Ing<sup>o</sup> Le Roux. Lamentablemente no hemos establecido las características de este tipo de suelo, según el criterio del llamado "Padre de la Mecánica de Suelos", Sr. K. Terzaghi, por no estar a nuestro alcance las obras de tan reputado profesional.

En consecuencia, basandonos en las ~~experiencias~~ experiencias anteriores, podemos llegar a la conclusión, que el suelo sobre el cual va a apoyarse el firme tiene las siguientes características fundamentales:

Terreno de gran capilaridad

Muy húmedo y con marcada tendencia a conservarla.

Terreno medianamente elástico.

Poco comprensible en seco.

Estas consideraciones nos inducen a un previo tratamiento del suelo, que se haría mediante el agregado de arena en proporción de 60 lts, por metro cuadrado. Restándole de esa manera elasticidad y humedad.

#### Firme y capa de rodadura.-

Como consecuencia de lo antes estudiado, es recomendable disponer sobre la sub-rasante compactada un firme de tipo B, o sea, el de conglomerado de piedra, que por su economía y gran resistencia es el más indicado. Sobre este firme ha de colocarse, luego que este bien compactado, la capa de rodadura.

Hay muchas capas de rodadura que se pueden emplear, teniendo todas

sus ventajas e inconvenientes. Entre todas, dadas las características de nuestro medio, hemos escogido la de piedra ligada con asfalto, por su rápida construcción, gran economía y su relativa facilidad de adquisición.

El perfil que adoptaremos está basado en los perfiles típicos de las carreteras españolas, con leves modificaciones, en lo que respecta a la cuneta y bordillos; tal como lo indican los gráficos respectivos.

En el gráfico del perfil adoptado indicamos dos situaciones para cuando la carretera está en corte o terraplen, y lo hemos hecho así, para hacer notar las características comunes.

Las cunetas han sido diseñadas de acuerdo con las N. del M. de F, las cuales establecen los mínimos para las diferentes regiones nacionales. Sin embargo en lo que respecta a la cuneta de defensa de los taludes, se la <sup>a</sup> calculado teniendo en cuenta, como ella fuera un canal revestido, para el gasto ocasionado por una precipitación de 20 mm diarias; cabe indicar sin embargo, que ésta presenta una mayor profundidad que la requerida, ya es que necesario establecer en ella el talud natural del corte y para que por obstrucciones pequeñas como piedras que <sup>caeron</sup> ~~caerán~~ dentro de ella, no obstruyan el libre fluir de las aguas.

En lo que respecta a las bermas diremos, que las normas del M. de F. establecen un mínimo de 0.50 mts, pero teniendo en consideración las posibles paradas o estacionamientos de los carros se le ha dado una dimensión mayor, que para nuestro caso es de 1.00 mts.

Los bordillos para el firme está constituido por un enlosado que se coloca, siguiendo los procedimientos comunes; así mismo el mismo firme sirve de bordillo para la capa de rodadura.

#### Espesor del pavimento.-

Para este espesor, recomiendan:

7 a 9 cm..... Escario.

5 a 8" Bateman.

6" Agg.

Nosotros para determinar este espesor, seguiremos el criterio del Ing<sup>o</sup>. F. V. Reagel, que da un diagrama para pavimento flexibles función del tipo de suelo, densidad proctor y tonelaje desplazado por día.

Nuestras características son:

Tipo de suelo: A - 5

Densidad Proct. 11

Densidad: 300 camiones y 200 automóviles/día

Entrado al diagrama, tenemos, que para los datos anteriores nos da:

Espesor (Pavimento + base) = 8"

Daremos, pues, un espesor a la suma de pavimento + base de 20 cm; de donde tomaremos para nuestro perfil la siguiente distribución:

Capa de rodadura 2"  
Firme + Base 6"

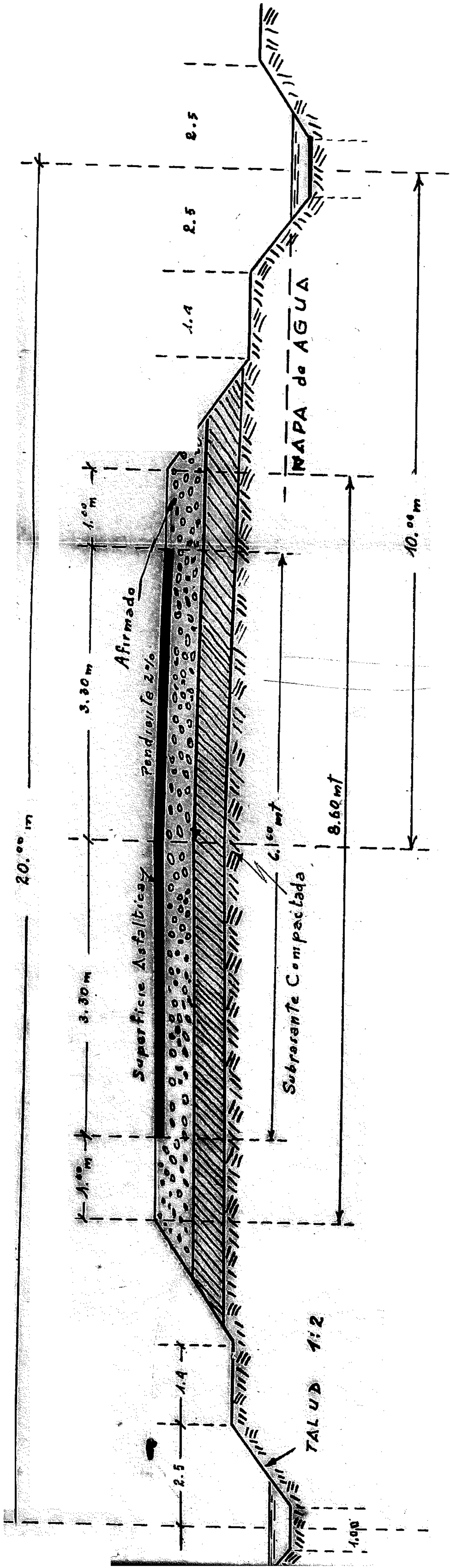
### Construcción.-

Su construcción es bastante conocida: Una vez compactada la sub-base, a su óptimo contenido de humedad; se coloca el firme a pala y se procede a compactarlo con un rodillo de 10/15 ton., previo un ligero riego que reblandeciendo un poco el suelo permite un anclaje de la piedra. Al ser extendida la piedra debe tenerse presente que debe dejar un margen de 20 % altura sobre el perfil del camino, luego se apisona en seco hasta que quede perfectamente encajada; hay que tener cuidado que la piedra no se rompa al apisonar.

Para colocar la capa de rodadura, se procede a limpiar el firme y luego se le dá un ligero riego de betun que servira de ligante, ~~luego~~ a continuación se procede ~~a~~ echar la mezcla asfáltica desde camionetas que a su vez han sido ~~habilitadas~~ con tolvas especiales. Se puede echar aquella en una capa o en dos capas, siendo la más conveniente la forma seguida, pero costando mucho más, por su gran aumento de mano de

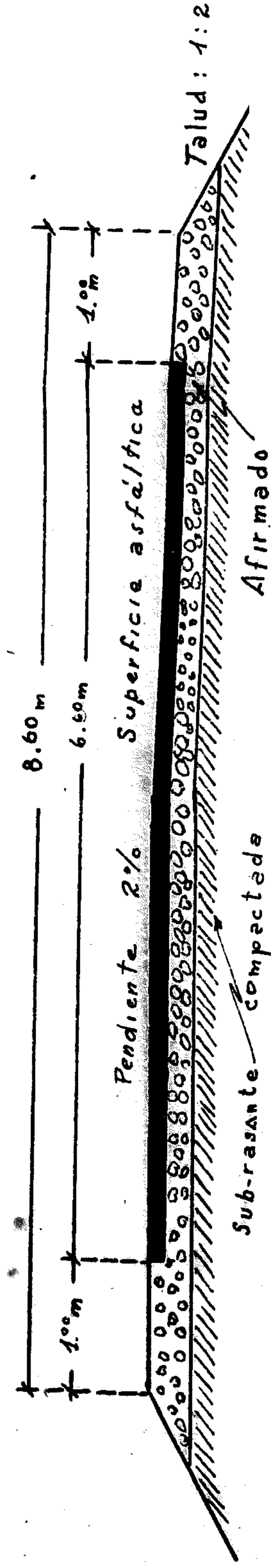
obra. Colocada la mezcla asfáltica se pasará luego un cilindro con un rastrillo, que girando sobre las maestras longitudinales tendrá la doble misión de apisonarlo e igualarlo en su superficie, no permitiendo intersticios adentro ni sobre-elevaciones afuera. Viene luego la operación final, que se denomina sellado de la pista, que consiste en su impermeabilización y su total acabado.

-----



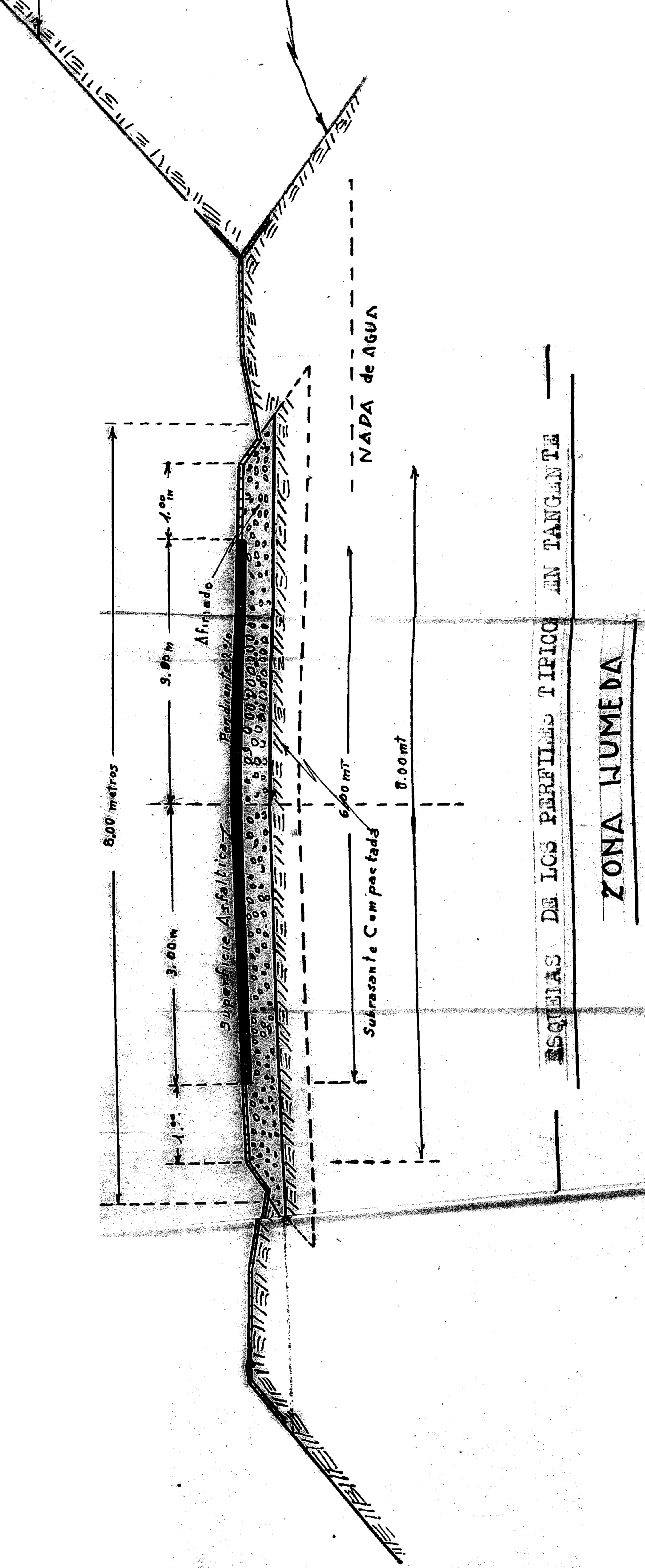
PERFIL TÍPICO EN TANGENTE

ZONA HUMEDA



PERFIL TÍPICO EN TANGENTE

ZONA SECA



ESQUEMAS DE LOS PERFILES TIPICO EN TANGENTE

ZONA HUMEDA

-- P U E N T E --

Características.-

Será un puente de tablero superior y de concreto armado; de doble vía, con una luz centro a centro de 15 mts y de un ancho libre de 6.60 m. La losa descansará sobre tres vigas rectas, sirviendox las viguetas para resistir los momentos de torsión, que se producirán en las vigas extremas.

Cálculo de la Losa.-

Dadas las características del usuario, camión H15 - S12, tendremos que cada rueda motriz aplicara al tablero una carga de 5440 kg.

Usaremos para iniciar el cálculo a modo de tanteo, la lámina no. 3 de la revista "Carreteras" del mes de Octubre, que para sus efectos ha sido convertida al sistema métrico por el Ing° Juan Quiroga y que aparece en su curso de Puentes, que dada la exactitud es una excelente base de partida.

Despues de una serie de tanteos hemos procedido a escoger una sección, que se muestra en el juego de planos. Estos tanteos han sido orientados de acuerdo con la técnica estructural, para lograr una luz libre entre vigas, que permita haber sino una igualdad de los momentos negativos y positivos, unos valores muy aproximados que permiten dar un ancho uniforme a la losa, evitando así la pérdida del material a emplearse. Para estos cálculos se ha seguido las indicaciones del Ing° Pedro Lainez L, indicaciones que nos fueron proporcionadas por él, durante el desarrollo de las practicas del curso de Puentes. Por ser procedimientos ~~harto~~ conocidos hemos creído conveniente eliminarlos de la presente memoria, para no dilatar su extensión.

En la revista antes citada, vemos que para una luz de 2.28 mts, nos dá un área de acero de 12.10 cm<sup>2</sup> por metro de ancho de la losa.



Este refuerzo sólo resiste el momento de la carga concentrada, en la cuál está incluida el impacto y que como vemos en la misma lámina es de 506 kgm.

Debemos para completar el cálculo, ~~hallar~~ el área de acero necesaria para soportar el momento debido al peso propio:

$$M_{pp} = \frac{w l^2}{10}$$

considerando que el peso propio del concreto armado es de 2400 Kg/m<sup>3</sup>, la losa pesará por metro:

$$2400 \times 0.18 \times 1 \times 1 = 435 \text{ Kg/m}^2$$

luego:

$$M_{pp} = \frac{435 \times (2.28)^2}{10} = 226 \text{ Kgm}$$

el acero necesario será:

$$A_s = \frac{22600}{1260 \times 0.875 \times 14} = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A_s = 1.6 \text{ cm}^2}$$

que sumados a los 12.10 cm<sup>2</sup>, nos dará un total de 13.70 cm<sup>2</sup>

$$13.70 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 7 \text{ } \phi \text{ } 5/8'' \text{ , o sea, } \phi \text{ } 5/8 \text{ a } 14 \text{ cm.}$$

Veamos si está dentro de los límites permisibles por el reglamento:

$$A_s \text{ mínimo} = 0.0025 \text{ bd} = 0.0025 \times 100 \times 14 = 3.5 \text{ cm}^2$$

$$13.7 \text{ cm}^2 \text{ es mayor que } 3.4 \text{ cm}^2, \text{ luego está bien.}$$

El mínimo espaciamiento con anclaje especial es de 2.54 cm

$$14 \text{ cm es mayor que } 2.54 \text{ cm; luego está bien.}$$

Veamos el refuerzo transversal. En la misma tabla de la lámina no. vemos que tiene los siguientes valores:

$$\text{Medio Lateral} \quad A = 9.50 \text{ cm}^2 \quad \phi \frac{1}{4}'' \quad S' = 0.133 \text{ mt}$$

$$\text{Cuartos extremos} \quad A'' = 6.57 \text{ cm}^2 \quad \phi \frac{1}{8}'' \quad S'' = 0.192 \text{ mts}$$

valores que permite el reglamento, pues, S, en ambos casos es menor que 45 cm, el máximo espaciamiento permitido.

Veamos ahora los puntos donde debemos hacer el doblado de los fierros. Dada la poca luz y las fuertes cargas existentes primara la adherencia y el esfuerzo de corte a los momentos. Por ello los doblaremos en los puntos en que nos sean necesarios para resistir los anteriores esfuerzos.

Para calcular el esfuerzo cortante deberemos tener presente que la distancia entre ruedas es de 1.83 mt. y la hacemos usando las fórmulas siguientes:

$$v = \frac{V}{b j d} \qquad V = V_{pp} + V_c + V_I$$

Calculemos ahora el ancho efectivo, sobre el cual se repartira la carga móvil. Del Reglamento americano de Puentes obtenemos que para la losa con apoyos continuos tendremos, para la luz 2.28 mts, el siguiente ancho efectivo:

$$E = 0.4 S + 1.125 = 0.4 \times 2.28 + 1.125 = 2.262 \text{ mt.}$$

Calculemos ahora el ancho efectivo máximo:

$$E_{\text{máx}} = \frac{A B}{2 N} = \frac{7.30}{2 \times 2} = 1.82 \text{ mts.}$$

luego como E es mayor que el E máx, tomaremos para nuestros cálculos el valor de éste.

Calculemos ahora el valor del coeficiente de impacto, que está dado por la fórmula:

$$I = \frac{50}{3.28 L + 125} = \frac{50}{3.28 \times 2.28 + 125} = 0.378$$

como sabemos que el máximo coeficiente de impacto tiene por valor  $I = 30\%$  teremos este valor en vez del hallado, por ser éste mayor que el máximo permitido.

