

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS DE LIMA

---

P r o m o c i ó n 1947

C A M I N O S

Tesis para optar el título  
de Ingeniero Civil que  
presenta el ex-alumno

Luis ARAMBURÚ ALVAREZ CALDERON



L I M A

Julio, de 1948

---

PROYECTO DE CAMINOS PARA ~~EL~~ AÑO

1 9 4 7.

El proyecto se dividirá en 2 partes principales:

1o.- Reconocimiento y

2o.- Trazo definitivo.

El reconocimiento se realizará sobre el plano general a la escala 1:50,000 y constará de:

a.- Hallar las rutas posibles entre los puntos A y B y C y D, considerando que estos puntos principales deben unirse en forma directa A con B y en igual forma C con D, debiendo ser ambas carreteras troncales y su cruce será a desnivel.

b.- De las rutas encontradas se escogerán dos de las mejores, marcándolas en el plano; entre éstas dos rutas se escogerá la que tiene óptimas condiciones para construir por ella el camino proyectado, fijando en la memoria las razones por las cuales se ha escogido la solución que se adopte.

c.- Cada uno de los alumnos, de acuerdo con el número que le corresponda tomará un punto marcado en el plano con su número (esto es que si al alumno le corresponde el número 5 el que tome será el punto marcado en el número 5) para unirlo con el camino troncal más próximo con un camino secundario.

Deberá considerarse que éste camino secundario es de un sólo tráfico y bastará poner una sola línea de reconocimiento.

El trabajo de trazo consistirá:

a).- Fijar las características que deben escogerse para las carreteras troncales de acuerdo con las características de los usuarios y teniendo en consideración que se trata de carreteras de primer orden con doble tráfico y con una densidad de 300 camiones

diarios y 200 automóviles.

b).- Los caminos secundarios deberán calcularse a base de los usuarios teniendo como ancho el de un sólo tráfico y suponiendo la densidad en el 5% del total.

c).- El trazo definitivo se hará en la siguiente forma:

Los alumnos del 1 al 8 tomarán un Km. del reconocimiento que hubieran adoptado entre los puntos A y B, correspondiendo el km. 0-1 para el alumno No.1, el km. 1-2 para el alumno No.2 y así sucesivamente.

El alumno a quien corresponda el No.9 hará estudio del paso a desnivel en el cruce de las dos carreteras troncales y 500 mts. (250 a cada lado del cruce) de cada una de las carreteras troncales.

d).- Los alumnos cuyo número de orden sea del 10 al 18 tomarán un km. del reconocimiento de la carretera troncal entre C y D, tomando el alumno a quien le corresponda el No. 10 el Km. 0-1, el Km. 1-2 corresponderá al alumno No.- 11 y así sucesivamente.

e).- Se considerará como cero en cada uno de los caminos troncales los puntos A y C respectivamente.

f).- El km. en el cual corresponde hacer el trazo definitivo debe ser ampliado por los alumnos a escala 1 : 2000.

h).- Las normas a que se sujetará la construcción serán las últimamente aprobadas por el Ministerio de Fomento.

i).- Se tendrá en consideración para el establecimiento de las características de taludes y drenajes que la precipitación fluvial de toda la zona es de 20 mm. en el día de lluvias máximas.

j).- Se supondrá que en el km. habrá 30 % de material 3ª, 45 % de material de 4ª, y 25 % de material de 5ª.

CARACTERISTICAS DEL USUARIO. -

Camiones H-15 S-12

Longitud total 15 mt.

Ancho total 2.40

Alto total 4.20

Torque del motor correspondiente a camiones tractores marca Ford o Chevrolet.

Velocidad máxima para automóviles 100 km. a la hora en las troncales y 40 kms. en los ramales.

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

PUENTES. -

Todos los alumnos calcularán un puente de concreto armado cuya luz será de 15 mts. para el alumno que tenga en No.1, añadiéndose un metro para cada uno de los siguientes hasta el número 8. El alumno a quien corresponda el número 9, calculará sólo el puente correspondiente al cruce a desnivel. Los alumnos del 10 al 18 calcularán un puente en arco de piedra o concreto ciclópeo debiendo adoptarse como luces para el alumno No. 10, 10 mts. aumentando un metro para cada uno de los alumnos siguientes hasta el No.18.

Para la cimentación se supondrá que en la margen derecha se halla roca y en la margen izquierda arena hasta la profundidad de 8 metros y luego una capa de aluvión antiguo.

El perfil escogido, para el proyecto del puente será escogido semejante al que se acompaña, debiendo variarse de acuerdo con la luz del puente.

El proyecto deberá contener los siguientes documentos como mínimo:

a.- Memoria explicativa que contenga 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. Contendrá la relación ordenada de las pendientes máximas adoptadas en los tramos y su longitud; la enumeración de las curvas verticales, marcando su longitud y calculando la visibilidad en cada una de ellas. El cálculo de la visibilidad en cada una de las curvas horizontales. Contendrá una explicación completa y la justificación, no sólo del tipo de pavimento sino también del diseño adoptado.

b.- Juego de planos.- Como mínimo contendrá: 1 plano de conjunto al 50,000.

Un plano del eje del camino, en el km. que corresponda, en el que se hará el estudio definitivo; éste plano será a curvas de nivel de 2 en 2 metros y estudiará una faja de 50 mts. a uno y a otro lado del eje; debe estar dibujado a escala 1: 2000.

Un perfil longitudinal del eje correspondiente al km. por el que se ha hecho estudio definitivo. Este perfil será dibujado a escala longitudinal igual a la del plano del estudio definitivo y con escala vertical décuplo de ella. En el perfil se colocarán todos los detalles que se exigen.

Este perfil puede dibujarse en la misma hoja que contiene el plano del km. que corresponde.

Perfiles transversales a distancia mínima de 20 mts. los mismos que servirán para calcular los volúmenes.

Diseños de los perfiles transversales adoptados en la construcción, debiendo verse en ellos las obras de drenaje y el pavi-

mento en detalle.

Diseños de la alcantarilla, tipo de luz mínima que se haya adoptado.

Planos y detalles completos del puente, incluyendo los tipos de encofrado y de cerchas que deben usarse.

c.- Metrado. - Se hará el cálculo del movimiento de tierras del km. así como los volúmenes correspondientes a excavaciones y albañilería en las obras de arte.

d.- Análisis de precios unitarios. - Se hará el presupuesto que comprenderá todas las obras proyectadas dentro del primer km. así como la construcción del puente.

Como se pretende efectuar en éste proyecto una obra de optimas condiciones técnicas no se reparará en la aplicación de la teoría en los costos elevados que su ejecución requiera.

Deben considerarse que siempre que el mayor costo de construcción signifique menor costo de operación y menor costo de conservación debe adoptarse ésta, siendo en consecuencia éste, el criterio que debe primar en la ejecución del proyecto.

Lima, Agosto de 1947.

Ing°. Alejandro Kruger.

Ing°. M.E. Echegaray del S.

---

## RECONOCIMIENTO

-----

### Generalidades.

Observando el plano en que tenemos que hacer los reconocimientos, vemos que se trata de una región 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 dicen las especificaciones, las rutas que unan en forma directa los puntos A con B, y C con D, debiendo ser ambas carreteras troncales y con cruce a desnivel. Se pide también unir el punto # 20, 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 escogido en primer lugar los puntos forzosos de paso, tales como abras, cruce apropiado del río, etc. y una vez hallados éstos, los hemos unido, haciendo trazos parciales que luego, unidos entre sí, nos darán un 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.

### Trazos A - B.

#### Características del terreno.

Partiremos del punto A, de 1650 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 1750 mts. de cota, locado en una meseta.

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

Está cruzado por numerosos ríos, siendo el mayor uno cercano a B que sigue al comienzo una dirección normal respecto al hipotético trazo en línea recta de A a B, para después cambiar de dirección en un ángulo mayor de  $90^\circ$  y acercarse más a 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.

Existe entre B y el río mayor, una alta meseta, cuya localización influirá notablemente en nuestras soluciones.

Entre el río considerado y el punto A, existe una cordillera con sus ríos y quebradas, originando un terreno algo difícil de vencer, viéndose las únicas partes no accidentadas que presenta el plano, a la izquierda y bajo A, lugares que seguramente no pasaremos con nuestros trazos.

#### Primer trazo.

Partiendo de A, comenzamos tomando altura para vencer la cordillera que nos separa del río mayor, pasando por el abra escogida, que se halla a 2250 mts. sobre el nivel del mar. Lo hacemos con una pendiente de +4 o/o, que llegando a la cota 1700, disminuye paulatinamente hasta +1.67 o/o, pendiente con la que llegamos a la cota 2100, donde la subimos a +3.57 o/o hasta alcanzar el abra, que según hemos dicho está a 2250 mts. Llegada a ésta, bajamos con fuerte pendiente durante corto trecho (-3.70 o/o), para luego bajarla a -2.38 o/o y -2.70 o/o respectivamente hasta llegar a una quebrada, la cual seguiremos durante cerca de 8 kms. con suave pendiente de -1.27 o/o, hasta llegar a la cota 1900. Aquí bajamos con fuerte gradiente con el fin de cruzar el río mayor, haciéndolo pues con la máxima permitida (4.20 o/o), que mantenemos durante casi 15

kms. Llegado al río, que cruzamos en un sitio que reúna todas las características necesarias (visibilidad, cruce normal y a nivel, terreno para cimentar estribos y alas, etc.) y que tiene 1275 mts. sobre el nivel del mar, se nos presenta la alta meseta que tomamos en consideración al hablar de las características del terreno. Nuestro problema es en este caso, pues, pasarla, y lo hacemos prácticamente bordeándola a fin de evitar los desarrollos en una misma ladera que sabemos tienen tantos inconvenientes, y con la máxima pendiente (+4.20 o/o) durante 16 kms., hasta llegar a una pequeña abra a 1950 metros sobre el nivel del mar. Bajamos luego para vencer otra quebrada más pequeña y lo hacemos al comienzo con la fuerte pendiente de -4.2 o/o para luego disminuirla a -3.39 o/o y -2.86 o/o respectivamente, llegando así a la cota 1600, donde siguiendo con otra pendiente de +2.41 o/o, subimos un corto trecho hasta 1650 mts. (4 kms.), para luego bajar con la misma pendiente hasta los 1600 mts. De aquí, vencida esta última quebrada, subimos con la máxima permitida, con el fin de llegar a B, haciéndolo poco más de 8 kms. hasta llegar a una pequeña abra, a 1950 mts., que cruzamos, para después de un corto trecho de cerca de 4 kms. con pendiente de -4.20 o/o, seguido de otro de 2,5 kms. con -2.02 o/o, llegar finalmente a B.

#### Segundo trazo.

En este segundo trazo se comienza igual que el primero, siguiendo con las mismas pendientes y longitudes hasta llegar a la cota 1800. Subimos desde aquí con una pendiente mayor, la máxima permitida +4.20 o/o, durante cerca de 5 kms., que después disminuye pasando por los siguientes valores: +2.18 o/o; -4.6 kms.; +2 o/o - 5 km., +3.80 o/o - 4 km. y llegar así al abra que se halla a 2350 m. sobre el nivel del mar, después de lo cual bajamos con la

máxima permitida hasta la cota 2100, o sea 6.7 kms., donde ingresamos y seguimos la quebrada formada por un afluente al río mayor, haciéndolo con una pendiente de -0.84 o/o durante 12 kms., hasta llegar a la cota 2000. Aumentamos ligeramente la pendiente (-1.67 o/o) durante 6 kms., para bajar enseguida con la máxima permitida durante 13 km. para poder cruzar el río mayor, lo que hacemos a una cota igual a 1350 m. Cruzado este debemos pasar aquella alta meseta, de la que hablamos anteriormente, para lo que subimos con las máximas pendientes de 4.20 o/o - 15.5 kms y +3.80 o/o - 8 kms. según los casos, hasta llegar a una parte alta (cota 2300) continuando ahí con suave pendiente de +1.54 o/o poco más de 3 kms. Cruzada la meseta, bajamos con la máxima pendiente permitida hasta los 2000 mts., donde seguimos con una suave de -0.45 o/o por más de 11 kms. hasta llegar a la pequeña abra que está a 1950 mts. que cruzamos, bajando luego rápidamente a la cota 1800, para después llegar a B con una pendiente de -2.02 o/o que se prolonga algo más de 2 kms.

#### 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 geométricamente, es decir, que a "grosso modo" dada la alta escala, podemos afirmar que tendrá en su construcción mejores tangentes y radios de curva más amplios, cosa que igualmente se desprende de la primera consideración.

Otra ventaja es su ~~mayor~~<sup>menor</sup> longitud, teniendo una diferencia a favor de 8 kms. cosa que no sólo hace que resulte mas económi-

ca su construcción, sino que nos permite también asegurar que será también más económico el gasto por viaje del usuario, cosa que es de mucha consideración.

Así mismo vemos que no solo debemos hacer un menor número de obras de arte, por el menor número de ríos que cruza, sino que 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: Estudiando éste, vemos en primer lugar que el trazo primero tiene abras de menor cota, lo cual es de por sí una gran ventaja, pues conocemos los inconvenientes que se presentan conforme aumenta la altura.

En cuanto a las pendientes, si es verdad que el segundo trazo tiene en dos oportunidades unas suavísimas que no tiene el primero. Esta ventaja es sólo parcial, pues hace uso en mayores oportunidades de las máximas permitidas ya que tiene que vencer puntos más altos. Además, viendo los respectivos perfiles, podemos afirmar que el primer trazo tiene una pendiente más uniforme y en general más suave.

#### Secciones transversales.

Dada la alta escala y no pudiendo tener por ello secciones transversales que nos indiquen el movimiento de tierras a efectuarse, solo podemos tener una idea de éste, viendo el dibujo en plano. Por esto, y estudiando 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.

Trazo C - D

Características del terreno.

El punto C, de 2750 metros sobre el nivel del mar, se halla en los más alto de un macizo, al fondo del cual hay una quebrada de gran longitud, por la que corre un río que se va a unir al río mayor.

El punto D se halla en un terreno más regular y de mucha menor altura (1450 mts.). Entre estos puntos, está el río mayor al que me he referido anteriormente, con su profundo valle y las quebradas indicadas al tratar del punto C.

Viendo el plano, nos damos cuenta de que los trazos a seguir deben tener la dirección del río y las quebradas, dadas las características del terreno en esa parte.

Por ello hemos hecho los trazos a uno y otro lado del río mayor, pues no hay solución mejor.

Primer trazo.

Dado que el <sup>Punto</sup>puente C se halla en la parte más alta de un macizo y es necesario seguir la quebrada que se va a unir con el río que continuaremos luego, nuestro primer problema es perder altura, avanzando en dirección al punto de unión de ambos ríos. Bajamos pues con las máximas pendientes admisibles -3.80 o/o - 19.5 kms. y -4.20 o/o - 12 kms., hasta llegar a la cota 1500. Cruzamos poco después la quebrada con una pendiente de -3.78 o/o hasta llegar a la cota 1400 mts. Estamos ya a la izquierda del río mayor; a partir de aquí nuestro trazo sigue el mencionado río, aprovechando en lo posible las condiciones del terreno y buscando un lugar aparente para el cruce a desnivel con el trazo A-B, y lo hace fluctuando sus pendientes entre -2.94 o/o y +2.63 o/o, hasta llegar al codo que forma el río en su brusco cambio de dirección. En este punto comenzamos a

subir, pues estamos a 1000 metros sobre el nivel del mar y lo hacemos con la máxima pendiente (+4.20 o/o) durante 9.5 kms. hasta llegar a la cota 1400, de donde con una suave de +1.22 o/o, llegamos al punto D.

### Segundo trazo.

Al comienzo nuestro problema es el mismo: bajar y llegar al fin de la quebrada; así es que seguimos un trazo semejante hasta la cota 1600. A partir de ese punto seguimos por la misma ladera derecha con una pendiente menor (-3,08 o/o) y luego de -3.33 o/o, para al fin llegar al río mayor, con otra de -1.21 o/o y cruzarlo a 1375 metros sobre el nivel del mar, para seguir luego a su derecha un camino igual a su curso, venciendo lo mejor posible las dificultades del terreno, y lo hacemos siempre descendiendo, con pendientes que fluctúan entre -1.21 o/o y -3.41 o/o. Llegando al lugar de cambio de dirección del río, es necesario cruzarlo y lo hacemos en una cota igual a 850 m. para luego subir con la máxima pendiente hasta 1400 metros de altura empleando 13 kms., donde luego con otra más suave de +3.45 o/o llegamos al punto D.

### Discusión entre ambos trazos

Plano: Las características del terreno en ambos trazos son más o menos uniformes, existiendo sin embargo una ligera ventaja del primer trazo sobre el segundo.

Igualmente los dos trazos siguen en alineamiento parecido, pues ambos siguen la quebrada y el río, existiendo como antes una ventaja, algo más amplia esta vez en la ladera locada entre el punto D y el río mayor para el primer trazo.

Otra ventaja del primero sobre el segundo es su menor longitud (2 kms. menos) y conocemos las ventajas relativas y absolutas

de esta menor distancia.

Existe sobre todo una consideración muy importante en los tres aspectos primordiales de un camino: comodidad, seguridad y economía. En el primer trazo no hay necesidad más que de pequeñas obras de arte para vencer ríos de poco caudal, mientras que en el segundo hay necesidad de locar dos puentes, que no sólo lo harán seguramente más costoso, sino menos cómodo y firme.

Perfil longitudinal: Veamos los perfiles longitudinales respectivos; en la primera etapa no hay diferencia alguna pues siendo en ambos trazos el problema análogo se resuelven en igual forma. Vemos luego que las pendientes son más o menos uniformes, cercanas a 2 o/o todas y siempre descendiendo. Pero vemos también que el segundo trazo baja más que el primero, para luego subir a la misma altura, lo cual es siempre una desventaja, pues luego tiene un tramo mucho mayor con la máxima pendiente.

#### Secciones transversales.

Por la misma consideración que tuvimos en cuenta al discutir los trazos A - B, no nos es posible determinar "a priori" los volúmenes a mover; sin embargo, podemos afirmar sin temor a equivocarnos, que en el primer trazo habrá economía al respecto, dada la ventaja enunciada sobre los respectivos terrenos.

Por todo ello nos hemos inclinado por el primer trazo para hacer a base de él el estudio definitivo.

#### Unión del punto 20 con el troncal A - B.

El punto 20 se halla en un lugar que tiene 2580 metros sobre el nivel del mar. El trazo de un camino que lo una a la troncal A - B, no tiene mayores dificultades, ya que se reduce simplemente a bajar, bordeando al comienzo el macizo, para luego se-

guir bajando y avanzando en dirección al camino A - B, hasta unirse a él en una cota cercana a 1800, en un puente que reúna los requisitos necesarios de visibilidad. Tiene este camino una longitud de 17 kms. y una pendiente media de 4.60 o/o aproximadamente, cifras que están dentro de los límites permitidos para un camino de esas características.

-----

T E C N I C A      V I A L

---

Generalidades.

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

El 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 trazado en planta.

Radio mínimo de las curvas.

Hay muchas fórmulas que nos dan el radio mínimo para determinadas condiciones, habiendo nosotros hecho uso de la que se halla en las Especificaciones y Normas del Ministerio de Fomento:

..... / / .....

$$R \text{ m\u00edn.} = \frac{V^2}{128 (p + f)}$$

$$V = 100 \text{ kms./hora.}$$

$$p = \text{peralte en cent\u00e9simos (0.08)}$$

$$f = \text{coeficiente de fricci\u00f3n} = \frac{1}{1.4 \sqrt{V}} = 0.154$$

$$R \text{ m\u00edn.} = \frac{100^2}{128 (0.08 + 0.154)} = 340 \text{ m.}$$

### Peralte.

Se llama peralte la elevaci\u00f3n del plano de la calzada respecto a la horizontal, que se hace en las curvas a fin de evitar vuelvos o deslizamientos. Hay f\u00f3rmulas que nos dan la elevaci\u00f3n necesaria en funci\u00f3n de las caracter\u00edsticas del m\u00f3vil, del coeficiente de fricci\u00f3n de la carretera y del radio de la curva, pero emple\u00e1ndolas vemos que te\u00f3ricamente no ser\u00eda necesaria, dado la longitud del radio m\u00ednimo, cosa que no es real. Por ello, y tomando las especificaciones del Ministerio de Fomento, diremos que el peralte de la curva de radio m\u00ednimo 340 mts., ser\u00e1 de 8 o/o del ancho de la carretera y que este porcentaje disminuir\u00e1 0.5 o/o por cada 20 mts. m\u00e1s de radio, hasta alcanzar un valor igual de 2 o/o, peralte que se construir\u00e1 como m\u00ednimo, cualquiera que sean las dimensiones del radio de la curva. Esto nos da el cuadro que formamos a continuaci\u00f3n:

<u>Radio (mts.)</u>	<u>340</u>	<u>360</u>	<u>380</u>	<u>400</u>	<u>420</u>	<u>440</u>	<u>460</u>	<u>480</u>	<u>500</u>	<u>520</u>	<u>540</u>	<u>560</u>	<u>580</u>
<u>Peralte (o/o)</u>	8	7.5	7	6.5	6	5.5	5	4.5	4	3.5	3	2.5	2

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 el respecto:

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

n = vías en tráfico = 2

l = longitud del usuario = 15 m.

1ª Curva.

$$S = 2 \left[ 500 - \sqrt{500^2 - 15^2} \right] + \frac{100}{10 \times 500}$$

S = 0.50 m.

2ª Curva.

$$S = 2 \left[ 340 - \sqrt{340^2 - 15^2} \right] + \frac{100}{10 \times 340}$$

S = 0.70 m.

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 y no chocar. Conocemos también la fórmula que nos da esa distancia, fórmula que emplearemos para hallar necesaria distancia de visibilidad:

$$dv = 2v + 4 \sqrt{a \left( \frac{v^2}{guf} - \frac{a}{4} \right)} + ds$$

v = m/seg = 27.8 m/seg.

a = ancho de una vía = 4.30 m.

uf = coeficiente de fricción = 0.60

ds = distancia de seguridad = 10 m.

$$dv = 2 \times 27.8 + 4 \sqrt{4.3 \left( \frac{27.8^2}{98.06} - \frac{4.3}{4} \right) + 10}$$

$$dv = 140 \text{ m.}$$

Hago hincapié en que esta fórmula se emplea cuando la rasante es horizontal. Si se tiene pendientes, variará un poco, pero el resultado será prácticamente el mismo, por lo que la usamos indistintamente.

### Visibilidad en curvas.

En el caso de que tengamos una curva con fuerte corte, o que se halle en una media ladera, será necesario calcular la longitud de la banquetta 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 1.20 de la superficie, y que la cuneta que hemos de colocar es de 0.60 m. tendremos que la banquetta natural del terreno en el caso más desfavorable tendrá un ancho de:

$$b = 1.2 + 0.6 = 1.80 \text{ m.}$$

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.

### 1ª Curva.

$$500 = \frac{1}{(8.6+0.5)1/2 + 2b} \left[ \left( \frac{8.6+0.5}{2} + b \right)^2 - \frac{\left( \frac{8.6+0.5}{2} \right)^2}{4} + \frac{140^2}{4} \right]$$

$$b = 2.60 \text{ mts.}$$

Como tenemos una banquetta natural de 1.80, debemos añadir a esta una longitud de  $2.60 - 1.80 = 0.80$  mts.

No teniendo cortes mayores de 1.20 m. y dada la suave pendiente del terreno, sólo hay necesidad de agregar esa banquetta adicional de 0.80 m. a las dos últimas estacas de la curva, siendo aun en estas el aumento de corte insignificante, como se puede apreciar en las respectivas secciones transversales.

### 2ª Curva.

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

$$b = 5.00 \text{ m.}$$

Deberá pues añadirse una banquetta adicional de  $5 - 1.80 = 3.20$  m.

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 banquetta adicional de 3.20 m. ya que la banquetta natural es mayor que los 5 mts. que se necesitan.

### Curvas de transición.

Para facilitar la entrada de los móviles en las diversas curvas, se hace 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 el sobreancho, de ahí su nombre.

Dado los amplios radios usados y teniendo en cuenta la topografía del terreno, no hacemos uso de ellas, por lo menos en el estudio, siendo factible que en el momento de la construcción sea necesario localizarlas, a criterio del ingeniero encargado.

### Numeración de las estacas.

La numeración que emplearemos será la que se emplea siempre: numerandolas con cifras pares, de modo que al leer su número podamos saber su distancia al punto de origen. Así la estaca N°. 8, estará a 80 mts. y será la cuarta.

En caso de que haya estacas que tengan numeración entera (P.C., P.T., etc.), se pondrá para numerarlas el número de estaca inmediatamente anterior seguido del signo más y de la cantidad de metros que las separan.

Así la estaca N°. 82 + 14.60, nos dice que se halla a 14.60 m. de la estaca 82 y a 834.60 mts. del origen.

Acabado un Km., en el próximo Km. se comienza nuevamente a numerar las estacas, teniendo cuidado para diferenciar los Kms., de anteponer al número de la estaca, el número del Km. correspondiente, así Km. 23 - 84 + 3.70.

### Tangente mínima.

En caso de tener 2 curvas reversas, la mínima tangente entre ellas será la que pueda recorrer el móvil en 3 segundos, o sea 90 mts.

## 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 están restringidas por la velocidad del móvil y la necesaria visibilidad vertical. Es un punto muy importante la solución correcta del perfil longitudinal, debiendo 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 no será en realidad la rasante definitiva, sino que será la subrasante sobre la cual se ha de colocar el firme y luego la capa de rodadura.

Hago hincapié 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 hacer<sup>lo</sup> así en este caso, se ha hecho como lo he enunciado.

### Pendiente máxima permitida.

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:

$$i = \frac{\text{Par de rotación (lb/pulg) x porcentaje util x Relacion entre engranajes}}{\text{Radio llanta x Peso bruto del vehiculo.}}$$

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

será:

$$ip = i - rc$$

Conociendo las características del usuario, camión Ford 1942 H-15, semi-trailer, con torque correspondiente a camiones tractores, tendremos:

Par de rotación = 176 x 12 lb/pulg.

Relación entre engranajes = en alta velocidad	667-1
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 util = 90 o/o

Resistencia del camino = 1.1 o/o

Reemplazando valores se tiene:

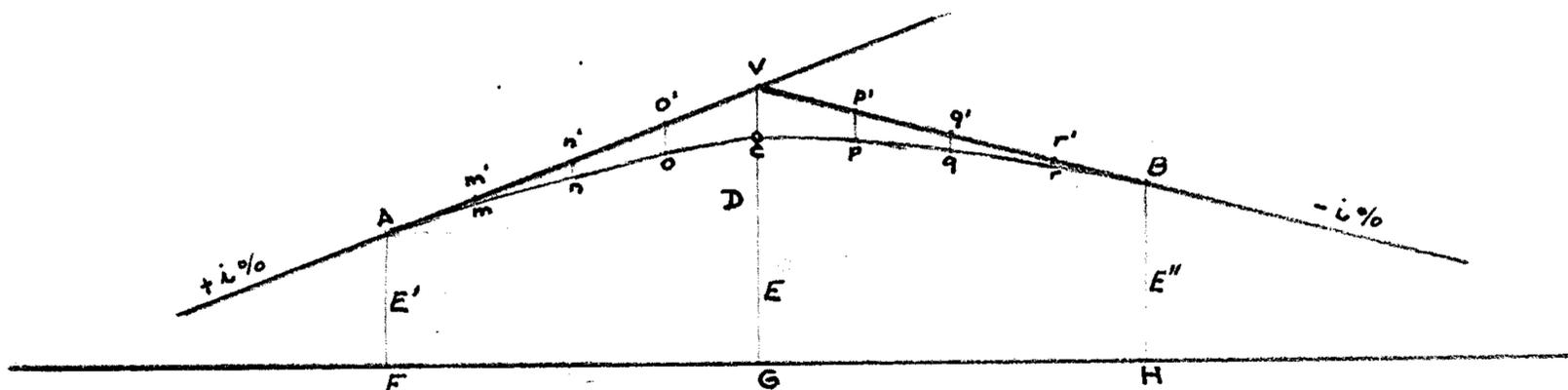
$$ip = \frac{176 \times 12 \times 0.9 \times 6.67}{16.9 \times 15000} - 1.1 = 3.9 \text{ o/o}$$

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 largos tramos de suave pendiente.

### Curvas verticales.-

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:

$$VC = \frac{1}{2} \left[ E - \frac{E' + E''}{2} \right]$$

Las correcciones de las estacas intermedias, como por ejemplo, de la ecuación:

$$oo' = pp' = VC \times \left( \frac{AO'}{AV} \right)^2$$

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

Las longitudes de las diversas curvas verticales las tomamos de las respectivas normas del Ministerio de Fomento, que nos dicen que las mínimas longitudes para los distintos casos serían las siguientes:

1 <sup>a</sup>	curva	=	40	mts.
2 <sup>a</sup>	"	=	60	"
3 <sup>a</sup>	"	=	20	"
4 <sup>a</sup>	"	=	80	"

Nosotros en nuestros cálculos, para tener una mayor comodidad, nos daremos una distancia standard de 120 mts. recordando la necesaria longitud de visibilidad en tangente.

