

PROYECTO DE CARRETERA

ENTRE LAS POBLACIONES "A", "B" Y "C"

QUE PRESENTA EL EXALUMNO

LUIS REYES REYES

DE LA PROMOCION 1945 DE LA ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO DE CARRETERA AÑO 1945

1.- Se trata de unir por un camino carretero, las poblaciones :

A.- Situada sobre la cota 30 M. próximamente

B.- " " " " 660 " "

C.- " " " " 110 " "

empleando para éllo dos trazos diferentes : El primero, deberá enlazar directamente A con B y con C ; el segundo, se hará de A á C, debiendo quedar B unido a la línea anterior, por medio de un ramal.

2.- Los señores alumnos deberán presentar, confeccionados de acuerdo con las Prescripciones Reglamentarias Vigentes, los siguientes documentos :

- a).- Plano planta
- b).- Perfiles transversales
- c).- Perfil longitudinal
- d).- Planos, cortes, perfiles, etc. de las obras de fábrica.
- e).- Cubicaciones, análisis de precios y presupuestos para tres kilómetros de camino.
- f).- Estudio relativo al pavimento que deberá emplearse.
- g).- Memoria explicativa en que deberá estudiarse :
 - 1).- La comparación entre los dos trazos estudiados.
 - 2).- La deducción y fundamento de las características, que deben ser deducidas de la velocidad que se tome como de régimen.

3.- Las características impuestas serán las de los 3 grupos siguientes :

Grupo A. - 1 - 4 - 7 - 10 - 13 - 16 - 19

- 1).- Gradiente máxima 3%
- 2).- Velocidad de régimen 80 Kms. por hora
- 3).- Pavimento para tráfico pesado, camiones de 20 Ton. de peso. Poco frecuente.
- 4).- Ancho, para dos tráficos.
Las demás características serán deducidas.

Grupo B. - 2 - 5 - 8 - 11 - 14 - 17 - 20.

- 1).- Gradiente máxima 3.5%
- 2).- Velocidad de régimen 100 Kms. por hora
- 3).- Pavimento para tráfico mediano, camiones de 10 Ton. Frecuente.
- 4).- Ancho para dos tráficos.
Las demás características serán deducidas.

Grupo C. - 3 - 6 - 9 - 12 - 15 - 18 - 21

- 1).- Gradiente máxima 4%
- 2).- Velocidad de régimen 120 Kms. por hora

- 3).- Pavimento para tráfico ligero. Turismo y camiones de 5 Ton. pero muy frecuente.
- 4).- Ancho para tres cruces
Las demás características serán deducidas.
- 4.- Para los efectos de la clasificación del material, se deberá considerar:
- a).- Como roca dura, la parte comprendida entre las líneas RS y TU, del plano.
- b).- Como terreno de tierra dura, la zona comprendida de la línea TU hacia la derecha.
- c).- Como terreno de aluvión moderno, la zona comprendida de la línea RS hacia la izquierda, salvo los cerros marcados O y P, de la cota 300 hacia la cumbre y los N de la cota 400 hacia la cumbre.
- 5.- Los alumnos deberán calcular un puente completo, para lo cual el perfil que se acompaña se considerará como perteneciente al río en el sitio en que se cruce.
- 6.- Los alumnos tomarán como características las indicadas en No. 3, según el orden de la lista, así:
- Alumnos 1 - 4 - 7 - 10 - 13 - 18 - 19 - 22.- Grupo A
Alumnos 2 - 5 - 8 - 11 - 14 - 17 - 20 - 23.- Grupo B
Alumnos 3 - 6 - 9 - 12 - 15 - 18 - 21 - 24.- Grupo C

C. Romero Sotomayor

Juan Quiroga

Julio 8-945

NOTA 1.- Siendo el orden de la lista el 21º, el exalumno se haya comprendido en el grupo "C" y por tanto el tema se desarrollará de acuerdo con las características correspondientes.

MEMORIA DESCRIPTIVAINFORME GENERAL SOBRE LA ZONACAPITULO I

Trataremos aquí de las conclusiones a que nos lleva la simple observación del plano general.

1.01.- Las poblaciones A, B y C, se encuentran representadas cada una por un punto, lo cual nos hace ver que se trata de puntos obligados de paso para nuestro trazo y no nos podremos contentar con pasar cerca de ellos, como corresponde a una carretera de alta velocidad, que la técnica moderna aconseja apartar de los centros poblados.

1.02.- El punto "B" se encuentra ubicado en una empinada elevación rodeada por todos sus lados de laderas muy paradas cuya inclinación predominante se encuentra entre los 22° y 60° alcanzando su menor inclinación por el lado Oeste con 7° (12%). A esto se suma la poca extensión de la elevación mencionada que escasamente llega a las 8 hectáreas, razones todas que nos hablan de la poca importancia que debe atribuirse a esta población.