Luego:

$$V_{pp} = \frac{435 \times 2.28}{2} = 500 \text{ kg.}$$

$$V_c = \frac{1}{E} \left( 5440 + \frac{5440 \times 0.70}{2.78} \right) = 3740 \text{ kg.}$$

$$V_I = 3740 \times 0.3 = 1122 \text{ Kg.}$$

de ahí que el esfuerzo cortante total tenga como valor:

$$V_T = 500 + 3740 + 1122 = 5362 \text{ Kg.}$$

Aplicando la fórmula antes enunciada tendríamos para el esfuerzo cortante unitario el siguiente valor:

$$v = \frac{5362}{100 \times 0.875 \times 14} = 4.39 \text{ Kg/cm}^2$$

Como vemos este valor no es permitido para losas, ya que éstas no pueden llevar estribos. Si bien es cierto que este pequeño exceso podría ser absorbido por las barras dobladas; en la práctica no se acostumbra para este tipo de estructura recurrir a este artificio; luego debemos aumentar el espesor de la losa.

Hagamos o mejor demos a la losa un  $h = 22$  cms y hagamos el cálculo. Sabiendo que el concreto armado pesa  $2400 \text{ Kg/m}^3$ , tendremos que la losa pesará por metro lineal de puente:

$$0.22 \times 1 \times 1 \times 2400 = 530 \text{ Kg/m}^2$$

luego:

$$M_{pp} = \frac{530 \times (2.28)^2}{10} = 276 \text{ Kgm}$$

El momento de la sobrecarga, es decir, el momento debido a las cargas móviles lo hallaremos por la fórmula que da el reglamento americano;

$$M = \frac{1}{10} \times 0.2 \times \frac{F}{E} \times S$$

$$M_c = \frac{0.2 \times 5440 \times 2.28}{1.82} = 1340 \text{ Kgm}$$

Como una comprobación y a modo de comparación calculemos este mismo momento mediante la fórmula que daremos más abajo, que se haya insertada en las copias del Curso de Puentes del Ing<sup>o</sup>. Juan Quiroga. Escogeremos aquella, en la que se considera la losa monolítica con las vigas y viguetas y que se emplea para luces menores de 3 mt.

$$M_c = \frac{P L \times 3.28}{2.32 L \times 3.28 + 10} - 0.0525 P$$

$$M_c = \frac{5440 \times 2.28 \times 3.28}{2.32 \times 2.28 \times 3.28 + 10} - 0.0525 \times 5440 = 1300 \text{ kgm}$$

Como vemos los momentos por ambas fórmulas son muy similares de manera que la variación de calculo es muy pequeña.

Sabemos por calculos anteriores que el valor del coeficiente de impacto máximo es:  $I_{\text{máx}} = 30 \%$ , y que es el que consideramos para nuestros cálculos.

De ahí que:

$$M_I = 1340 \times 0.3 = 402 \text{ Kgm.}$$

El momento tal que actua por metro de losa estará dado por:

$$M_T = 276 + 1340 + 402 = 2018 \text{ Kgm/ml.}$$

El área de acero necesaria por metro de losa será:

$$A_s = \frac{201800}{1260 \times 0.875 \times 18} = 10.15 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A_s = 9 \text{ } \phi \frac{1}{2}''}$$

Veamos el esfuerzo cortante: lo hallaremos empleando las fórmulas anteriormente usadas: en consecuencia tendremos:

$$V_T = 5462 \text{ Kg.}$$

Luego:

$$v = \frac{5462}{100 \times 0.875 \times 18} = 3.47 \text{ Kg/cm}^2$$

como  $3.47 \text{ Kg/cm}^2$  es menor que  $4.2 \text{ Kg/cm}^2$ , que manda el reglamento, decimos que la losa satisface esta condición.

Veamos la adherencia:

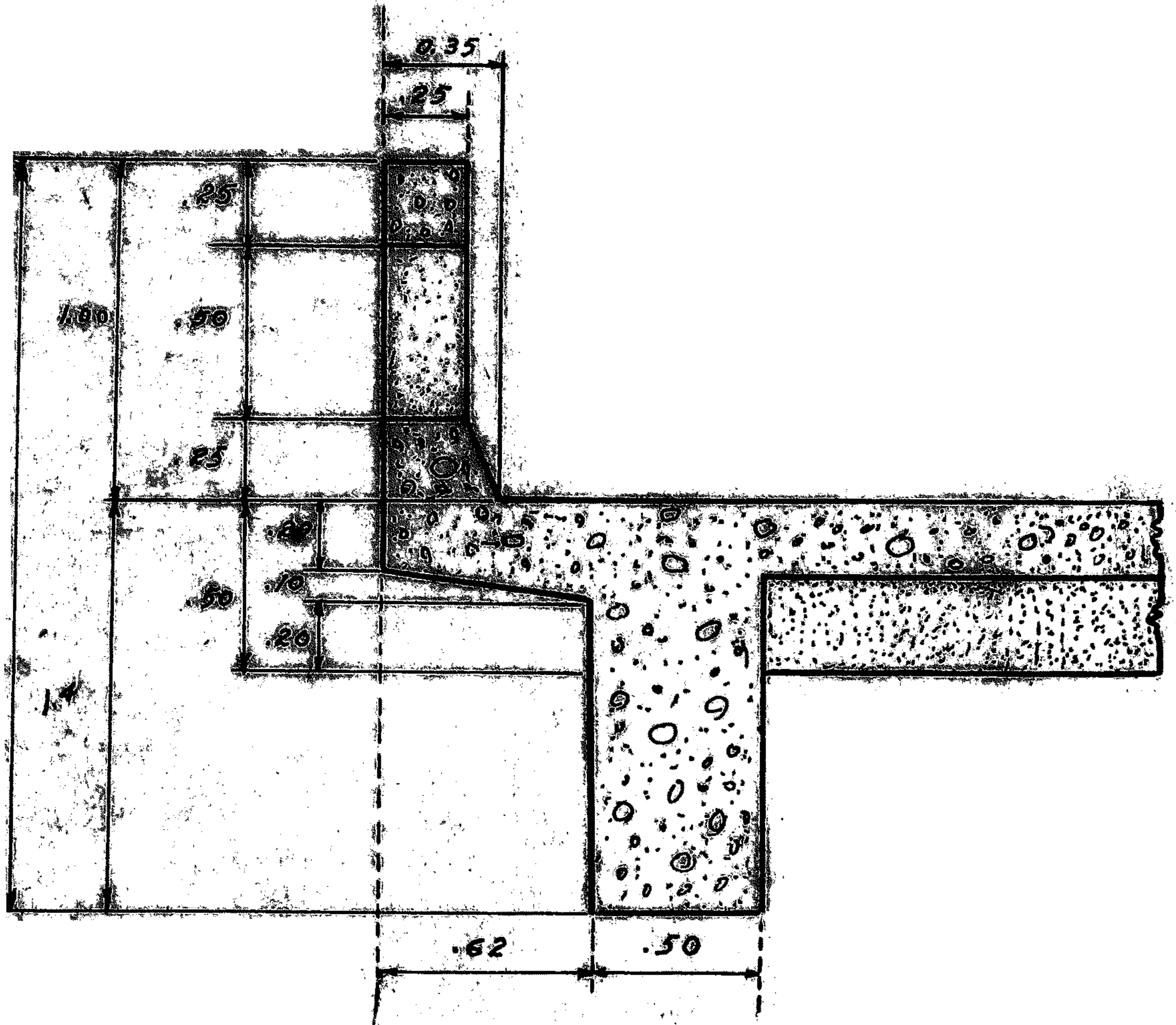
$$\Sigma_o = \frac{5462}{10.5 \times 0.875 \times 18} = 33 \text{ cm}$$

Como tenemos  $9 \text{ } \phi \frac{1}{2}$ , que darán un perímetro total de 36 cm, y como este perímetro es mayor que el que se necesita; decimos que la losa satisface esta condición.

Veamos la longitud necesaria para que éste acero quede anclado:

$$l = \frac{1260 \times 1.59}{4 \times 10.5} = 48 \text{ cm}$$

Analicemos ahora el voladizo, su perfil se acompaña abajo y goza de las características que se dijo al hablar de las generalidades del puente.



Cargas Fijas.-

Peso baranda =	.....	= 150 kg/m
Sardinel = 0.30 x 0.25 x 1 x 2400 =	.....	= 180 "
Losa = 0.22 x 0.87 x 1 x 2400 =	.....	= 520 "
Asfalto = 0.05 x 0.52 x 1 x 2000 =	.....	= 52 "

Momentos

Baranda:	150 x 0.75 =	110 Kgm
Sardinel:	180 x 0.72 =	130 "
Losa:	520 x 0.44 =	229 "
Asfalto:	52 x 0.26 =	14 "
		<hr/>
		483 Kgm.

Cargas Móviles.

Para calcular el ancho efectivo hemos empleado la fórmula que más abajo indicamos y que ha sido copiada del reglamento americano de puentes:

$$E = 0.8 \times 1.14 = 0.8 \times 0.87 + 1.14 = 1.836$$

veamos que este valor sobrepasa al valor del  $E$  máximo, luego tomaremos éste para nuestros cálculos:

El momento estará dado por:

$$M_c = \frac{5440}{1.82} \times 0.52 = 1550 \text{ Kgm}$$

El coeficiente de Impacto será:

$$I = \frac{50}{3.28 \times 0.87 + 125} = 0.39$$

como 0.39 es mayor que  $I_{\text{máx.}}$ , tomaremos este valor que  $I_{\text{máx}} = 30\%$

De allí que:

$$M_I = 1550 \times 0.3 = 465 \text{ Kgm}$$

La suma de estos momentos nos dará el momento total:

$$M_T = 483 + 1550 + 465 = 2498 \text{ Kgm}$$

Del dibujo deducimos que:

$$d = h - (r - \phi/2) = 30 - (4 - 0.8) = 25.2 \text{ cm}$$

En consecuencia tendremos una área de acero de:

$$A_s = \frac{2498}{1260 \times 0.875 \times 25.2} = 9.15 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A_s = 9 \phi \frac{1}{2}}$$

Antes de continuar nos permitimos hacer notar la igualdad de las áreas de acero, principio, con que se plantea la losa, al iniciar el desarrollo del calculo y que ahora comprobamos.

Veamos ahora el esfuerzo cortante:

Cargas fijas:  $150 + 180 + 520 + 50 = 900 \text{ Kg.}$

Cargas móviles:  $= 2990 \text{ Kg}$

Impacto:  $= 897 \text{ Kg}$

$V_T = 4787 \text{ Kg}$

Luego es esfuerzo unitario al cual estará trabajando la losa será:

$$v = \frac{4787}{100 \times 0.875 \times 25.2} = 2.17 \text{ Kg/cm}^2$$

Vemos que 4.2 es mayor que 2.17, luego decimos que la losa satisface esta condición.

Veamos la adherencia.

$$= \frac{4787}{10.5 \times 0.875 \times 25.2} = 20.6 \text{ cm}$$

como se tiene 9  $\varnothing \frac{1}{2}$ ", que dan un perímetro total de 36 cm, decimos que la losa satisface esta condición.

Solo nos resta calcular el acero de temperatura y repartición, que sabemos está dado por:

$$\text{As temp. y repar.} = 0.002 \text{ bd} = 0.002 \times 100 \times 18 = 3.6 \text{ cm}^2$$

esta área de acero se dispondrá en dos planos, uno superior en la vecindad de las cargas y el otro en la parte inferior casi en contacto con la armadura inferior.

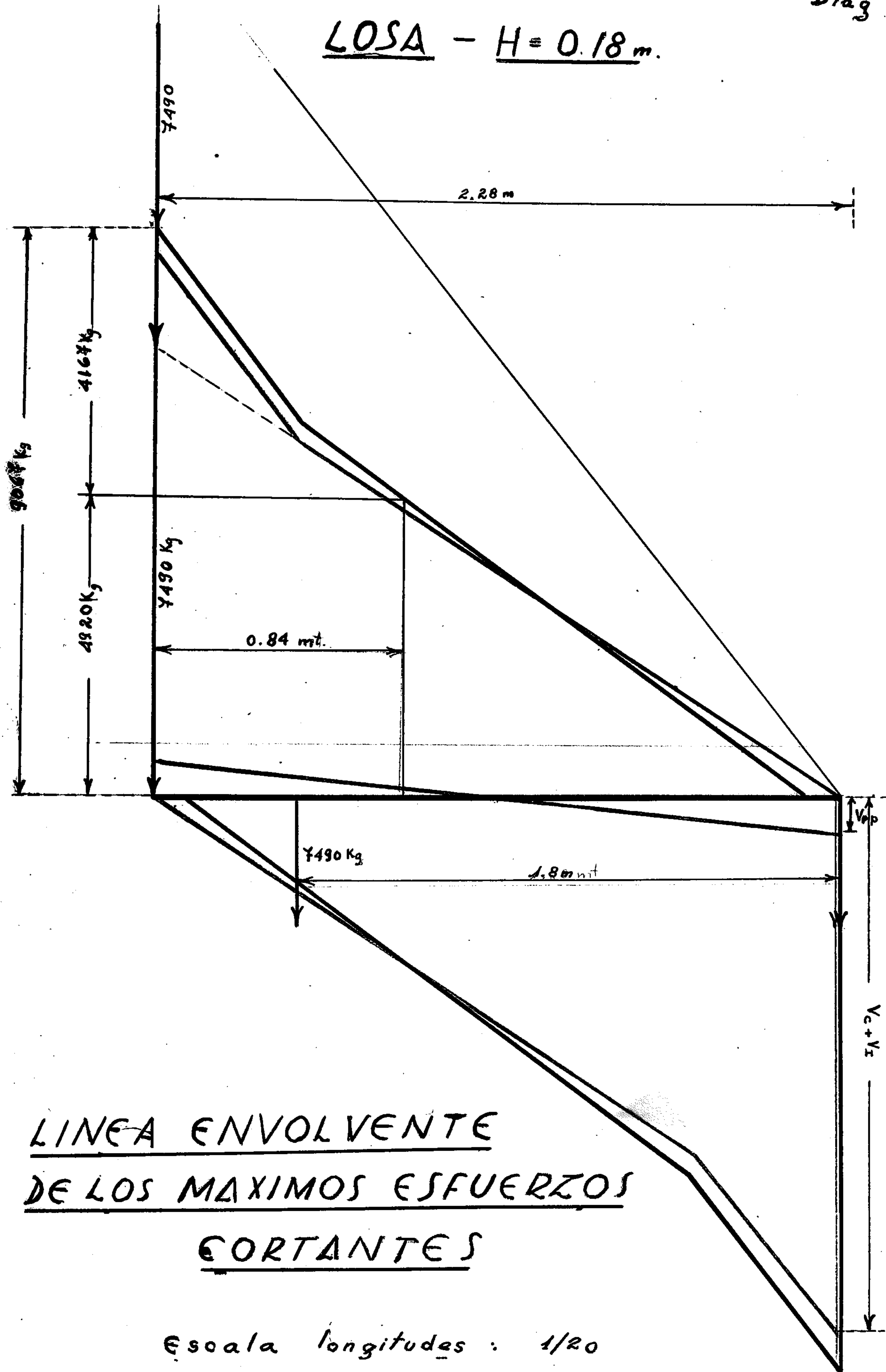
Plano superior: Maya de  $\frac{1}{4}$ ", de 20 cm. de lado.

Plano inferior: As =  $\varnothing \frac{1}{4}$  a 25 cm.

-----

Diag 1

LOSA - H = 0.18 m.