Cálculo de las curvas verticales:

1<sup>a</sup> Curva:

L = 120 mts o sea 3 estacas a cada lado del vértice:

$$VA = VB = 60 \text{ mts.}$$

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

$$A = 10 - 3 \times 2 = 4 - 2095.07 \text{ m.}$$

$$B = 10 + 3 \times 2 = 16 - 2097.53 \text{ m.}$$

La corrección del vértice V, de la ecuación:

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

$$VC = \frac{1}{2} \left[ \frac{2095.07 + 2097.53}{2} - 2095.21 \right] = 0.54 \text{ m.}$$

Las correcciones de las estacas intermedias de las ecuaciones semejantes a:

$$oo' = VC \left( \frac{AO}{AV} \right)^2$$

$$\text{estaca 4} \quad \text{estaca 16} - 0.54 \left( \frac{0}{60} \right)^2 = 0.00 \text{ mts.}$$

$$\text{estaca 6} = \text{estaca 14} - 0.54 \left( \frac{20}{60} \right)^2 = 0.06 \text{ mts.}$$

$$\text{estaca 8} = \text{estaca 12} - 0.54 \left( \frac{40}{60} \right)^2 = 0.24 \text{ mts.}$$

Calculadas las cotas definitivas, tendremos:

Estacas	Cotas de la rasante	Corrección	Cotas de la curva
4	2095.07	+ 0.00	2095.07
6	2095.12	+ 0.06	2095.18
8	2095.16	+ 0.24	2095.40
10	2095.21	+ 0.54	2095.75
12	2095.98	+ 0.24	2096.72
14	2096.76	+ 0.06	2096.82
16	2097.53	+ 0.00	2097.53

2ª curva:

Longitud de la curva vertical	L = 120 mts.
Nº de la estaca del punto A	nº = 34
" " " " " " B	nº = 46
Cota del punto A	F' = 2104.49
" " " B	F" = 2108.08
" " " V	E = 2106.81

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

Estacas	Cotas de la rasante	Corrección	Cotas de la curva
34	2104.49	- 0.00	2104.49
36	2105.26	- 0.03	2105.23
38	2106.03	- 0.12	2105.91
40	2106.81	- 0.27	2106.54
42	2107.23	- 0.12	2107.11
44	2107.65	- 0.03	2107.62
46	2108.08	- 0.00	2108.08

3ª curva:

Longitud de curva	L = 120 mts.
Nº de la estaca del punto A	nº = 54
" " " " " " B	nº = 66
Cota del punto A	E' = 2109.76
" " " B	E" = 2113.18
" " " V	E = 2111.03

<u>Estacas</u>	<u>Cotas de la rasante</u>	<u>Corrección</u>	<u>Cotas de la curva</u>
54	2109.76	+ 0.00	2109.76
56	2110.19	+ 0.03	2110.22
58	2110.61	+ 0.11	2110.72
60	2111.03	+ 0.24	2111.27
62	2111.75	+ 0.11	2111.86
64	2112.46	+ 0.03	2112.49°
66	2113.18	+ 0.00	2113.18

4ª Curva:

Longitud de la curva	L = 120 mts.
Nº de la estaca del punto A	mº = 74
" " " " " " B	nº = 86
Cota del punto A	E' = 2116.04
" " " B	E" = 2119.01
" " " V	E = 2118.19

<u>Estacas</u>	<u>Cotas de la rasante</u>	<u>Corrección</u>	<u>Cotas de la curva</u>
74	2116.04	- 0.00	2116.04
76	2116.76	- 0.04	2116.72
78	2117.47	- 0.15	2117.32
80	2118.19	- 0.33	2117.86
82	2118.46	- 0.15	2118.31
84	2118.74	- 0.04	2118.70
86	2119.01	- 0.00	2119.01

Longitud mínima para tramo de igual gradiente.

Esta longitud debe ser tal que el pasajero no tenga la sensación de estar cambiando de gradiente a cada instante. La máxima longitud requerida es de 200 mts. 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 caso de que tenga que hacer un uso continuo de ella. Por ello, en forma experimental se ha encontrado que nuestra máxima gradiente de 3.9 o/o, no puede tener una longitud mayor de 600 mts. sin ser entonces perjudicial.

---

SECCIONES TRANSVERSALES

---

Generalidades

Este capítulo nos dá el costo probable del camino a construirse. Es, pues, muy importante y prima para la aceptación o rechazo del trazo ideado. Los perfiles transversales del terreno se han efectuado leyéndolos en el trazado en planta, cosa que en la práctica no se hace. Ahí 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 en este caso es imposible de realizar.

Ancho del camino.

Depende lógicamente de los tráficos que habrá y de las características del usuario. Siendo el ancho de éste de 2.40 mts., el tráfico en dos sentidos y debiendo dar veredas a cada lado del camino de 1 m., construiremos la carretera con 8.60 m. 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.

B o m b e o.

A fin de eliminar la lluvia sobre la capa de rodadura, se le da 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 o/o del semiancho 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 corriendo longitudinalmente con el camino y con su misma pendiente, desaguan cada 200 mts. en especie de alcantarillas que pasando por debajo del firme, arrojan el agua a una distancia que no pueda dañar la carretera.

Es necesario hacerlas de manera que no ofrezcan peligro para el tráfico, habiéndose escogido entre todos los tipos, el que se muestra en el perfil correspondiente.

### Taludes.

Lógicamente 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 caso que se tenga que hacer un terraplén y el talud natural sea más empinado que el del terreno en reposo, será necesario ejecutar una estructura que sostenga ese terreno. Esto es lo que se denomina muros de sostenimiento, que sólo han 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.

### Movimiento de tierras.

Dibujados 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,

encontraremos los volúmenes a mover.

Cálculo de las áreas.

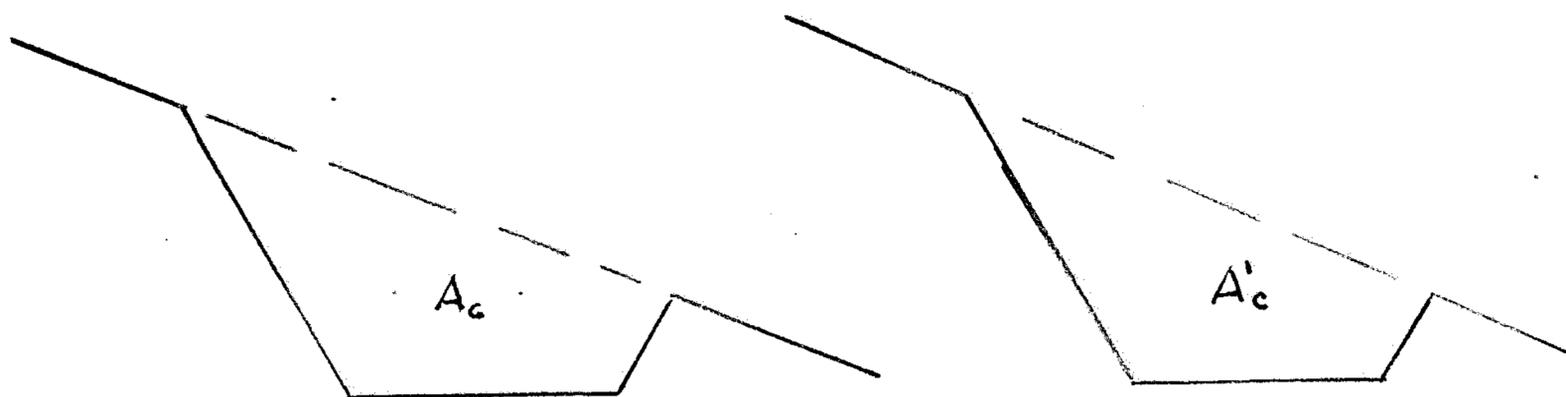
Lo hacemos en forma analítica, descomponiendo la figura de corte o relleno, en figuras regulares, fáciles de hallar en área y luego sumando estos resultados parciales.

Cálculo de los volúmenes.

Empleamos 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:

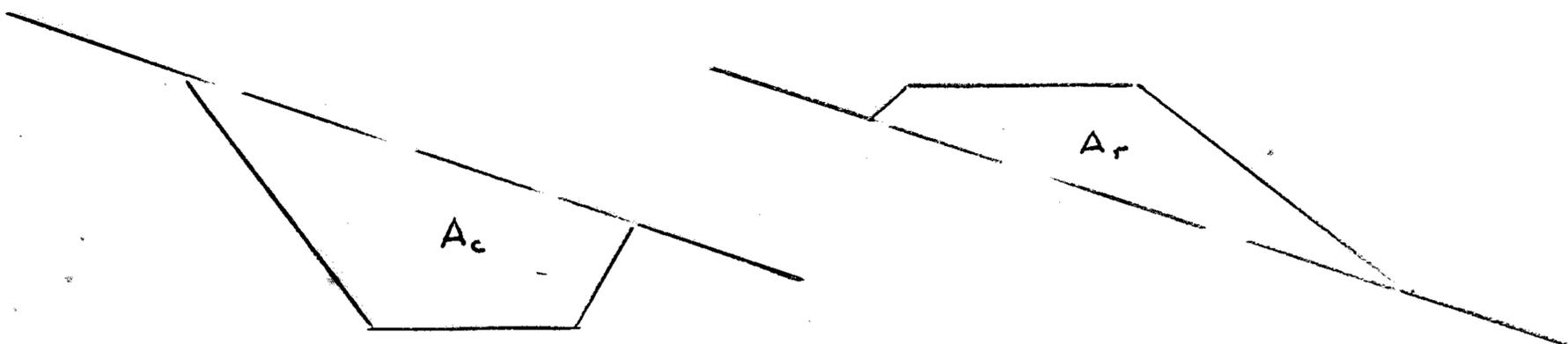
1) Cuando las dos secciones son de corte o relleno:



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

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

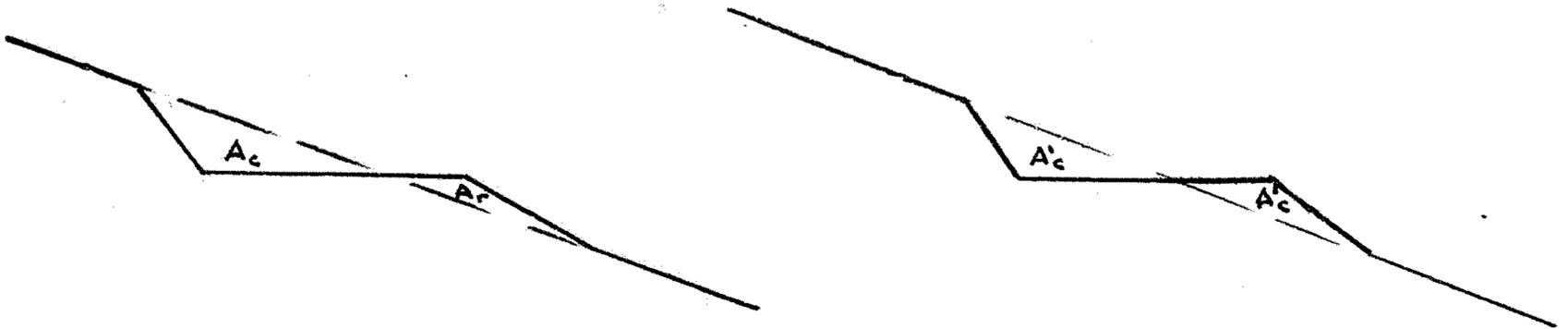
2) Cuando una sección está en corte y otra en relleno:



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

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

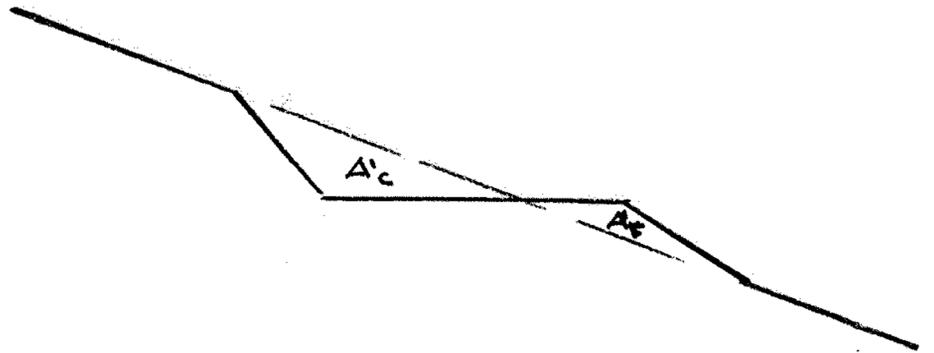
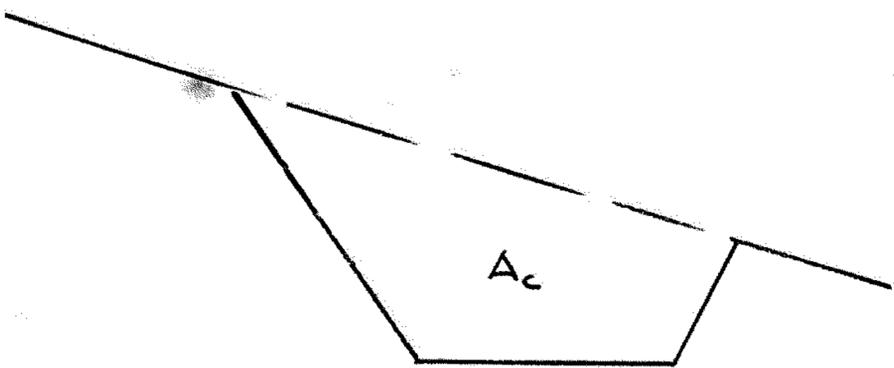
3) Cuando las secciones tienen corte y relleno.



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

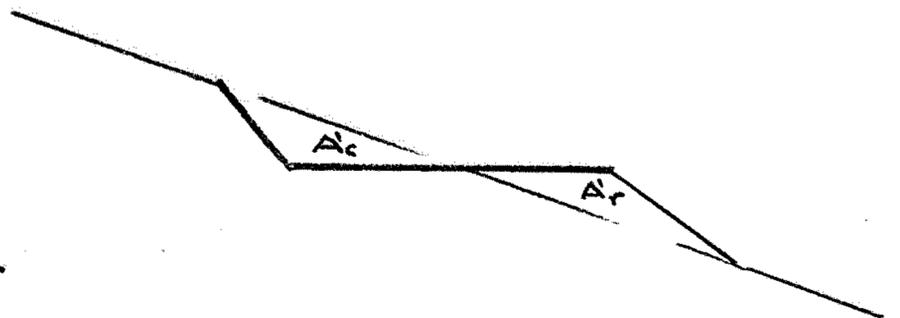
$$V_r = \frac{A_r + A'_r}{2} \times L$$

4) Cuando una de las secciones es en corte o relleno y la otra tiene corte y relleno.



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

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



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

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

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

Metraje KM. 0 - Km. 105 .....

Del Km. 19.000 al Km. 19540

Estacas	Dis-tan-cia.	Areas M2.		TOTAL		Volúmenes m3.				
		Rell.	Corte	Rell.	Cortes	C l a s i f i c a d o				
						Rell. A	Rell. B.	C.III.	C.IV.	C.V.
Km. 19	20	1.90	3.50							
2	20	1.30	4.20	32	77	32	-	23.10	34.65	19.25
4	20	2.40	3.10	27	73	27	-	21.90	32.85	18.25
6	20	2.70	2.50	51	56	51	-	16.80	25.20	14.00
8	20	2.80	1.90	55	54 <sup>44</sup>	44	11	13.20	19.80	11.00
10	20	2.70	1.80	55	37	37	18	11.10	16.65	9.25
12	20	2.40	2.60	51	44	44	7	13.20	19.80	11.00
14	20	3.10	1.90	55	45	45	10	13.50	20.25	11.25
16	20	4.50	1.50	71	34	34	37	10.20	15.30	8.50
18	20	3.50	1.80	75	33	33	42	9.90	14.85	8.25
20	20	4.10	1.60	76	34	34	42	10.20	15.30	8.50
22	20	4.20	1.70	83	33	33	50	9.90	14.85	8.25
24	20	4.70	1.80	89	35	35	54	10.50	15.75	8.75
26	20	3.90	1.70	86	35	35	51	10.50	15.75	8.75
28	20	4.10	1.10	80	28	28	52	8.40	12.60	7.00
30	20	1.90	2.10	60	32	32	28	9.60	14.40	8.00
32	20	1.20	3.80	31	59	31	-	17.70	26.55	14.75
34	20	0.60	5.70	18	95	18	-	28.50	42.75	23.75
36	20	0.10	9.10	7	148	7	-	44.40	66.60	37.00
38	20	0.50	7.50	6	166	6	-	49.80	74.70	41.50
40	20	0.40	7.40	9	149	9	-	44.70	67.05	37.25
42	20	0.30	5.60	7	130	7	-	39.00	58.50	32.50
44	20	1.50	4.20	18	98	18	-	29.40	44.10	24.50
46	20	3.30	2.10	48	63	48	-	18.90	28.35	15.75
48	20	6.90	0.50	102	26	26	76	7.80	11.70	6.50
50	20	9.90	0.10	168	6	6	162	1.80	2.70	1.50
52	20	9.30	0.10	192	2	2	190	0.60	0.90	0.50
54	20	5.80	0.70	151	8	8	143	2.40	3.60	2.00
		Van	....	1713	1590	740	973	477.00	75.50	397.50

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

Metraje Km. 0 - Km. 105 .....

Del Km. 19540 al Km. 20.000

Estacas	Dis- tan- cia.	Areas m <sup>2</sup> .		TOTAL		Volúmenes m <sup>3</sup> .				
		Rell.	Corte	Rell.	Cortes	C l a s i f i c a d o				
						Rell. A	Rell. B	C.III.	C.IV.	C.V.
		Viene n		1713	1590	740	973	477.00	715.50	397.50
54	20	5.80	0.70							
56	20	4.90	0.90	107	16	16	91	4.80	7.20	4.00
58	20	3.80	0.50	87	14	14	73	4.20	6.30	3.50
60	20	2.10	2.50	59	30	30	29	9.00	13.50	7.50
62	20	2.30	1.90	44	44	44	-	13.20	19.80	11.00
64	20	0.60	6.10	29	80	29	-	24.00	36.00	20.00
66	20	0.40	7.10	10	132	10	-	39.60	59.40	33.00
68	20	0.30	5.20	7	123	7	-	36.90	55.35	30.75
70	20	0.10	7.10	4	123	4	-	36.90	55.35	30.75
72	20	0.10	8.90	2	160	2	-	48.00	72.00	40.00
74	20	0.30	5.20	4	141	4	-	42.30	63.45	35.25
76	20	0.80	3.50	11	87	11	-	26.10	39.15	21.75
78	20	1.50	3.90	23	74	23	-	22.20	33.30	18.50
80	20	1.90	2.50	24	64	34	-	19.20	28.80	16.00
82	20	3.10	0.90	50	34	34	16	10.20	15.30	8.50
84	20	4.10	1.30	72	22	22	50	6.60	9.90	5.50
86	20	3.80	1.30	79	26	26	53	7.80	11.70	6.50
88	20	2.70	1.60	65	29	29	36	8.70	13.05	7.25
90	20	1.10	2.50	38	41	38	-	12.30	18.45	10.25
92	20	0.50	2.90	16	54	16	-	16.20	24.30	13.50
94	20	0.80	2.50	13	54	13	-	16.20	24.30	13.50
96	20	1.10	2.40	19	49	19	-	14.70	22.05	12.25
98	20	0.90	1.30	20	37	20	-	11.10	16.65	9.25
Km. 20	20	1.90	0.20	28	15	15	13	4.50	6.75	3.75
<b>Totales</b>				<b>2534</b>	<b>3039</b>	<b>1200</b>	<b>1334</b>	<b>911.70</b>	<b>1367.55</b>	<b>759.75</b>

Resúmen: Relleno propio 1200.000 m<sup>3</sup>  
 Relleno de préstamo 1334.000 m<sup>3</sup>  
 Corte III 30 o/o 911.700 "  
 Corte IV 45 o/o 1367.550 "  
 Corte V 25 o/o 759.750 "

## D R E N A J E

-----

### Generalidades

Puede ser de 2 clases: superficial, y subterráneo. Ya hemos hablado respecto al primero cuando tratamos del bombeo y las cunetas, y de las alcantarillas de desagüe.

El drenaje del subsuelo se hace con el fin de bajar la napa de agua, de manera que esta no ofrezca peligro para el firme, y se ejecuta por medio de tubos colectores y luego desagüamos en forma apropiada.

### T a j e a s.

Su diseño depende de la cantidad de agua que pasará por ella. Las pequeñas se hacen poniendo simplemente una piedra como techo que descansa sobre otras dos, formando así la cavidad por la que pasará el agua. Las mayores es necesario calcularlas, haciendo este cálculo con fórmulas empíricas o estudiando gráficos al respecto.

Siempre que sea posible debe darse salida libre al agua que sale por la tajea.

### Alcantarillas.

Debemos poner estas en las pequeñas quebradas que en época de lluvia traen agua y en todo lugar que presente características que nos indiquen su necesaria locación. Hay diferentes tipos de alcantarillas, tanto por los materiales que han intervenido en su construcción, como por los servicios que prestan, teniendo todas como base para su diseño, el gasto que ha de pasar por ella en el caso más desfavorable.

En nuestro km. no hay necesidad de diseñar ninguna, y por ello no lo hemos hecho.

Respecto a las alcantarillas de desagüe de las cunetas,

hemos dicho que las pondremos cada 200 mts. y emplearemos tubos "Armco" corrugados, de 2' de diametro y 6 mts. de longitud, que acoplaremos hasta alcanzar la seguridad requerida.

### Drenaje del subsuelo.

Hemos dicho que se efectúa este con el fin de bajar la napa de agua. Para ello será pues necesario localizarla. Hecho esto y viendo las características que aquella presenta, con movimiento o sin él, se estudiará la forma más apropiada para drenarla. Es necesario para una buena estabilización de la subrasante, que el manto de agua se halle por lo menos a 1.30 mts. debajo de ella, debiendo subirse la rasante calculada en caso contrario. Hay que tener así mismo en cuenta las propiedades de capilaridad del colchón de la subrasante, a fin de que no suba la napa y tome una altura perjudicial. Por último deberá darse al drenaje una salida libre y si es que las características del terreno no lo permiten, deberá alejarse tanto que no ofrezca peligros para un buen drenaje.

### Normas dictadas por el Ministerio de Fomento.

La Dirección de Caminos y Ferrocarriles dictó unas normas relativas a drenaje, sub-drenaje y zonas de filtración, las que copio por ser muy importantes:

#### NORMAS PARA ESTUDIOS DE CARRETERAS

##### 1.- DRENAJE

1.-0.- Es fundamental obtener los datos que permitan diseñar los drenajes según proyecto. Esos datos comprenden la ubicación, la dirección y la intercepcion de las corrientes de agua. La vida del camino dependerá del acierto con que se haga el drenaje.

En un estudio deben anotarse los datos siguientes:

Los puntos bajos del perfil longitudinal donde se desaguarán

las cunetas. Estos puntos deberán nivelarse transversalmente hacia aguas abajo en longitud suficiente para proyectar el desagüe.

a) Las zanjas de desagüe existentes, se nivelarán en su fondo y se tomará su sección para el caso que sea necesario ensanchar.

b) Los lugares bajos o cursos de agua inmediatos al trazo, se unirán a la nivelación general como puntos posibles de desagüe. Si los terrenos son muy planos y de difícil drenaje natural, se harán amplias nivelaciones transversales para proyectar desagües que alejen el agua del camino y signifiquen obras de saneamiento.

## 2.- SUBDRENAJE

2 -0.-AGUA DEL SUBSUELO.- El proyecto de un camino puede encontrarse en la zona de influencia del agua del subsuelo, que forma una capa que se conoce con el nombre de "napa de agua".

Esa napa puede ser permanente, generalmente en los lugares bajos, cuando conserva un nivel más o menos estable; y no permanente, que aparece a poca profundidad de la superficie del suelo durante las estaciones lluviosas.

En un estudio los datos que hay que anotar son los siguientes:

a) Su nivel relacionado con la superficie del suelo. Se hace por medio de perforaciones y se mide cuando se ha estabilizado el nivel del agua.

b) La medición se repetirá después de cada periodo de lluvias o de un mes cuando mucho.

c) Se harán perforaciones en los lugares bajos y laderas de los terrenos ondulados y a todo lo largo del trazo en los terrenos llanos con poco declive.

d) Se anotará los lugares bajos por donde pase el trazo y se deposita el agua por más de 24 horas, midiendo su altura.

e) Se tomará una muestra de dos litros de agua de la napa,

las cunetas. Estos puntos deberán nivelarse transversalmente hacia aguas abajo en longitud suficiente para proyectar el desagüe.

a) Las zanjas de desagüe existentes, se nivelarán en su fondo y se tomará su sección para el caso que sea necesario ensanchar.

b) Los lugares bajos o cursos de agua inmediatos al trazo, se unirán a la nivelación general como puntos posibles de desagüe. Si los terrenos son muy planos y de difícil drenaje natural, se harán amplias nivelaciones transversales para proyectar desagües que alejen el agua del camino y signifiquen obras de saneamiento.

## 2.- SUBDRENAJE

2 -0.-AGUA DEL SUBSUELO.- El proyecto de un camino puede encontrarse en la zona de influencia del agua del subsuelo, que forma una capa que se conoce con el nombre de "napa de agua".

Esa napa puede ser permanente, generalmente en los lugares bajos, cuando conserva un nivel más o menos estable; y no permanente, que aparece a poca profundidad de la superficie del suelo durante las estaciones lluviosas.

En un estudio los datos que hay que anotar son los siguientes:

a) Su nivel relacionado con la superficie del suelo. Se hace por medio de perforaciones y se mide cuando se ha estabilizado el nivel del agua.

b) La medición se repetirá después de cada periodo de lluvias o de un mes cuando mucho.

c) Se harán perforaciones en los lugares bajos y laderas de los terrenos ondulados y a todo lo largo del trazo en los terrenos llanos con poco declive.

d) Se anotará los lugares bajos por donde pase el trazo y se deposita el agua por más de 24 horas, midiendo su altura.

e) Se tomará una muestra de dos litros de agua de la napa,

si se prevé que va a estar en contacto con obras de hierro o concreto para análisis químico.

### 3.- ZONAS DE FILTRACION

3 -0.- En los cortes es frecuente encontrar zonas de filtración que se deben a corrientes de agua subterránea que corren por capas permeables que están debajo de capas impermeables.

En un estudio deberán anotarse los datos siguientes:

a) Posible sentido de la corriente, transversal o paralela al trazo.

b) Profundidad probable de la filtración.

## P A V I M E N T A C I O N

### 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 este tener una gran resistencia a los esfuerzos a que será sometido y un alto coeficiente de rozamiento a fin de dar mayor seguridad al tráfico.

### Características del terreno.

Sabemos que se trata de un suelo que presenta las características necesarias para clasificarlo como A - 5. Tendrá entonces gran capilaridad, mucha arcilla y material orgánico y será muy húmedo y elástico. En resumen, no servirá para colocar sobre él el pavimento, por lo que debemos mejorarlo y ejecutar un buen firme que tenga las características necesarias. Para ello mejoramos en primer lugar el terreno, echándole arena a fin de quitarle elasticidad y humedad, en una proporción cercana a 60 lts. por m<sup>2</sup>. Sobre ésta, pondremos nuestro firme escogido, que será el denominado 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 esté bien compactado, la capa de rodadura.

### De la capa de rodadura.

Hay muchas clases de 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.

Su construcción es bastante conocida: se limpia el firme y se le humedece según sus características, antes de echarle el asfalto desde camionetas, que a su vez han sido habilitadas con unas tolvas especiales. Se puede echar aquel en una o dos capas, siendo lo más conveniente la forma seguida, pero costando mucho más por su gran aumento de mano de obra. Colocado el asfalto, 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 sobrelevaciones afuera. Viene luego la operación final, que se denomina el sellado de la pista, que consiste en su impermeabilización y en su total acabado.

Normas dictadas por el Ministerio de Fomento.

También respecto a este capítulo la Dirección de Caminos ha dictado normas a seguir. Por ello, conociendo su importancia, adjuntamos una copia:

ESPECIFICACIONES PARA TRATAMIENTOS ASFALTICOS SUPERIORES

1. Los tratamientos superficiales con asfalto solo deberán emplearse sobre firmes perfectamente bien contruidos debiendo comprobarse antes el espesor, la graduación apropiada de los componentes, la compactación y el drenaje.

La falla de cualquiera de estos aspectos de construcción quitaría toda garantía al trabajo que se coloque sobre él. La vida o duración de una superficie asfáltica, de cualquier tipo que sea se vería seriamente comprometida si la base sobre la que debe colocarse no ha sido bien hecha.

2. Antes de aplicar el tratamiento superficial, es neces-

rio nivelar perfectamente el firme y barrer todo material suelto o extraño que quede sobre él. La presencia de polvo u otro material puede impedir que el asfalto cumpla con su misión adhesiva. La nivelación debe hacerse con una motoniveladora, regando y luego rodillando con rodillos tipo tandem.

3. Una vez que el afirmado esté completamente nivelado, seco y sin materiales sueltos y con su apropiado bombeo, en perfil transversal, se regará en forma uniforme una capa de asfalto MC-0 a más o menos 50° C. y en la proporción aproximada de 1.5 litros por metro cuadrado. Esta cantidad puede aumentarse hasta dos litros por metro cuadrado si se nota que durante la imprimación el material del firme absorbe rápidamente el asfalto.

Dicha imprimación debe hacerse cuidadosamente sin dejar ningún sitio en blanco y como se ha dicho en forma uniforme. La superficie cubierta con la imprimación debe dejarse sin tráfico a fin de que haya una completa absorción de asfalto.

4. A las 48 horas cuando haya sido bien absorbido el asfalto, se volverá a regar con un litro a uno y medio litros por metro cuadrado de asfalto RC-2 a una temperatura entre 60° y 80° C.

5. Sobre este segundo riego deberá esparcirse inmediatamente en la forma más uniforme posible, si es necesario por medio de reglas, una capa de piedra angulosa dura, limpia y seca de 3/4" a 1/2" en la proporción de 15 a 20 litros por metro cuadrado. Capa que después de un tiempo prudencial se rodillará con un rodillo de 5 a 8 toneladas. Después de cada pasada de rodillo debe barrerse con escobas a fin de favorecer la mezcla de los materiales sueltos con el asfalto. Puede entregarse al tráfico una vez que se observe que ha fraguado bien el material, lo que sucede entre 24 y 48 horas.

6. Más o menos a los 10 días, cubrir esa capa que se ha ba-

rrido enérgicamente para quitar todos los materiales sueltos, con otro riego de asfalto RC-2 a una temperatura entre 60° y 80° C, en la proporción de 1-1/2 a 2 litros por metro cuadrado. Dicho riego debe hacerse también en la forma más uniforme posible.