1.03.- La existencia de dos rios importantes situados a menos de 3 kms. de distancia uno de otro y el hecho de que ambos adquieran su mayor caudal en zona muy vecina al mar nos está indicando que se trata de una zona de costa lluviosa.

1.04.- Existen dos depresiones importantes; la primera situada entre la línea marcada con R-S y la cumbre P; y la segunda vecina al punto "B". Estas depresiones por tratarse de zona lluviosa hay que suponerlas llenas de agua en alguna época del año y siempre serán sitios húmedos que en caso de ocuparlos con el trazo habrá que drenar debidamente.

CAPITULO 2JUSTIFICACION TECNIO-ECONOMICA DEL
CONCEPTO QUE HA REGIDO EL TRAZADO Y CARACTERISTICAS
DEL CAMINO

2.01 La segunda conclusión del capítulo anterior, nos hace ver que el acceso al punto "B" no podrá hacerse sino por desarrollo contorneante, que por las razones expuestas tendrá que hacerse con curvas de pequeño radio. Esto unido a la escasa importancia atribuida a esta población nos induce a abandonar la primera solución planteada en los datos del problema, es decir, unir directamente A con B y C. Y, por tanto trataremos de resolver solo el segundo planteamiento, o sea unir A con C, y conectar B a este trazo por medio de un ramal.

De acuerdo pues con esta observación, se ha procedido a efectuar el trazo entre los puntos A y C ajustándose estrictamente a las características exigidas, no así en el ramal al punto "B" en el que por las razones ya expuestas, se han adoptado características de carretera de segunda clase en terreno accidentado. En ambos trazos se ha tomado en cuenta las Normas Peruanas para el estudio de carreteras, en actual vigencia.

2.02.- Las características para el tramo A-C, que desde ahora llamaremos tramo principal, son las siguientes:

2.02.01 - Velocidad.- 120 k.p.h. (Dato del problema).

Las Normas Peruanas consideran en carreteras de primera clase 100 k.p.h. como máximo, lo que nos indica que solo podremos usarlas para las especificaciones de carácter general que no se vean afectadas por este aumento de velocidad.

2.02.02 - Usuario.- Para el pavimento consideraremos tráfico ligero pero frecuente con carga H-5 (Dato del problema). Pero para las obras de arte usaremos la carga H-15, por considerar que éstas deben hacerse con miras hacia el futuro ya que resultaría impracticable posteriormente ampliar su capacidad de trabajo.

2.02.03 - Ancho.- El ancho mínimo por vía que se considera necesario para el tránsito es de 3 mts., pero a grandes velocidades este ancho resulta estrecho y es necesario dar un sobre ancho en recta para seguridad de los usuarios. En las Normas Peruanas, para dos vías y 100 k.p.h. considera un ancho total de 6.60 mts. lo que nos está indicando que se ha considerado 0.60 mts. como sobre ancho, o sea 0.30 mts. por vía.

En nuestro caso, tenemos como dato del problema tres vías, debiendo servir la central para los efectos de adelantar un carro a otro. Si aumentásemos proporcionalmente el ancho dado en las Normas, tendríamos 9.90 mts. como ancho para tres vías. Escario en su curso de Caminos consigna un gráfico, usado por los alemanes en su autoestradas, en que para dos automóviles y un camión arroja 3.60 mts. de suplemento de ancho, partiendo de la base del ancho real del vehículo que en este caso sería de 1.82 mts. para los automóviles y 2.50 mts. para el camión, dando un total de 9.74 mts. (Fig.1). Valor muy próximo al encontrado por proporcionalidad, por lo que aceptaremos como definitivo un ancho de 10 mts. de superficie de rodadura.

2.02.04 - Bermas.- De acuerdo con las Normas adoptaremos bermas de 1 mt. a cada lado de la superficie de rodadura.

2.02.05 - Bombeo.- Para los efectos del drenaje de la calzada se adoptará un bombeo de 2% (Fig.2).

2.02.06 - Cunetas.- Por encontrarnos en terrenos de costa lluviosa, emplearemos cunetas de 1 mt. de ancho por 0.50 mt. de profundidad, considerándose el ancho desde el borde de la berma a la vertical del vértice bajo (Normas). En los cortes a media ladera se ubicará la cuneta en el lado interior y en los cortes cerrados a ambos lados.

2.02.07 - Taludes.- De acuerdo con las Normas emplearemos taludes de 10 :1 para roca, 3 :1 para conglomerados y 2 :1 para tierra compacta, en los cortes. En los rellenos 1 :1 para los enrocados y 1-1/2 en 1 para los demás materiales.