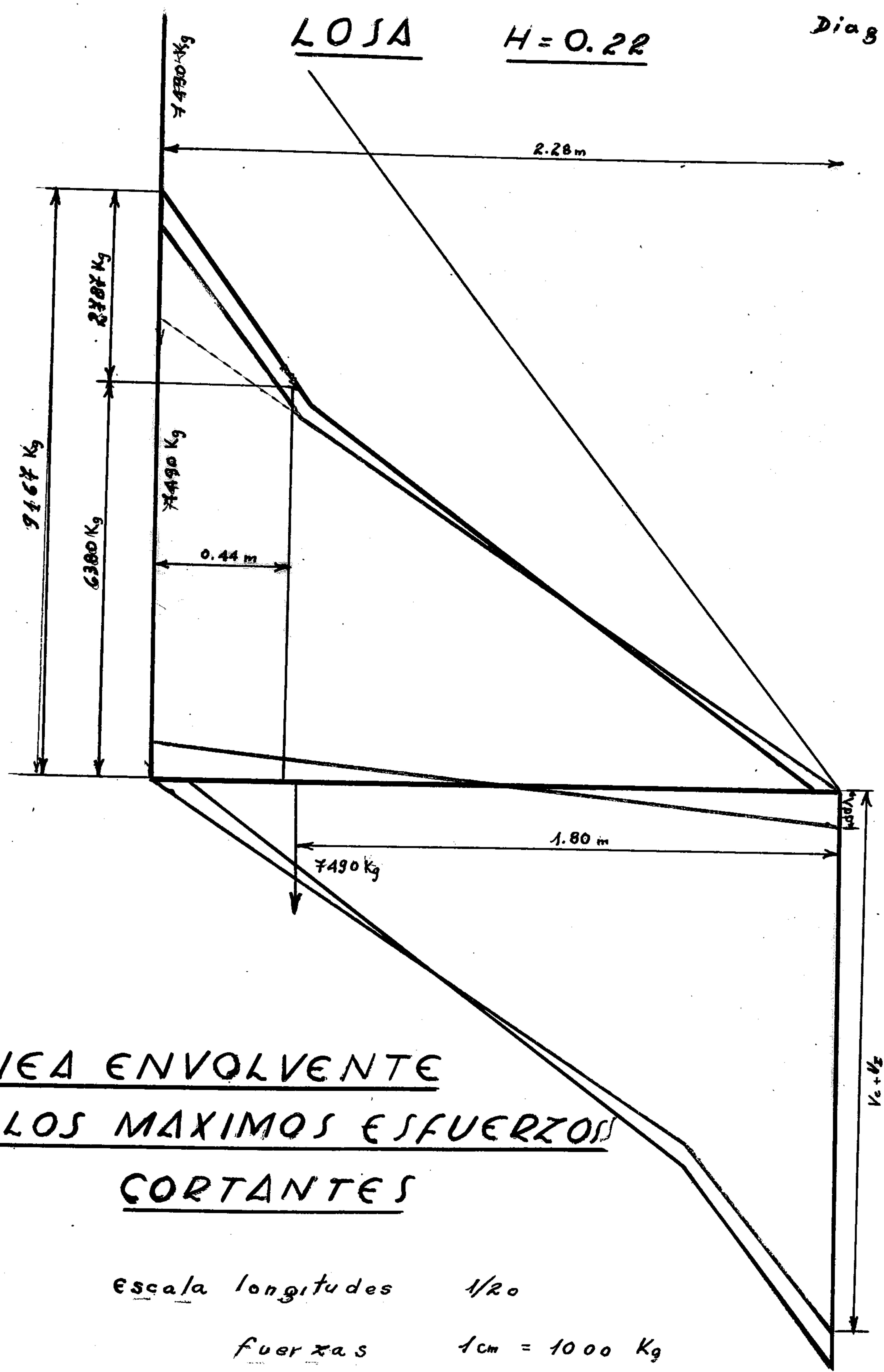


LINEA ENVOLVENTE  
DE LOS MAXIMOS ESFUERZOS  
CORTANTES

Escala longitudes : 1/20

fuerzas 1cm = 1000 Kg



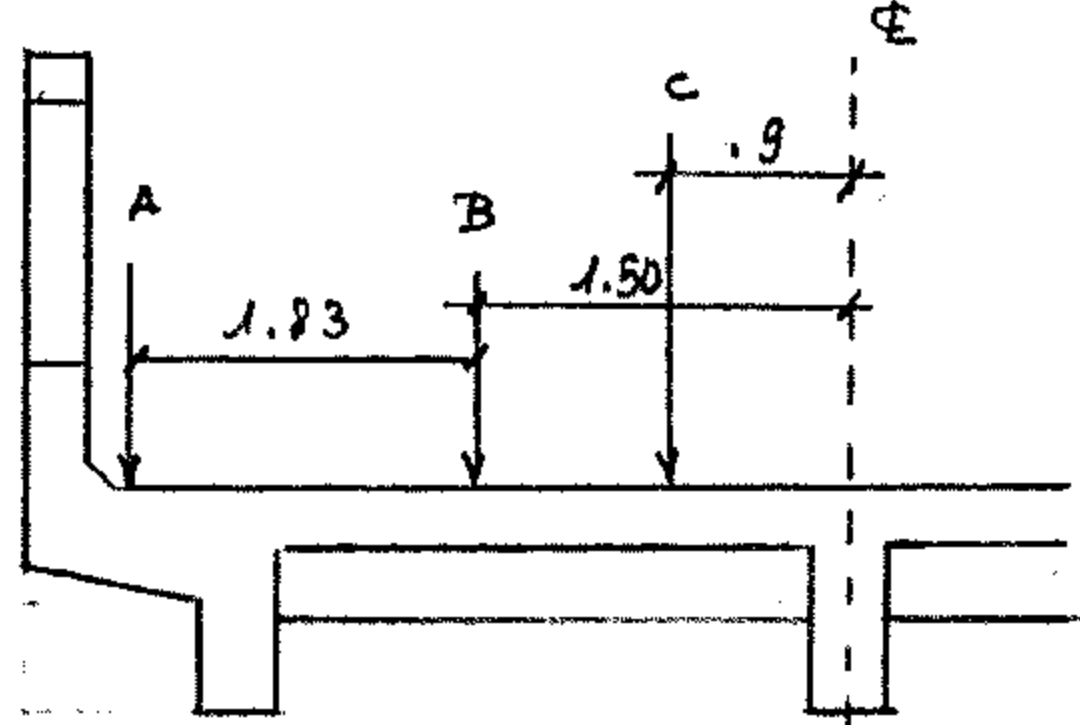


LINEA ENVOLVENTE  
DE LOS MAXIMOS ESFUERZOS  
CORTANTES

Escala longitudes  $1/20$   
fuerzas  $1\text{cm} = 1000 \text{ Kg}$

VIGA EXTREMA

Entre la viga extrema i el (center line) de la viga intermedia puede en el caso más desfavorable pasar tres tipos de trenes parciales como se indica en la figura.



Veamos el porcentaje de carga que de cada tren absorve la viga:

Tren A.-

El coeficiente de trasmisión para este tren sera igual a uno y esto se deduce de la simple observación de la figura.

Luego:

$$\begin{aligned} P^I_a &= 1360 \times 1 = 1360 \text{ Kg.} \\ P^{II}_a &= 5440 \times 1 = 5440 \text{ Kg.} \\ P^{III}_a &= 5440 \times 1 = 5440 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

Tren B.-

El coeficiente de trasmisión estara dado por:

$$C = \frac{1.5}{2.78} = 0.54$$

de allí que las cargas transmitidas a la viga seran:

$$\begin{aligned} P^I_b &= 1360 \times 0.54 = 735 \text{ Kg} \\ P^{II}_b &= 5440 \times 0.54 = 2940 \text{ Kg.} \\ P^{III}_b &= 5440 \times 0.54 = 2940 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

Tren C.-

El coeficiente de trasmisión será:

$$C = \frac{0.90}{2.78} = 0.32$$

luego:

$$\begin{aligned} P^I_c &= 1360 \times 0.32 = 435 \text{ Kg} \\ P^{II}_c &= 5440 \times 0.32 = 1730 \text{ Kg} \\ P^{III}_c &= 5440 \times 0.32 = 1730 \text{ Kg} \end{aligned}$$

El tren equivalente total que actuara sobre la viga sera igual a:

$$P_1 = 2530 \text{ Kg.}$$

$$P_2 = 10110 \text{ Kg}$$

$$P_3 = 10110 \text{ Kg.}$$

Procedamos a calcular el coeficiente de impacto:

$$I = \frac{50}{3.28 \times 15 + 125} = 0.287 \dots \text{ tomaremos } 0.29$$

Procedamos a calcular la viga, considerándola como una viga T simétrica con  $t = 0.22 \text{ m}$ ;  $b = 1.74 \text{ m}$  y  $b' = 0.50 \text{ m}$ ; dándole al hacer así un coeficiente de seguridad.

El peso por metro lineal de las cargas muertas será:

Losa, lado derecho: $0.22 \times 1.14 \times 1 \times 2400 =$	.....	600 Kg/m
Peso Baranda		150 "
Sardinel		180 "
Losa, lado izquierdo : $0.25 \times 0.62 \times 1 \times 2400 =$	.....	390 "
Asfalto: $0.05 \times 1 \times 0.27 \times 2000 =$	.....	30 "
		<u>30</u> "
		$w_1 = 1350 \text{ K/ml}$

El peso por metro lineal de carga debido a las viguetas:

$$w_2 = 0.3 \times 0.7 \times 2.28 \times 8 \times 2400 : 15 = 77 \text{ Kg/ml}$$

El peso lineal por metro de viga será:

$$w_3 = 0.5 \times 1 \times 1 \times 2400 = 1200 \text{ Kg/ml.}$$

Luego el peso ó carga unitaria por metro lineal de puente estará dado por:

$$W_T = 1350 + 77 + 1200 = 2627 \text{ Kg/ml}$$

Dividamos la viga en 15 partes iguales y hallemos en cada una de estas secciones los momentos de flexión debido al peso propio y carga muerta. Para ello dividaremos el cálculo en dos:

Peso Propio

Calcularemos estos momentos mediante la fórmula:

$$M = \frac{w}{2} (lx - x^2)$$

Las secciones estarían espaciadas cada metro, hasta llegar al centro de la viga: Estos momentos son:

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{1}{2} 2627 (15 \times 1 - 1) = 19,000 \text{ Kgm} \\ M_2 &= \frac{1}{2} 2627 (15 \times 2 - 4) = 34,200 \text{ " } \\ M_3 &= \frac{1}{2} 2627 (15 \times 3 - 9) = 47,300 \text{ " } \\ M_4 &= \frac{1}{2} 2627 (15 \times 4 - 16) = 57,800 \text{ " } \\ M_5 &= \frac{1}{2} 2627 (15 \times 5 - 25) = 65,700 \text{ " } \\ M_6 &= \frac{1}{2} 2627 (15 \times 6 - 36) = 71,000 \text{ " } \\ M_7 &= \frac{1}{2} 2627 (15 \times 7 - 49) = 73,500 \text{ " } \\ M_{7.5} &= \frac{1}{2} 2627 (15 \times 7.5 - 56.2) = 74,000 \text{ Kgm.} \end{aligned}$$

Calculémos ahora los momentos debidos a las sobrecarga e impacto en cada una de estas secciones:

Sección no. 1.-

$$R_i = \frac{2530 \times 14 + 10110(9.73 + 5.46)}{15} = 12600 \text{ Kg.}$$

$$M_{s/c} = 12600 \times 1 = \dots\dots\dots 12600 \text{ Kgm.}$$

$$M_I = 12600 \times 0.29 = \dots\dots\dots \frac{3660 \text{ "}}{16260 \text{ Kgm}}$$

Sección no. 2.-

$$R_i = \frac{2530 \times 13 + 10110(8.73 + 4.46)}{15} = 11000 \text{ Kg.}$$

$$M_{s/c} = 11000 \times 2 = \dots\dots\dots 22000 \text{ Kgm}$$

$$M_I = 22000 \times 0.29 = \dots\dots\dots \frac{6880 \text{ "}}{28880 \text{ Kgm.}}$$

Sección no. 3.-

$$R_i = \frac{2530 \times 12 + 10110(7.73 + 3.46)}{15} = 9560 \text{ Kg.}$$

$$M_{s/c} = 9560 \times 0.29 = 28680 \text{ Kgm.}$$

$$M_I = 28680 \times 0.29 = \dots\dots\dots \frac{8300 \text{ "}}{36980 \text{ Kgm.}}$$

Sección no. 4.-

$$R_i = \frac{2530 \times 11 + 10110(6.73 + 2.46)}{15} = 8050 \text{ Kg}$$

$$M_{s/c} = 8050 \times 4 = \dots\dots\dots = 32200 \text{ Kgm}$$

$$M_I = 32200 \times 0.29 = \dots\dots\dots = \frac{9350}{41550} \text{ Kgm.}$$

Sección no. 5.-

$$R_i = \frac{2530 \times 10 + 10110(5.73 + 1.46)}{15} = 6500 \text{ Kg}$$

$$M_{s/c} = 6500 \times 5 = \dots\dots\dots = 32500 \text{ Kgm.}$$

$$M_I = 32500 \times 0.29 = \dots\dots\dots = \frac{9430}{41930} \text{ Kgm}$$

Sección no. 6.-

$$R_i * = \frac{2530 \times 9 + 10110(4.73 + 0.46)}{15} = 5000 \text{ Kg}$$

$$M_{s/c} = 5000 \times 6 = \dots\dots\dots 30\ 000 \text{ Kgm}$$

$$M_I = 30000 \times 0.29 = \dots\dots\dots \frac{8700}{38700} \text{ Kgm}$$

Sección no. 7.-

$$R_i = \frac{2530 \times 8 + 10110(3.73)}{15} = 3850 \text{ Kg}$$

$$M_{s/c} = 3850 \times 7 = \dots\dots\dots = 26950 \text{ Kgm}$$

$$M_I = 26950 \times 0.29 = \dots\dots\dots = \frac{7800}{34750} \text{ Kgm.}$$

Sección no. 7.5.-

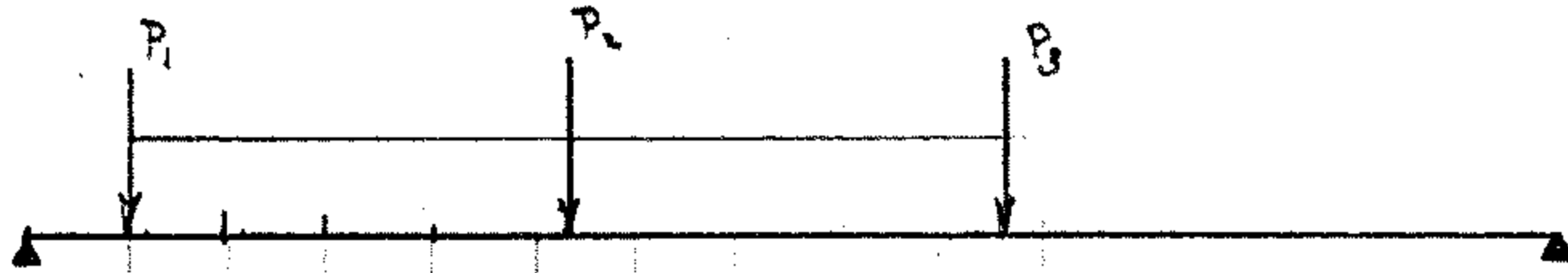
$$R_i = \frac{2530 \times 7.5 + 10110 \times 3.23}{15} = 3440 \text{ Kg}$$