7. Colocar inmediatamente sobre ese riego una capa de piedra de 10 a 15 litros por metro cuadrado de 1/2" a 1/4" angulosa, limpia y seca que se rodilla y barre en la forma indicada en 5.

8. Más o menos a los 10 días, cubrir esa capa con otro riego de asfalto RC-1 a una temperatura de 60° a 80° C. en la proporción de un litro por metro cuadrado que servirá de sello. Como en los casos anteriores, previamente debe barrerse para quitar todos los materiales sueltos.

9. Colocar inmediatamente una capa uniforme de piedra de 10 litros aproximadamente por metro cuadrado de 1/2" a 1/8" angulosa, dura, limpia y seca que debe rodillarse y barrerse en la forma indicada anteriormente.

La piedra deberá satisfacer todos los requisitos que se mencionan y los asfaltos deben usarse también de acuerdo a lo indicado y a las temperaturas señaladas. Debiendo hacerse todo el trabajo con el mayor cuidado posible.- Lima, 12 de Febrero de 1946. Firmado.- Ing° Mauro Llanos.

#### ESPECIFICACIONES PARA CUBIERTAS ASFALTICAS CON MEZCLAS EN FRIO

1. Las cubiertas asfálticas solo deberán emplearse sobre firmes perfectamente bien contruidos debiendo comprobarse antes el espesor, la graduación apropiada de los componentes, la compactación y el drenaje.

La falla de cualquiera de esos aspectos de construcción quitaría toda garantía al trabajo que se coloque sobre él. La vida o duración de una superficie asfáltica, de cualquier tipo que sea, se vería seriamente comprometida si la base sobre la que debe co-

locarse no ha sido bien hecha.

2. Antes de aplicar la cubierta es necesario nivelar perfectamente el firme y barrer todo el material suelto o extraño que quede sobre él. La presencia de polvo u otro material puede impedir que el asfalto cumpla su misión adhesiva. La nivelación debe hacerse con una motoniveladora, regando y rodillando con rodillos de tipo tandem.

3. Una vez que el afirmado esté completamente nivelado, seco y sin materiales sueltos y con su propio bombeo, en perfil transversal, se regará en forma uniforme una capa de asfalto MC-0 o más o menos 50° C y en la proporción aproximada de 1.5 litros por metro cuadrado. Esta cantidad puede aumentarse hasta 2 litros por metro cuadrado si se nota que durante la imprimación el material del firme absorbe rápidamente el asfalto.

Dicha imprimación debe hacerse cuidadosamente sin dejar ningún sitio en blanco y como se ha dicho en forma uniforme. La superficie cubierta con la imprimación debe dejarse sin tráfico a fin de que haya una completa absorción de asfalto. Es muy recomendable usar distribuidores mecánicos.

4. A las 48 horas, cuando haya sido bien absorbido el asfalto se colocará la mezcla de asfalto en una proporción de 60 litros por metro cuadrado para obtener un espesor compactado de más o menos 5 cms.

5. A lo largo de los bordes se podrán colocar guías de madera de 2" x 4" colocadas por su cara más ancha y debidamente niveladas y alineadas por medio de estacas.

6. La mezcla se extiende por medio de esparcidores mecánicos halados por un camión o por medio de palas y rastras. Se pasa una regla a lo largo de las guías para obtener una sección transversal uniforme, que tenga el bombeo de firme, y obtener una superficie

regular.

7. Después de unas 24 a 48 horas cuando se haya volatilizado el solvente se rodillará con rodillo tipo tandem de 5 a 10 toneladas favoreciendo la regularidad de la superficie con rastras.

8. Las especificaciones para la combinación de la mezcla son las siguientes:

			<u>Piedra y arena</u>			
Pasa malla	de	1"	.....	100	o/o	
"	"	3/4"	.. .. .	80 - 90	o/o	
"	"	1/2"	.....	60 - 70	"	
"	"	1/4"	.....	50 - 60	"	
"	"	N° 40	.. .. .	20 - 40	"	
"	"	100	.....	15 - 20	"	
"	"	200	.....	5 - 10	"	

El contenido de humedad de estos materiales no será mayor del 1.5 o/o. En muchos lugares estos materiales pueden obtenerse combinando materiales de los bancos o canteras sin necesidad de zarandeo.

El asfalto que se usará en estos agregados será el MC-3 que se calentará de 60° a 80° C. y se mezclará con mezcladoras de concreto y preferentemente con mezcladoras amasadoras. Debe asegurarse la proporción y mantener uniforme la cantidad de asfalto por volumen de agregado de modo que la mezcla final contenga de a 6 o/o de material asfáltico, dependiendo del tamaño de los agregados y de su porosidad superficial. La cantidad exacta puede determinarse razonablemente en el campo por examen visual. La mezcla se hará hasta que cada partícula esté completamente cubierta con asfalto.

9. Pasados unos días, cuando la mezcla haya endurecido, se hará un sello con MC-3 que se calentará de 60° a 80° C. a razón de 1 a 1.5 litros por metro cuadrado que se cubrirá con piedra menu-

da de  $3/8''$  a  $1/8''$  a razón de más o menos 8 a 12 kilos por metro cuadrado y se rodillará con la aplanchadora de 5 a 10 toneladas y se entregará al tráfico. Se barrerá y se pasará rastrillo para favorecer la mezcla.

10. La piedra y la arena además del requisito de graduación y la máxima humedad del 1.5 o/o permitido, serán de forma apropiada, angulosas, duras y durables.

11. Los asfaltos que se empleen igualmente estarán de acuerdo a las especificaciones para cada uno de los tipos indicados.

12. Se insiste en pedir que las presentes indicaciones se cumplan en todas sus partes para poder hacer un control efectivo de los resultados que se espera obtener.

13. Se acompaña un corte transversal del pavimento.

---

P U E N T E

Características

Será un puente de tablero ~~inferior~~<sup>superior</sup> y de concreto armado; de doble vía, con una luz centro a centro de 24 mts. y un ancho libre de 6.60 mts. La losa descansará sobre 3 vigas rectas, sirviendo únicamente las viguetas para resistir los movimientos de torsión que se producirán en las vigas extremas.

Cálculo de la losa.

Dadas las características del usuario, camión H-15 S-12, tendremos que cada rueda motriz pesará lo mismo que las de un camión H-15, o sea 5440 kgs., luego podemos usar la lámina N°. 3 que para el efecto ha convertido al sistema métrico y arreglado el Ing°. Juan Quiroga y que aparece en sus copias del Curso de Puentes.

Vemos pues en ella que para una luz de 2.28 mts., necesitaremos un H = 0.18, reforzado con acero de 5/8" que colocados cada 0.165 mts. nos den un área de 12.10 cm<sup>2</sup>. por metro de ancho de losa.

Ese refuerzo sólo resiste el momento de la carga concentrada, incluyendo el impacto y vemos que es de 506 Kg. met.

Debemos calcular el refuerzo necesario para soportar el momento debido al peso propio.

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

Considerando que el peso del concreto armado es de 2400 Kg/m<sup>3</sup>, la losa pesará por metro: = 2400 x 0.18 x 1 x 1 = 435 kg.

$$m.l. + M_{pp} = \frac{435 \times 2.28^2}{10} = 226 \text{ Kg. met.}$$

El ~~área~~<sup>necesario</sup> ~~usuario~~ será:

$$+ A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{22600}{1260 \times 0.857 \times (18-4.6)} = 1.60 \text{ cm}^2.$$

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

$$13.70 \text{ cm}^2 \sim 7 \phi 5/8'' \quad \text{o sea } \phi 5/8'' @ 14 \text{ cms.}$$

Veamos si está dentro de los límites permitidos por el reglamento.

$$A_s \text{ mínimo} = 0.0025 \text{ bd} = 0.0025 \times 1 \times 13.4 = 3.4 \text{ cm}^2$$

$$13.70 \text{ cm}^2 > 3.40 \text{ cm}^2 \quad \text{luego está bien.}$$

El mínimo espaciamiento con anclaje especial es de 2.54 cm.

$$14 \text{ cm.} > 2.54 \text{ cms.} \quad \text{luego está bien.}$$

Veamos el refuerzo transversal. En la misma tabla de la lámina N°. 3, vemos que éste tendrá los siguientes valores:

$$\text{Medio central} \quad - \quad A' = 9.50 \text{ cm}^2 \quad \phi = 1/2'' \quad S' = 0.133 \text{ m.}$$

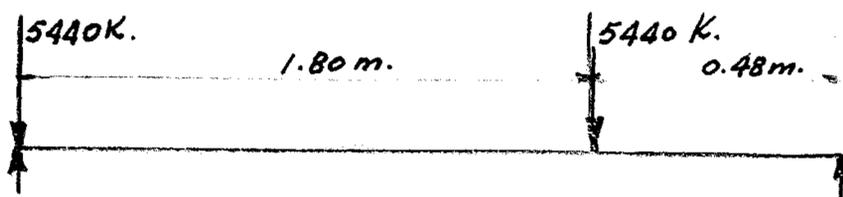
$$\text{Cuartos extremos} \quad - \quad A'' = 6.57 \text{ cm}^2 \quad \phi = 1/2'' \quad S'' = 0.192 \text{ m.}$$

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

Veamos ahora los puntos en que debemos hacer el doblado de los fierros. Dada la poca luz y las fuertes cargas existentes, primará la adherencia y esfuerzo de corte a los momentos. Por ello, los doblaremos en los puntos en que no sean necesarios para resistir los anteriores esfuerzos.

Para calcular el esfuerzo cortante debemos de tener en cuenta que la distancia entre ruedas es de 1.80 mts. y lo hacemos usando las fórmulas siguientes:

$$V = \frac{V}{b j d} \quad V = V_{pp} + V_c + V_I$$
$$V_{pp} = \frac{435 \times 2.28}{2} = 500 \text{ kgs.}$$



$$V_c = 5440 + \frac{5440 \times 0.48}{2.28} = 6590 \text{ kgs.}$$

$$V_I = 6590 \times K \quad K = \frac{50}{3.28 L + 125} = 0.378$$

$$V_I = 6590 \times 0.378 = 2490 \text{ Kg.}$$

$$V = 9580 \text{ Kgs.}$$

$$v = \frac{9580}{100 \times 0.875 \times 13.4} = 8.1 \text{ Kg/cm}^2.$$

Por ser  $8.1 < 16.8$ , máximo esfuerzo unitario de corte permitido está bien.

Igualmente, como  $0.02f'_c < 8.1 < 0.06f'_c$ , debemos poner refuerzo en el alma. Calculemos este.

El esfuerzo que absorbe el concreto, poniéndole anelaje especial será:

$$V_c = v_c b j d = 4.2 \times 100 \times 0.875 \times 13.4 = 4920 \text{ kgs.}$$

El refuerzo en el alma absorberá:

$$9580 - 4920 = 4660 \text{ kgs.}$$

Tracemos ahora la línea envolvente de los máximos esfuerzos cortantes. Lo hacemos suponiendo que la loza está simplemente apoyada, lo cual nos da un coeficiente de seguridad y siguiendo el conocido método de Winkler (Diagrama N°. 1).

Calculemos los estribos. El espaciamiento máximo de éstos será:

$$S \text{ máximo} = \frac{d}{2} = 7 \text{ cms.}$$

El esfuerzo unitario que absorberán los estribos será igual a:

$$V_s = \frac{a_s f_s}{b s}$$

Poniendo estribos de  $\phi$  1/2" con el máximo espaciamento:

$$V_s = \frac{2 \times 1.26 \times 1260}{100 \times 7} = 4.5 \text{ Kg/cm}^2.$$

Como  $v$  debe ser por lo menos igual a  $v_c + v_s$  y

$$8.1 < 4.2 + 4.5$$

bastará poner  $\phi$  1/2" @ 7 cms. hasta 0.84 m. del apoyo.

Veamos ahora la adherencia. En los apoyos, lugares de máximo esfuerzo de corte:

$$\xi_o = \frac{V}{u \cdot j \cdot d}$$

$$\xi_o = \frac{9580}{10.5 \times 0.875 \times 13.4} = 77 \text{ cms.}$$

Como tenemos  $7\phi$  5/8" = 35 cm. < 77 cms. no resistirá a este esfuerzo, luego debemos variar el diseño. Podemos en este caso cambiar el fierro o aumentar el ancho de la losa, prefiriendo esta segunda solución por ser excesiva la diferencia.

Hagamos  $H = 22$  cms. Sabiendo que el concreto armado pesa 2400 Kg./m<sup>3</sup>, la losa pesará por metro lineal :

$$\omega = 0.22 \times 1 \times 1 \times 2400 = 530 \text{ kg./ m.l.}$$
$$+ M_{pp} = \frac{530 \times 2.28^2}{8} = 344 \text{ Kg/met.}$$

El aumento positivo debido a la sobrecarga móvil lo hallaremos por la siguiente fórmula, en la que se considera la losa con un 75 o/o de empotramiento, sabiendo que el momento máximo se produce cuando se coloca solamente una carga en el centro del tramo, para luces menores de 3 mts.

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

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

$$I = 0.378.$$

$$M_I = 1300 \times 0.378 = 510 \text{ Kg.mt.}$$

$$+ M_T = 2160 \text{ Kg.mt.}$$

$$+ A_s = \frac{2160}{1260 \times 0.875(22-4.6)} = 12 \text{ cm.}^2 \sim 10 \phi 1/2''$$

Veamos el esfuerzo cortante:

$$V_{pp} = \frac{530 \times 2.28}{2} = 600 \text{ kg.}$$

$$V_T = 6590 + 2490 + 600 = 9680 \text{ Kg.}$$

$$v = \frac{9680}{100 \times 0.875 \times 17.4} = 6.3 \text{ Kg./cm}^2.$$

$$V_c = 4.2 \times 100 \times 0.875 \times 17.4 = 6380 \text{ Kg.}$$

$$V_s = 9680 - 6380 = 3300 \text{ Kg.}$$

$$s \text{ máx} = 9 \text{ cms.}$$

$$V_s = \frac{2 \times 1.26 \times 1260}{100 \times 9} = 3.5 \text{ Kg/cm}^2. \text{ con el}$$

máximo espacimiento.

$v < v_c + v_s$  luego bastará poner  $\phi 1/2'' @ 9 \text{ cms.}$  hasta 0.44 del apoyo (Diagrama 2).

Veamos la adherencia:

$$x_o = \frac{9680}{10.5 \times 0.875 \times 17.4} = 54 \text{ cms.}$$

Como tenemos  $10 \phi 1/2'' = 40 \text{ cms.} < 54 \text{ cms.}$  pondremos algo más de  $13 \phi 1/2''$  o sea

$$\phi 1/2'' @ 8 \text{ cms.}$$

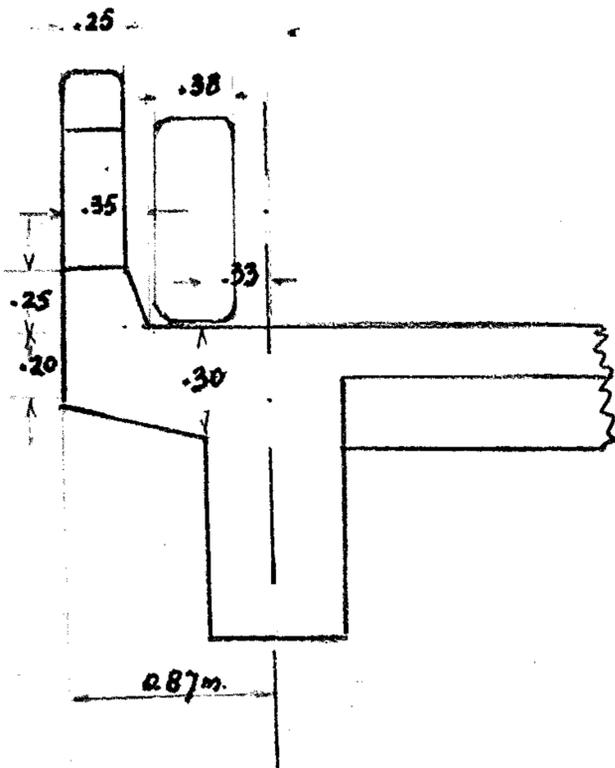
El acero negativo debería calcularse por separado, pero en la práctica se pone las losas de puentes en la misma área de acero que la hallada para los momentos positivos.

Veamos la longitud necesaria para que este acero negativo quede anclado.

$$l = \frac{f_s a}{4u}$$

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

Veamos el voladizo



Cargas fijas: Peso baranda = 150 Kgs.

$$\text{Sardinel} = 0.30 \times 0.25 \times 1 \times 2400 = 180$$

$$\text{Losa} = 0.25 \times 0.87 \times 1 \times 2400 = 520$$

$$\text{Asfalto} = 0.05 \times 1 \times 0.52 \times 2000 = 52$$

Momentos:

$$\text{Baranda} : 150 \times 0.75 = 110 \text{ kg. mt.}$$

$$\text{Sardinel} : 180 \times 0.72 = 130 \text{ " "}$$

$$\text{Losa} : 520 \times 0.44 = 229 \text{ " "}$$

$$\text{Asfalto} : 52 \times 0.26 = \underline{14} \text{ " "}$$

$$483 \text{ kg. mt.}$$

Cargas móviles:

$$\text{Ancho efectivo } A = 0.7 (2D + a)$$

$$A = 0.7 (2 \times 33 + 38) = 0.73$$

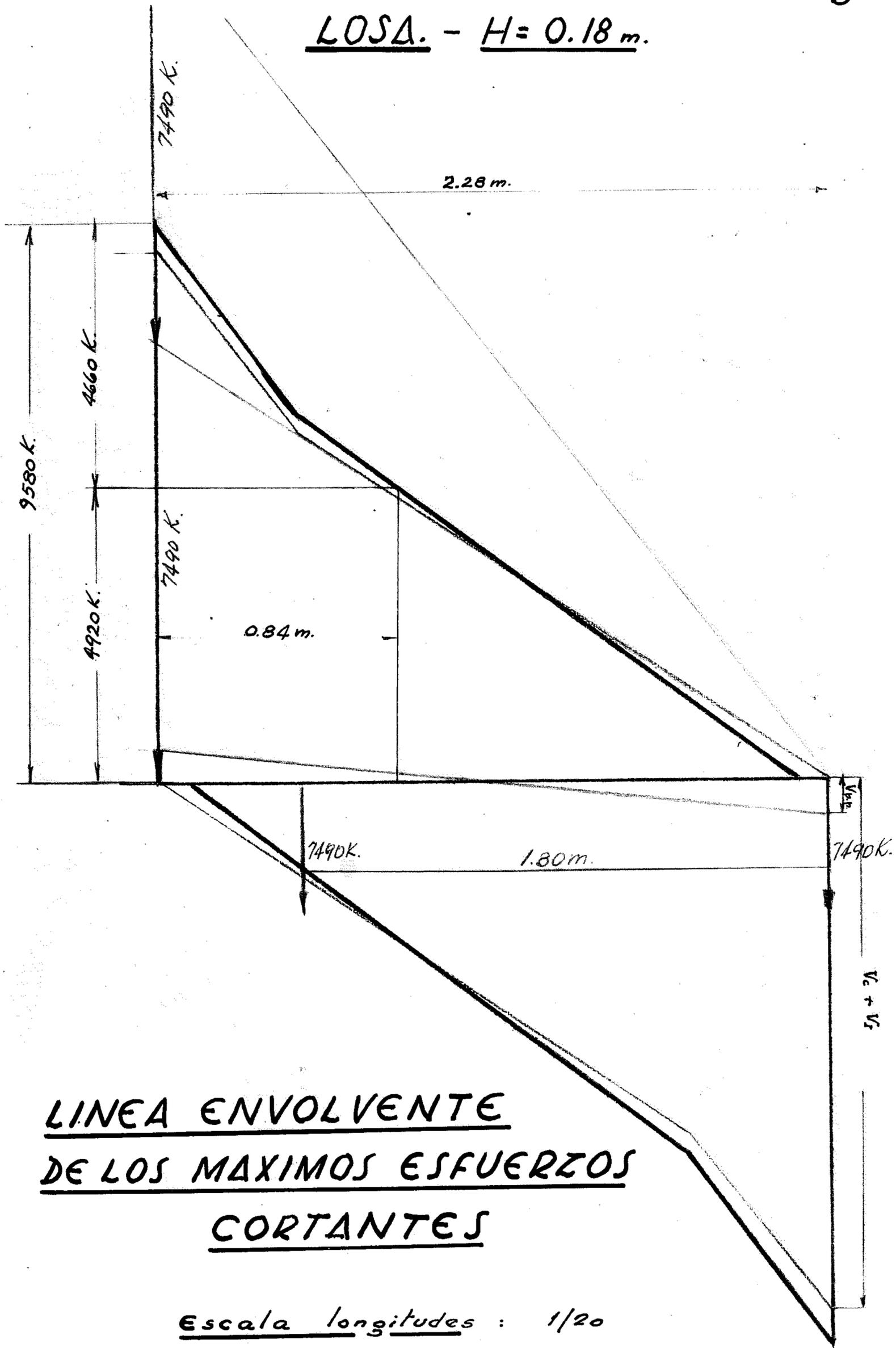
$$M_c = 5440 \times \frac{0.33}{0.73} = 2460 \text{ Kg. mt.}$$

$$M_I = 2460 \times K \quad K = \frac{50}{328 \times 0.87 + 125} = 0.39$$

$$M_I = 2460 \times 0.39 = 960 \text{ Kg. mt.}$$

$$M_T = 483 + 2460 + 960 = 3903 \text{ Kg. mt.}$$

LOSA. - H = 0.18 m.



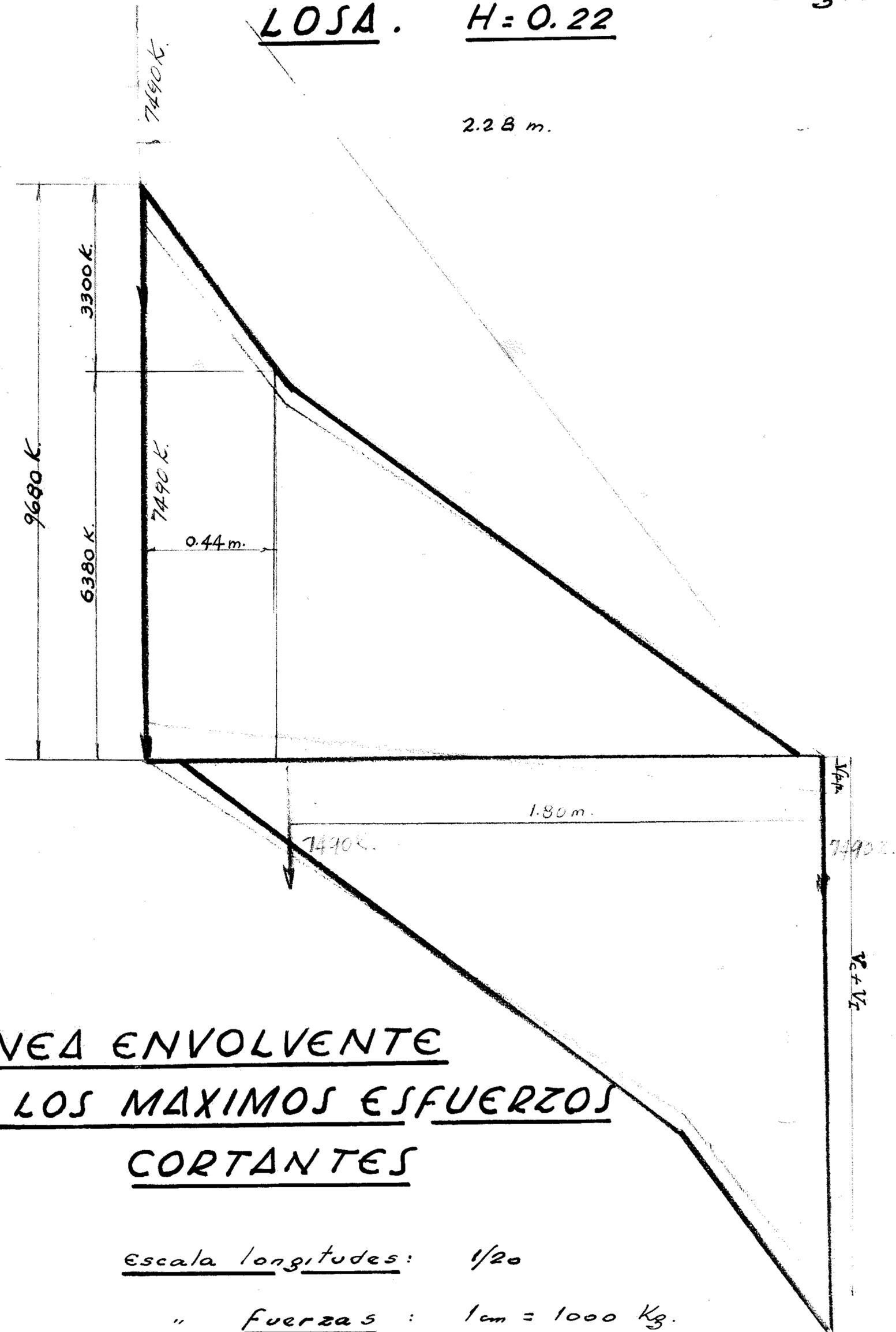
LINEA ENVOLVENTE  
DE LOS MAXIMOS ESFUERZOS  
CORTANTES

Escala longitudes : 1/20

fuerzas : 1cm = 1000 Kg.

LOSA.    H = 0.22

2.28 m.



LINEA ENVOLVENTE  
DE LOS MAXIMOS ESFUERZOS  
CORTANTES

Escala longitudes:    1/20

" fuerzas :    1cm = 1000 Kg.

Cálculo de las viguetas

Supongamos que tienen 0.25 x 0.50.

Peso propio = 0.25 x 0.50 x 1 x 2400 = 300 kg.m.l.

El máximo momento positivo producido por el peso propio será:

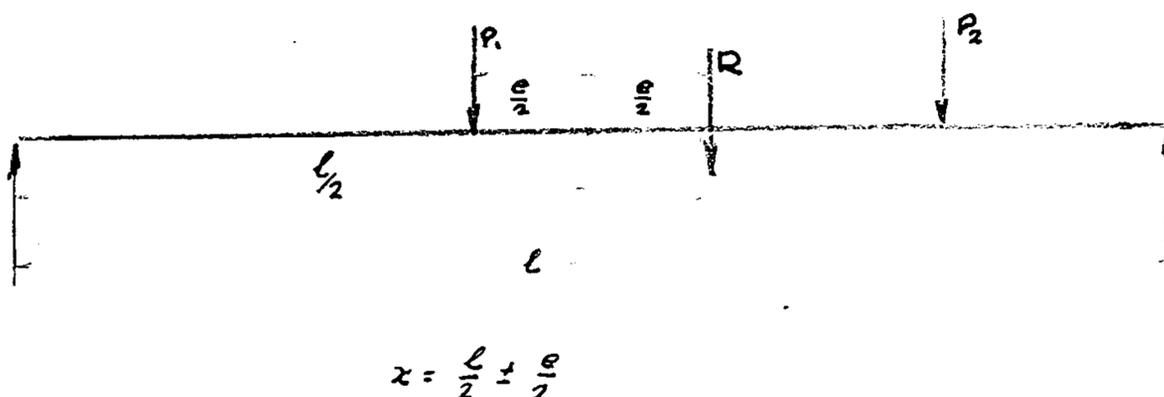
$$+ M_{pp} = \frac{w l^2}{8} = \frac{300 \times 2.28^2}{8} = 195 \text{ Kg.mt.}$$

El máximo momento negativo producido por el peso propio será:

$$- M_{pp} = \frac{w l^2}{12} = \frac{-300 \times 2.28^2}{12} = 130 \text{ Kg.mt.}$$

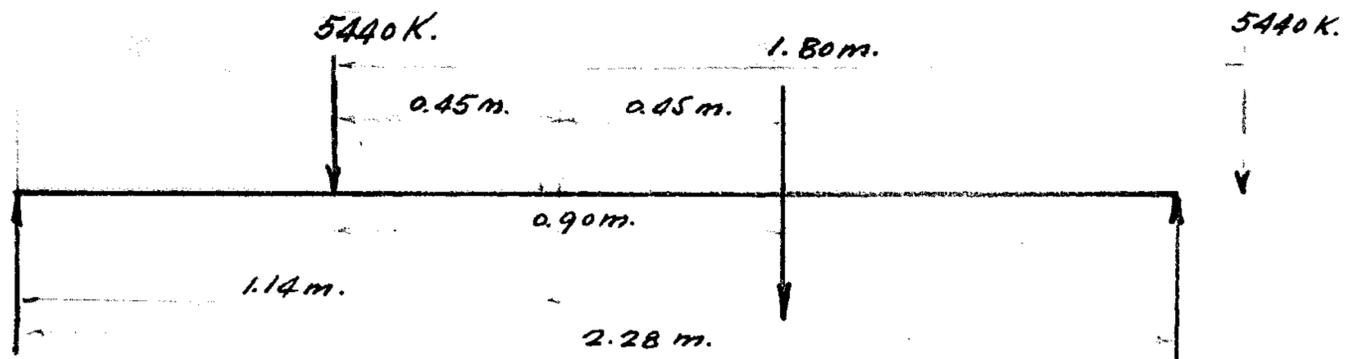
Para calcular los momentos debidos a la sobrecarga móvil, supondremos que está simplemente apoyada para los momentos positivos y perfectamente empotrada para los negativos.

Dada la luz de nuestra vigueta 2.28 m. y la separación entre ruedas 1.80 m., puede darse el caso de que haya dos ruedas sobre ella. En este caso el máximo momento positivo será cuando la carga P dista del punto medio lo mismo que resultante R.