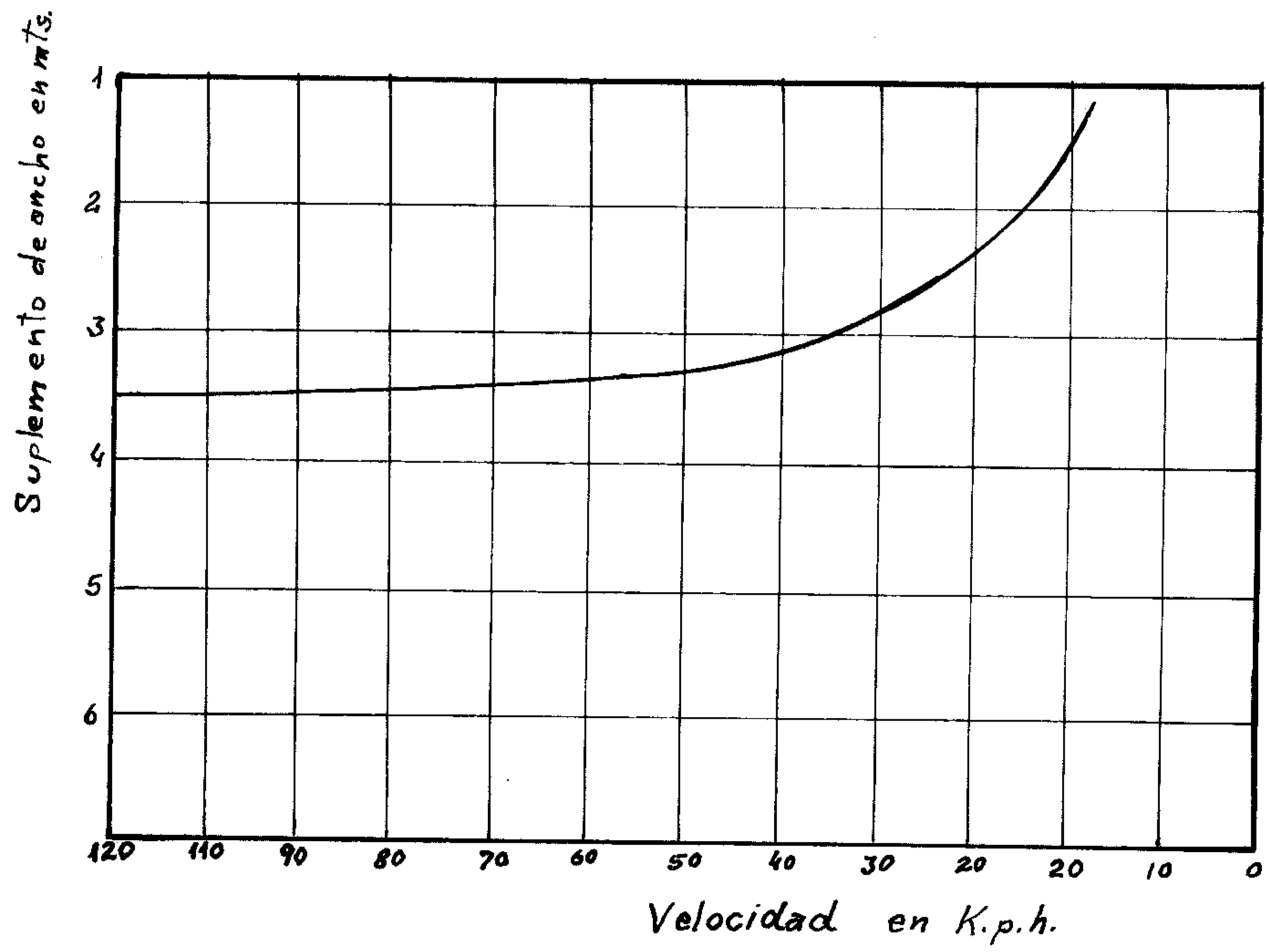


Fig. 1

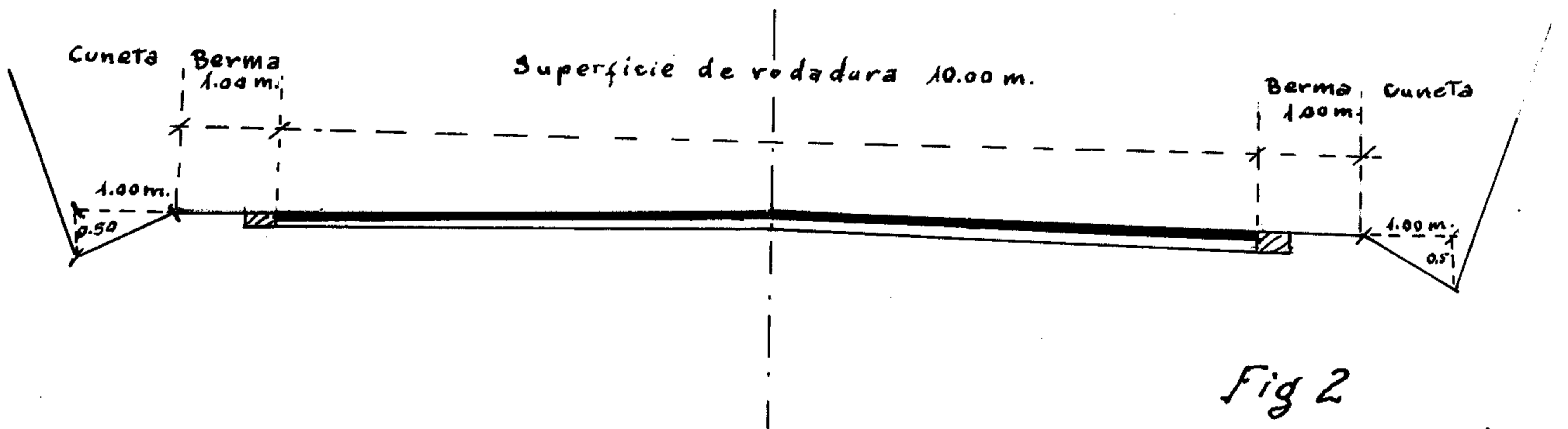


Fig 2

2.02.08 - Peraltes.- Las Normas Peruanas fijan un peralte máximo de 8% en carreteras de primera clase. Si bien es cierto que estas Normas consideran para esta clase de carreteras solo 100 k.p.h., para nuestro caso adoptaremos ese mismo peralte por considerar que peraltes mayores resultan molestos para vehículos que transiten a velocidades menores que la de régimen.

2.02.09 - Radio mínimo.- Calcularemos primero en coeficiente de fricción de acuerdo con la fórmula empírica que dan las Normas.

$$f = \frac{1}{1.4 \sqrt[3]{V}} = \frac{1}{1.4 \sqrt[3]{120}} = 0.14$$

Para el radio mínimo, la fórmula se deduce partiendo del equilibrio entre el peso del carro más la fricción y la fuerza centrífuga, llegándose al siguiente resultado:

$$R = \frac{V^2 (1-pf)}{127.14 (p+f)}$$

En las Normas se ha simplificado esta fórmula, suprimiendo el factor (1-pf) que es siempre muy próximo a la unidad y redondeando a 128 la constante del denominador, con lo cual se compensa bastante el pequeño error cometido al suprimir el factor antes mencionado, error que por lo demás es del lado de la seguridad.

Aplicando pues la fórmula simplificada que dan las Normas:

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

tenemos:
$$R = \frac{120^2}{128 (0.08+0.14)} = \underline{\underline{512.00 \text{ mts.}}}$$

2.02.10 - Pendiente.- De acuerdo con los datos del problema que se ha tomado como máximo el 4%, ajustándose en lo que se refiere a: longitud de los tramos de pendiente máxima; mínima longitud de los cambios de pendiente; y demás características relacionadas con la pendiente, a lo establecido en las Normas.