$$M_{s/c} = 3440 \times 7.5 = \dots\dots\dots = 25800 \text{ Kgm.}$$

$$M_I = 25800 \times 0.29 = \dots\dots\dots = \frac{7500}{33300} \text{ Kgm.}$$

--.Cuadro de las Posiciones de la Sobrecargas.--

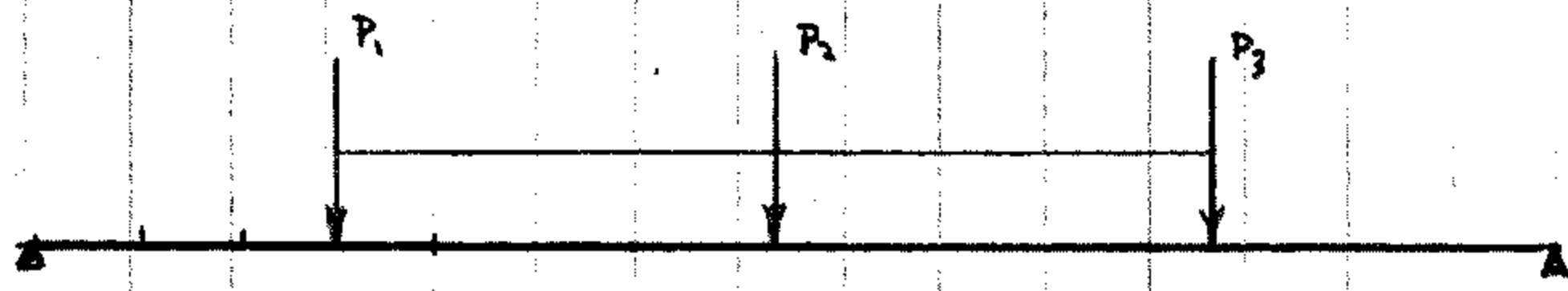
Sección no. 1



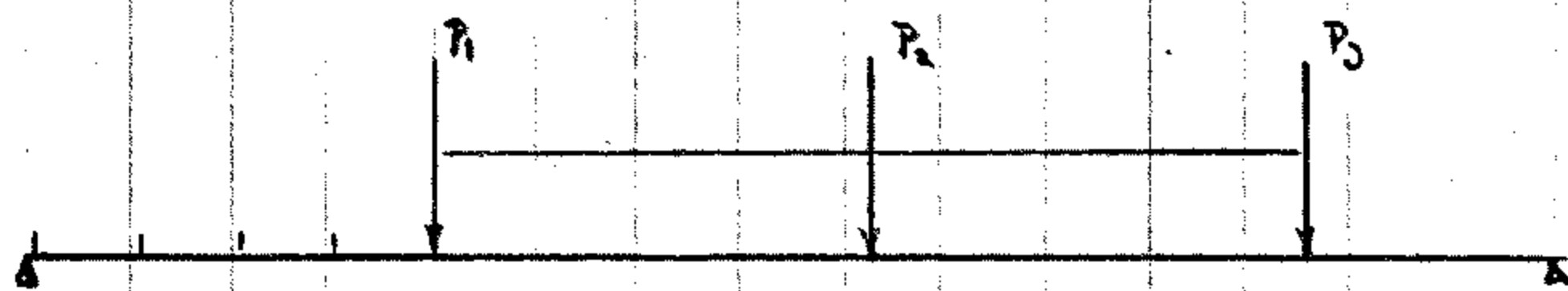
Sección no. 2



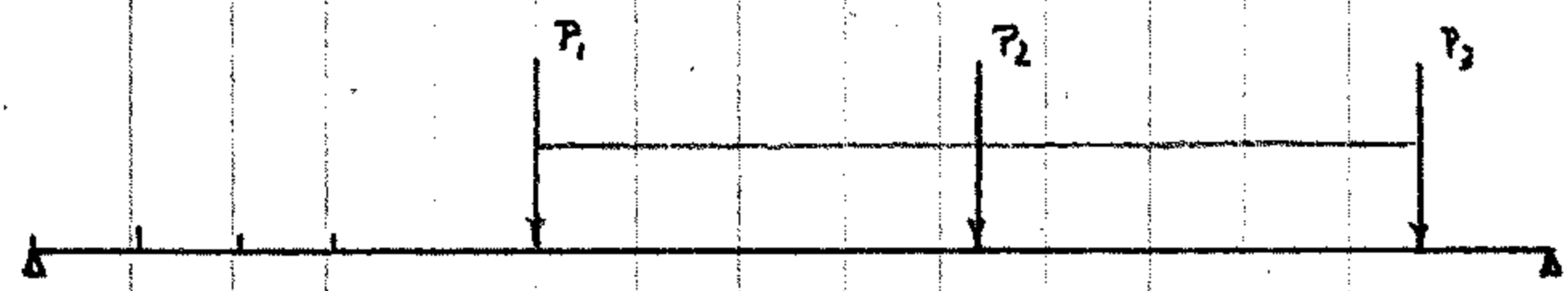
Sección no. 3



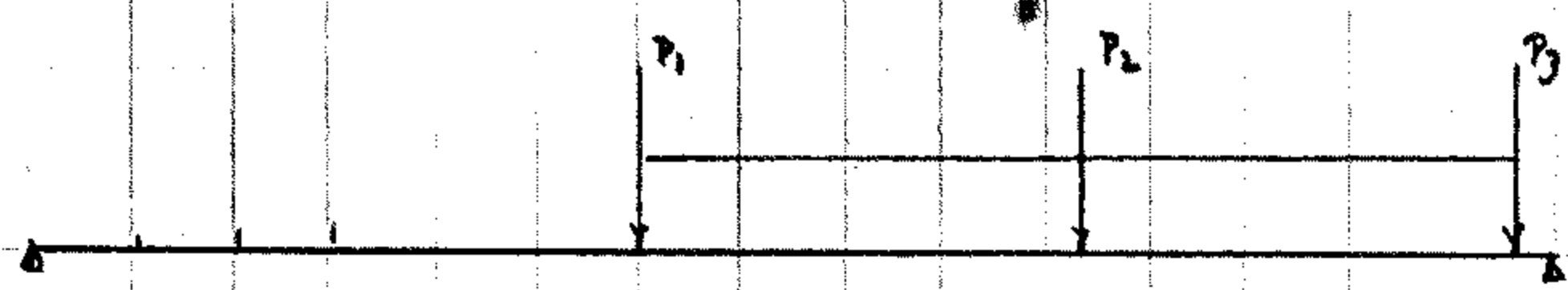
Sección no. 4



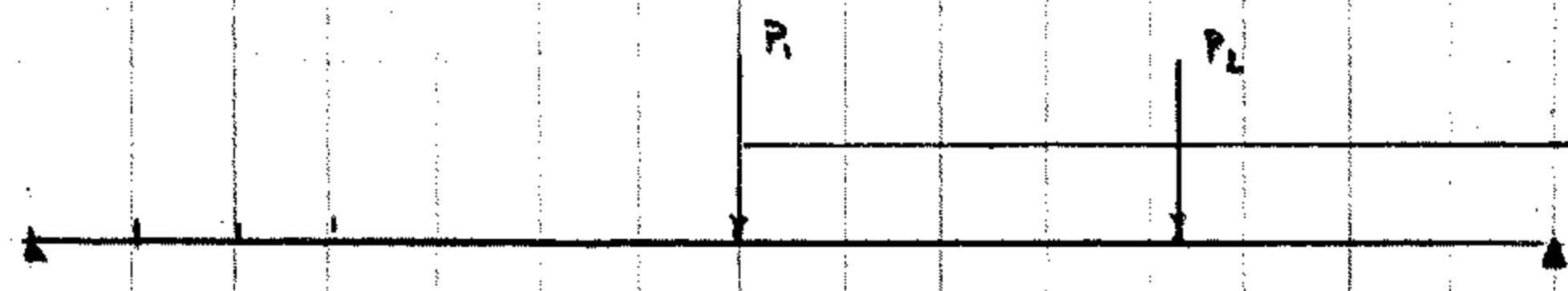
Sección no. 5



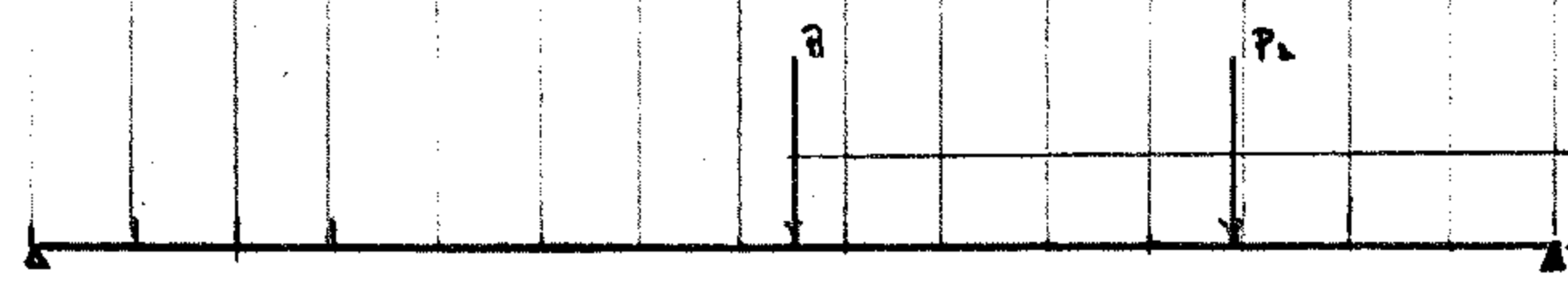
Sección no. 6



Sección no. 7



Sección no. 7.5



Con estos datos estamos es condiciones de calcular la viga, que tendrá, las características que se enunciara antes.

El perálte probable lo deducimos de la fórmula:

$$p \leq \frac{L}{12}$$

$$p = \frac{15}{12} = 1.25 \text{ mt}$$

Tomaremos  $p = 1.20 \text{ mt}$ .

Calculemos el momento resistente del concreto:

$$M_c = K b' d^2 = 11.6 \times 50 \times 12100 = 71000 \text{ Kgm.}$$

El momento virtual de la viga T será:

$$M_T \text{ virtual} = 109700 - 71000 = 38700 \text{ Kgm.}$$

Calculamos ahora el valor de  $K_T$ :

$$K_T = \frac{63}{2} \times \frac{22}{110} \left\{ 2 - \frac{22}{47} - \frac{22}{110} + \frac{2 \times 484}{3 \times 2210} \right\}$$

$$K_T = 9.18$$

Con este valor procederemos a calcular el valor que tendría la longitud necesaria de ala:

$$b = \frac{M_v}{d^2 K_T} = \frac{3870000}{12100 \times 9.18} + 50 = 87 \text{ cm}$$

Con estos valores procederemos a calcular las áreas parciales de acero necesarias:

$$A_s \text{ rectangular} = p \cdot b' \cdot d = 0.0107 \times 50 \times 110 = 59 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ } \tau \text{ virtual} = p_t (b - b') d$$

Calculamos el valor de  $p_t$ :

$$p_t = \frac{63}{1260} \times \frac{22}{110} \left( \frac{2 \times 0.429 \times 110 - 22}{2 \times 0.429 \times 110} \right) = 0.0076$$

luego:

$$A_s \text{ } \tau \text{ virtual} = 0.0076 (87 - 50) 110 = 30.9 \text{ cm}^2$$

De allí que el área neta de acero será:

$$A_s = 59 + 30.9 = 89.9 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A_s = 11 \text{ } \phi \text{ } 1 \frac{1}{4} \text{''}}$$

Para hayar los puntos de doblado de los fierros, trazo las envolventes de los momentos (trazado analítico), de tal como se ve en el gráfico no. 3E

Veamos el esfuerzo cortante :

$$v = \frac{33200}{50 \times 0.875 \times 110} = 6.9 \text{ kg/cm}^2$$

habrá necesidad de absorber el exceso por medio de estrivos, por prescripciones del reglamento americano (A.C.I.), al estar comprendio este valor entre los valores de 0.03 f'c y 0.06 f'c.

Calculamos el esfuerzo cortante que absorve el concreto:

$$V_c = 4.2 \times 50 \times 0.875 \times 110 = 18400 \text{ Kg}$$

Los estribos tomarán:

$$V_s = 33200 - 18400 = 14800 \text{ Kg}$$

Su esfuerzo unitario será:

$$v_s = \frac{14800}{50 \times 0.875 \times 110} = 3.08 \text{ Kg/cm}^2$$

que necesitaran un espacionamiento de :

$$S = \frac{2 \times 1.26 \times 1260}{50 \times 3.08} = 20.6 \text{ cm ... muy semejante a 20 cm}$$

Peniendolos a 25 cm:

$$v_s = \frac{2 \times 1.36 \times 1260}{50 \times 25} = 2.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_s = 2.6 \times 50 \times 0.875 \times 110 = 12500 \text{ kg.}$$

Peniendolos a 30 cm.:

$$v_s = \frac{2 \times 1.26 \times 1260}{50 \times 30} = 2.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_s = 2.1 \times 50 \times 0.875 \times 110 = 10200 \text{ KG.}$$

Peniendolos a 40 cm.:

$$v_s = \frac{2 \times 1.26 \times 1260}{50 \times 40} = 1.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_s = 1.6 \times 50 \times 0.875 \times 110 = 7700 \text{ Kg.}$$

Peniendolos a 50 cm.:

$$v_s = \frac{2 \times 1.26 \times 1260}{50 \times 50} = 1.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_s = 1.3 \times 50 \times 0.875 \times 110 = 5700 \text{ Kg.}$$

No tomamos un espaciamento mayor, dado que el espaciamento máximo no lo permite:

$$S \text{ máx.} = \frac{d}{2} = \frac{110}{2} = 55 \text{ cm.}$$

En consecuencia pondremos ~~los~~ estribos de  $\frac{1}{2}$ " de dos ramas en la siguiente forma: (Diagrama no. 4).:

a 0.20m	hasta los	0.75 mts.
a 0.25	" "	1.50 "
a 0.30	" "	2.45 "
a 0.40	" "	2.90 "
a 0.50	" "	4.30 "

Veamos ahora la adherencia: En el apoyo



$$\epsilon_0 = \frac{33200}{10.5 \times 0.875 \times 110} = 32.8 \text{ cm}$$

Como tenemos en el apoyo, sólo 6  $\varnothing 1\frac{1}{4}$ " del acero en tracción, ya que el acero en la parte superior ( $2\varnothing \frac{1}{2}$ " ) sólo juega para sostener los estrivos y como una medida de protección; estas barras mayores nos dan un perímetro total de 64.92 cm, que es mucho mayor que el solicitado, luego la viga satisface esta condición.

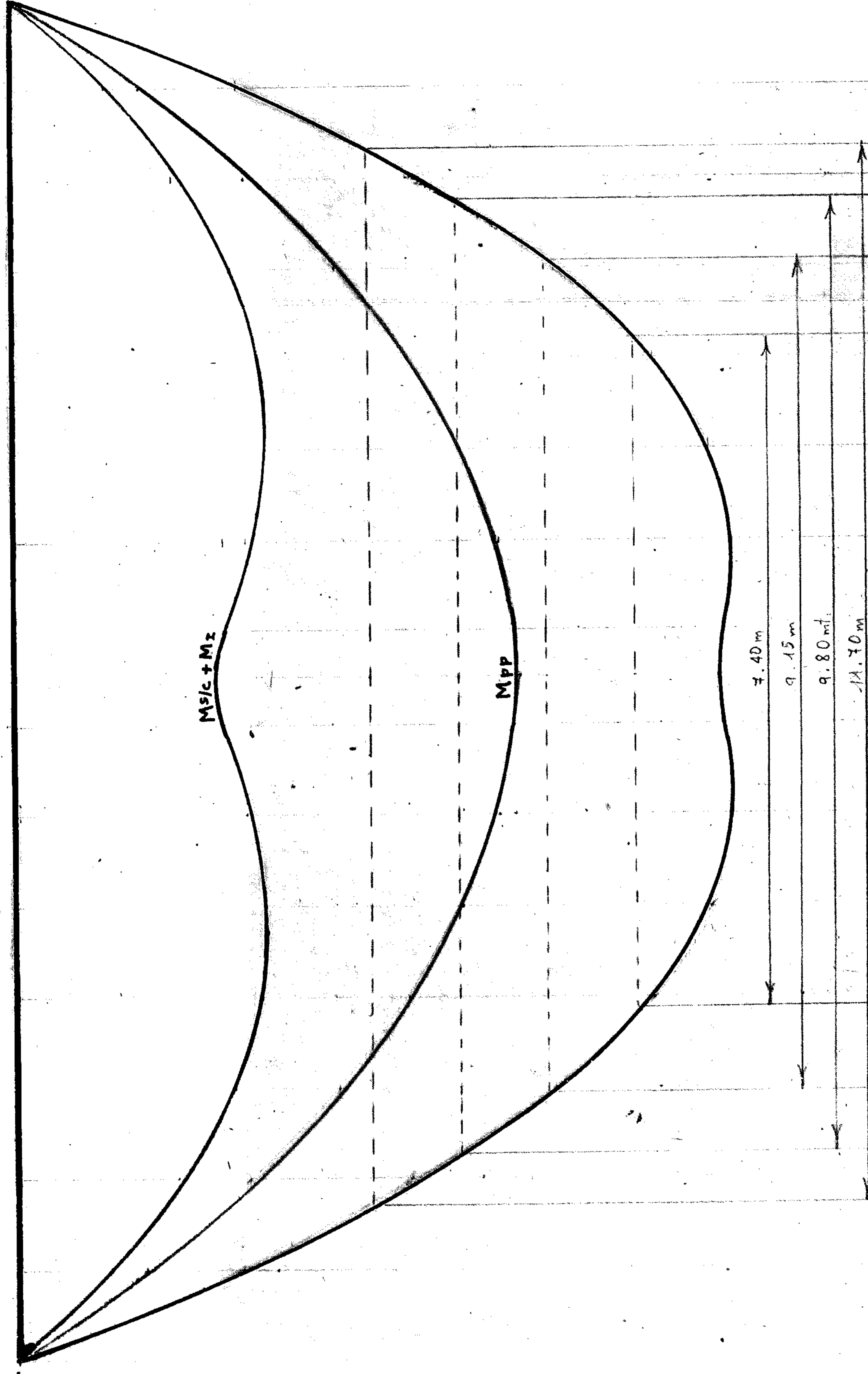
-----

DIAGRAMAS de MOMENTOS de FLEXIÓN  
ENVOLVENTE de los MOMENTOS de FLEXIÓN

VIGA EXTREMA

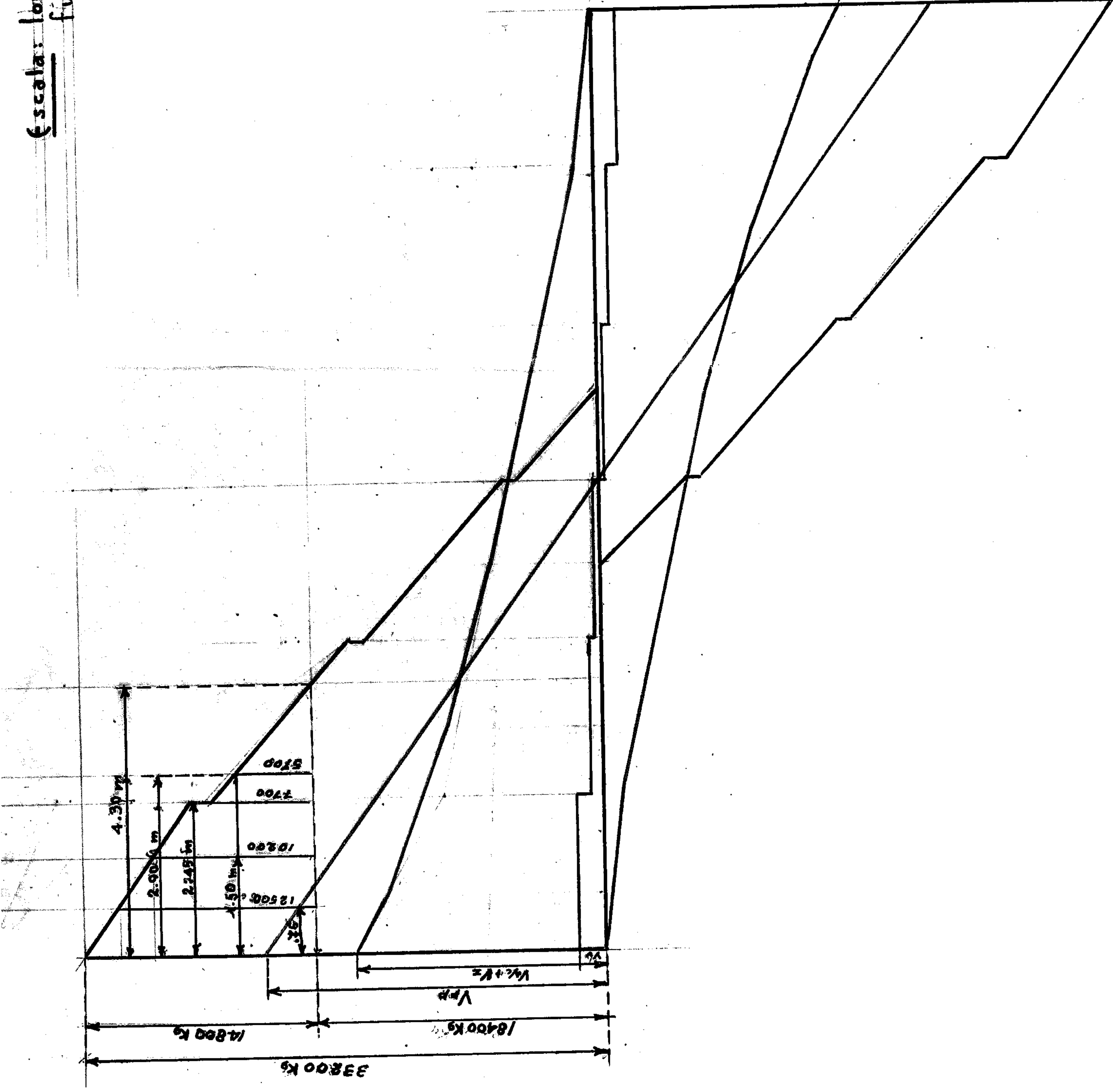
Escala : longitudes: 1/15

fuerzas: 1cm  $\equiv$  10000 Kgm.