La resultante estará exactamente entre las cargas ( $P_1 = P_2$ ) luego la posición en que el momento de flexión es máxima será la siguiente:

*No hay sino una carga.*



$$+ M_{\text{máx}} = \frac{P \times 0.69 \times 1.59}{2.28} = 0.48 P.$$

Pero si tenemos sólo una carga sobre la vigueta, cosa que puede suceder tendríamos si ésta estuviera al centro:

$$+ M_{\text{máx.}} = \frac{P \times 1.14 \times 1.14}{2.28} = 0.57 P.$$

Vemos que el segundo caso nos da un momento mayor, luego calcularemos la vigueta como si pasara por ella una sola rueda para los momentos positivos.

La carga equivalente al peso que gravita sobre la rueda, más el porcentaje de aumento por el impacto, será igual a:

$$P = 5440 + 5440 \times 0.378 = 7490 \text{ Kgs.}$$
$$+ M_{\text{máx}} = 0.57 \times 7490 = 4300 \text{ Kg.mts.}$$
$$+ M_T = 4490 \text{ Kg.mt.}$$

Veamos en primer lugar los momentos positivos. Tracemos la línea envolvente de los máximos momentos positivos y lo hacemos colocando las cargas en diversos lugares y hallando los máximos momentos en esas posiciones dadas, agregando luego las ordenadas correspondientes al momento producido, por las cargas fijas (Diagramas 3 y 4).

Hallemos ahora el máximo momento negativo producido en los apoyos por la carga móvil. Para ello trazamos la línea de influencia de los momentos negativos basándonos en la ecuación:

$$M = PL (2K^2 - K^3 - K)$$

determinando los valores de los diversos paréntesis, según la aproximación deseada (Diagrama 5). Haciendo  $P = 1$  y trazando décimos de luz tendremos los valores que se ven en el diagrama correspondiente. Poniendo las cargas en la posición más desfavorable, tendremos:

$$- M_C = 7490 \times 2.28 \times 0.147 = 2510 \text{ Kg.mt.}$$

$$- M_T = 2640 \text{ Kg mt.}$$

Veamos los esfuerzos de corte que sufrirá la vigueta:

$$V_{pp} = \frac{300 \times 2.28}{2} = 340 \text{ Kgs.}$$

El producido por la sobrecarga móvil ya lo conocemos por ser las condiciones idénticas que para la losa, luego:

$$V_C = 6590 \text{ kg.}$$

$$V_I = 2490 \text{ Kg.}$$

$$V_T = 9420 \text{ Kg.}$$

Conocidos los esfuerzos máximos a que estará sometida la vigueta, podremos calcularla. Veamos en primer lugar si podemos calcularla en el centro como viga T. Para ello será necesario que

$$K d > t$$

$$d = 50 - \left( 4 + 1.27 + \frac{2.54}{2} \right) = 43.6 \text{ cm.}$$

Considerando que usaremos acero y que serán necesarias dos filas (acero de  $\phi$  1/2")

$$0.429 \times 43.6 = 18.6 \text{ cms.}$$

Como  $18.6 < 22$  no se calcula como viga T, sino como rectangular por tener el área en compresión en esa forma, calculamos el acero positivo como:

$$+ A_s = \frac{4490}{1260 \times 0.875 \times 43.6} = 9.3 \text{ cm}^2.$$

$$9.3 \text{ cm}^2 \sim 8 \phi 1/2''$$

Veamos el acero negativo. Por ser el momento menor solo necesitamos una hilera de fierro, luego  $d = 45.5$ .

$$- A_s = \frac{2.640.00}{1260 \times 0.875 \times 45.5} = 51 \text{ cm}^2.$$

$$5.1 \text{ cm}^2 \sim 4 \phi 1/2''.$$

Para hallar los puntos de inflexión de estos aceros, será necesario trazar los diagramas de las envolventes de los máximos momentos respectivos. Tenemos ya la de los momentos positivos, trazaremos pues la de los momentos negativos (Diagramas 6 y 7) y lo haremos en igual forma; facilitando el trabajo por las fórmulas de Villarroel.

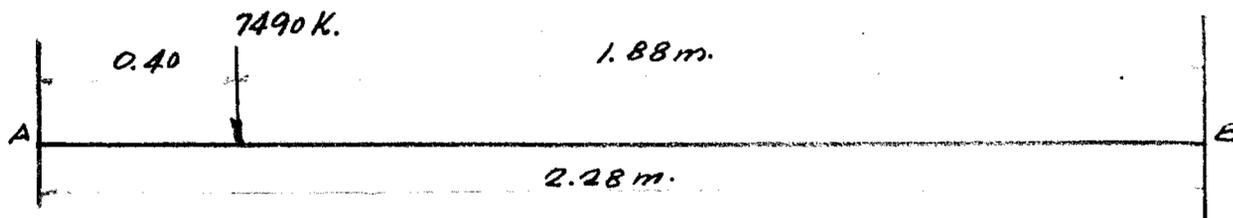
$$- M_{pp} = \frac{wl^2}{12} \quad + \quad M_{pp} = \frac{wl^2}{8}$$

$$M_{ca} = \frac{P a b}{l} \times \frac{b}{l}$$

$$M_{cb} = \frac{P a b}{l} \times \frac{a}{l}$$

$$- M_{pp} = \frac{300 \times 2.28}{12} = 130 \text{ Kg.mt.} \quad + \quad M_{pp} = 195 \text{ Kg.mt.}$$

En la posición  $P_1$ , los momentos negativos:



$$M_{CA} = \frac{7490 \times 0.40 \times 1.88}{2.28} \times \frac{1.88}{2.28} = 2040 \text{ Kg.mt.}$$

$$M_{CB} = \frac{7490 \times 0.40 \times 1.88}{2.28} \times \frac{0.40}{2.28} = 440 \text{ Kg.mt.}$$

El momento positivo:

$$M_1 = \frac{7490 \times 0.40 \times 1.88}{2.28} = 2460 \text{ Kg.mt.}$$

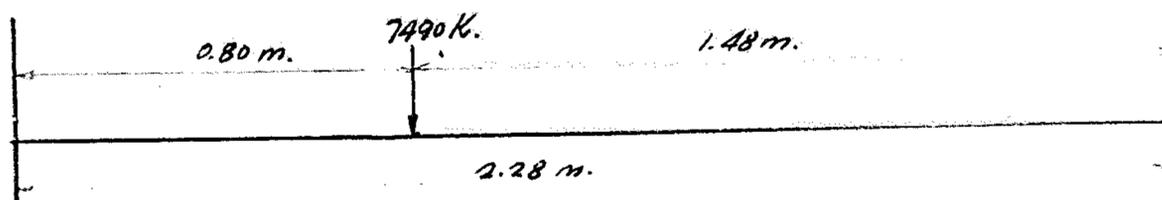
En la posición P<sub>2</sub> (momento máximo negativo)

$$M_{CA} = \frac{7490 \times 0.68 \times 1.60}{2.28} \times \frac{1.60}{2.28} = 2510 \text{ Kgmt.}$$

$$M_{CB} = \frac{7490 \times 0.68 \times 1.60}{2.28} \times \frac{0.68}{2.28} = 1100 \text{ Kg.mt.}$$

$$M_2 = \frac{7490 \times 0.68 \times 1.60}{2.28} = 3580 \text{ Kg.mt.}$$

En la posición P<sub>3</sub>.

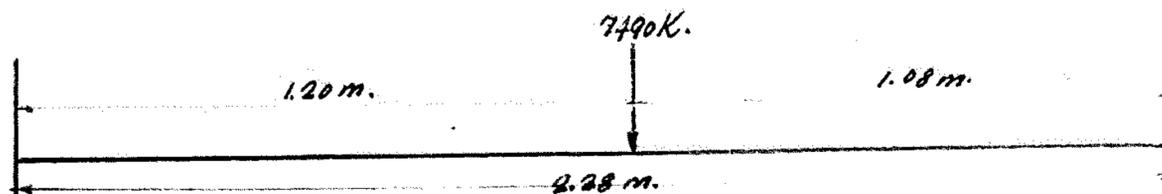


$$M_{CA} = \frac{7490 \times 0.80 \times 1.48}{2.28} \times \frac{1.48}{2.28} = 2480 \text{ Kgmt.}$$

$$M_{CB} = \frac{7490 \times 0.80 \times 1.48}{2.28} \times \frac{0.80}{2.28} = 1360 \text{ Kg.mt.}$$

$$M_3 = \frac{7490 \times 0.80 \times 1.48}{2.28} \times 3820 \text{ kg.mt.}$$

En la posición P<sub>4</sub>.

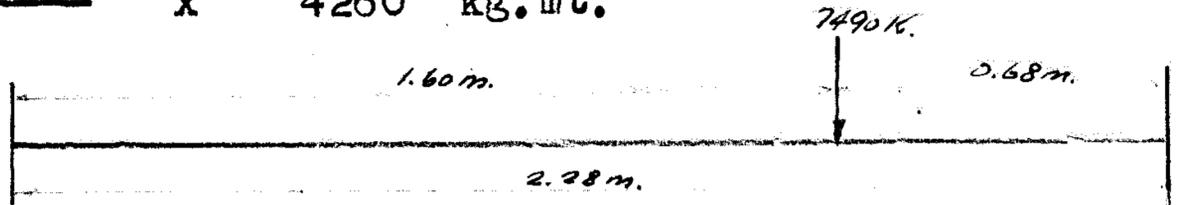


$$M_{CA} = \frac{7490 \times 1.20 \times 1.08}{228} \times \frac{1.08}{2.28} = 2020 \text{ Kg.mt.}$$

$$M_{CB} = \frac{7490 \times 1.20 \times 1.08}{228} \times \frac{1.20}{2.28} = 2260 \text{ kg.mt.}$$

$$M_4 = \frac{7490 \times 1.20 \times 1.08}{228} \times 4260 \text{ kg.mt.}$$

En la posición P<sub>5</sub>,

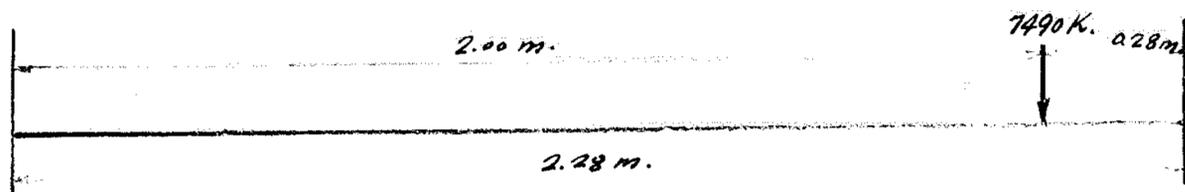


$$M_{CA} = \frac{7490 \times 1.60 \times 0.68}{2.28} \times \frac{0.68}{2.28} = 1100 \text{ Kg.mt.}$$

$$M_{CB} = \frac{7490 \times 1.60 \times 0.68}{2.28} \times \frac{1.60}{2.28} = 2510 \text{ kg.mt.}$$

$$M_5 = \frac{7490 \times 1.60 \times 0.68}{2.28} = 3580 \text{ Kg mt.}$$

En la posición P<sub>6</sub>,



$$M_{CA} = \frac{7490 \times 2.00 \times 0.28}{2.28} \times \frac{0.28}{2.28} = 2.30 \text{ Kg.mt.}$$

$$M_{CB} = \frac{7490 \times 2.00 \times 0.28}{2.28} \times \frac{2.00}{2.28} = 1620 \text{ Kg.mt.}$$

$$M_6 = \frac{7490 \times 2.00 \times 0.28}{2.28} = 1840 \text{ Kg mt.}$$

Hechos los diagramas, dividimos la máxima ordenada en un número de partes igual a de los fierros que tenemos y así gráficamente vemos los puntos que podemos doblarlos, por no necesitarlos para resistir los momentos.

Veamos ahora el esfuerzo cortante:

$$v = \frac{9420}{25 \times 0.875 \times 43.6} = 10 \text{ Kg/cm.2.}$$

Por  $0.03 f'_c < 10 < 0.06 f'_c$  se necesita reforzar en el alma (estribos).

El esfuerzo que absorbe el concreto con anclaje especial.

$$V_c = 4.2 \times 25 \times 0.875 \times 43.6 = 4000 \text{ kg.}$$

El que debe absorber los refuerzos será:

$$9420 - 4000 = 5420 \text{ Kg.}$$

Será necesario trazar la envolvente de los máximos esfuerzos de corte (Diagrama 8). Trazada esta vemos que será necesario poner estribos hasta los 1.08 m. del apoyo.

$$s_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = 22 \text{ cms.}$$

El esfuerzo unitario que deben absorber los estribos

$$V_s = \frac{5420}{25 \times 0.875 \times 43.6} = 5.7 \text{ Kg. cm}^2.$$

Veamos la separación necesaria para que absorban ese esfuerzo unitario, poniendo  $\phi$  1/2".

$$s = \frac{a_s f_s}{b v_s} = \frac{2 \times 1.26 \times 1260}{25 \times 5.7} = 22.5 \text{ cms.}$$

Vemos que la separación necesaria es ligeramente mayor que la máxima permitida, luego pondremos:

$$\phi \text{ 1/2 } @ 22 \text{ cms.}$$

hasta los 1.08 mt. del apoyo.

Calculemos la adherencia. En el apoyo, donde el esfuerzo cortante es máximo,

$$\xi_o = \frac{9420}{105 \times 0.875 \times 43.6} = 23 \text{ cm.}$$

como tenemos  $4 \phi$  1/2" = 16 cm < 19.5 cms., pondremos  $6 \phi$  1/2" .

El acero positivo logicamente resistirá a este esfuerzo, pues además

de haber mayor número de barras de igual diámetro, el esfuerzo constante es menor, no necesitando tampoco chequearse en los puntos de inflexión por ser necesario que llegue hasta el apoyo por lo menos la mitad del área de acero positivo, valor que es suficiente para resistir este esfuerzo.

Calculemos ahora las barras necesarias para soportar los momentos de torsión que se producirán sobre las vigas extremas. Dada la longitud de espaciamiento entre viguetas 4 mts. y la distancia entre ejes del usuario 4.20 m. la posición más desfavorable respecto a estos momentos será cuando haya un eje en cada tramo de losa adyacente a una vigueta.

En este caso el acero calculado para soportar los momentos producidos por la sobrecarga móvil sobre la vigueta, no trabajará, por no estar la dicha sobrecarga sobre ella, sirviendo para resistir ese nuevo esfuerzo. En caso de que esté sobre la vigueta, no habrá ningún eje sobre las losas adyacentes, existiendo solo el momento de torsión producido por el peso propio de la losa.



Como la luz de la losa es la misma que la de la vigueta, los momentos de torsión producidos por las sobrecargas serán los mismos que los momentos de flexión producidos por la misma sobrecarga en idéntica posición, luego los máximos también lo serán, o sea:

$$M_{tc} = 1820 + 6.90 = 2510 \text{ Kg.mt.}$$

El momento de torsión del peso propio de la losa por metro lineal:

$$M_{tc} = \frac{wl^2}{12} = \frac{435 \times 2.28^2}{12} = 190 \text{ kg.mt./m.l.}$$

Como hay 4 mt. entre vigueta y vigueta:

$$M_{t_1} = 190 \times 4 = 760 \text{ Kg.mt.}$$

El momento de flexión del peso propio de la losa

$$M_{pp} = 130 \text{ Kg.mt.}$$

El momento total en esa posición de las cargas:

$$M_T = 2 \times 2510 + 760 + 130 = 5910 \text{ Kg.mt.}$$

$$A_s = \frac{591000}{1260 \times 0.875 \times 41} = 13.1 \text{ cm}^2.$$

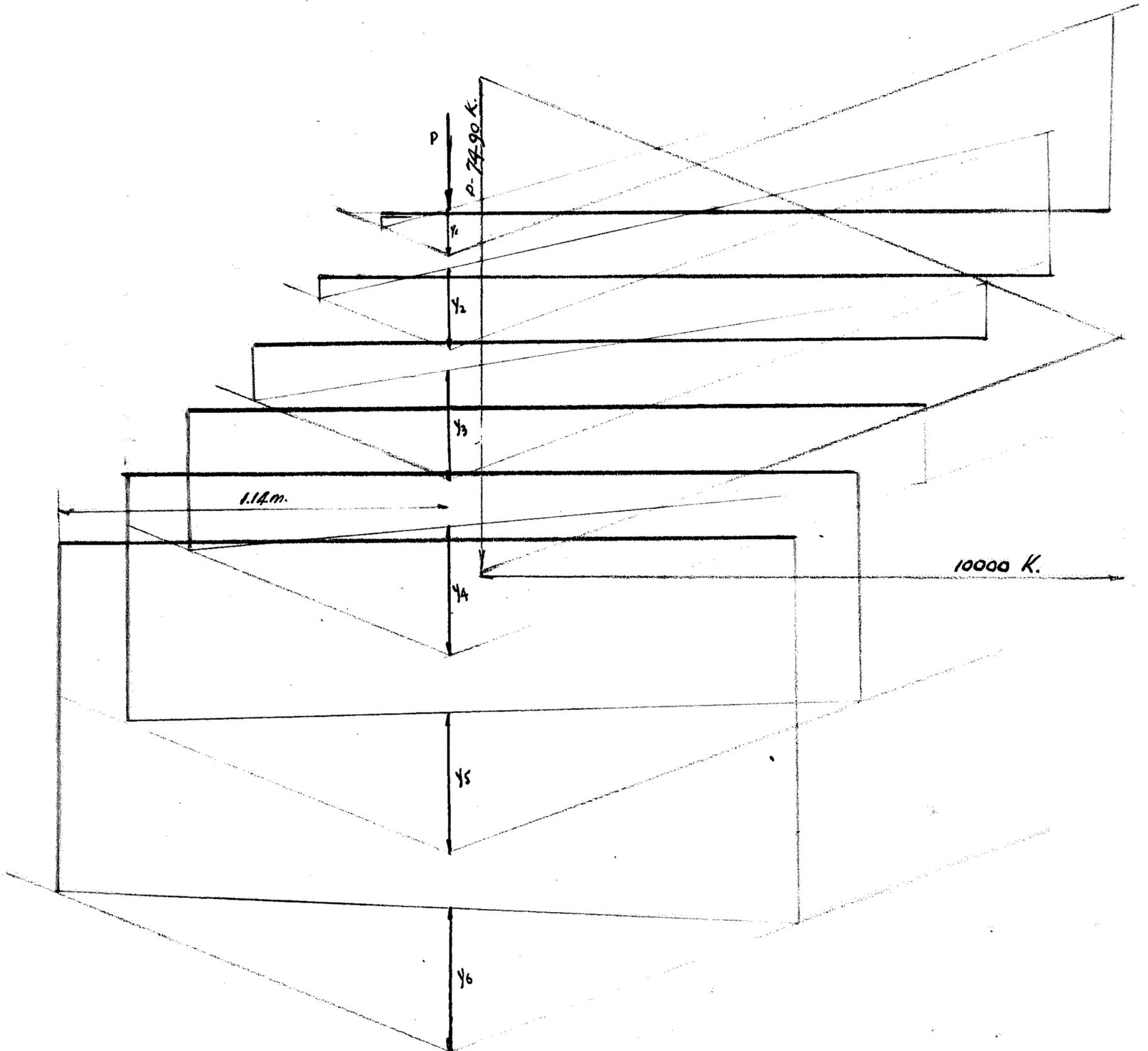
$$13.1 \text{ cm}^2 \sim 11 \phi 1/2''.$$

Como se tienen 8  $\phi 1/2''$ , se pondrán 3 más, sirviéndonos el total para soportar todos los esfuerzos máximos que se puedan producir.

La longitud necesaria para anclaje del acero negativo será igual a la del acero de la losa por tener ambos fierros  $\phi 1/2''$  y estar igualmente con anclaje especial.

# VIGUETA.

Diag. 3.



$$M_{y_1} = 0.7 \times 0.2 \times 10000 = 1400 \text{ Kgmt.}$$

$$M_{y_2} = 1.2 \times 0.2 \times 10000 = 2400 \text{ Kgmt.}$$

$$M_{y_3} = 1.6 \times 0.2 \times 10000 = 3200 \text{ Kgmt.}$$

$$M_{y_4} = 1.9 \times 0.2 \times 10000 = 3800 \text{ Kgmt.}$$

$$M_{y_5} = 2.1 \times 0.2 \times 10000 = 4200 \text{ Kgmt.}$$

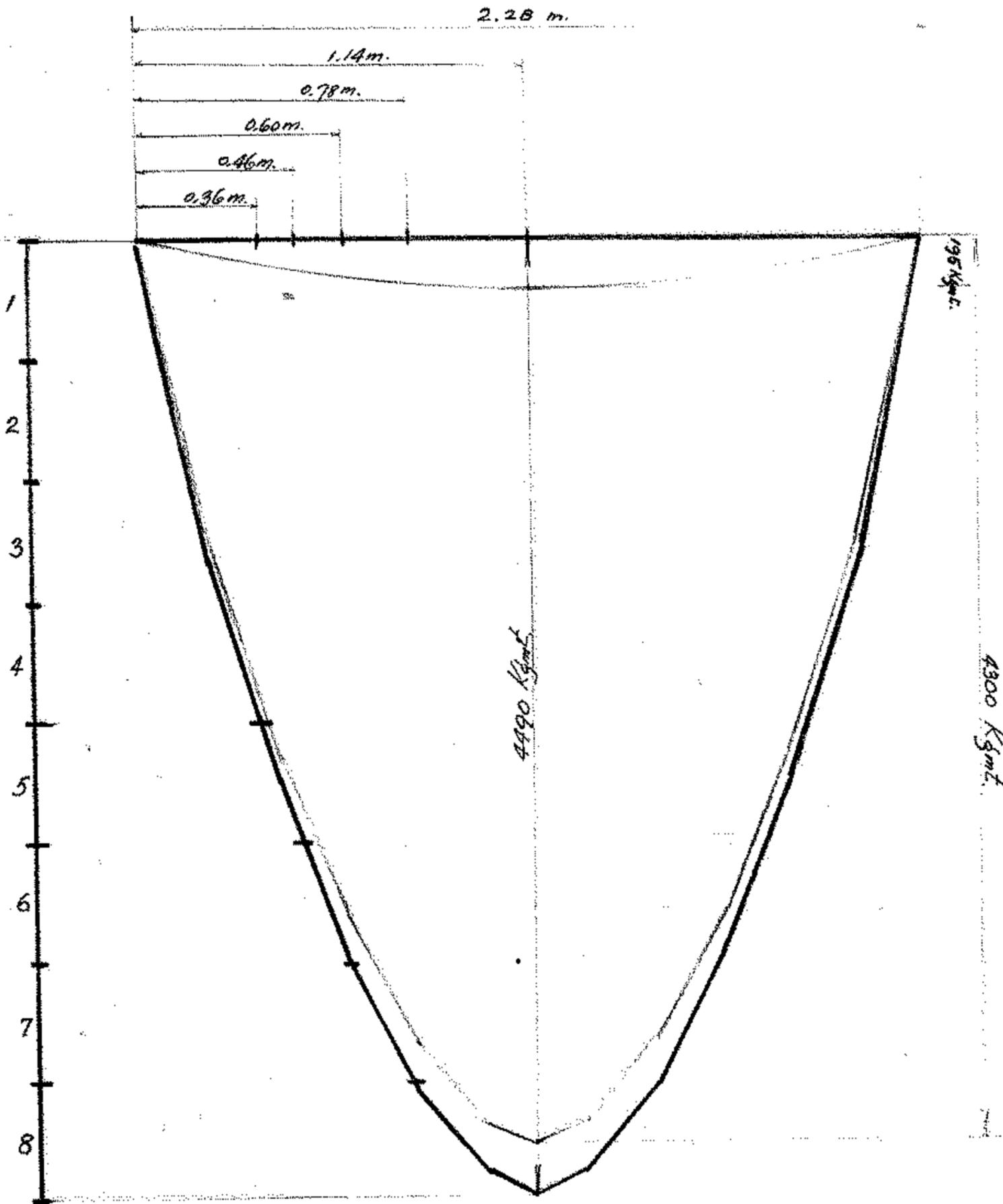
$$M_{y_6} = 2.15 \times 0.2 \times 10000 = 4300 \text{ Kgmt.}$$

CALCULO DE LA LINEA ENVOLVENTE  
DE MAXIMOS MOMENTOS POSITIVOS  
DEBIDO A LA SOBRECARGA MOVIL.

Escala longitudes :  $1/20$

" fuerzas :  $1 \text{ cm} = 1000 \text{ Kgs.}$

# VIGUETA



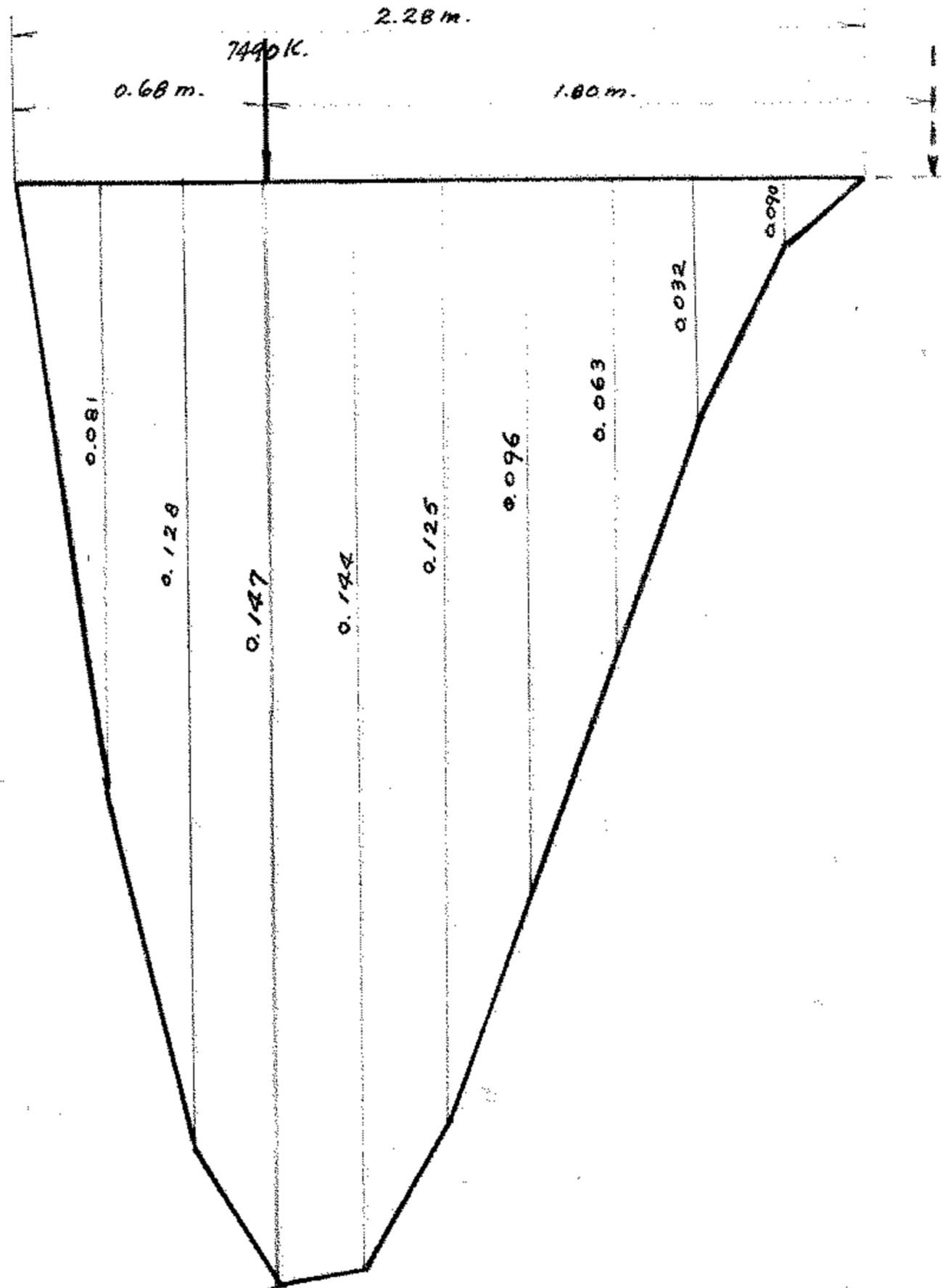
LÍNEA ENVOLVENTE DE  
MÁXIMOS MOMENTOS POSITIVOS.

Escala longitudes: 1/20

Momentos: 3mm = 100 Kgmt.

# VIGUETA

Diag. 5.

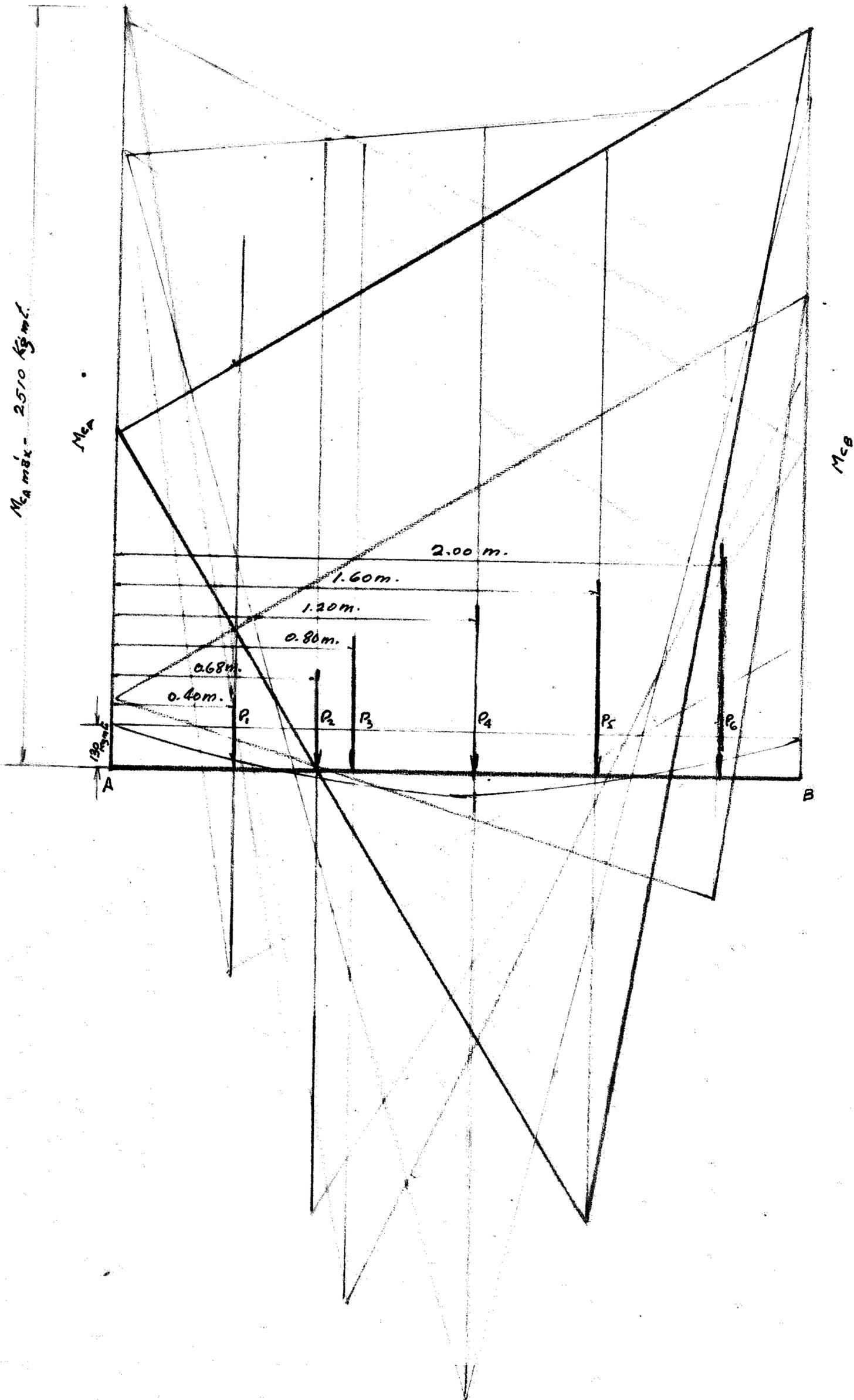


LINEA DE INFLUENCIA DE MOMENTOS NEGATIVOS EN EL APOYO.

Escala longitudes : 1/20  
" momentos : 1cm = 0.01 Kgmf.

# VIGUETA

Diag. 6.

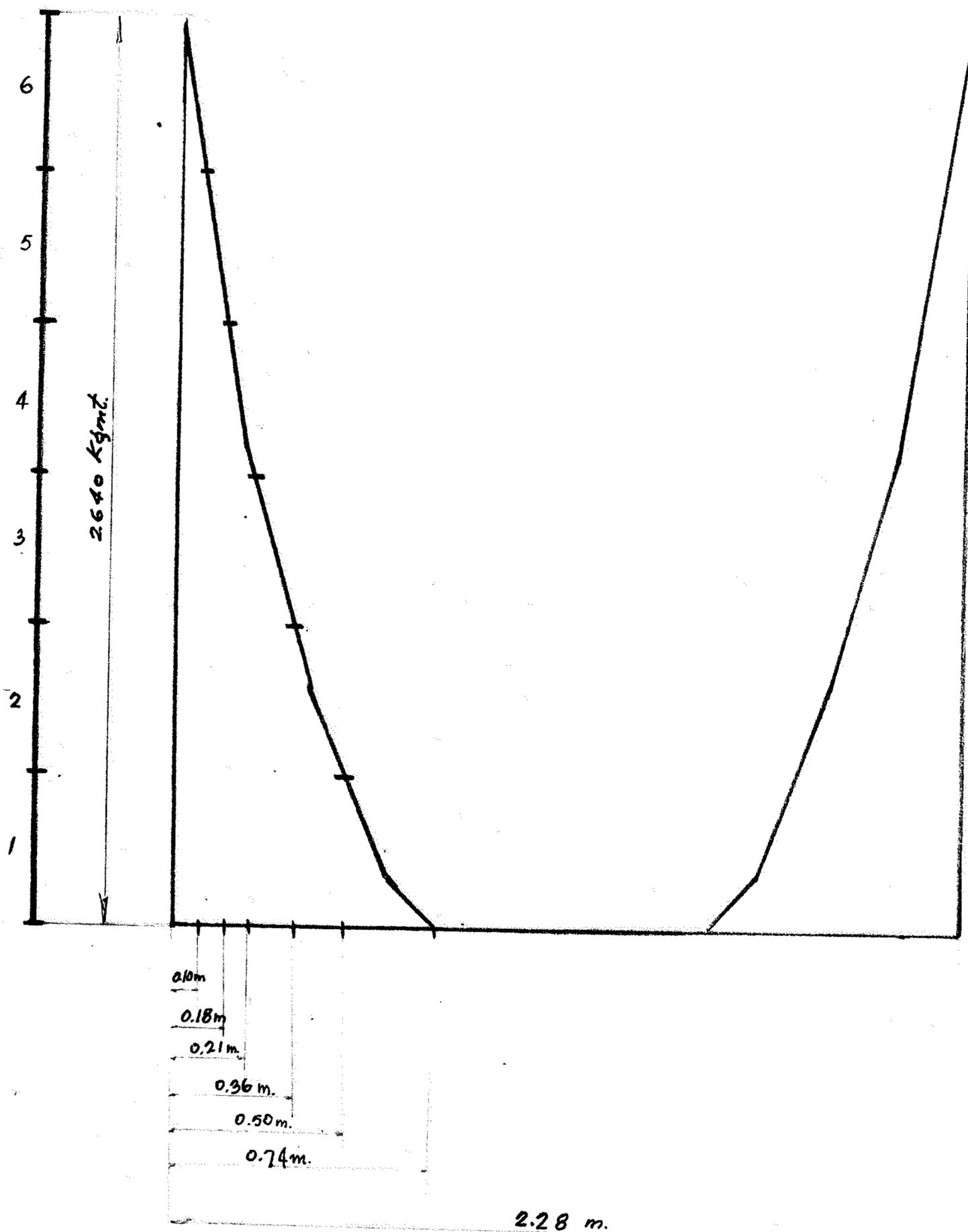


CALCULO DE LA LINEA ENVOLVENTE DE MAXIMOS MOMENTOS NEGATIVOS.

Escala longitudes :  $\frac{1}{20}$   
" Momentos :  $1\text{cm} = 200\text{ kgmt.}$

# VIQUETA

Diag. 7.

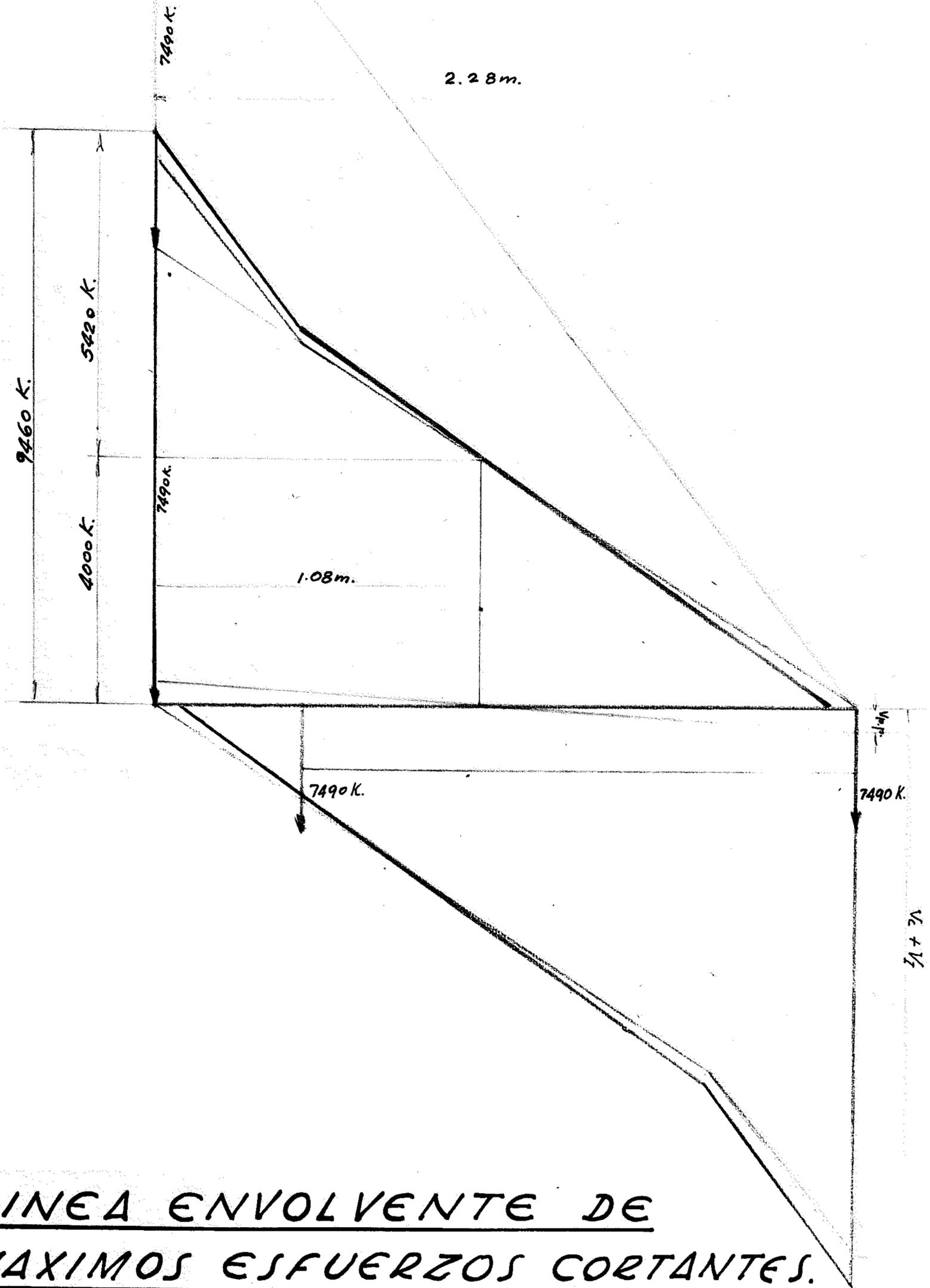


LINEA ENVOLVENTE DE MAXIMOS  
MOMENTOS NEGATIVOS.

Escala longitudes :  $\frac{1}{20}$   
" Momentos : 1cm = 200 Kgmt.

Diag. 8.

# VIGUETA



Escala longitudes :  $\frac{1}{20}$

" fuerzas : 1cm = 1000 Kgs.

Cálculo de la viga intermedia.

Hemos dicho que la losa descansará sobre las vigas, luego el peso que gravitará sobre esta por metro lineal de viga será:

$$0.22 \times 2.28 \times 1 \times 2400 = 1200 \text{ kg.}$$

será la viga de 0.50 x 1.20 m. Pesará por metro lineal

$$0.50 \times 1.20 \times 1 \times 2400 = 1440 \text{ kg.}$$

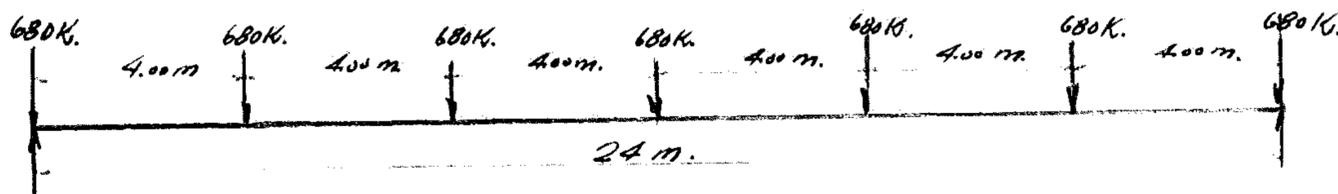
El máximo momento positivo será:

$$+ M_{pp} = \frac{wl^2}{8} = \frac{2640 \times 24^2}{8} = \underline{190.000 \text{ kg.mt.}}$$

El máximo momento negativo será:

$$- M_{pp} = \frac{wl^2}{24} = \frac{2640 \times 24^2}{24} = 63.000 \text{ kg.mt.}$$

Las viguetas tienen una reacción igual a 340 kg. debido a su peso propio, como en la viga descansan dos, una a cada lado, tendremos las siguientes cargas:



que nos darán los siguientes momentos:

$$P_1 = P_7 = 0 \text{ Kg.mt.}$$

$$P_2 = P_6 = \frac{680 \times 4 \times 20}{24} = 2270 \text{ kg.mt.}$$

$$P_3 = P_5 = \frac{680 \times 8 \times 16}{24} = 3630 \text{ kg.mt.}$$

$$P_4 = \frac{680 \times 12 \times 12}{24} = 4080 \text{ kg. mt.}$$

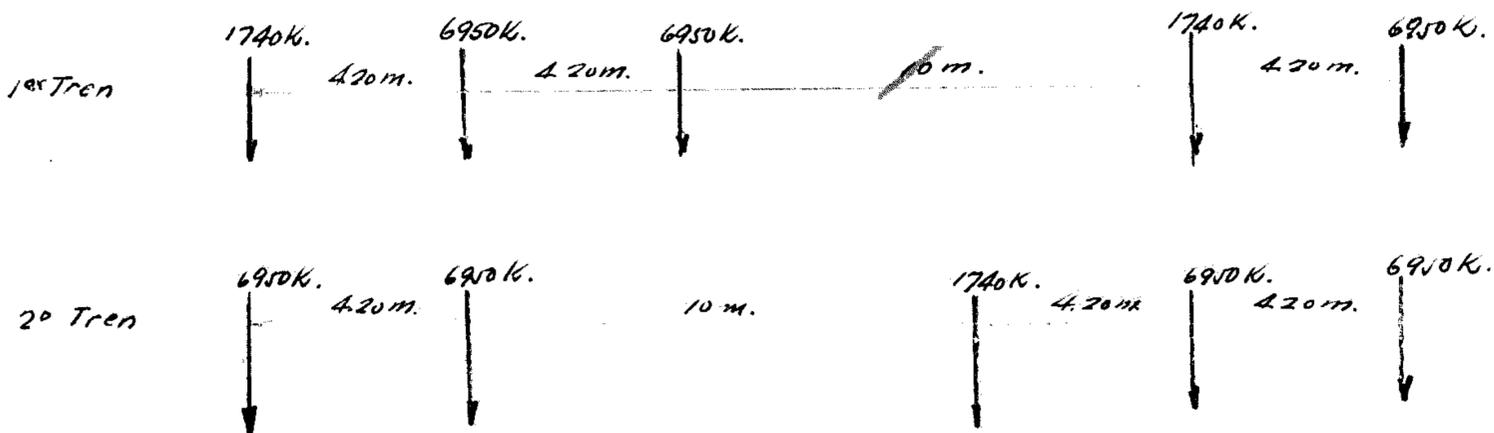
Veamos ahora los momentos producidos por la carga móvil. Hallamos en primer la carga equivalente al peso que gravita sobre las ruedas más el porcentaje de aumento por el impacto.

$$I = \frac{50}{2.28 \times 24 + 125} = 0.278$$

$$P_1 = 1360 + 1360 \times 0.278 = 1740 \text{ K.}$$

$$P_2 = 5440 + 5440 \times 0.278 = 6950 \text{ k.}$$

Para hallar los esfuerzos producidos por la carga móvil, será necesario determinar nuestro tren de cargas. Dada la separación entre ejes, 4.20 mts. y siendo necesario 10 mts. entre vehículos se pueden presentar estos dos para nuestro puente de 24 mts.

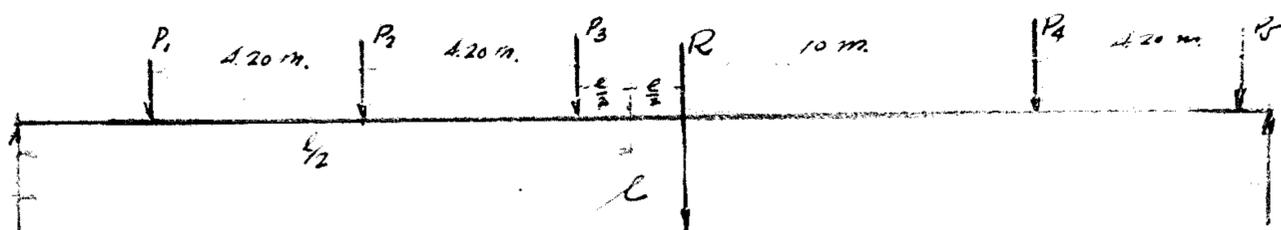


Por métodos que luego veremos, encontramos que el primer tren nos dá momentos máximos mayores, tanto positivos como negativos, por lo que hacemos los cálculos respectivos con él.

Más bien para los esfuerzos cortantes será necesario emplear el 2° por ser mayor la suma de las cargas.

Siguiendo el mismo método que usamos para la vigueta, hallamos la línea envolvente de los máximos momentos positivos. (Diagramas 9 y 10). Como comprobación, recordando que el momento máximo se presenta en la carga más próxima a la resultante, el momento máximo se debe presentar cuando la carga  $P_3$  dista del punto medio de la viga lo mismo que la resultante  $R$  de todas las cargas.

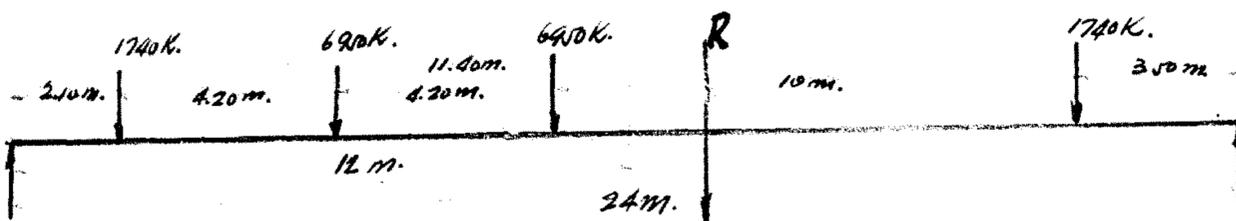
$$x = \frac{l}{2} + \frac{e}{2}$$



Halleamos la posición de la resultante R. Tomemos momentos respecto al puente 1.

$$6950 = 4.2 + 6950 \times 8.4 + 1740 \times 18.4 + 6950 \times 22.6 = 24330 \times x = 11.40 \text{ m.}$$

Luego el máximo momento positivo producido por la sobrecarga móvil se producirá en la siguiente posición de las cargas:



$$R_a = \frac{1740 (21.90 + 3.50) + 6950 (17.70 + 13.50)}{24}$$

$$R_a = 11300 \text{ Kg.}$$

$$+ M_{\text{máx}} = 11300 \times 10.50 - 1740 \times 8.40 - 6950 \times 4.20$$

$$+ M_{\text{máx}} = 76000 \text{ kg.mt.}$$

Sumando ordenadas tenemos:

$$M_T = 274000 \text{ Kg.mt.}$$

Halleamos el máximo momento negativo. Como en la vigueta, considerando la viga perfectamente empotrada y basándonos en la fórmula:

$$M = PL (2 K^2 - K^3 - K)$$

tendremos la línea de influencia de los momentos negativos (Diagrama 11). Poniendo las cargas en la posición más desfavorable, tendremos:

$$- M_c = 1740 \times 24 (0.092 + 0.010) + 6950 (0.147 + 0.129) 24$$

$$- M_c = 50400 \text{ Kg.mt.}$$

El momento debido a las reacciones de las viguetas será

igual a :

$$- M_V = 680 \times 24 (0.113 + 0.146 + 0.125 + 0.074 + 0.023)$$

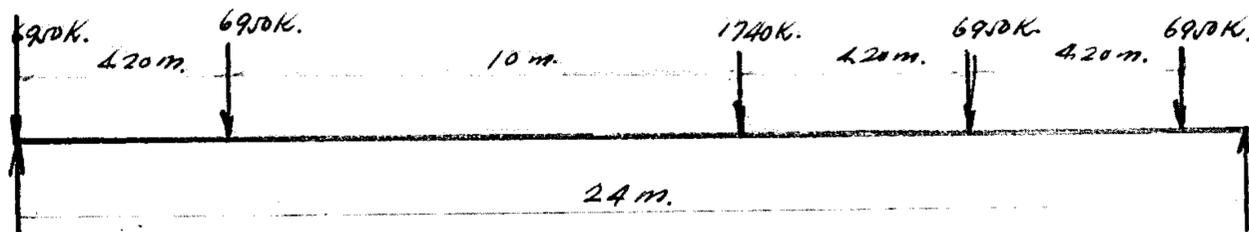
$$- M_V = 7900 \text{ Kg.mt.}$$

$$- M_T = 121300 \text{ Kg.mt.}$$

Veamos ahora los esfuerzos de corte que sufrirá la viga:

$$V_{pp} = \frac{2640 \times 24}{2} = 31700 \text{ Kg.}$$

El máximo esfuerzo de corte será cuando la 1ª carga esté sobre el apoyo. Recordando que debemos usar el 2º tren de cargas, tendremos:



$$R_a = 15400 \text{ kgs.}$$

El esfuerzo cortante producido por las reacciones de las viguetas será:

$$R_a = \frac{680 \times (20 + 16 + 12 + 8 + 4)}{24} + 680 = 2380 \text{ kg.}$$

$$V_T = 49480 \text{ Kg.}$$

Podemos calcular la viga, sabiendo que trabaja como viga T, pues  $kd > t$ .

El movimiento que absorbe el alma será:

$$M_{alma} = 11.6 b'd^2$$

$$d = 120 - 13 = 107 \text{ cm. suponiendo 4 hileras de}$$

fierros.

$$M_{alma} = 11.6 \times 50 \times 107 = 6.660.000 \text{ kgs.}$$

$$M_{ala} = M_T - M_{alma} = 27.400000 - 6.660.000 = 20.740.000 \text{ kgms.}$$

El ala necesaria para resistir ese movimiento estará dada por la fórmula:

$$b = \frac{M_{ala}}{\text{Necesitamos, pues, calcular } P_T \text{ y } j} + b'$$

Necesitamos, pues, calcular  $P_T$  y  $j$

$$z = \frac{t}{3} \times \frac{3 kd - 2t}{2 kd - t}$$

$$z = \frac{22}{3} \times \frac{3 \times 0.429 \times 107 - 2 \times 22}{2 \times 0.429 \times 107 - 22} = 9.84 \text{ cms.}$$

$$j = \frac{d - z}{d} = \frac{107 - 9.84}{107} = 0.906$$

$$P_r = \frac{63}{1260} \times \frac{22}{107} \times \frac{2 \times 0.429 - \frac{22}{107}}{2 \times 0.429}$$

$$P_r = \frac{63}{1260} \times \frac{22}{107} \times \frac{2 \times 0.429 - \frac{22}{107}}{2 \times 0.429} = 0.0078$$

$$b = \frac{20.740.000}{0.0078 \times 1260 \times 0.906 \times 107} + 50 = 253 \text{ cms.}$$

El reglamento especifica que el máximo  $b$  para estas vigas debe ser el menor de los siguientes valores:

$$b \leq \frac{L}{4} = \frac{2400}{4} = 600 \text{ cms.}$$

$$b \leq 16 t + b' = 16 \times 22 + 50 = 402 \text{ cms.}$$

$$b \leq l + b' = 228 + 50 = 278 \text{ cms.}$$

Como  $278 \text{ cms.} > 253 \text{ cms.}$  no habrá necesidad de ponerle acero a la comprensión.

Veamos ahora el acero:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

$$A_{s1} = p b' d = 0.0107 \times b' d.$$

$$A_{s2} = p_r (b - b') d.$$

$$A_{s1} = 0.0107 \times 50 \times 107 = 57 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s2} = 0.0078 (253 - 50) 107 = 170 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 225 \text{ cm}^2 \sim 27 \phi 1 \frac{1}{4}''$$

Veamos el acero negativo. Se calcula como si la viga fuera rectangular.

$$d = \sqrt{\frac{M}{k b'}} = \sqrt{\frac{12130000}{11.6 \times 50}} = 1.44 \text{ cms.}$$

Como  $144 > 110$  cms, se necesita acero a la compresión.

Tomo  $d = 110$  cms, por considerar que solo se necesitarán 3 hileras de acero.

El momento que toma el concreto:

$$M_s = 11.6 b' d^2 = 11.6 \times 50 \times 110^2 = 7.000.000 \text{ kg.m.}$$

El momento remanente será:

$$M_s = 12130000 - 7.000.000 = 5130000 \text{ Kg.m.}$$

El acero necesario será:

$$A_{s1} = 0.0107 \times b' d = 0.0107 \times 50 \times 110 = 59 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s2} = \frac{M_s}{f'_s (d-d')} \quad f'_s = \frac{n f_c (k d - d')}{k d}$$

si  $2 f'_s > f_s$ , tomará  $f_s$

$$f'_s = \frac{15 \times 63 \times (0.429 \times 110 - 6)}{0.429 \times 110} = 830$$

como  $2 \times 830 > 1260$

$$A_{s2} = \frac{5130000}{1260 (110 - 6)} = 40 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 59 + 40 = 99 \text{ cm}^2$$

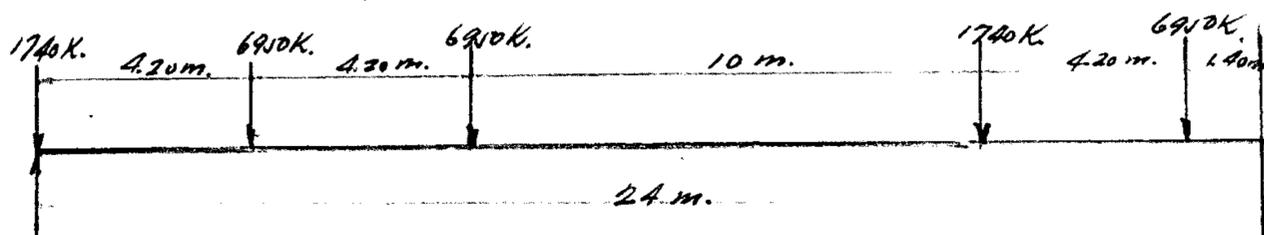
Luego pondremos como acero a tracción

$13 \phi 1 \frac{1}{4}''$  y como acero a la compresión  $6 \phi 1 \frac{1}{4}''$

Para hallar los puntos de inflexión, hallo en igual forma que para la vigueta las líneas envolventes de los máximos momentos y procedo como antes.