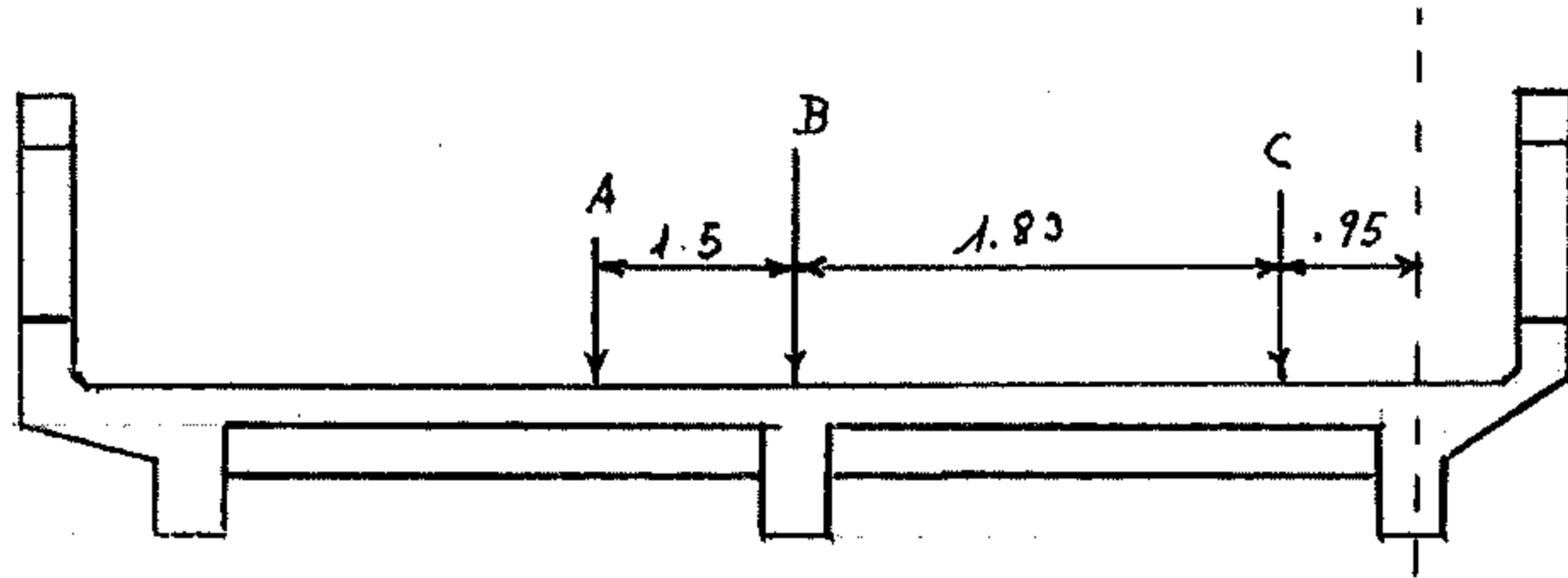
VIGA EXTREMA  
ENVOLVENTES DE  
MÁXIMOS ESFUERZOS CORRIENTES

Escala: longitudes: 1/100  
 fuerzas: 1cm = 4000 Kg.



-- VIGA INTERMEDIA --

El caso más desfavorable de trabajo de la viga se presenta, cuando actúan los trenes que se muestran en la figura:



Veamos el porcentaje de carga que absorbe de cada tren:

Tren A.-

El coeficiente de transmisión será:

$$C = \frac{1.28}{2.78} = 0.46$$

luego:

$$\begin{aligned} P'_a &= 1360 \times 0.46 = 625 \text{ Kg.} \\ P''_a &= 5440 \times 0.46 = 2500 \text{ Kg.} \\ P'''_a &= 5440 \times 0.46 = 2500 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

Tren B.-

El coeficiente de transmisión será:  $C = 1$

$$\begin{aligned} P'_a &= 1360 \times 1 = 1360 \text{ Kg} \\ P''_a &= 5440 \times 1 = 5440 \text{ Kg} \\ P'''_a &= 5440 \times 1 = 5440 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Tren C.-

El coeficiente de transmisión será:

$$C = \frac{0.95}{2.78} = 0.35$$

luego:

$$\begin{aligned} P'_c &= 1360 \times 0.35 = 475 \text{ Kg.} \\ P''_c &= 5440 \times 0.35 = 1900 \text{ Kg.} \\ P'''_c &= 5440 \times 0.35 = 1900 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

El tren total que actuara sobre la viga será:

$$\begin{aligned} P_1 &= 2460 \text{ Kg} \\ P_2 &= 9880 \text{ Kg.} \\ P_3 &= 9880 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

El valor del impacto será  $I = 29\%$ , al igual que en la anterior.

El peso de las losas que gravitara sobre la viga es de:

$$0.22 \times 2.28 \times 1 \times 2400 = 1200 \text{ Kg/ml}$$

La viga tendrá las mismas características que la anterior, luego su peso por metro lineal de puente será: 1200 Kg/ml.

De allí que la carga uniforme que actúa sobre ella será de 2400 kilos por metro lineal.

Como en la anterior calcularemos los momentos debidos al peso propio en cada una de las secciones:

$$M_1 = \frac{1}{2} 2400 (15 \times 1 - 1) = 19800 \text{ Kgm}$$

$$M_2 = \frac{1}{2} 2400 (15 \times 2 - 4) = 34300 \text{ Kgm}$$

$$M_3 = \frac{1}{2} 2400 (15 \times 3 - 9) = 47500 \text{ Kgm}$$

$$M_5 = \frac{1}{2} 2400 (15 \times 4 - 16) = 57000 \text{ Kgm.}$$

$$M_6 = \frac{1}{2} 2400 (15 \times 5 - 25) = 66000 \text{ Kgm.}$$

$$M_7 = \frac{1}{2} 2400 (15 \times 6 - 36) = 71300 \text{ Kgm.}$$

$$M_7 = \frac{1}{2} 2400 (15 \times 7 - 49) = 74000 \text{ Kgm.}$$

$$M_{7.5} = \frac{1}{2} 2400 (15 \times 7.5 - 56.2) = 74400 \text{ Kgm.}$$

Calculemos ahora los momentos debidos a la sobrecarga e impacto en cada uno de las secciones.

Sección no. 1.-

$$R_i = \frac{2460 \times 14 + 9880 (9.73 + 5.46)}{15} = 12300 \text{ Kg}$$

$$M_{s/c} = 12300 \times 1 = 12300 \text{ Kgm.}$$

$$M_T = 12300 \times 0.29 = \frac{3560 \text{ Kgm}}{15860 \text{ Kgm.}}$$

Sección no. 2.-

$$R_i = \frac{2460 \times 13 + 9880 \times 13.19}{15} = 10800 \text{ Kg}$$

$$M_{s/c} = 10800 \times 2 = 21600 \text{ Kgm.}$$

$$M_I = 21600 \times 0.29 = \frac{6260 \text{ "}}{27860 \text{ Kgm}}$$

Sección no. 3.-

$$R_i = \frac{2460 \times 12 + 9880 \times 11.19}{15} = 9330 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} M \text{ s/c} &= 9330 \times 3 = 27990 \text{ Kgm} \\ M_I &= \frac{8100}{36090} \text{ Kgm} \end{aligned}$$

Sección no. 4.-

$$R_i = \frac{2460 \times 11 + 9880 \times 9.19}{15} = 7850 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} M \text{ s/c} &= 7850 \times 4 = 31400 \text{ Kgm.} \\ M_I &= \frac{9100}{40500} \text{ Kgm} \end{aligned}$$

Sección no. 5.-

$$R_i = \frac{2460 \times 10 + 9880 \times 7.19}{15} = 6380 \text{ Kgm}$$

$$\begin{aligned} M \text{ s/c} &= 6380 \times 5 = 31900 \text{ Kgm} \\ M_I &= \frac{9250}{41150} \text{ Kgm.} \end{aligned}$$

Sección no. 6.-

$$R_i = \frac{2460 \times 9 + 9880 \times 5.19}{15} = 4900 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} M \text{ s/c} &= 4900 \times 6 = 29400 \text{ Kgm.} \\ M_I &= \frac{8540}{37940} \text{ Kgm.} \end{aligned}$$

Sección no. 7.-

$$R_i = \frac{2460 \times 8 + 9880 \times 3.73}{15} = 3780 \text{ Kgm}$$

$$\begin{aligned} M \text{ s/c} &= 3780 \times 7 = 26460 \text{ Kgm.} \\ M_I &= \frac{7670}{34130} \text{ Kgm} \end{aligned}$$

Sección no. 7.7.-

$$R_i = \frac{2460 \times 7.5 + 9880 \times 3.23}{15} = 3350 \text{ Kg.}$$

$$\begin{aligned} M \text{ s/c} &= 3350 \times 7.5 = 25150 \text{ Kgm.} \\ M_I &= \frac{7300}{32450} \text{ Kgm} \end{aligned}$$

Con los cálculos anteriores procederemos a calcular la viga, que tendrá características similares a la anterior:

Momento absorbido por el concreto:

$$M_c = 11.6 \times 50 \times 12100 = 71000 \text{ Kgm}$$

Momento virtual:

$$M_v = 109240 - 71000 = 38240 \text{ Kgm.}$$

En la viga anterior calculamos los valores de  $K_T$  y  $p_t$ , que no variarían por poseer ambas vigas idénticas características, luego:

$$K_T = 9.18$$

$$p_t = 0.0076$$

Calculemos la longitud de ala necesaria para absorber el momento virtual

$$b = \frac{3824000}{12100 \times 9.18} \mp 50 = 84.2 \text{ cm}$$

Luego las áreas parciales de acero serán:

$$A_s \text{ rectang.} = 0.0107 \times 50 \times 110 = 59 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ } T \text{ virtual} = 0.0076 \times (84.2 - 50) \mp 10 = 28.6 \text{ cm}^2$$

luego el área total de acero será:

$$A_s = 87.6 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A_s = 11 \text{ } \phi \text{ } 1\frac{1}{2}''}$$

Para hallar los puntos de doblado se trazó las envolventes de los momentos de flexión (Diagrama no. 5).

Veamos el esfuerzo cortante:

$$v = \frac{31200}{50 \times 0.875 \times 110} = 6.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Por estar comprendido entre los valores de  $0.03 f'_c$  y  $0.06 f'_c$ ; es necesario usar estrivos y anclaje especial.

El esfuerzo cortante absorbido por el concreto será:

$$V_c = 4,2 \times 50 \times 0.875 \times 110 = 18400 \text{ Kg}$$

Esfuerzo cortante absorbido por los estrivos:

$$V_s = 31200 - 18400 = 12800 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo unitario en los estrivos:

$$v_s = \frac{2 \times 1.26 \times 1260}{50 \times 0.875 \times 110} = 2.66 \text{ Kg/cm}^2$$

Su espaciamiento será:

$$s = \frac{2 \times 1.26 \times 1260}{50 \times 2.66} = 23.9 \text{ cm, tomaremos } 24 \text{ cm.}$$

El espaciamiento máximo como sabemos es de 55 cm.

Poniendolos a 30 cm.

$$v_s = 2.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_s = 10200 \text{ Kg.}$$

Poniendolos a 40, y 50 cms, procederemos al igual que la otra viga, y veremos que sus resultados son similares, en consecuencia, despues de observar el diágrama no. 6, diremos que colocaremos los estrivos en la siguiente forma:

a 24 mts.	hasta	los	0.90 mts.
a 30 cm	"	"	1.70 "
a 40 cm.	"	"	2.40 "
a 50 cm	"	"	3.80 "

Veamos ahora la adherencia: En el apoyo:

$$= \frac{31200}{10.5 \times 0.875 \times 110} = 30.9 \text{ cm}$$

Como tenemos  $6 \text{ } \phi \text{ } 1\frac{1}{4}'' = 64.92 \text{ cm}$  de perímetro y siendo éste mayor que el solicitado, diremos que la viga satisface esta condición.