Tenemos la de los momentos positivos, hallemos la de los

negativos (Diagramas 12 y 13). En la posición P,



$$M_{CA} = M'_1 + M'_2 + M'_3 + M'_4 + M'_5$$

$$M'_1 = 0$$

$$M'_2 = \frac{6950 \times 4.2 \times 19.80}{24} \times \frac{19.80}{24} = 15600 \text{ Kg.mt.}$$

$$M'_3 = \frac{6950 \times 8.4 \times 15.60}{24} \times \frac{15.60}{24} = 24600 \text{ Kg.mt.}$$

$$M'_4 = \frac{1740 \times 18.4 \times 5.60}{24} \times \frac{5.60}{24} = 1750 \text{ Kg.mt.}$$

$$M'_5 = \frac{6950 \times 22.60 \times 1.40}{24} \times \frac{1.40}{24} = 530 \text{ Kg.mt.}$$

$$M_{CB} = M''_1 + M''_2 + M''_3 + M''_4 + M''_5$$

$$M''_1 = 0$$

$$M''_2 = \frac{6950 \times 4.2 \times 19.80}{24} \times \frac{4.2}{24} = 3310 \text{ KG.mt.}$$

$$M''_3 = \frac{6950 \times 8.4 \times 15.60}{24} \times \frac{8.4}{24} = 13.300 \text{ KG.mt.}$$

$$M''_4 = \frac{1740 \times 18.4 \times 5.60}{24} \times \frac{18.4}{24} = 5730 \text{ Kg.mt.}$$

$$M''_5 = \frac{6950 \times 22.6 \times 1.40}{24} \times \frac{22.6}{24} = 8600 \text{ kg.mt.}$$

$$M_1 = 0$$

$$M_2 = \frac{6950 \times 4.2 \times 19.80}{24} = 19000 \text{ Kg.mt.}$$

$$M_3 = \frac{6950 \times 8.4 \times 15.60}{24} = 38.000 \text{ kg.mt.}$$

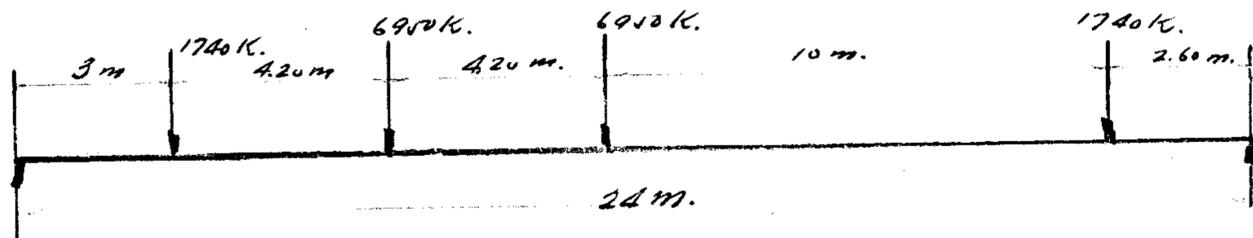
$$M_4 = \frac{1740 \times 18.4 \times 5.6}{24} = 7500 \text{ kg.mt.}$$

$$M_5 = \frac{6950 \times 22.6 \times 14}{24} = 9150 \text{ kg.mt.}$$

$$M_{CA} = 42480 \text{ kg.mt.}$$

$$M_{CB} = 30940 \text{ kg.mt.}$$

En la posición  $P_2$  (momento máximo negativo)



$$M'_1 = 4000 \text{ kg.mt.} \quad M'_2 = 24400 \text{ kg.mt.} \quad M'_3 = 21600 \text{ kg.mt.}$$

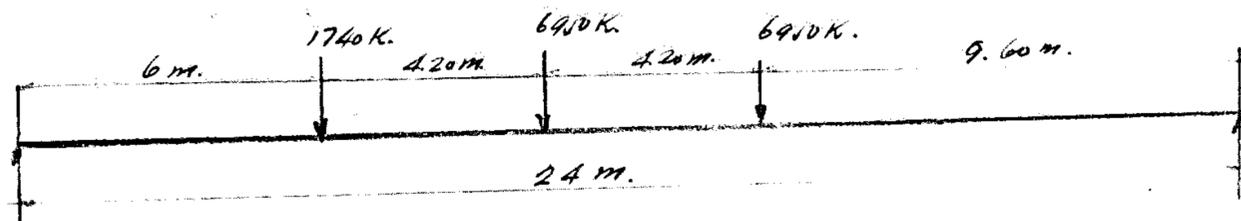
$$M'_4 = 400 \text{ kg.mt.} \quad M_{CA} = 50400 \text{ kg.mt.} \quad M''_1 = 570 \text{ kg.mt.}$$

$$M''_2 = 10500 \text{ kg.mt.} \quad M''_3 = 19700 \text{ kg.mt.} \quad M''_4 = 3580 \text{ kg.mt.}$$

$$M_{CB} = 34350 \text{ Kg.mt.} \quad M_1 = 4560 \text{ Kg.mt.} \quad M_2 = 35200 \text{ kg.mt.}$$

$$M_3 = 41600 \text{ Kg.mt.} \quad M_4 = 4000 \text{ kg.mt.}$$

En la posición  $P_3$



$$M'_1 = 5800 \text{ kg.mt.} \quad M'_2 = 23500 \text{ kg.mt.} \quad M'_3 = 16100 \text{ kg.mt.}$$

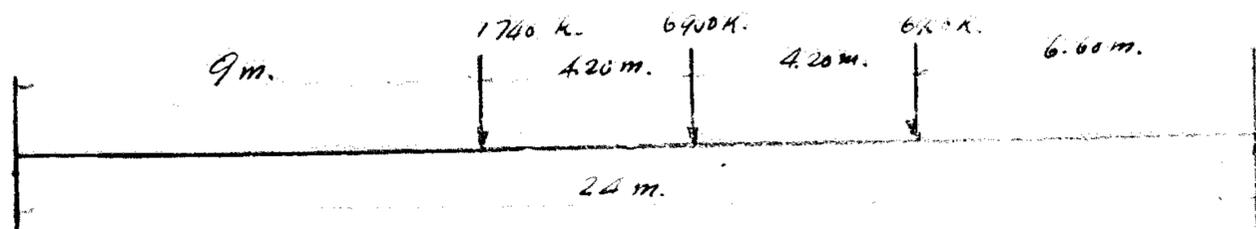
$$M_{CA} = 45500 \text{ kg.mt.}$$

$$M''_1 = 2000 \text{ kg.mt} \quad M''_2 = 17400 \text{ kg.mt.} \quad M''_3 = 24000 \text{ kg.mt.}$$

$$M_{CB} = 43400 \text{ Kg.mt.}$$

$$M_1 = 7800 \text{ kg.mt} \quad M_2 = 40800 \text{ kg.mt.} \quad M_3 = 40000 \text{ kg.mt.}$$

En la posición  $P_4$



$$M'_1 = 6100 \text{ kg.mt.} \quad M'_2 = 18600 \text{ kg.mt.} \quad M'_3 = 9100 \text{ kg.mt.}$$

$$M_{CA} = 33800$$

$$M''_1 = 3600 \text{ kg.mt.} \quad M''_2 = 22600 \text{ kg.mt.} \quad M''_3 = 24000 \text{ kg.mt.}$$

$$M_{CB} = 50200 \text{ Kg.mt.}$$

$$M_1 = 9800 \text{ kg.mt.} \quad M_2 = 41400 \text{ kg.mt.} \quad M_3 = 33.300 \text{ kg.mt.}$$

Respecto a las cargas fijas:

$$M' = \frac{\omega l^2}{24} = 63000 \text{ kg.mt.}$$

$$M = \frac{\omega l^2}{8} = 190\,000 \text{ kg.mt.}$$

$$\sum M'_v = 7900 \text{ kg.mt}$$

$$M_1 = M_7 = 0$$

$$M_2 = M_6 = \frac{680 \times 4 \times 20}{24} = 2270 \text{ kg.mt.}$$

$$M_3 = M_5 = \frac{680 \times 8 \times 16}{24} = 3750 \text{ kg.mt.}$$

$$M_4 = \frac{680 \times 12 \times 12}{24} = 4100 \text{ kg.mt.}$$

Para ver la longitud de anclaje

$$l = \frac{f_s a}{4 u} = \frac{1260 \times 10}{4 \times 10.5} = 300 \text{ cms.}$$

Veamos el esfuerzo cortante:

$$v = \frac{49480}{50 \times 0.875 \times 110} = 10.2 \text{ kg./cm.}$$

Por ser  $10.2 > 0.06 f'_c$  necesito refuerzos en el alma (estribos).

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

$$V_s = 49480 - 18400 = 31080 \text{ kg.}$$

Tracemos la envolvente de los máximos esfuerzos cortantes. (Diagrama 14).

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{110}{2} = 55 \text{ cms.}$$

El esfuerzo que tomarán los estribos será:

$$V_s = \frac{31080}{50 \times 0.875 \times 110} = 6.4 \text{ kg./cm}^2.$$

que necesitarán un espaciamiento de:

$$s = \frac{2 \times 1.26 \times 1260}{50 \times 6.4} = 10 \text{ cms.}$$

Poniéndolos cada 15 cms.

$$V_s = \frac{2 \times 1.26 \times 1260}{50 \times 15} = 4.3 \text{ kg./cm}^2.$$

$$V_s = v_3 \text{ b' y d} = 43 \times 50 \times 0.875 \times 110 = 20700 \text{ kg.}$$

Poniéndolos cada 20 cms.

$$V_s = \frac{2 \times 1.26 \times 1260}{50 \times 20} = 3.2 \text{ kg./cm}^2.$$

$$V_3 = 3.2 \times 50 \times 0.875 \times 110 = 15400 \text{ Kg.}$$

Poniéndolos cada 25 cms.

$$V_s = \frac{2 \times 1.26 \times 1260}{50 \times 25} = 2.6 \text{ kg./cm}^2.$$

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

Poniéndolos cada 30 cms.

$$V_s = \frac{2 \times 1.26 \times 12.60}{50 \times 30} = 2.1 \text{ Kg./cm}^2.$$

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

Poniéndolos cada 40 cms.

$$V_s = \frac{2 \times 1.26 \times 1260}{50 \times 40} = 1.6 \text{ kg.}$$

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

Poniéndolos cada 50 cms.

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

Poniéndolos cada 50 cms.

$$V_s = \frac{2 \times 1.26 \times 1260}{50 \times 50} = 1.3 \text{ kg.}$$

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

Luego, viendo el diagrama, pondremos como estribos  $\phi$  1/2"

a) 0.10 m hasta los 2.70 m.

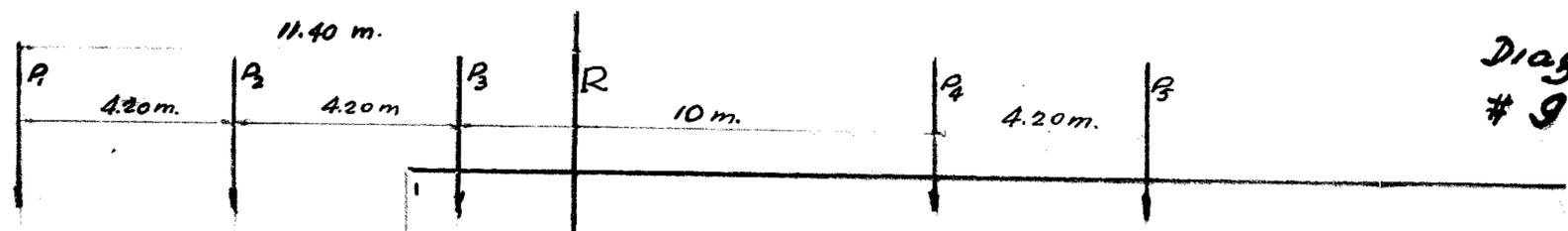
⊗	0.15	m.	hasta los	4.00	m.
⊗	0.20	m.	" "	4.90	m.
⊗	0.25	m.	" "	5.50	m.
⊗	0.30	m.	" "	6.30	m.
⊗	0.40	m.	" "	7.30	m.
⊗	0.50	m.	" "	8.30	m.

Veamos la adherencia. En el apoyo

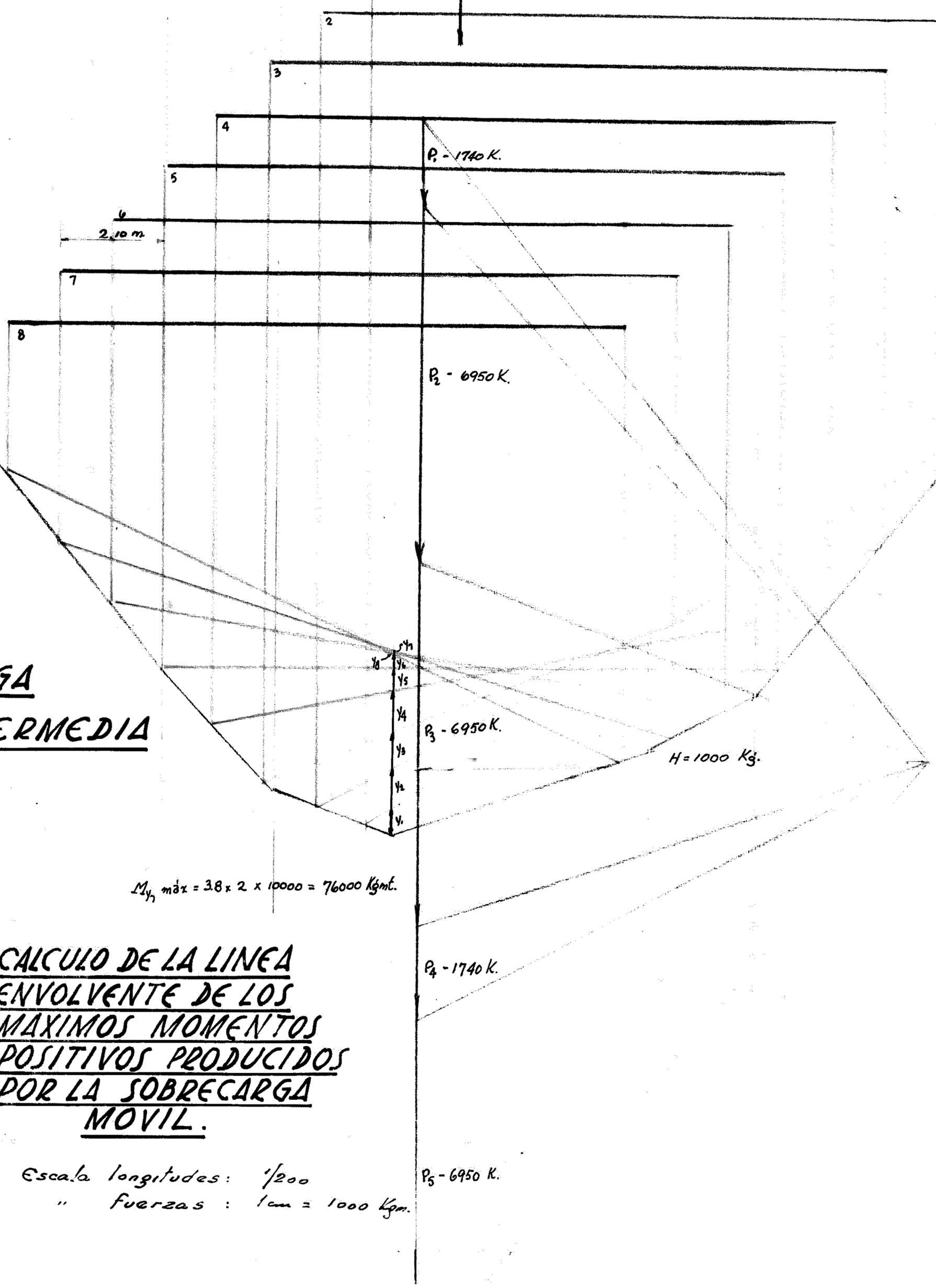
$$\xi_0 = \frac{49480}{10.5 \times 0.875 \times 110} = 49 \text{ cms.}$$

Como tenemos  $13 \phi 1 \frac{1}{4}'' = 130 > 49 \text{ cms.}$  resiste a este esfuerzo.

El acero positivo resistirá con mayor razón.



VIGA INTERMEDIA



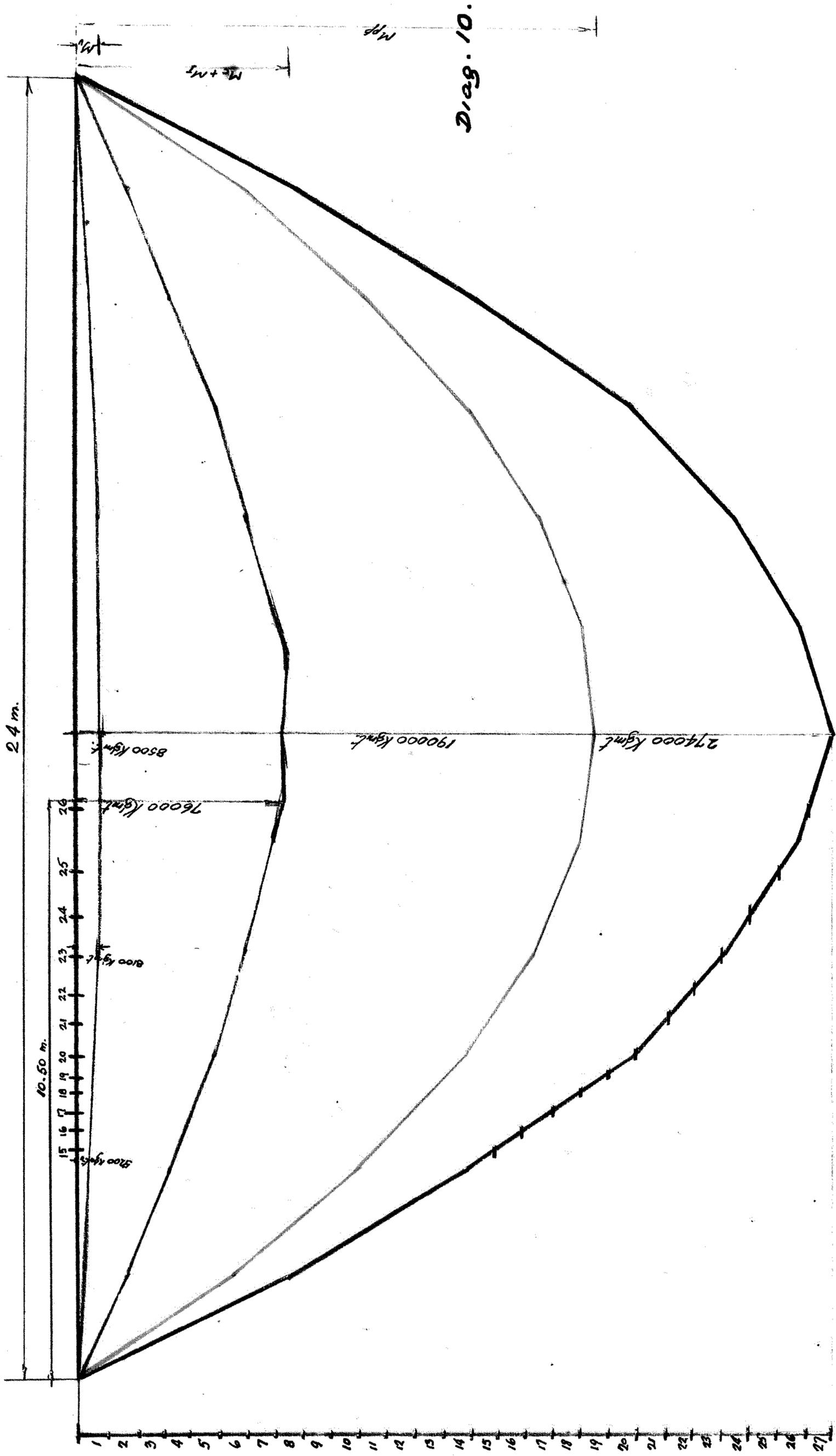
$M_{y, \text{m} \acute{a}x} = 38 \times 2 \times 10000 = 76000 \text{ Kgmt.}$

CALCULO DE LA LINEA ENVOLVENTE DE LOS MAXIMOS MOMENTOS POSITIVOS PRODUCIDOS POR LA SOBRECARGA MOVIL.

Escala longitudes:  $1/200$   
 " fuerzas:  $1 \text{ cm} = 1000 \text{ Kg.}$

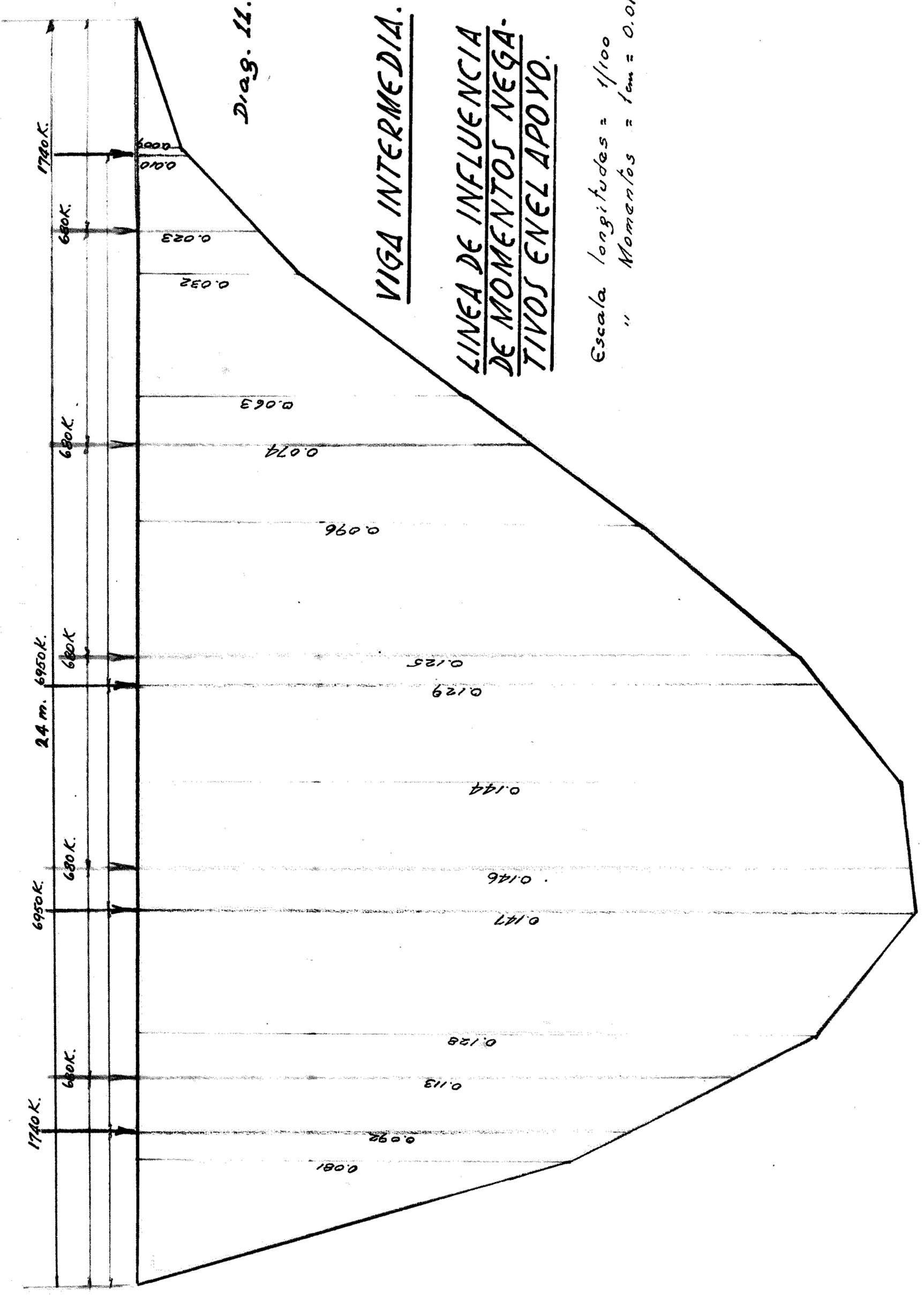
$P_5 = 6950 \text{ K.}$

# VIGA INTERMEDIA



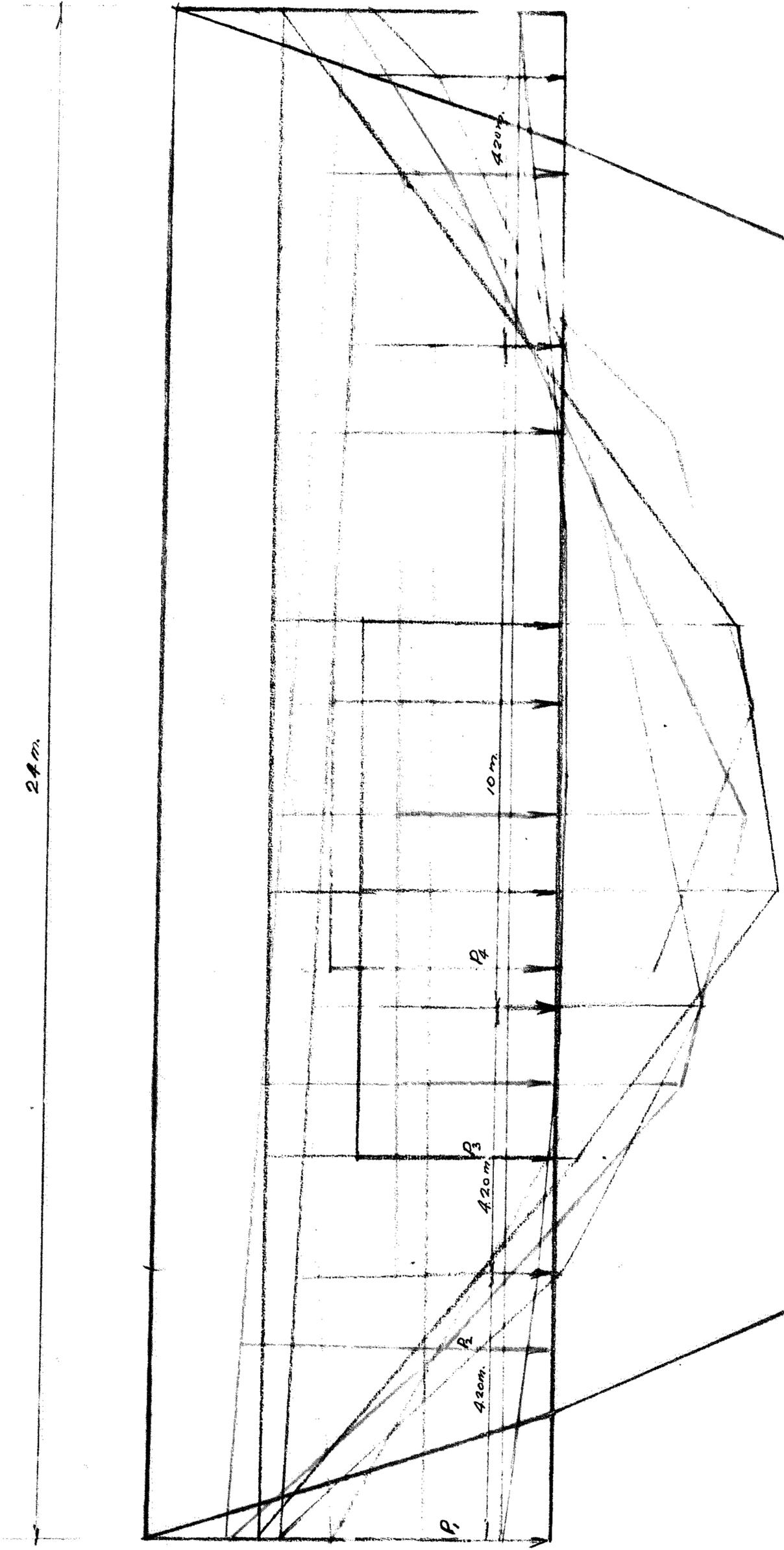
## LINEA ENVOLVENTE DE MAXIMOS MOMENTOS POSITIVOS.

Escala longitudes: 1/100  
" Momentos: 1cm = 2000 Kgm.



Diag. 12

VIGA INTERMEDIA



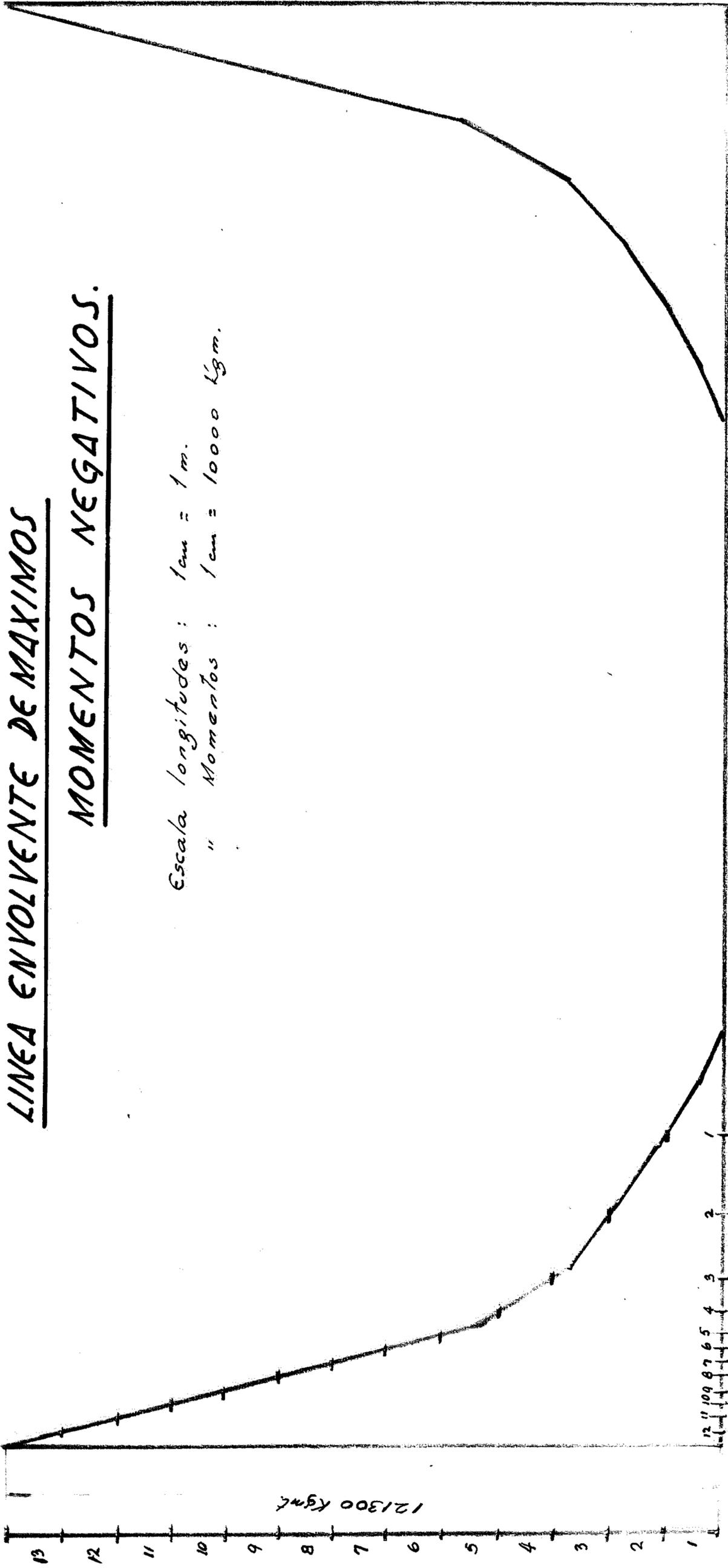
CALCULO DE LA LINEA ENVOLVENTE DE MAXIMOS MOMENTOS NEGATIVOS.

Escala longitudes : 1/100  
" Momentos : 1cm = 10000 Kgm.

VIGA INTERMEDIA.

LINEA ENVOLVENTE DE MAXIMOS  
MOMENTOS NEGATIVOS.

Escala longitudes: 1cm = 1m.  
" Momentos: 1cm = 10000 Kgm.