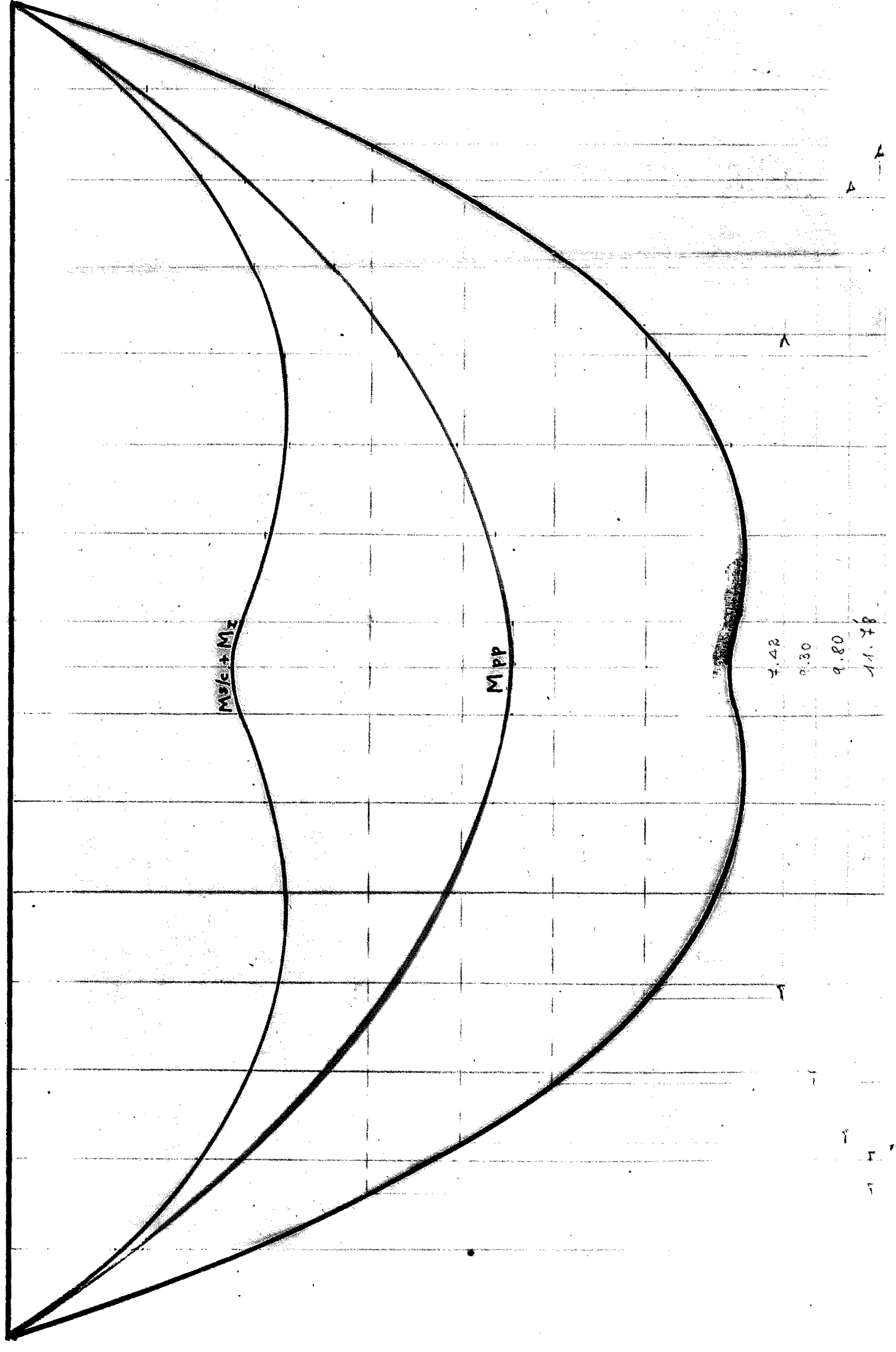
-----



DIAGRAMAS de MOMENTOS de FLEXIÓN  
EN VOLVENTE de los MOMENTOS de FLEXIÓN

- VIGA INTERMEDIA -

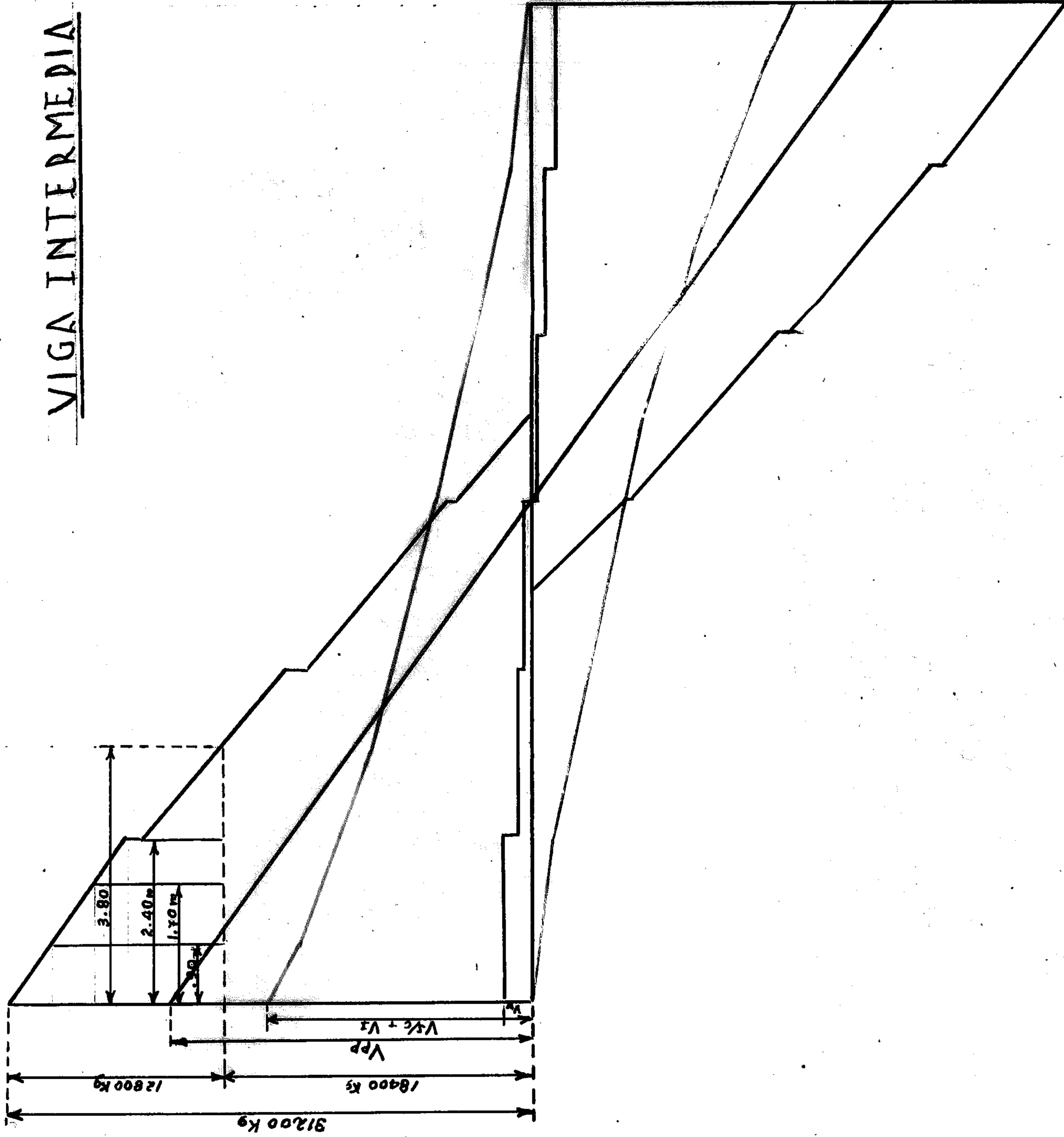
Escala: longitudes: 1/75  
fuerzas: 1cm = 10000 Kg



# ENVOLVENTES DE MÁXIMOS ESFUERZOS CORTANTES

escala: longitudes: 1/100  
fuerzas: 1cm = 4000Kg.

## VIGA INTERMEDIA



- VIGUETAS -

Veamos a que distancia colocaremos las viguetas, que como ya sabemos, servirán para soportar la torsión de las vigas extremas. El reglamento establece que la separación entre vigueta y vigueta debe estar sujeta a:

$$d \begin{cases} > 8 b' \\ < 2.5 S \end{cases}$$

para nuestro caso tendríamos:

$$d = 8 \times 0.50 = 4 \text{ mt.}$$

$$d = 2.5 \times 2.28 = 5.70 \text{ mt.}$$

según esto colocaremos las viguetas con una separación de 5 metros centro a centro.

Al calcular la losa vimos que el máximo momento negativo debido al voladizo estaba dado por:

$$- M \text{ máx} = 3681 \text{ Kgm.}$$

Hallaremos el momento de torsión mediante la fórmula:

$$T = 0.7 M d$$

$$T = 0.7 \times 3681 \times 5 = 12900 \text{ Kgm.}$$

Como sabemos la vigueta está sometida a dos clases de esfuerzos, que actúan independientemente el uno del otro. Por ello, me limitaré a calcularla para resistir el esfuerzo de tracción, ya que el esfuerzo de compresión no necesitara comprobación ya que la gran parte de la masa del concreto que forma parte de la vigueta absorbe sobradamente este esfuerzo.

Para el esfuerzo de tracción, que es el principal, se la considera como un tirante y se supone, que sólo un tirante de acero absorbera este esfuerzo y que la masa de concreto sólo actúa de recubrimiento.

El reglamento da la siguiente fórmula para calcular el tirante de acero:

$$A_s = \frac{0.7 M d}{f_s h} = \frac{1290000}{1260 \times 70} = 14.6 \text{ cm}^2$$

As - 5 y 1"

Pra calcular él área de acero del tirante he tomado una altura de 50 cms. presindiendo de lo que establece el reglamento. Este establece que por razones de estética, la altura de la vigueta debe ser la altura de la viga disminuida en 8". En nuestro caso deberíamos tener una altura de 1.00 mts, para la vigueta, pero he acertado esta altura, por dos razones, que a mi parecer justifican no seguir el reglamento: 1ra. La dimensión está fijada en el reglamento teniendo solamente presente la razón estética y no estructural, quiere decir, que la menor altura no afectará la resistencia, ya que como se dijo antes todo el trabajo está efectuado por el acero. y 2da. La razón estética aducida en el reglamento carece de base en nuestro puente, por ser de rasante baja y lo cual hace que las viguetas no se vea vista por el paseante o o por el viajero.

Como se ve estas dos razones me han inducido a cortar la altura, pues, no habiendo razón de ser, me parece que es impropio dar mayor altura a la vigueta, ya que eso redundaría en el costo; ya que a mayor altura, mayor volumen y por consecuencia, mayor consumo de material y mayor peso en la vigueta que gravitar sobre la viga.

--- TRIBOS ---

Por el particular perfil del río en el lugar de cruce, no será necesario más que un estribo en la margen izquierda, ya que dado que el material de la derecha es roca, bastará ponerle un asiento a las vigas del puente en ese lugar, tal como lo indica el plano correspondiente.

Calcularemos el estribo del lado izquierdo que será de concreto ciclópico, de mezcla 1:3:6. Sus características son las siguientes:

Altura	.....	10.50 mts.
Ancho	.....	10.00 mts.
Longitud del ala a 45°	....	7.00 mts.
Angulo de reposo del terreno		40°
Peso de las tierras		1600 Kg/m <sup>3</sup>
Sobrecarga	.....	800.00 Kg/m <sup>2</sup>

1°.- Caso.- Estribo sin puente y terreno sobrecargado.

A- Estribo sin zapata.

Calculemos la constante C.

$$C = \frac{1 - \operatorname{sen} \theta}{1 + \operatorname{sen} \theta} = \frac{1 - 0.643}{1 + 0.643} = 0.217$$

Altura de relleno equivalente a la sobrecarga:

$$h' = \frac{800}{1600} = 0.50 \text{ mts.}$$

Fuerzas Horizontales.-

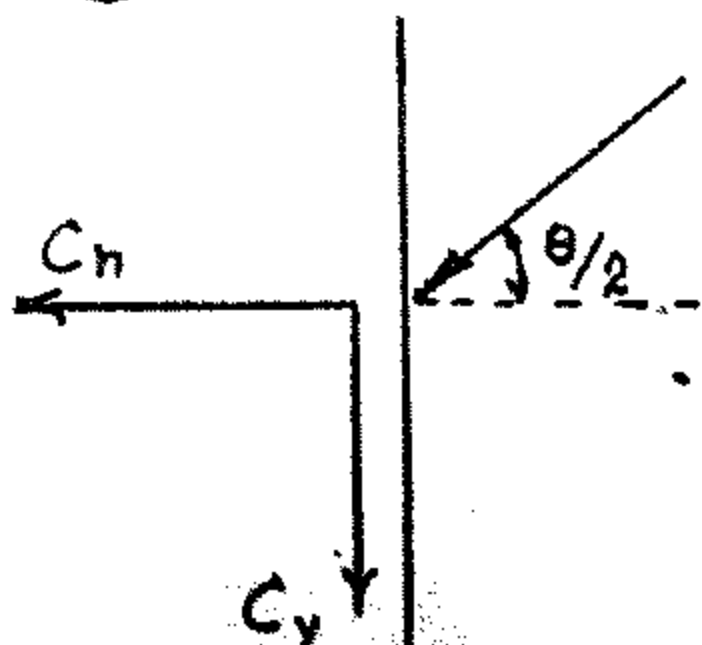
Calculemos el empuje de tierras:

$$E = \frac{1}{2} \gamma h (h + 2h') C = \frac{1}{2} \times 1600 \times 7 \times (7 + 1) 0.27 = 9700 \text{ Kg}$$

Su punto de aplicación estará dado por:

$$d = \frac{h + 3h'}{h + 2h'} \times \frac{h}{3} = \frac{7 + 1.5}{7 + 1.0} \times \frac{7}{3} = 2.48 \text{ mts}$$

Descompongamos el empuje en dos componentes verticales:



$$C_h = E \cos \frac{\theta}{2} = 9700 \times 0.940 = 9110 \text{ Kg}$$

$$C_v = E \operatorname{sen} \frac{\theta}{2} = 9700 \times 0.342 = 3320 \text{ Kg.}$$

Fuerzas Verticales.-

Secciones	Peso (Kg)	Distancias (m)	Momentos (Kgm)
1 -- 0.5 x 0.3 x 5.8 x 1 x 2400 =	2080	0.15	320
2 -- 1 x 5.8 x 1 x 2400 =	13900	0.80	11100
3 -- 0.7 x 7 x 1 x 2400 =	<u>11800</u>	1.65	<u>19500</u>
	<u>27780</u>		<u>30820</u>

Punto de aplicación de las Fv.

27780		30820
<u>3320</u>	2.0	<u>6640</u>
31100		37460

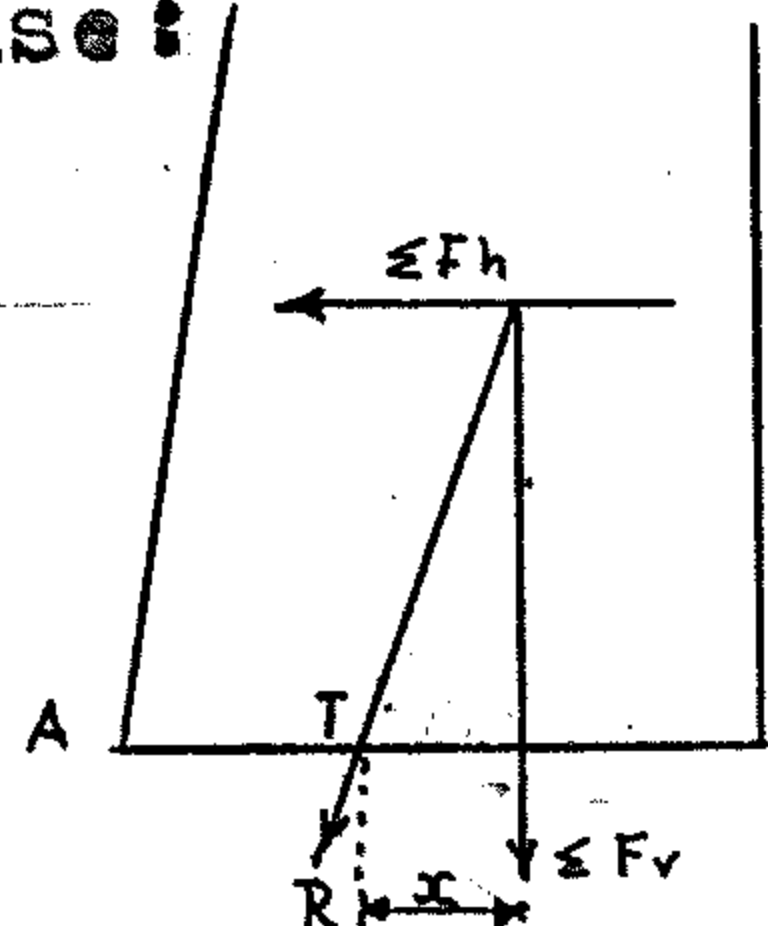
$$x = \frac{37460}{31100} = 1.27 \text{ mts.}$$

Punto de aplicación de las fuerzas ~~horizontales~~: Actuando sólo el empuje su punto de aplicación será:

$$D = 2.48 \text{ mts.}$$

Tomando momentos con respecto al punto en que corta la resultante a la

base:



$$27780 x = 9110 x 2.48$$

$$x = \frac{9110 x 2.48}{31100} = 0.58 \text{ mts.}$$

luego:

$$AT = 1.27 - 0.58 = 0.69$$

cae dentro del tercio central, luego no habra esfuerzos de tracción.

Coefficientes de seguridad al volteo y deslizamiento.

$$C_v = \frac{31100 x 1.29}{2.48 x 9110} = 2.15$$

$$C_d = \frac{31100 x 0.6}{9110 x 2.48} = 2.68$$

Presiones en la zapata:

$$e = \frac{200}{2} - 69 = 31 \text{ cm}$$

$$P_a = \frac{31100}{100 x 200} \left( 1 + \frac{6 x 31}{200} \right) = 3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_b = \frac{31100}{100 x 200} \left( 1 - \frac{6 x 31}{200} \right) = 0.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo Cortante: Sección C-D:

$$V = \frac{9110}{100 \times 200} = 0.45 \text{ Kg/cm}^2$$

B - Estrivo con Zapata.

Fuerzas Verticales.

Secciones.	Peso.	Distancia	Momentos
1	2080	0.75	1560
2	13900	1.40	19500
3	11800	2.25	26600
4 -- 2.40 x 3.5 x 1 x 2300 =	24400	1.45	35400
5 -- 0.3 x 7 x 1 x 1600 =	<u>3360</u>	2.75	<u>9760</u>
	55540		92820

Fuerzas Horizontales.

Empuje de tierras

$$E = \frac{1}{2} \times 1600 \times 10.50 \times 11.5 \times 0.217 = 20900 \text{ Kg.}$$

$$d = \frac{10.50 + 1.50}{10.50 + 1} = \frac{10.50}{3} = 3.63 \text{ mts.}$$

$$C_v = 20900 \times 0.342 = 7150 \text{ Kg}$$

$$C_h = 20900 \times 0.940 = 19600 \text{ Kg.}$$

Punto de Aplicación de las Fv.-

Fv	Distancia	Momentos.
55540		92820
<u>7150</u>	2.60	<u>18600</u>
62690		111420

$$x = \frac{111420}{62690} = 1.85 \text{ mt}$$

Tomando momentos respecto al punto en que la resultante corta a la base:

$$62690 \times x = 19600 \times 3.63$$

$$x = \frac{19600 \times 3.63}{62690} = 0.87 \text{ mts}$$

es decir, a 1.85 - 0.87 = 0.98 de la arista de volteo A. Caer dentro del tercio central.

Coefficientes de seguridad al volteo y deslizamiento.-

$$C_v = \frac{111420}{19600 \times 3.63} = 2.12$$

$$C_d = \frac{62690 \times 0.6}{19600} = 2.15$$

Presiones sobre el terreno:

$$p_a = \frac{62690}{100 \times 290} \left( 1 + \frac{6 \times 47}{290} \right) = 4.27 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p_b = \frac{62690}{100 \times 290} \left( 1 - \frac{6 \times 47}{290} \right) = 0.0648 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo Cortante: Sección A-A:

$$V = \frac{19600}{100 \times 290} = 0.67 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo diagonal de tensión.-

$$t = \frac{1}{2}R + \sqrt{V^2 R^2 + 4v^2}$$

$$t = \frac{1}{2} \times 4.27 + \sqrt{(4.27)^2 + 4(0.67)^2} = 2.13 + 4.47$$

$$t = 6.50 \text{ Kg/cm}^2$$

Por mucho mayor la altura que 2 veces la longitud de 1 pequeño voladizo de la zapata, no necesita, calcularse ni al momento ni al esfuerzo cortante.

2°.- Caso.-- Estrivo con puente y terreno sobrecargado

Fuerzas Verticales.

Secciones	Peso.	Distancia	Momentos
1-2-3-4-5	55540		92820
Reac. Puente.	<u>20000</u>	1.40	<u>28000</u>
	75540		120820

Fuerzas Horizontales.

Empuje de tierras:  $E = 20900 \text{ Kg}$  .....  $\left\{ \begin{array}{l} C_v = 16000 \text{ Kg} \\ C_d = 13500 \text{ Kg} \end{array} \right.$

Frenado por metro lineal como se calcule tiene como valor 190 Kg, aplicado a 1.20 mts. de la superficie.  $D = 3.72 \text{ mts.}$

Punto de aplicación de las Fv.-

Fv	Distancia	Momentos.
75540		120820
<u>13500</u>	2.6	<u>35000</u>
89040		155820



$$x = \frac{155820}{89040} = 1.74 \text{ mts.}$$

Tomando momentos al punto en que la resultante corta a la base:

$$89040 x = 60300$$

$$x = \frac{60300}{89040} = 0.67 \text{ mts.}$$

es decir, a  $1.74 - 0.67 = 1.07$  mts, de la arista A. Cae, pues, dentro del tercio central.

Coefficientes de seguridad al volteo y deslizamiento.-

$$C_v = \frac{155820}{60300} = 2.59$$

$$C_d = \frac{89040 \times 0.5}{16190} = 2.76$$

Presiones sobre el terreno:

$$e = \frac{290}{2} - 107 = 38 \text{ cm}$$

$$P_a = \frac{89040}{100 \times 290} \left( 1 + \frac{6 \times 38}{290} \right) = 5.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_b = \frac{89040}{100 \times 290} \left( 1 - \frac{6 \times 38}{290} \right) = 2.4 \text{ Kg/cm}^2$$

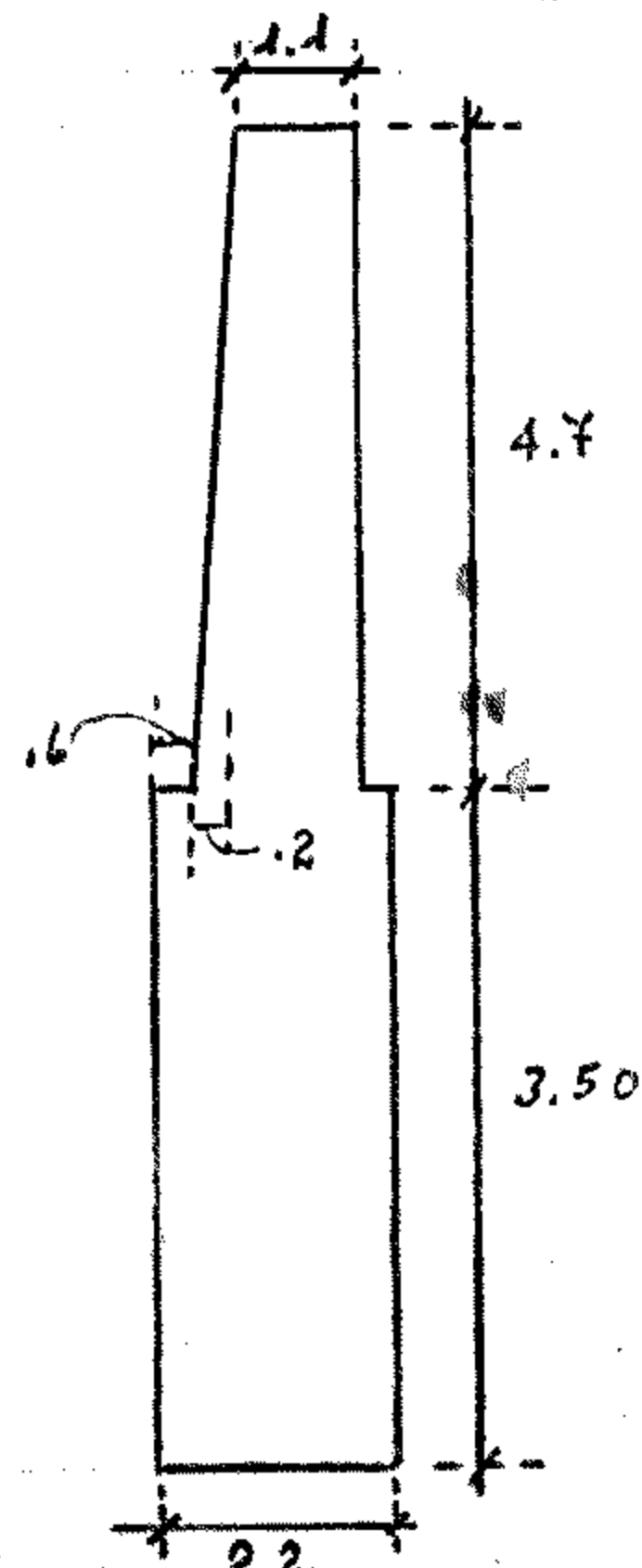
Esfuerzo cortante.-

$$V = 0.57 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo Diagonal de tensión.-

$$t = \frac{1}{2} \times 5.4 + \sqrt{(5.4)^2 + 4(0.57)^2} = 8.3 \text{ Kg/cm}^2$$

--- CALCULO DE LAS ALAS ---



A- Ala sin zapata.-

Fuerzas Verticales.

Secciones.	Peso.	Distancia	Momentos
1 -- 0.5 x 0.2 x 4.7 x 1 x 2300 =	1150	0.10	120
2 -- 1.1 x 4.7 x 1 x 2300	= $\frac{12400}{13550}$	0.75	$\frac{9300}{9420}$

Fuerzas Horizontales.

$$H = \frac{1}{2} \times 1600 \times 4.7 \times 5.7 \times 0.217 = 4640 \text{ Kg.}$$

$$d = \frac{4.7 + 1.5}{4.7 + 1} \times \frac{4.7}{3} = 1.70$$

$$C_v = 2980 \text{ Kg}$$

$$C_d = 3550 \text{ Kg.}$$

Punto de aplicación de las Fv.

Fv	Distancia	Momentos
13550		9420
$\frac{2980}{16530}$	1.20	$\frac{3580}{13000}$

$$x = \frac{13000}{16530} = 0.79$$

Tomando momentos:

$$16530 x = 13000$$

$$x = \frac{3550 \times 1.7}{16530} = 0.35 \text{ mts.}$$

osea, a  $0.79 - 0.35 = 0.44$  de la arista C. Cas en el tercio central.

Coefficiente de seguridad al volteo y deslizamiento:

$$C_v = \frac{13000}{3550 \times 1.7} = 2.16$$

$$C_d = \frac{16530 \times 0.6}{3550} = 2.79$$

Presiones sobre la zapata:

$$e = \frac{120}{2} - 44 = 16$$

$$P_a = \frac{16530}{100 \times 120} \left( 1 + \frac{6 \times 16}{120} \right) = 2.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_b = \frac{16530}{100 \times 120} \left( 1 - \frac{6 \times 16}{120} \right) = 0.28 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo Cortante: (sección D)

$$v = \frac{3550}{100 \times 120} = 0.30 \text{ Kg/cm}^2$$

B- Ala con zapata.-

Fuerzas Verticales.

Secciones.	Peso	Distancia	Momentos
1	1150		
2	12400		
3-- 2.2 x 3.5 x 1 x 2300 =	18700	1.10	20700
4-- 0.2 x 4.7 x 1 x 1600 =	2300	2.05	4700
	<u>34550</u>		<u>43000</u>

Empuje de tierras:

$$E = \frac{1}{2} \times 1600 \times 8.2 \times 9.2 \times 0.217 = 13100 \text{ Kg.}$$

$$d = \frac{8.20 + 1.50}{8.20 + 1} \times \frac{8.2}{3} = 2.86 \text{ mts.}$$

$$C_v = 8450 \text{ Kg.}$$

$$C_h = 10000 \text{ Kg.}$$

Punto de aplicación de las Fv.

Fv.	Distancia.	Momentos.
34550		43000
<u>8450</u>	1.90	<u>16100</u>
43000		59100

$$x = \frac{59100}{43000} = 1.40$$

Tomando momentos: y despejando la distancia:

$$x = \frac{10000 \times 2.86}{43000} = 0.66$$

osea, a  $1.40 - 0.66 = 0.74$  mts, de la arista A. Caen dentro del tercio central.

Coefficiente de seguridad al volteo y deslizamiento.-

$$C_v = \frac{59100}{10000 \times 2.86} = 2.14$$

$$C_d = \frac{43000 \times 0.5}{10000} = 2.15$$

Presiones sobre el terreno:

$$e = \frac{2.20}{2} \cdot 74 = 36$$

$$p_a = \frac{43000}{100 \times 220} \left( 1 + \frac{6 \times 36}{220} \right) = 3.86 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p_b = \frac{43000}{100 \times 220} \left( 1 - \frac{6 \times 36}{220} \right) = 0.39 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo Cortante:

$$v = \frac{10000}{100 \times 220} = 0.45 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo Diagonal de Tensión.-

$$t = \frac{1}{2} 3.86 + \sqrt{(3.86)^2 + 4(0.36)^2} = 5.8 \text{ Kg/cm}^2$$

6-----

--- APOYOS Y EXCAVACIONES )))

Apoyos.-

Como la longitud del puente sufre variaciones por distintos efectos (temperatura, tec..) es necesario que uno de los apoyos no sea fijo para lo cual se reemplazará los pernos por planchas pulidas que permite el libre desplazamiento, del puente.

Area de las planchas:

$$\frac{20000}{50} = 400 \text{ cm}^2$$

Luego las planchas que emplearemos seran de: 0.50 x 0.30 x  $\frac{1}{2}$ ".

Volumen del Puente.

Volumen de la losa:	0.22 x 2.28 x .5 x 15 =	.....	38.500 m <sup>3</sup>
" " viguetas:	0.25 x 0.7 x 2.28 x 4 =	.....	3.420 "
" " vigas:	0.50 x 1.20 x 15 x 3 =	.....	27.000 "
" " voladros:	(0.2 x 0.3) $\frac{1}{2}$ x 0.62 x 2 x 15 =	.....	4.650 "
" " sardines:	$\frac{1}{2}$ (0.25 x 0.35) 0.25 x 2 x 15 =	.....	2.275 "
" " baranda:	(1 x 15 - 1.8 x 0.5 x 12)0.25 x 2 =	....	<u>21.000 "</u>
			96.845 m <sup>3</sup>

Estrivo Derecho:

Volumen = (0.8 x 1.2 x 1 x 1.80) + 7.3 x 2.2 x 1.35 x 1.8 x 2 = 30.9 m<sup>3</sup>

Corte Roca: 30.9 x 0.2 x 30.9 = 37.100 m<sup>3</sup>

Estrivo Izquierda:

Volumen =  $\frac{1}{2}$ (2 x 1.7) x 2.9 x 3.5 - 1.2 x 1 - 7.30 x  $\frac{1}{2}$ (2 x 1.7) x 2.9 x 3.5 x 1.35 = 222.300 m<sup>3</sup>

Volumen Ala =  $\frac{A' \times A''}{2}$  A' = 23.10 m<sup>2</sup>

A'' = 13.30 m<sup>2</sup>

Volumen Ala =  $\frac{1}{2}$ (23.1 x 12.3) x 7 = 127 m<sup>3</sup>

Volumen Total = 222.3 x 2 x 0.27 = 476.300 m<sup>3</sup>

Excavación.-

Excavación Estrivo: =  $\frac{1}{2}$  (1.8 x 2) 4.6 x 2.9 x 3.5 x 10 = 188.400 m<sup>3</sup>

Escavación Ala = 18.84 x 1.2 x 4.6 x 3.5 x 2.2 x 1/2 x 7 = 123 m<sup>3</sup>

E<sub>t</sub> = 188.400 xx2 + 123 = 434.400 m<sup>3</sup>

--- ENCOFRADO ---

Cálculo de las dimensiones del maderamen para el encofrado de la losa.-

Peso de la losa = 0.22 x 2400 = 530 Kg/m<sup>3</sup>

Separación de la vigueta del encofrado = 1 mt.

Momento debido a la losa M = 67 Kgm/ml

Este momento es contrarrestado por el momento resistente del encofrado que es igual a:

M<sub>r</sub> =  $\frac{S I}{C}$

- S = resistencia a la flexión de la madera 70 kg/cm<sup>2</sup>
- I = mínimo momento de Inercia de la sección de madera.
- C = distancia de la fibra más alejada.

I =  $\frac{b h^3}{12}$

C = 1/2 h

M<sub>r</sub> =  $\frac{S b h^2}{6}$

M<sub>r</sub> = 1167 h<sup>2</sup>

Para que haya equilibrio:

6700 = 1167 h<sup>2</sup>

h = 2.40 cm

Usaremos tablas de 1" de espesor.

Cada vigueta del encofrado llevará el siguiente peso: por metro lineal

1.00 x 530 = 530 Kgm

Poniendo puntales a 0.80 mts.

M =  $\frac{5.30 x (0.8)^2}{8}$  = 43 kgm

El momento resistente de una vigueta de 3" de base es:

M<sub>r</sub> = 70 x 7.6 x h<sup>2</sup>

M<sub>r</sub> = 88.7 h<sup>2</sup>

Para que haya equilibrio:

4300 = 88.7 h<sup>2</sup>

h = 6.94 cm.

Colocaremos viguetas de 3" x 3".

Encofrado de las Viguetas.-

$$P = 0.25 \times 0.5 \times 2400 = 300 \text{ kg/ml}$$

Espaciamiento entre viguetas del encofrado = 0.80 mt

Momento flector de la viga;  $N = \frac{1440 \times (0.50)^2}{8} = 45 \text{ kgm}$

Momento resistente:

$$M_r = \frac{70 \times 50 \times h^2}{8} = 437 h^2$$

Igualande momentos:

$$4500 = 437 h^2$$

$$h = 3.21 \text{ cm}$$

Pondremos tablas de 1 1/2"

Transversales de las viguetas.-

$$M = \frac{300 \times (0.25)^2}{8} = 2.35 \text{ Kgm}$$

Momento resistente de una transversal de 3" de base:

$$M_r = 88.7 h^2$$

Para que haya equilibrio:

$$235 = 88.7 h^2$$

$$h = 1.65 \text{ cm}$$

Colocare cuarterones de 3" x 3"

Transversales de vigas.-

$$M = \frac{1440 \times (0.50)^2}{8} = 40.5 \text{ Kgm}$$

$$M_r = 88.7 h^2$$

$$h = 6.8 \text{ cm}$$

Colocare cuarterones de 3" x 3"

Puntales.-

Teniendo en cuenta el pequeño pandeo que se producira pondra cuarterones de 3" x 4" como puntales. Para el arrostriamiento se usara tablas de 1" x 6" cada 1.50 mts. de alto.

-----

Estudio - Económico.

Reconocimiento (Día)	S/.
1 ingeniero.	50.00
1 Ayudante	30.00
2 acémilas	70.00
Alimentación	40.00
Seguro, accidentes, etc... 30%	38.00
Depreciación Instrumentos.	19.00
	<u>S/. 247.00</u>

Reconocimiento. S/. 247.00

Costo Trazo (1 día)	S/.
1 Ingeniero.	50.00
2 cadeneros	16.00
1 estaquero	7.00
1 punto atrás	7.00
1 porta instrumento.	7.00
Estacas.	10.00
Seguro, accidentes, etc... 20%	18.40
Depreciación Instrumentos 10%	9.70
	<u>S/. 125.10</u>

Trazo S/. 125.10

--Análisis de los precios unitarios.--

Relleno con material Propio.

Transporte a lampa (4 mts)	S/. 0.40
Terraplent: 10 m <sup>3</sup> per día, osea,	
0.8 h/m <sup>3</sup> a S/. 0.40 hora	0.32
Capataz, planilleros, asistencia	
medica, campamento, S. Social, etc.. 20%	0.14
Depreciación herramientas 10%	0.07
	<u>S/. 0.93</u>

Relleno con material propio S/. 0.93 m<sup>3</sup>



Relleno con material de Préstamo.

Carga y transporte del material a 60 mt. distancia	0.70 m'
Carga i acomodo del material a razón de 10 m <sup>3</sup> por día	0.50 "
Capataz, planilleros, seguro, etc.. 20%	0.24 "
Depresiación de herramientas. 10%	0.12 "
	S/. 1.56

Relleno con material de préstamo S/. 1.56 m<sup>3</sup>

Corte Tercera Categoría.

Desagregación 3 m <sup>3</sup> día, osea,	
2.66 h/m <sup>3</sup> a S/. 0.40 h	S/. 1.06 m'
Transporte a lampa (4 mts)	0.40
Capataz, planilleros, asistencia	
médica, seguro social, etc.. 20%	0.30
Depresiación herramientas 10%	0.15
	S/. 1.91 m'

Corte 3ra. Categoría S/. 1.91 el m<sup>3</sup>

Corte 4ta Categoría (Roca Blanda)

Desagregación: 1,6 m <sup>3</sup> /día, osea,	
5h/m <sup>3</sup> a S/. 0.40 h	S/. 2.00
Tránsporte a lampa (8 mts)	0.80
Capataz, planilleros, etc.. 20%	0.56
Depresiación herramientas 10%	0.28
	S/ 3.64

Corte 4ta. categoría. S/. 3.64 m<sup>3</sup>

Corte 5ta. Categoría (Roca Dura)

Desagregación 1.1 m <sup>3</sup> /día, osea,	
7.6 h/m <sup>3</sup> a S/. 0.40 h	S/. 3.04 m'
Transporte a lampa (8 mts)	0.80
Capataz, planillero, etc.. 20%	0.76
Depresiación herramientas 10%	0.38
	S/. 4.98

Corte 5ta. Categoría S/. 4.98 el m<sup>3</sup>

Firme de conglomerados. (Tipo B de firme)

Compactación de la sub-rasante .....	S/. 0.05 m <sup>2</sup>
60 lts. de arena, para mejorar las condiciones suelo .....	" 0.18 m <sup>2</sup>
Capa de conglomerado de 0.15 m de espesor con piedra hasta 1½" a 2" a S/. 2.00 m <sup>2</sup>	" 0.30 m <sup>2</sup>
Redillado con pata de cabra y cilindro	" 0.10 m <sup>2</sup>
Capataz, planilleros, etc.. 20%	" 0.12
Herramientas, (despreciación) 10%	" 0.06
	<u>S/. 0.79 m<sup>2</sup></u>

Firme conglomerado (B) S/. 0.79 m<sup>2</sup>

Pavimentación.- Asfalto.