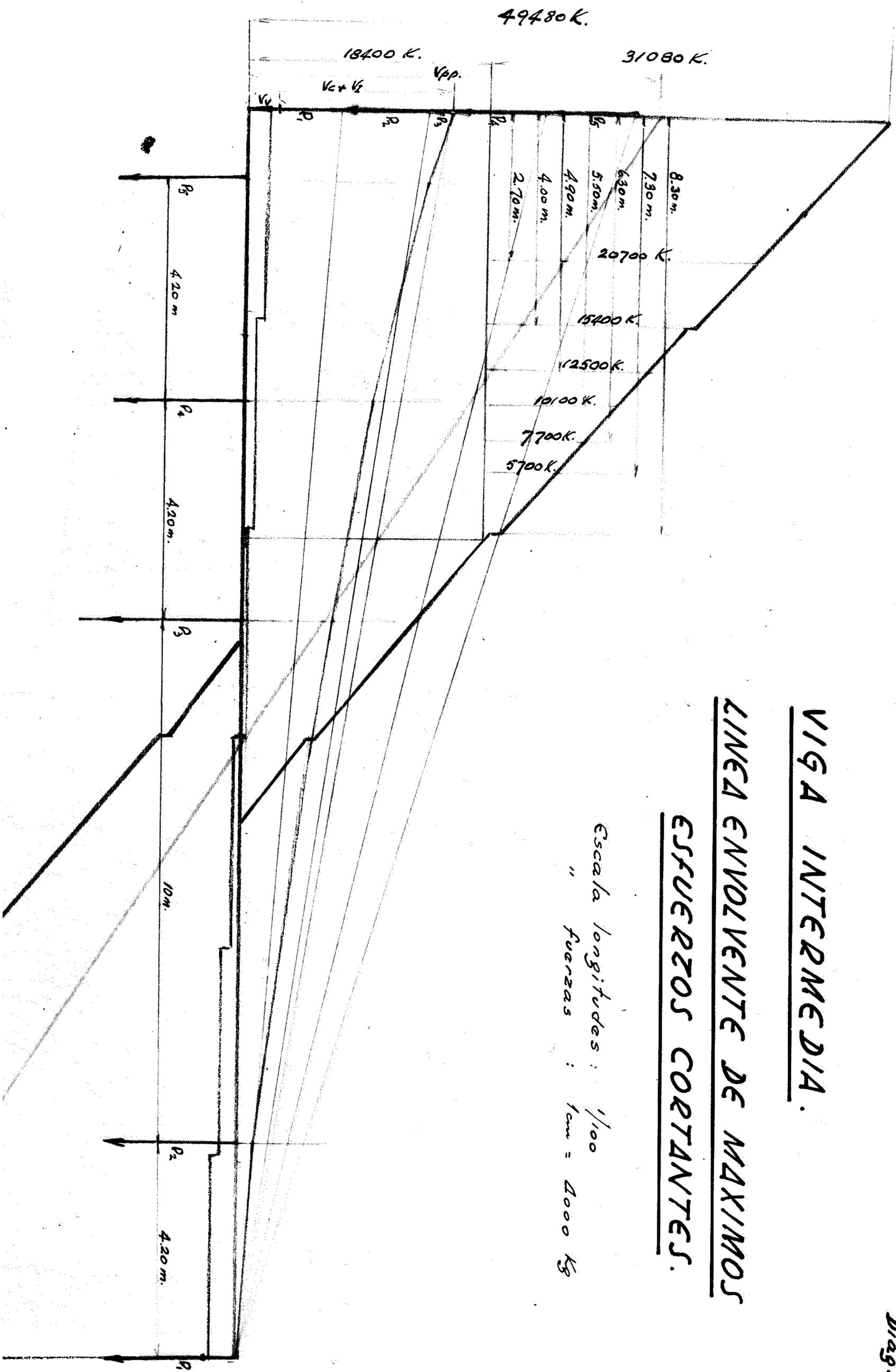


24m.

VIGA INTERMEDIA.

LINEA ENVOLVENTE DE MAXIMOS  
ESFUERZOS CORTANTES.

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



Cálculo vigas extremas

El peso por metro lineal de losa será igual a:

lado derecho =  $0.22 \times 1.14 \times 1 \times 2400 = 600$  kg.

lado izquierdo = peso baranda	1	150	kg.
Sardinel		180	
losa	$0.25 \times 0.62 \times 1 \times 2400$	-	390
Asfalto	$0.05 \times 1 \times 0.27 \times 2000$	<u>30</u>	
			750 kgs.

$$\omega_1 = 1350 \text{ kg.}$$

El peso propio de la viga por metro lineal por ser de iguales características que la intermedia:

$$\omega_2 = 1440 \text{ kg.}$$

El peso total por metro lineal de viga será

$$= 1350 + 1440 = 2750 \text{ kg.}$$

El máximo momento positivo será:

$$+ M_{pp} = \frac{2750 \times 24}{8} = 201000 \text{ kg.mt.}$$

El máximo momento negativo será

$$- M_{pp} = \frac{2750 \times 24}{24} = 67000 \text{ kg.mt.}$$

El momento positivo determinado por el peso de las viguetas será igual a la mitad de los correspondientes en la viga intermedia por soportar la viga un peso igual a la mitad del que soporta la viga anterior.

$$P_1 = P_2 = 0$$

$$P_2 = P_6 = 1140 \text{ kg.}$$

$$P_3 = P_5 = 1820 \text{ kg.}$$

$$P_4 = P_6 = 2040 \text{ kg.}$$

Los momentos producidos por la carga móvil serán los mismos que los correspondientes en la viga anterior por ser las caracterís-

ticas idénticas, luego

$$I = 0.278 \quad P_1 = 1740 \text{ kg.} \quad P_2 = 6950 \text{ kg.}$$

$$M_c \text{ max} = 76000 \text{ kg.mt.}$$

$$M_T = 279040 \text{ kg.mt.}$$

Respecto a los momentos negativos, los debidos a la sobrecarga móvil serán iguales a los de la viga anterior y los causados por las viguetas serán iguales a la mitad, por las mismas consideraciones vistas al tratar los momentos positivos.

$$M_v = 3950 \text{ Kg.mt.}$$

$$M_c \text{ máx} = 50400 \text{ kg.mt.}$$

$$M_T = 121350 \text{ kg.mt.}$$

El esfuerzo de corte máximo será:

$$V_{pp} = \frac{2950 \times 24}{2} = 33600 \text{ kg.}$$

El producto por la carga móvil será igual al de la viga anterior.

$$V_c = 15400$$

el de las viguetas será igual a la mitad.

$$V_v = 1190 \text{ kg.}$$

$$V_T = 50190 \text{ kg.}$$

Calculamos la viga - Podemos considerar que se trata de una viga T simétrica con  $t = 0.22 \text{ m.}$   $b = 0.87 \times 2 = 1.74 \text{ m}$  y  $b' = 0.50 \text{ m.}$  dándonos al hacer así un coeficiente de seguridad.

El momento que absorbe el alma será:

$$M_{\text{alma}} = 11.6 b' d' = 11.5 \times 50 \times 10^7 = 6.660.000 \text{ kgms.}$$

$$M_{\text{ala}} = 27904000 - 6.660.000 = 21.244.000 \text{ kgm.}$$

Por tener iguales características que la viga intermedia

$$Z = 9.84 \text{ cms.}$$

$$j = 0.906$$

$$p_r = 0.0078$$

$$b = \frac{21244000}{0.0078 \times 1260 \times 0.906 \times 107^2} + 50 = 258 \text{ cms.}$$

Como solo tenemos un ala igual a 1.74 m. menor que 2.58 m., se deberá poner acero a la compresion:

El momento que tomará el concreto :

$$M_c = 6.660.000 \text{ kg.cm.}$$

El momento remanente será:

$$M_r = 21.244.000$$

El acero necesario será:

$$A_{s1} = 0.0107 \times b'd = 0.0107 \times 50 \times 107 = 57 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s2} = p_r (b - b') d$$

$$A_{s2} = 0.0078 (174 - 50) 107 = 104 \text{ cm}^2.$$

El momento que deberá absorber el acero a la compresión

$$M_s = M_T - (M_{ala} + M_{alma}).$$

$$M_{ala} = (b-b') p_r f_s j d^2 = (174-50) 0.0078 \times 1260 \times 0.906 \times 107^2 = 12600.000 \text{ kg.m.}$$

$$M_s = 27904.000 - (6.660.000 + 12600.000) = 8640.000 \text{ kg.mt.}$$

$$A_{s3} = \frac{M_s}{f_s (d - d')}$$

como

$$A_{s3} = \frac{8.640.000}{1260 (107 - 6)} = 68 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 57 + 104 + 68 = 229 \text{ cm}^2.$$

luego pondremos como acero en tracción 29  $\phi$  1 1/4" y como acero a la compresión 9  $\phi$  1 1/4".

Calculemos el acero negativo. Por ser los momentos negativos practicamente los mismos para ambas vigas, pondremos el mismo número de fierros:

13  $\phi$  1 1/4" a la traccion

6  $\phi$  1 1/4" a la comprension.

Para hallar los puntos de inflexion, trazo las líneas envolventes de las máximas momentos y procedo como antes (Diagramas 15 y 16)..

La longitud del anelaje será la misma  $l = 3$  mts.

Veamos el esfuerzo cortante:

$$v = \frac{50190}{50 \times 0.875 \times 110} = 10.4 \text{ Kg.} + \text{cm}^2.$$

Habría pues que poner refuerzos al alma.

El esfuerzo que absorbe el concreto sabemos que  $V_c = 18400$  kgs.

$$V_s = 50190 - 18400 = 31790 \text{ kg.}$$

$$S_{\text{m ax}} = \frac{d}{2} = 55 \text{ cms.}$$

$$V_s = \frac{31790}{50 \times 0.875 \times 110} = 6.5 \text{ Kg./ cm.}^2.$$

$$s = \frac{2 \times 1.26 \times 1260}{50 \times 6.5} = 10 \text{ cm.}$$

siguiendo el mismo procedimiento que para la viga anterior (Diagrama 17). estribos 1/2"

a	10	cms.	hasta	3.10	mts.
a	15	"	"	4.30	"
a	20	"	"	5.10	"
a	25	"	"	6.30	"
a	30	"	"	7.50	"
a	40	"	"	8.00	"
a	50	"	"	8.50	"

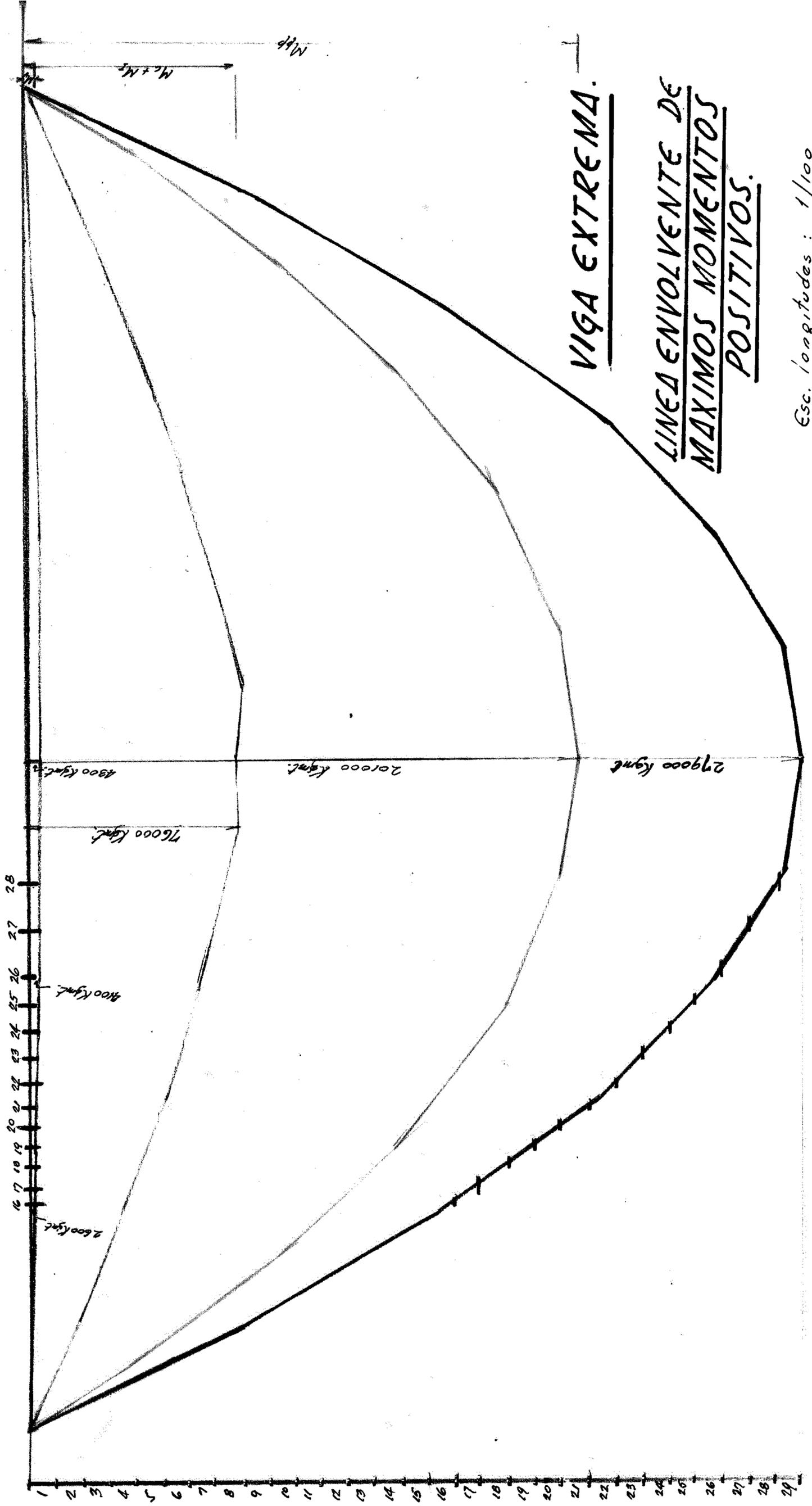
Veamos si resiste a la adherencia. En el apoyo

$$\xi_o = \frac{50190}{10.5 \times 0.875 \times 110} = 50 \text{ cms.}$$

Como tenemos  $13 \phi 1 \frac{1}{4}'' = 130 \text{ cms} > 50 \text{ cms}$ . resistirá. El acero positivo resistirá con mayor razón.

Diag. 15.

24m.



VIGA EXTREMA.

LINEA ENVOLVENTE DE  
MAXIMOS MOMENTOS  
POSITIVOS.

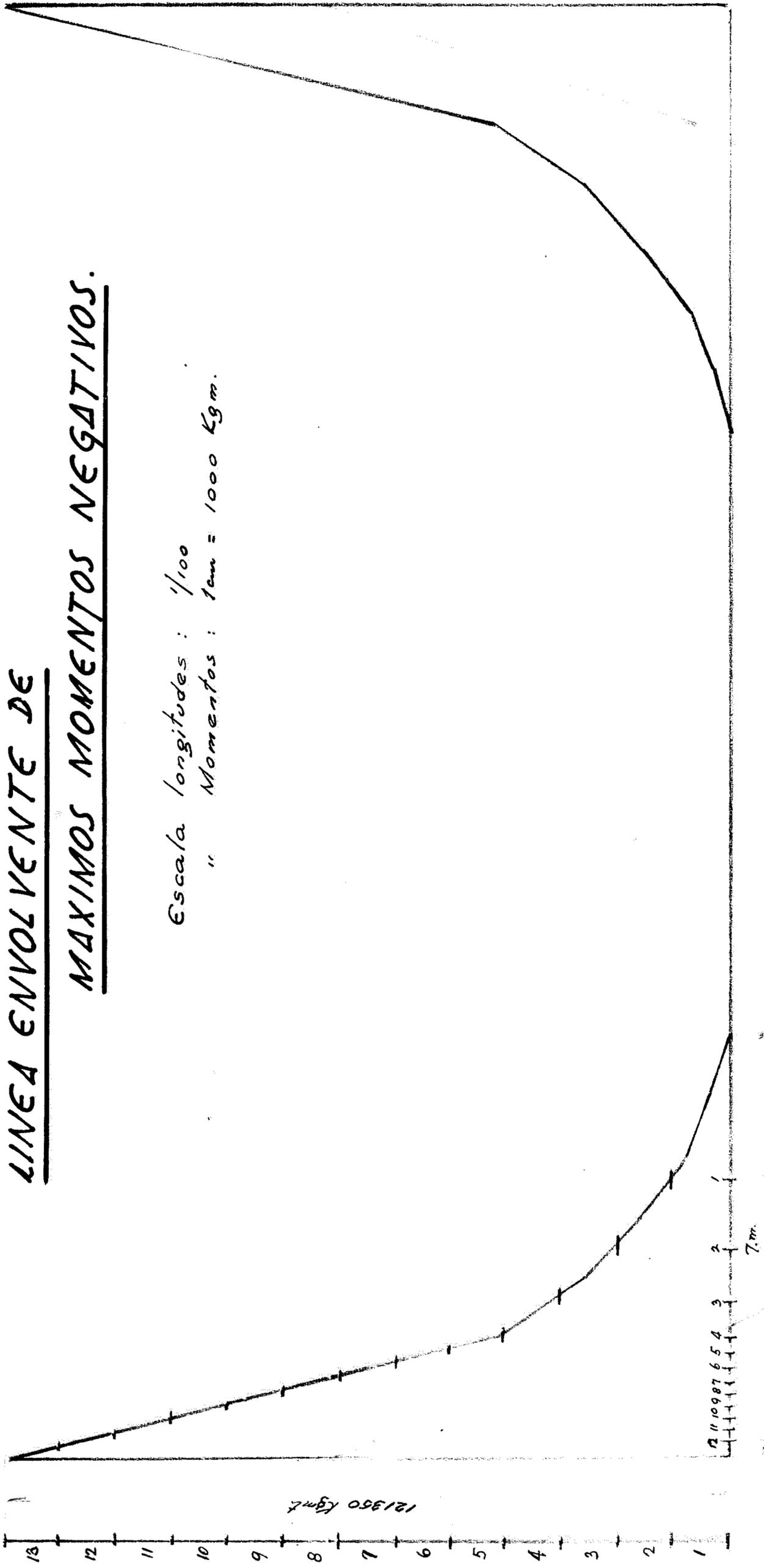
Esc. longitudes : 1/100  
" Momentos : 1cm = 2000 Kgm

Diag. 16.

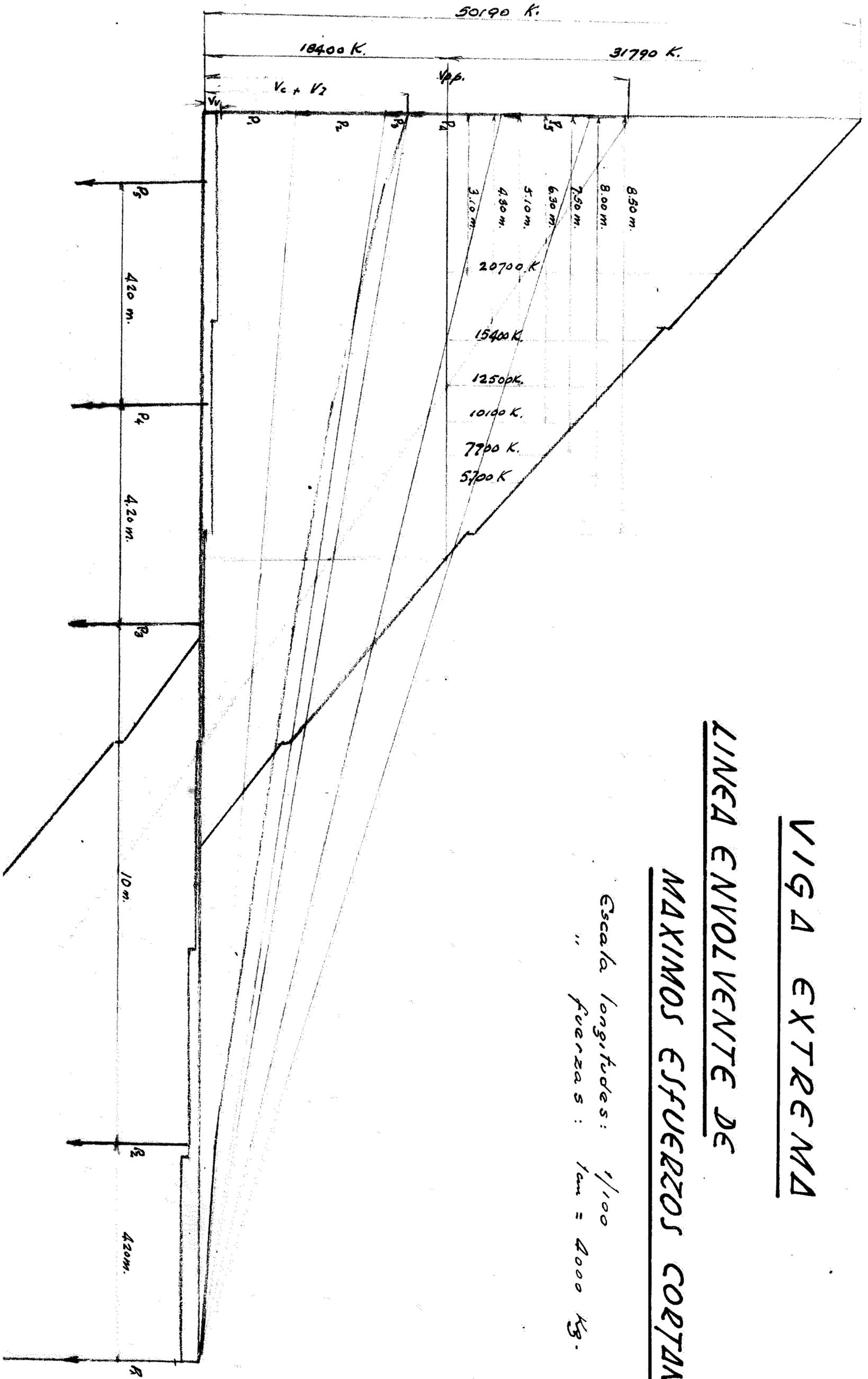
# VIGA EXTREMA

## LINEA ENVOLVENTE DE MAXIMOS MOMENTOS NEGATIVOS.

Escala longitudes:  $1/100$   
" Momentos:  $1cm = 1000 \text{ Kg.m.}$



24m



VIGA EXTREMA

LINEA ENVOLVENTE DE

MAXIMOS ESFUERZOS CORTANTES.

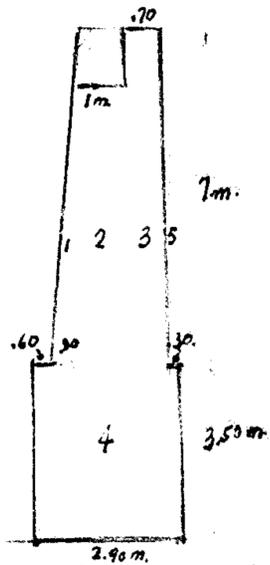
Escala longitudes: 1/100  
 " fuerzas: 1cm = 2000 kg.

ESTRIBOS.

Por el particular perfil del río en el lugar de cruce, no será necesario más que un estribo en la margen derecha, ya que dado que el material de la izquierda 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 derecho que será de concreto ciclópeo, de mezcla 1 : 3 : 6. Sus características son las siguientes.

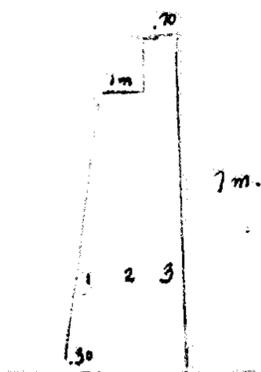
Altura.....	10.50	mts.
Ancho.....	10.00	mts.
Longitud de ala a 45°.....	7.00	mts.
Angulo de reposo del relleno.....	40°	
Peso de las tierras.....	1600	Kg/m <sup>3</sup>
Sobrecarga.....	800	Kg/m <sup>2</sup>
Reacción por m.l. entribo.....	20000	kg.



Primer Caso.- Estribo sin puente y terreno sobrecargado.

A.- Estribo sin zapata

Fuerzas verticales.



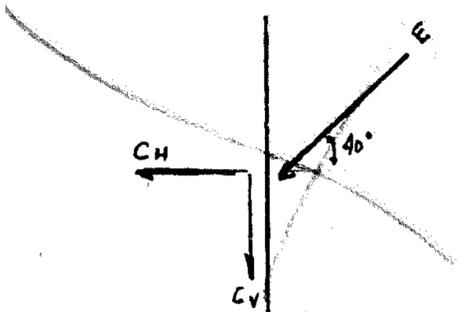
<u>Secciones.</u>	<u>Peso(Kg)</u>	<u>Distancia (m)</u>	<u>Momentos</u>
1 0.5 x 0.3 x 5.80 x 1 x 2400 =	2080	0.15	320
2 1 x 5.80 x 1 x 2400 =	13900	0.80	11100
3 0.7 x 7 x 1 x 2400 =	<u>11800</u>	1.65	<u>19500</u>
	27780		30820

Fuerzas Horizontales.-

Empuje de las tierras.

$$E = \frac{1}{2} w h (h + 2h') \quad C = \frac{1}{2} \times 1600 \times 7 \times 8 \times 0.217 = 9700 \text{ kg.}$$

$$d = \frac{h + 3h'}{h + 2h'} \times \frac{h}{3} = \frac{7 + 1.50}{7 + 1} \times \frac{7}{3} = 2.48 \text{ mts.}$$



$$C_H = E \cos 40^\circ = 9700 \times 0.766 = 7430 \text{ kg.}$$

$$C_V = E \sin 40 = 9700 \times 0.643 = 6240 \text{ kg.}$$

$$\text{Frenado: } 15000 \times \frac{1}{10} = 1500 \text{ kg.}$$

$$\text{En 1 mt. } \frac{1500}{8} = 190 \text{ kg, a 1.20 mt. de la superficie}$$

Punto de aplicación de  $F_V$ .

$E_V$	Distancia	Momento
27780		30820
<u>6240</u>	2.00	<u>12480</u>
34020		43280

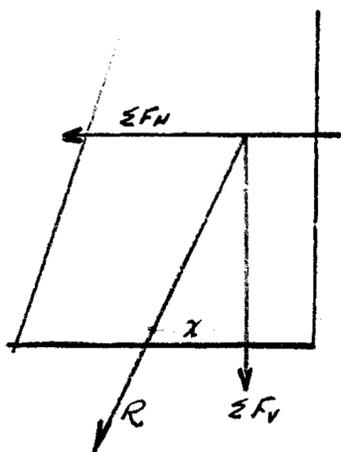
$$x = \frac{43280}{34020} = 1.27 \text{ mts.}$$

Punto de aplicación de  $F_H$

$F_H$	Distancia	Momento
7430	2.48	18400
<u>190</u>	8.20	<u>1560</u>
7620		19960

$$d = \frac{19960}{7620} = 2.61 \text{ mts.}$$

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



$$34020 x = 19960$$

$$x = 0.58 \text{ mts.}$$

o sea a:  $1.27 - 0.58 = 0.69$  mts. de la arista C.- Caer dentro del tercio central luego no habrá esfuerzos de tracción.

Coefficientes de seguridad al volteo y deslizamiento.

$$C_V = \frac{34020 \times 1.29}{19960} = 2.16$$

$$C_d = \frac{34020 \times 0.6}{7620} = 2.68$$

Presiones sobre la zapata.

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

$$p = \frac{P}{a b} \left( 1 \pm \frac{6 e}{b} \right)$$

$$p_c = \frac{34020}{100 \times 200} \left( 1 + \frac{6 \times 31}{200} \right) = 3.28 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_D = \frac{34020}{100 \times 200} \left( 1 - \frac{6 \times 31}{200} \right) = 0.12 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante.- ( Sección C-D ).

$$V = \frac{7620}{100 \times 200} = 0.38 \text{ kg/cm}^2$$

B.- Estribo con zapata.

Fuerzas verticales.

<u>Secciones</u>	<u>Peso (Kg)</u>	<u>Distancia (m)</u>	<u>Momentos</u>
1	2080	0.75	1560
2	13900	1.40	19500
3	11800	2.25	26600
4 2.90 x 3.50 x 1 x 2400 =	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 las tierras.

$$E = \frac{1}{2} \times 1600 \times 10.50 \times 11.50 \times 0.217 = 20900 \text{ kg.}$$

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

$$C_H = 20900 \times 0.766 = 16000 \text{ kg.}$$

$$C_V = 20900 \times 0.643 = 13500 \text{ kg.}$$

Frenado = 190 kg. a 1.20 de la superficie.

Punto de aplicación  $F_V$

	$F_V$	Distancia	Momentos.
	55540		92820
$C_V$	<u>13500</u>	2.60	<u>35100</u>
	69040		127920

$$\bar{X} = \frac{127920}{69040} = 1.85 \text{ mts.}$$

Punto de aplicación de  $F_H$

$F_H$	Distancia	Momentos
16000	3.63	58100
<u>190</u>	11.70	<u>2200</u>
16190		60300

$$d = \frac{60300}{16190} = 3.72 \text{ mts.}$$

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

$$69040 x = 60300$$

$$x = 0.87 \text{ mts}$$

o sea a  $1.85 - 0.87 = 0.98$  de la arista A. Caer pues dentro del tercio central.

Coefficientes de seguridad al volteo y deslizamiento.

$$C_v = \frac{127920}{60300} = 2.12$$

$$C_d = \frac{69040 \times 0.5}{16190} = 2.15$$

Presiones sobre el terreno.

$$P_A = \frac{69040}{100 \times 290} \left( 1 + \frac{6 \times 47}{290} \right) = 4.65 \text{ kg/cm}^2 \quad e = \frac{290}{2} = 98.47 \text{ cm}$$

$$P_B = \frac{69040}{100 \times 290} \left( 1 - \frac{6 \times 27}{290} \right) = 1.20 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante. Sección A - A)

$$\frac{16190}{100 \times 290} = 0.57 \text{ kg.}$$

Esfuerzo diagonal de tensión.

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

$$t = \frac{465}{2} + \frac{\sqrt{4.65^2 + 4 \times 0.57}}{2} = 7 \text{ kg/cm}$$

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

2do CASO. Estribo con puente y terreno sobrecargado.  
Fuerzas Verticales.

<u>Secciones</u>	<u>Peso (Kg)</u>	<u>Distancia (m)</u>	<u>Momentos.</u>
1 - 2 - 3 - 4 - 5	55540		92820
	<u>20000</u>	1.40	<u>28000</u>
	75540		120820

Fuerzas horizontales.

Empuje de las tierras:  $E = 20900$  kg.  $C_H = 16000$  kg.  
 $C_V = 13500$  kg

Frenado  $F_f = 190$  kg a 1.20 m de la superficie.  
 $d = 3.72$  m

Punto de aplicación.  $F_V$ .

Peso ( kg )	Distancia	Momentos
75540		120820
<u>13500</u>	2.60	<u>35000</u>
89040		155820

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

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

$$89040 \times x = 60300$$

$$x = 0.67 \text{ mt.}$$

o sea a  $1.74 - 0.67 = 1.07$  de la arista A. Cae pues 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.