1°- Refino de la plataforma.

1 sobrestante	S/. 10.00 día
1 máquina motoniveladora	6.00
2 " de rodillos	10.60
2 camiones, transporte lastre y agua	80.00
12 obreros	84.00
3 máquinas, combustible y lubricante	30.00
Capataz, planilleros, seguro, etc.. 20%	44.90
Herramientas (Despreciación) 10%	22.00
	<u>S/. 286.00 día</u>

Avance promedio 260 ml, ancho 8.0 mt, esea 2080 m<sup>2</sup>, luego S/. 0.13 m<sup>2</sup>

2°- Imprimación de la plataforma. 15 Kls/m<sup>2</sup>

1 sobrestante	S/. 10.00 día
9 obreros	63.00
15 galones de Kerosene	10.50
4500 Kls asfalto liq. S/. 143.00 total	643.50
45 m <sup>3</sup> de arena a S/. 3.00 m <sup>3</sup>	75.00
Capataz, planilleros, seguros, etc..	160.00
Herramientas (Despreciación) 10%	80.20
	<u>S/. 1042.60</u>

Avance promedio diario 3000 m<sup>2</sup>, osea, S/ 0.35 m<sup>2</sup>

3°- Preparación de la mezcla.- Mezcladora 10' cubicos 2.78m<sup>3</sup>

1 sobreestante	S/. 10.00
4 carretillerosd de piedra.	28.00
2 carretilleros de arena.	28.00
2 aceóteros	14.00
2 Deseargadoras	14.00
2 maquinistas	10.00
4 calentadores de Fluxol	14.00
2 polveros	14.00
Piedra: 300 tandas/día . S/. 297.50 Kg c/u ,osea	
82900 Kg (53 m <sup>3</sup> ) a S/. 5.30 m <sup>3</sup>	280.90
Arena: 300 tandas/día. 107.25 Kg cada una, osea,	
32200 Kg (23 m <sup>3</sup> ) a S/. 3.00 m <sup>3</sup>	75.00
Polvo: 300 tandas/día; 12.99 Kg c/u, osea,	
4550 Kg a S/. 170.00 toneladas	772.00
Aceites: 300 tandas/día; 12.99 Kg c/u, osea,	
3900 Kg a S/. 128.00 tonelada	498.80
Gasolina: 10 galones a S/. 1.00 galón	10.00
Kerosene: 10 galones a S/. 0.70 galón	7.00
Capataz, seguros, etc. ... 20% .....	357.14
Herramientas (Despreciación) 10%	178.57
	<u>S/. 2,321.4</u>

osea, S/. 35.70 m<sup>3</sup>, de 8 cm de espesor 1.78 m<sup>2</sup>

4°- Transporte de los materiales.

1 m<sup>3</sup>/Km S/. 0.56, osea S/. 0.03<sup>m</sup>

5°- Extendido de la mezcla 63 m<sup>3</sup>

1 sobreestante S/. 10.00

8 obreros 56.00

Van ..... S/. 66.00

	Vienen S/.	66.00
2 niveladoras regla		8.00
1 carretillero		7.00
1 barredor		7.00
1 arenere		7.00
Seguro, asistencia, etc.. 20%		19.00
Herramientas (Depreciación) 10%		9.50
	S/.	<u>123,50</u>

osea, S/. 1.90 por m<sup>3</sup> de extendido en la pista, para ser rodillado.  
Luego: vale 0.09 por m<sup>2</sup>

6°- Rodillado de la mezcla	63 m <sup>3</sup>	
1 maquinista.		S/. 10.00
1 ayudante		8.00
10 galones gasolinam aceite, etc..		10.00
Seguros, asistencia, etc... 20%		5.60
Herramientas, depreciación 10%		2.80
		S/.
		<u>36.40</u>

osea, S/. 0.56 m<sup>3</sup> -- S/. 0.03 m<sup>2</sup>

7°- Sello seco.

Se considera a S/. 0.03 m<sup>2</sup>

8°- Primer sello. 1.5 Kg/cm<sup>2</sup>

Como en imprimación a S/. 0.35 m<sup>2</sup>

Rodillado. " 0.03 m<sup>2</sup>

9°- Segundo sello 1 Kg/m<sup>2</sup>

1 sebrestante		S/. 10.00
9 obreros		63.00
10 galones de Kerosene		7.00
3000 Kg de asfalto líquido S/. 143.00 Ton		429.00
30 m <sup>3</sup> arena S/. 3,00 m <sup>3</sup>		90.00
Seguro, asistencia, etc...		119.80
Herramientas, depreciación 10%		59.90

Avance diario: 300 m<sup>2</sup> S/. 0.26 m<sup>2</sup>

Redillado a S/. 0.03 m<sup>2</sup>

10<sup>o</sup>- Barrido

Se considera a S/.. 0.01 m<sup>2</sup>

-----  
--- Costo por metro lineal de pavimento ---

Refine

8.0 m de ancho a S/. 0.13

S/. 1.14

Imprimación

8.0 de ancho a S/. 0.35 m<sup>2</sup>

3.01

Preparación mezcla

6.0 m de ancho a S/. 1.78 m<sup>2</sup>

11.80

Transporte de la mezcla

6.0 m de ancho a S/ 0.03 m<sup>2</sup>

0.20

Extendido de la mezcla

6.0 m de ancho a S/. 0.09 m<sup>2</sup>

0.60

Redillado de la mezcla

6.0 m de ancho a S/. 0.03

0.20

Sello Seco

6.0 m de ancho a S/. 0.03 m<sup>2</sup>

0.20

Primer Sello

8.0 m de ancho a S/ 0.35 m<sup>2</sup>

3.01

Redillado 1er sello.

8.0 m de ancho a S/. 0.03 m<sup>2</sup>

0.26

Segundo sello

8.0 m de ancho a S/. 0.26 m<sup>2</sup>

2.24

Redillado 2do. Sello

8.0 m de ancho a S/. 0.03

0.26

Barrido. :

0.07

Metro Lineal Pavimento S/. 22.99

S/. 22.99

Costo de un metro lineal de Cuneta

Albañilería de Piedra Cantada.

Materiales

Piedras cantadas	S/. 12.00 m <sup>3</sup>
Cemento 0.58 barriles/m <sup>3</sup> de albañilería a S/. 16.00 barril	9.28 m <sup>3</sup>
Transporte	15.00

Mano de Obra

Carga, transporte y descarga de 0.184 m <sup>3</sup> de arena a S/. 3.00 m <sup>3</sup>	0.55 m <sup>3</sup>
Carga y descarga y transporte de 0.368 m <sup>3</sup> de piedra a S/. 3.00 m <sup>3</sup>	1.10 m <sup>3</sup>
Desmenuzamiento 0.368 m <sup>3</sup> de piedra peón: 1 m <sup>3</sup> /día a S/. 7.00 jornal	2.58 m <sup>3</sup>
<u>Batido del concreto en mezcladora</u>	

Maquinista: 0.35 h/m <sup>3</sup> x 0.40 m <sup>3</sup> 0.14 h a S/. 1.25/h	0.18 m <sup>3</sup>
Peón: 1.5 h/m <sup>3</sup> x 0.40 m <sup>3</sup> 0.60 h a S/. 0.88	0.53 m <sup>3</sup>

Colocación de la albañilería.

Albañil: 3 h/m <sup>3</sup> a S/. 1,00 h	3.00 m <sup>3</sup>
Peón: 1.5 h/m <sup>3</sup> a S/. 0.88 h	1.32 m <sup>3</sup>
Seguros, asistencia, etc 20%	9.00
Herramientas depreciación 10%	4.50

S/. 59.04 m<sup>3</sup>

esca, S/. 8.30 ml (sección 0.15 m<sup>2</sup>)

Cuneta S/. 8.30 el ml.

Puente de Concreto Armado

(1 m<sup>3</sup>)

Cantidad de materiales por m<sup>3</sup>

Mezcla 1:2:4

2.06 barriles de cemento.

0.440 m<sup>3</sup> de arena.

0.880 m<sup>3</sup> de piedra.

Jornales.

Carpinteros.

S/. 12.00

Albañil

8.00

Armador

8.00

Maquinista

10.00

Peón.

7.00

Materiales.-

Cemento 2.06 barriles a S/. 16.00 c/u

32.96 m<sup>3</sup>

Fierro para el refuerzo 274 kg/m<sup>3</sup> a S/. 1.00

279.00

Madera para encofrado 230 pies/m<sup>3</sup>

para usarse 6 veces a S/. 1.00 el pie

38.00

Alambre para ataduras 0.5 Kg/m<sup>3</sup> a S/. 6 Kg

3.00

Claves para encofrado. 1Kg/m<sup>3</sup> a S/. 6 Kg

6.00

Transporte

30.00

Mano de Obra.-

Carga transporte y descarga de 0.440 m<sup>3</sup>

de arena a S/. 3.00 m<sup>3</sup>

1.32

Carga, transporte y descarga de 0.880 m<sup>3</sup>

de cascajo a S/. 3.00 m<sup>3</sup>

2.64

Desmenuzamiento de la piedra

Peón: 1 m<sup>3</sup>/día a S/. 7.00 jornal.

6.16

Batido con mezcladora

Maquinista 0.35 h/m<sup>3</sup> a S/. 1.25 h.

0.44

Peón: 1.5 h/m<sup>3</sup> a S/. 0.88 h

1.32

Van.... 255.84

Cortado del fierro.

Armador: 0.7 h/100 kg x 274 Kg

1.92 h a S/. 1.00 h.

S/. 1.92

Peón: 1.6 h/100 Kg x 274 Kg

4.38 h a 0.88 h.

3.86

Deblado de fierros

Armador: 1.6 h/100 kg x 274 Kg

4.38 h a S/. 1.00 h

4.38

Peón: 1.6 h/100 kg x 274 Kg

4.38 h a S/. 0.88 h

3.86

Armado de los fierros y colocado en el encofrado.

Armador 3h/100 kg x 274 Kgs  
8.22h a S/. 1.00 h

8.22

Peón: 3h/100 kg x 274 Kg  
8.22 h x S/. 0.88

7.22

Preparación del encofrado.

Carpintero: 4h/100 pies x 230 pies  
9.20 h a S/. 1.50 h

13.80

Peón: 0.6 h/100 pies x 230 pies  
1.38 h a S/. 0.88 h

1.20

Desencofrado y limpieza.

Peón: 9 h/100 x 230 pies  
20.70 h a S/. 0.88

18.20

Capataz, planilleros, seguro social, etc... 20%

92.20

Depreciación herramientas 10%

46.10  
S/. 599.34 m<sup>3</sup>

Puente de concreto armado S/. 599.34 m<sup>3</sup>

Estribos: Concreto Ciclópeo.

Cantidad demateriales: por m<sup>3</sup>

Mezcla: 1:3:6

1.44 barriles de cemento  
0.462 m<sup>3</sup> de arena.  
0.924 m<sup>3</sup> de piedra.

Materiales.

Cemento: 1.44 barriles a S/. 16.00 c/u

23.04 m<sup>3</sup>

Madera 60 pies<sup>2</sup>/m<sup>3</sup> a S/. 1.00 pir

10.00



Clavos: 1Kg/m<sup>3</sup> a S/. 6.00 Kg

S/. 6.00 m<sup>3</sup>

Transporte.

30.00

Mano de Obra.

Carga, transporte y descarga de  
0.462 m<sup>3</sup> de arena a S/. 3.00 m<sup>3</sup>

1.88 m<sup>3</sup>

Carga, transporte y descarga de  
0.924 m<sup>3</sup> de piedra a S/. 2.00 m<sup>3</sup>

2.87 "

Desmenuzamiento de la piedra.

Peón: 1 m<sup>3</sup>/día a S/. 7.00 día

6.45 m<sup>3</sup>

Batido del concreto en mezcladora.

Maquinista: 0.35 h/m<sup>3</sup> x S/. 4.25 h

0.44

Peón: 1.50 h/m<sup>3</sup> x S/. 0.88 h

1.32

Preparación del encofrado.

Carpintero: 4 h/100 pies x 60 pies

2.4 h a S/. 1.50 h

3.60

Peón 0.6 h/100 pies x 60 pies

0.36 h a S/. 0.88 h

0.32

Colección y apisonado del concreto.

Albañil: 1h/m<sup>3</sup> a S/. 1.00 h

1.00

Peón 1.3 h/m<sup>3</sup> a S/. 0.88 h

1.14

Desencofrado y limpieza.

Peón: 9 h/100 x 60 pies.

5.4 h a S/. 0.88 h

4.76

Capataz, S. social, etc... 20%

18.26

Depreciación Herramientas.

9.13

Estrivo (Concreto ciclópeo S/ <sup>\$118.71</sup> ~~18~~ 1.71 el m<sup>3</sup>

-----

P R E S U P U E S T O

Km - 10.000 - Km 11.000

Partidas	Cantidad	Precio Unitario	Costo Parcial	Costo por partida.
		S/.	S/.	S/.
Reconocimiento.			247.00	247.00
Traze			125.10	125.10
<u>Cortes</u>				
Tierra Dura	1,394.80 m <sup>3</sup>	1.91	2,664.09	
Roca Blanda.	727.70 "	3.64	2,648.83	
Roca dura	916.50	4.98	4,564.70	9,877.62
<u>Relleno.</u>				
Propio	1,200.00 m <sup>3</sup>	0.93	1,116.00	
Préstamo	1,334.00 "	1.56	2,081.00	3,197.00
<u>Afirmado</u>				
Firme de conglomerado.	8,000.00 m <sup>2</sup>	0.79	6,320.00	6,320.00
<u>Pavimento</u>				
Asfalto.	1,000.00 ml	22.99	22,990.00	22,990.00
<u>Cuneta</u>				
Albañilería de piedra	1,000.00 ml	8.30	8,300.00	8,300.00
<u>Alcantarillas.</u>				
Tubos corrugados "Armco"	100.00 m	100.00	10,000.00	
Pozos Colectores.	6	800.00	4,800.00	14,800.00
<u>Señalización</u>				
Diversos			300.00	300.00
			<b>Total S/.</b>	<b>66,156.72</b>

SON: Sesenta y seis mil ciento cincuenta y dos y 72/100; soles oro.

P R C E S U P E S T O

P U E N T E

<u>Partidas</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Precio Unitario</u>	<u>Costo. Parcial.</u>	<u>Costo por partida.</u>
<u>Estrivo Derecho</u>		S/.	S/.	S/.
Corte Roca Dura.	37.100 m <sup>3</sup>	4.98	184.66	
Cuerpo: Concreto ciclópeo 1:3:6	30.900 m <sup>3</sup>	118.71	3,668.14	3,852.90
<u>Estrivo Izquierdo</u>				
Excavación	434.000 m <sup>3</sup>	10.00	4,344.00	
Cuerpo: concreto ciclópeo 1:3:6	476.300 m <sup>3</sup>	118.71	56,541.57	60,885.57
<u>Puente Propiamente Dicho.</u>	96.845 m <sup>3</sup>	599.34	58,135.98	58,135.98
<u>Apoyos</u>				
Planchas	4 - 95			
Pernos	16 - 20 Kg 115 Kgs	6.00	690.00	690.00
<u>Asfalto</u>	16 ml	22.99	344.85	344.85
			<u>Total :</u>	<u>123,929.30</u>

SON: Cientoventitres mil novecientos veintinueve y 30/100; soles oro

B I B L O G R A F I A

- |                                    |                      |
|------------------------------------|----------------------|
| Curso de Caminos                   | Ing° Raul Paraud     |
| Curso de Puentes.                  | Ing° Juan Quiroga    |
| Apuntes de Prácticas de Puentes    | Ing° Pedro Lainez L. |
| Caminos.                           | J. L. Escario.       |
| Caminos.                           | Carlos Romero S.     |
| Mecánica de Suelos.                | Ing° Emilio Le Roux. |
| Soil Mechanics.                    | D. P. Krynins.       |
| Highway Engineering                | John Crandall        |
| American Civil Engineers' Handbook | Merriman Tadeus.     |
| Replanteo de Curvas.               | Sarrazin.            |
| Manual de Alcantarillas y Drenaje  | "ARMCO"              |
| Estática Gráfica.                  | O. Heinkel           |
| Concreto Armado.                   | Ing° Juan Quiroga.   |
| The Design of Reinforced           |                      |
| Concret Structures.                | Dean Peabody Jr.     |
| Boletín de Sec. de Ingenieros.     |                      |
| Normas del Mist. de Fomentos.      |                      |
-

-- I N D I C E --

	Pag.
Especificaciones Técnicas.	0
Características del Camino.	1
Reconocimientos	3
Técnica Vial	8
Perfil Longitudinal.	16
Secciones Transversales.	25
Limpieza y Drenaje.	31
Pavimentación.	35
Puentes	40
Apoyos y Escavaciones	72
Encofrado.	73
Estudio Económico	75
Presupuesto	85
Bibliografía.	87
Indice.	88