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

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

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

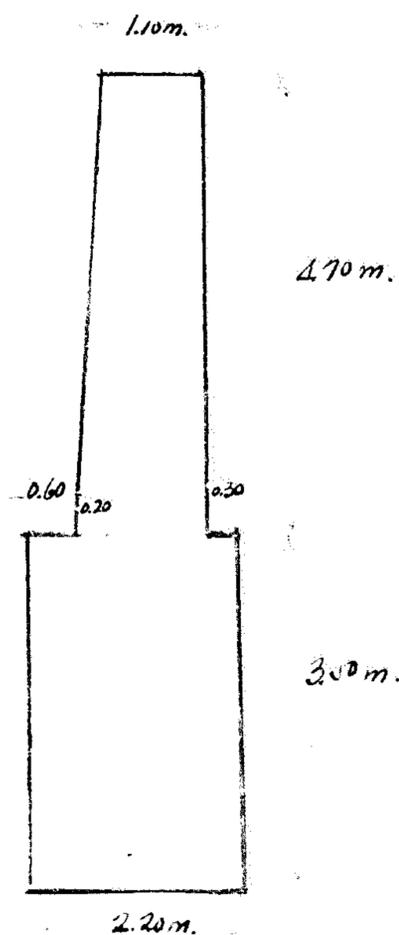
Esfuerzo cortante.

$$v = 0.57 \text{ kg}$$

Esfuerzo diagonal de tensión.

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

**EÁLCULO DE LAS ALAS.**



A.- ALA SIN ZAPATA.

Fuerzas verticales.

	Secciones	peso (Kg)	Distancia (m)	Momento
1	0.5 x 0.2 x 4.7 x 1 x 2400	1150	0.10	120
2	1.10 x 4.7 x 1 x 2400	<u>12400</u>	0.75	<u>9300</u>
		13550		9420

Empuje de las tierras.

$$E = \frac{1}{2} \times 1600 \times 4.7 \times 5.7 \times 0.217 = 4640 \text{ kg}$$

$$d = \frac{4.7 + 1.50}{4.7 + 1} \times \frac{4.7}{3} = 1.70 \text{ m.}$$

$$C_V = 4640 \times 0.643 = 2980 \text{ kg.}$$

$$C_H = 4640 \times 0.766 = 3550 \text{ kg}$$

Punto de Aplicación.

$F_v$ .

$F_v$	Distancia	Momentos.
13550		9420
<u>2980</u>	1.20	<u>3580</u>
16530		13000

$$x = \frac{13000}{16530} = 0.79 \text{ m.}$$

Tomando momentos:

$$x = \frac{3550 \times 1.70}{16530} = 0.35 \text{ m.}$$

o sea a  $0.79 - 0.35 = 0.44$  mt. de la arista C. Caen en el tercio central.

Coefficiente de seguridad al volteo y deslizamiento.

$$C_v = \frac{13000}{3550 \times 1.70} = 2.16$$

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

Presiones sobre la zapata.

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

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

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

Esfuerzo cortante. ( Sección - D ).

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

B.- ALA CON ZAPATA.

Fuerzas verticales.

	<u>Secciones</u>	<u>Peso (Kg)</u>	<u>Distancia (m)</u>	<u>Momentos</u>
1		1150	0.70	800
2		12400	1.35	16800
3	2.20 x 3.5 x 1 x 2400 =	18700	1.10	20700
4	0.2 x 4.7 x 1600 =	<u>2300</u>	2.05	<u>4700</u>
		34550		43000

Empuje de las tierras.

$$E = \frac{1}{2} \times 1600 \times 8.20 \times 9.20 \times 0.217 = 13100 \text{ kg.}$$

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

$$C_V = 13100 \times 0.643 = 8450 \text{ kg.}$$

$$C_H = 13100 \times 0.766 = 10000 \text{ kg.}$$

Punto de aplicación de  $F_v$ .

	$F_v$	Distancia	Momentos
	34550		43000
$C_V$	<u>8450</u>	1.90	<u>16100</u>
	43000		59100

$$x = \frac{59100}{43000} = 1.40 \text{ mts.}$$

Tomando momentos:

$$X = \frac{10000 \times 2.86}{43000} = 0.66 \text{ m.}$$

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

Coeficientes de volteo y deslizamiento.

$$C_v = \frac{59100}{10000 \times 2.86} = 2.14 \quad C_d = \frac{43000 \times 0.5}{10000} = 2.15$$

Presiones sobre el terreno.

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

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

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

Esfuerzo cortante:

$$\frac{10000}{100 \times 220} = 0.45 \text{ kg/m}^2$$

Esfuerzo diagonal de tensión.

$$t_1 = \frac{3.86}{2} \sqrt{3.86^2 + 4 \times 0.36^2} = 5.8 \text{ kg/cm}^2$$

-----  
APOYOS.-

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

pulidas que permiten el desplazamiento del puente.

AREA DE LAS PLANCHAS.-

$$\frac{50000}{50} = 1000 \text{ cm}^2$$

Planchas de apoyo: = 0.50 x 0.30 x 1/2"

Volumen del puente.

Volumen de la losa = 0.22 x 2.28 x 3.75 x 2 x 6 = 22.500 m<sup>3</sup>

Volumen de las viguetas = 0.25 x 0.50 x 2.28 x 2 x 7 = 4 m<sup>3</sup>

Volumen de las vigas = 0.50 x 1.20 x 25 x 3 = 45 m<sup>3</sup>

Volumen del voladizo =  $\frac{(0.20 \times 0.30)}{2} \times 0.62 \times 25 \times 2 = 4.650 \text{ m}^3$

Volumen del sardinel =  $\frac{(0.25 \times 0.35)}{2} \times 0.25 \times 25 \times 2 = 3.750 \text{ m}^3$

Volumen de la baranda = (1 x 25 - 1.80 x 0.5 x 12) 0.25 x 2 = 7.100 m<sup>3</sup>

$$V_T = 87.000 \text{ m}^3$$

Estribo izquierdo.

Volumen = (0.80 x 1.20 x 1 x 1.80) 7.30 x 2.20 x 1.35 x 1.80 x 2 = 30.900 m<sup>3</sup>

Corte roca = 30.900 x 0.20 x 30.900 = 37.100 m<sup>3</sup>

Estribo derecho.

Volumen =  $\frac{(2 \times 1.70)}{2} \times 7 \times 2.90 \times 3.50 - 1.20 \times 1 \times 7.30 \times 2 + \frac{(2 \times 1.70)}{2} \times 7 \times 2.90 \times 3.50 \times 1.35$

$$V_E = 222.300 \text{ m}^3$$

Volumen del ala =  $\frac{A \times A}{2} \times e$       A<sub>1</sub> = 23.10 m<sup>2</sup>

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

$$V_A = \frac{23.10 \times 13.30}{2} \times 7 = 127 \text{ m}^3$$

$$V_T = 222.300 \times 2 \times 0.27 = 476.300 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Excavación} \\ \text{estribo} &= \frac{(1.80 \times 2)}{2} \times 4.60 \times 2.90 \times 3.50 \times 10 = 188.400 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Excavación ala} &= 18.84 \times 1.20 \times 4.6 \times 3.50 \times 2.20 \times \frac{1}{2} \times 7 = 123 \text{ m}^3 \\ E_T &= 188.400 \times 2 \times 123 = 434.400 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

#### ENCOFRADO.

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

$$\text{Peso de la losa: } P = 0.22 \times 2400 = 530 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Separación de la viguetas del encofrado} = 1 \text{ mt.}$$

$$\text{Momento debido al peso de la losa: } M = \frac{P L^2}{8}$$

$$M = 67 \text{ kgmt / m.l.}$$

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

$$M_r = \frac{S I}{C}$$

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.

$$I = \frac{b h^3}{12} \qquad C = \frac{h}{2}$$

$$M_r = \frac{s b h^2}{6}$$

$$M_r = 1167 h^2$$

Para que haya equilibrio:

$$6700 = 1167 h^2$$

$$h = 2.40 \text{ cms}$$

Usaré tablas de 1" de espesor.

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

$$1.00 \times 530 = 530 \text{ kg/m.l.}$$

Poniendo los puntales a 0.80 m.

$$M = \frac{5.30 \times 0.8^2}{8} = 43 \text{ kgmt}$$

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

$$M_r = \frac{70 \times 7.6 \times h^2}{6}$$

$$M_r = 88.7 h^2$$

Para que haya equilibrio:

$$4300 = 88.7 h^2$$

$$h = 6.94 \text{ cms.}$$

Colocaré viguetas de 3" x 3".

ENCOFRADO DE LAS VIGUETAS.-

$$P = 0.25 \times 0.50 \times 2400 = 300 \text{ kg/m.l.}$$

Espaciamiento entre viguetas del encofrado = 0.80 mts.

$$\text{Momento flexor } M = \frac{300 \times 0.80^2}{8} = 24 \text{ kgmt.}$$

$$\text{Momento resistente} = \frac{70 \times 50 \times h^2}{8} = 437 h^2$$

$$\text{Igualando momentos: } 2400 = 437 h^2$$

$$h = 2.34 \text{ cms.}$$

Colocaré tablas de 1"

ENCOFRADO DE LAS VIGAS.-

$$P = 1.2 \times 0.5 \times 2400 = 1440 \text{ kg/m.l.}$$

Espaciamiento entre viguetas del encofrado 0.50 mts.

Momento flexor de la viga:  $N = \frac{1440 \times 0.50^2}{8} = 45 \text{ kgmt.}$

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

Igualandos momentos:

$$4500 = 437 h^2$$

$$h = 3.21 \text{ cms.}$$

Pondré tablas de 1 1/2"

TRANSVERSALES DE VIGUETAS.

$$M = \frac{300 \times 0.25^2}{8} = 2.35 \text{ kgmt}$$

El momento resistente de una transversal de 3" de base:

$$M_r = 88.7 h^2$$

Para que haya equilibrio:

$$235 = 88.7 h^2$$

$$h = 1.65 \text{ cms.}$$

Colocaré cuartones de 3" x 3".

TRANSVERSALES DE VIGAS.-

$$M = \frac{1440 \times 0.50^2}{8} = 40.5 \text{ kgmt}$$

$$M_r = 88.7 h^2 \quad (3")$$

$$4050 = 88.7 h^2$$

$$h = 6.8 \text{ cms.}$$

Colocaré cuartones de 3" x 3"

PUNTALES.-

Teniendo en cuenta el pequeño pandeo que se producirá

podré cuartones de 3" x 4", como puntales. Para el arrostroamiento se usará tablas de 1" x 6" cada 1.50 mt. de alto.

E S T U D I O - E C O N O M I C O

Costo Reconocimiento.- ( 1 día ).

	S/.	
1 Ingeniero .....	50.00	
1 Ayudante .....	30.00	
2 Acémilas .....	70.00	
Alimentación .....	40.00	
Seguros, accidentes etc. 20% .....	38.00	
Depreciación Instrumentos ... 10% ...	<u>19.00</u>	
	S/. 247.00	

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% .....	<u>9.70</u>	
	S/. 125.10	

Trazo S/.125.10

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS.

Rellenos con material propio.

Transporte a lampa ( 4 mts ) .....	S/.	0.40	m <sup>3</sup>
Terraplén : 10 m <sup>3</sup> por día o sea			
0.8 h/m <sup>3</sup> a S/.0.40 hora .....		0.32	m <sup>3</sup>
Capataz, planilleros, asistencia			
médica, campamento, S.S. etc. 20% .....		0.14	m <sup>3</sup>
Depreciación herramientas 10% .....		<u>0.07</u>	m <sup>3</sup>
	S/.	0.93	m <sup>3</sup>
Relleno con material propio S/.0.93			m <sup>3</sup>

Rellenos con material de préstamo.

Carga y transporte del material			
a 60 mts. de distancia.....	S/.	0.70	m <sup>3</sup>
Descarga y acomodo del material			
a razón de 10 m <sup>3</sup> por día.....		0.50	m <sup>3</sup>
Capataz, planilleros, seguros, etc. 20% ..		0.24	m <sup>3</sup>
Depreciación, herramientas 10% .....		<u>0.12</u>	m <sup>3</sup>
	S/.	1.56	m <sup>3</sup>
Relleno con material de préstamo: S/.1.56			m <sup>3</sup>

Corte 3ra. Categoría. (Aluvión antiguo)

Desagregación: 3 m <sup>3</sup> día o sea			
2.66 h/m <sup>3</sup> a S/. 0.40 h .....	S/.	1.06	m <sup>3</sup>
Transporte o lampa (4 mt).....		0.40	m <sup>3</sup>
Capataz, planilleros, asistencia			
médica, seguro social, etc. 20% .....		0.30	m <sup>3</sup>
Depreciación herramientas 10% .....		<u>0.15</u>	m <sup>3</sup>
	S/.	1.91	m <sup>3</sup>

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

Corte 4ta. Categoría. (Roca blanda)

Desagregación : 1.6 m <sup>3</sup> / día, o sea		
5 h/m <sup>3</sup> a S/. 0.40 h.....	S/.	2.00 m <sup>3</sup>
Transporte a lampa (8 mts.).....		0.80 m <sup>3</sup>
Capataz, planilleros, etc. 20% .....		0.56 m <sup>3</sup>
Depreciación herramientas 10% .....		<u>0.28 m<sup>3</sup></u>
	S/.	3.64

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

Corte 5ta. Categoría.

Desagregación: 1.1 m <sup>3</sup> /día o sea		
7.6 h/m <sup>3</sup> a S/. 0.40 h.....	S/.	3.04 m <sup>3</sup>
Transporte a lampa (8 mts) .....		0.80 m <sup>3</sup>
Capataz, planilleros, etc. 20% .....		0.76 m <sup>3</sup>
Depreciación herramientas 10% .....		<u>0.38 m<sup>3</sup></u>
	S/.	4.98 m <sup>3</sup>

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

FIRME DE CONGLOMERADOS.- (Tipo B de firme).

Compactación de la subrasante m <sup>2</sup> .....	S/.	0.05 m <sup>2</sup>
60 litros de arena, para mejorar las condiciones del suelo .....		0.18 --
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 --
Rodillado con pata de cabra y cilindro m <sup>2</sup> .		0.10 --
Capataz, planilleros, etc. 20% .....		0.12 --
Herramientas (depreciación) 10% .....		<u>0.06 --</u>
	S/.	0.79 m <sup>2</sup>

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

PAVIMENTACION .- Asfalto.

1) Refine de la plataforma.-

	S/.	
1 Sobreestante .....	10.00	día.
1 Máquina motoniveladora.....	6.00	--
2 Máquinas 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 (depreciación) 10% .....	22.00	--
	S/.	
	286.00	día.

Avance promedio: 260 m.l. ancho 8.6 mt. o sea 2240 m<sup>2</sup> luego S/.0.13 m<sup>2</sup>.

2) Imprimación de la Plataforma.- 1.5 Kls/m<sup>2</sup>

	S/.	
1 Sobreestante .....	10.00	día
9 obreros .....	63.00	--
15 galones kerosene .....	10.50	--
4500 Kls. asfalto liq. S/. 143.00 tonel....	643.50	--
45 m <sup>3</sup> de arena a S/. 3.00 m <sup>3</sup> .....	75.00	--
Capataz, planilleros, seguros etc. 20% ...	160.40	--
Herramientas (depreciación) 10% .....	80.20	--
	S/.1,042.60	día

Avance promedio diario: 3000 m<sup>2</sup> o sea S/.0.35 m<sup>2</sup>.

3) Preparación de la mezcla.- Mezcladora 10' cúbicos 65 m<sup>3</sup>.

	S/.
1 Sobreestante .....	10.00
4 Carretilleros de piedra .....	28.00
2 Carretilleros de arena.....	28.00
2 Aceiteros .....	14.00

2 Descargadores .....	S/.	14.00
2 Maquinistas .....		20.00
4 Calentadores de Fluxol.....		14.00
2 Polveros .....		14.00
Piedra: 300 tandas/día. S/.297.50 Kg c/u o sea		
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 o sea		
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 o sea		
4550 kg a S/.170.00 tonelada.....		772.00
Aceite: 300 tandas/día; 12.99 kg c/u o sea		
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. Depreciación 10% .....		178.57
	S/.	<u>2,321.41</u>

o sea S/.35.70 m<sup>3</sup>. 5 cms. de espesor. 1.78 m<sup>2</sup>.

4) Transporte de los materiales.

1 m<sup>3</sup>/Km S/.0.56 o sea S/. 0.03 m<sup>2</sup>

5) Extendido de la mezcla. 65 m<sup>3</sup> .

1 Sobreestante .....	S/.	10.00
8 Obreros .....		56.00
2 niveladoras regla.....		8.00
1 carretillero .....		7.00
1 Barredor.....		7.00
1 Arenero.....		7.00
Seguros, asistencia etc.20%.....		19.00
Herramientas, depreciación 10%.....		9.50
		<u>123.50</u>

o sea S/.1.90 por  $m^3$  de extendido en la pista, para ser rodillado.- Luego vale 0.09 por  $m^2$ .

6) Rodillado de la mezcla. 65  $m^3$  .

1 Maquinista.....	S/.	10.00
1 Ayudante.....		8.00
10 Galones gasolina, aceite etc.....		10.00
Seguros, asistencia etc. 20% .....		5.60
Herramientas, depreciación 10% .....		<u>2.80</u>
		S/.36.40

p sea S/. 0.56  $m^3$  - S/. 0.03  $m^2$  .

7) Sello seco.

Se considera a S/. 0.03  $m^2$

8) Primer sello. 1.5 kg/  $m^2$

Como en imprimación a S/. 0.35  $m^2$

Rodillado..... a S/. 0.03  $m^2$

9) Segundo sello. 1 Kg /  $m^2$

1 Sobreestante.....	S/.	10.00
9 Obreros .....		63.00
10 Galones de kerosene.....		7.00
3000 kg. asfalto líquido S/.143.00 Ton.....		429.00
30 $m^3$ arena S/.3.00 $m^3$ .....		90.00
Seguro, asistencia etc. 20% .....		119.80
Herramientas, depreciación.....		<u>59.90</u>
		S/.778.70

Avance diario: 3000  $m^2$  = S/.0.26  $m^2$ .

Rodillado a S/.0.03  $m^2$  .

10) Barrido.

Se considera a S/. 0.01  $m^2$

COSTO POR METRO LINEAL DE PAVIMENTO

Refine.		
8.6 m de ancho a S/.0.13 m <sup>2</sup> .....	S/.	1.14
Imprimación. 1.5 kg/m <sup>2</sup>		
8.6 m. de ancho a S/.0.35 m <sup>2</sup> .....		3.01
Preparación mezcla.		
6.6 m. de ancho a S/.1.78 m <sup>2</sup> .....		11.80
Transporte mezcla.		
6.6 m. de ancho a S/.0.03 m <sup>2</sup> .....		0.20
Extendido de la mezcla.		
6.6 m. de ancho a S/.0.09 m <sup>2</sup> .....		0.60
Rodillado de la mezcla.		
6.6 m. de ancho a S/.0.03 m <sup>2</sup> .....		0.20
Sello Seco.		
6.6 m. de ancho a S/.0.03 m <sup>2</sup> .....		0.20
Primer sello.- 1.5 kg/m <sup>2</sup> .		
8.6 m. de ancho a S/.0.35 m <sup>2</sup> .....		3.01
Rodillado 1er. sello.		
8.6 m. de ancho a S/.0.03 m <sup>2</sup> .....		0.26
Segundo sello.		
8.6 m. de ancho a S/.0.26 m <sup>2</sup> .....		2.24
Rodillado 2do. Sello.		
8.6 m. de ancho a S/.0.03 m <sup>2</sup> .....		0.26
Barrido.		
6.6 m. de ancho a S/.0.01 m <sup>2</sup> .....		<u>0.07</u>
		22.99 m.l.
Metro lineal de pavimento S/.22.99.-		

COSTO DE UN METRO LINEAL DE CUNETA

Albañilería de piedra canteada.

Materiales.

Piedras canteadas.....	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 m <sup>3</sup>

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, transporte y descarga 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 7.00 jornal.....		2.58 m <sup>3</sup>
Batido del concreto en mezcladora.		
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 m <sup>3</sup>

Herramientas.-

Depreciación... 10% .....		<u>4.50 m<sup>3</sup></u>
---------------------------	--	---------------------------

S/. 59.04

o sea S/.8.30 m.l. ( Sección 0.15 m<sup>2</sup> )

Cuneta S/.8.30 m.l.

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.

	S/.	
Carpinteros.....		12.00
Albañil.....		8.00
Armador.....		8.00
Maquinista.....		10.00
Peón.....		7.00

Materiales.

	S/.	
Cemento 2.06 barriles a S/.16.00 c/u.....		32.96 m <sup>3</sup>
Fierros para el refuerzo 274 kg/m <sup>3</sup> a S/.1.00 c/u.....		274.00
Madera para el encofrado 230 pies <sup>2</sup> /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 --
Clavos para el encofrado 1 kg/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>	S/.	
de arena a S/.3.00 m <sup>3</sup> .....		1.32 m <sup>3</sup>
Carga, transporte i 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 peón.....		6.16 --
Batido del concreto en mezcladora.		
maquinista: 0.35 h/m <sup>3</sup> a S/.1.25 hora.....		0.44 --

Peón 1.5 h/m <sup>3</sup> a S/.0.88 hora.....	S/.	1.32 m <sup>3</sup>
Cortado de fierros.		
Armador: 0.7 h/100 kg x 274 kg.		
1.92 a 86 h. a S/. 1.00 hora.....		1.92 --
Peón: 1.6 h/100 kg x 274 kg.		
4.38 h a 0.88 hora.....		3.86 --
Doblado 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: 3 h/100 kg x 274 kgs.		
8.22 h a S/.1.00 h.....		8.22 --
Peón 3 h/100 kg x 274 kgs.		
8.22 h a S/.0.88 h.....		7.22 --
Preparación del encofrado.		
Carpintero: 4 h/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 --
Colocación y apisonado del concreto.		
Albañil: 1 h / m <sup>3</sup> a S/.1.00 h.....		1.00 --,
Peon: 1.3 h/m <sup>3</sup> a S/.0.88 .....		1.14 --
Desencofrado y limpieza.		
Peón: 9 h/100 x 230 pies		
20.70 h a S/.0.88 h.....		18.20 --
Capataz, planilleros, seguros 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 de materiales 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.

	S/.	
Cemento: 1.44 barriles a S/.16 c/u.....		23.04 m <sup>3</sup>
Madera: 60 pies 2/m <sup>3</sup> a S/.100 pie .....		10.00 m <sup>3</sup>
Clavos: 1/kg/m <sup>3</sup> a S/.6.00 kg.....		6.00 m <sup>3</sup>
Transporte.....		30.00 m <sup>3</sup>

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 m <sup>3</sup>

Desmenuzamiento de la piedra.

Peón: 1 m <sup>3</sup> / día a S/. 7.00 día.....		6.45 m <sup>3</sup>
Matido del concreto en mezcladora		
Mquinista: 0.35 h/m <sup>3</sup> x S/.4.25 h.....		0.44 m <sup>3</sup>
Peón: 1.50 h/m <sup>3</sup> x S/.0.88 h.....		1.32 m <sup>3</sup>

Preparación del encofrado.

Carpintero: 4 h/100 pies x 60 pies		
2.4 h a S/.1.50 h.....		3.60 m <sup>3</sup>
Peón 0.6 h/100 pies x 60 pies		
0.36 h a S/.0.88 h.....		0.32 m <sup>3</sup>

Colocación y apisonado del concreto.

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

Peón 1.3 h/m<sup>3</sup> a S/. 0.88 h .....S/. 1.14 m<sup>3</sup>

Desenfofrado y limpieza

Peón: 9 h/100 x 60 pies

5.4 h a S/. 0.88 h. ....4.76 "

Capataz, S.S. etc. 20% .....18.26 "

Depreciación Herramientas 10% ..... 9.13 "

Estribo ( Concreto ciclópeo ) S/. 118.71 m<sup>3</sup>

P R E S U P U E S T O

K M . 19.000 - K M . 20.000

<u>Partidas</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Precio Unitario</u>	<u>Costo Parcial</u>	<u>Costo por Partida</u>
<u>Reconocimiento</u>			247.00	<del>247</del> .00
<u>Trazo</u>			125.10	125.10
<u>Cortes</u>				
Tierra dura	911.700 m <sup>3</sup>	S/. 1.91.	1.741.35	
Roca blanda	1.367.550 "	3.64	4.977.88	
Roca dura	759.750 "	4.98	3.783.56	10.502 . 79
<u>Relleno</u>				
Propio	1.200.000 "	0.93	1.116.00	
Préstamo	1.334.000 "	1.56	2.081.00	3.197. 00
<u>Afirmado</u>				
Firme de conglomerado	8.600 m <sup>2</sup>	0.79	6.704.00	6.704.00
<u>Pavimento</u>				
Asfalto	1.000 m.l.	22.99	22.990.00	22.990. 00
<u>Cuneta</u>				
Albañilería de piedra	1.000 "	8.30	8.300.00	8.300.00
<u>Alcantarillas</u>				
Tubos corrugados "Armco"	100 "	100.00	10.000.00	
Pozos colectores	6	800 .00	4.800.00	14.800.00
<u>Señalización</u>				
Diversos			300.00	<u>300.00</u>
		TOTAL	S/.	67.165.90

Son: SESENTA Y SIETE MIL CIENTO SESENTA Y CINCO SOLES OR O

90/100.

P R E S U P U 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>Estribo izquierdo</u>				
Corte roca dura	37.100 m <sup>3</sup>	S/. 4.98	S/.184.66	
Cuerpo: concreto ciclópico 1 : 3 : 6	30.900 "	118.71	3.668.14	3.852.90
<u>Estribo derecho</u>				
Excavación	43 4.400 "	10.00	4.344.00	
Cuerpo: concreto ciclópico 1:3 : 6	476.300 "	118.71	56.541.57	60.885.57
<u>Puente propiamente dicho:</u>	87.000 "	599.34	52.142.58	52.142.58
Apoyos:				
Planchas	4 - 95 kgs.			
Pernos	<u>16 - 20</u>			
	115 kgs.	6.00	690.00	690.00
<u>Asfalto</u>	25 m.l.	22.99	594.75	<u>594.75</u>
		TOTAL		<u>118.145. 80</u>

Son: CIENTO DIECIOCHO MIL CIENTO CUARENTA Y CINCO SOLES ORO  
80/ 100.

BIBLIOGRAFIA

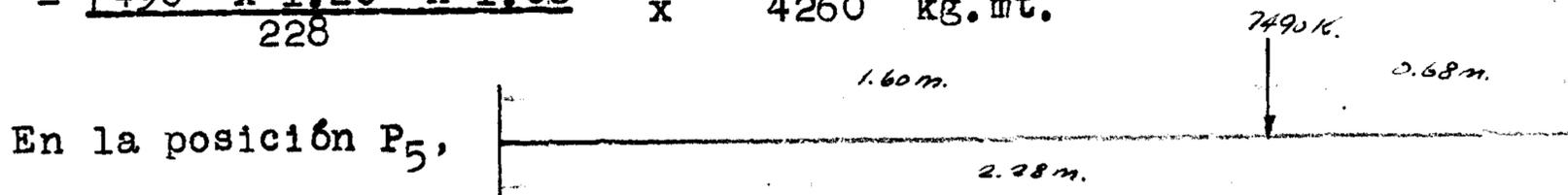
- "CAMINOS" ..... J.L. Escario.
- "REPLANTEO DE CURVAS" ..... Sarrazin.
- "MANUAL DE ALCANTARILLAS  
Y DRENAJE" ..... A R M C O.
- "Curso de "PUENTES" ..... Ing° Juan Quiroga
- "ESTATICA GRAFICA" ..... O. Heinkel.
- "CONCRETO ARMADO" ..... Peabody.

-----0000000-----

$$M_{CA} = \frac{7490 \times 1.20 \times 1.08}{228} \times \frac{1.08}{2.28} = 2020 \text{ Kg.mt.}$$

$$M_{CB} = \frac{7490 \times 1.20 \times 1.08}{228} \times \frac{1.20}{2.28} = 2260 \text{ kg.mt.}$$

$$M_4 = \frac{7490 \times 1.20 \times 1.08}{228} \times 4260 \text{ kg.mt.}$$

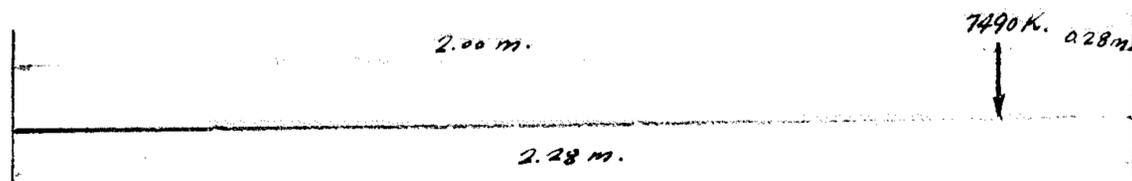


$$M_{CA} = \frac{7490 \times 1.60 \times 0.68}{2.28} \times \frac{0.68}{2.28} = 1100 \text{ Kg.mt.}$$

$$M_{CB} = \frac{7490 \times 1.60 \times 0.68}{2.28} \times \frac{1.60}{2.28} = 2510 \text{ kg.mt.}$$

$$M_5 = \frac{7490 \times 1.60 \times 0.68}{2.28} = 3580 \text{ Kg mt.}$$

En la posición P<sub>6</sub>,



$$M_{CA} = \frac{7490 \times 2.00 \times 0.28}{2.28} \times \frac{0.28}{2.28} = 2.30 \text{ Kg.mt.}$$

$$M_{CB} = \frac{7490 \times 2.00 \times 0.28}{2.28} \times \frac{2.00}{2.28} = 1620 \text{ Kg.mt.}$$

$$M_6 = \frac{7490 \times 2.00 \times 0.28}{2.28} = 1840 \text{ Kg mt.}$$

Hechos los diagramas, dividimos la máxima ordenada en un número de partes igual a de los fierros que tenemos y así gráficamente vemos los puntos que podemos doblarlos, por no necesitarlos para resistir los momentos.

Veamos ahora el esfuerzo cortante:

$$v = \frac{9420}{25 \times 0.875 \times 43.6} = 10 \text{ Kg/cm.2.}$$