2.02.11 - Descripción del trazo.- Con la pendiente establecida como máxima, se ha dibujado en el plano una línea de gradiente con puntos cada 100 mts. ubicados con un compás de puntas secas abierto a esta distancia. Distancias menores no se han empleado pues debido a lo accidentado de la topografía estas conducirían a errores apreciables de longitud, ya que la línea de puntos marcada era imposible de seguir con un trazo de la naturaleza del propuesto. Después de varios tanteos, se llegó al trazo definitivo que se muestra en el plano general. En este trazo se ha empleado rayos un poco mayores que el radio mínimo calculado en la fórmula a fin de no consumir todo el coeficiente de fricción, de acuerdo con el criterio del Ing. Barnett. Este criterio no se ha tomado al pie de la letra porque exige peraltes mayores que el tomado como límite, o en su defecto radios mayores que el obtenido por la fórmula. Al hacerlo así creemos estar de acuerdo con el criterio seguido en las Normas, que tampoco toma en cuenta los conceptos del Ing. Barnett al establecer el peralte máximo y el radio mínimo en carreteras de primera clase para 100 k.p.h.

Para la determinación de los elementos de las curvas se ha empleado las tablas de Sarrazín, obteniéndose los resultados siguientes :

$$\text{Curva No. 1: } \triangle = 37^{\circ} 10'$$

$$R = 530.00 \text{ m.}$$

$$T = 0.33621 \times 530.00 = 178.00 \text{ m.}$$

$$E = 0.05501 \times 530.00 = 29.20 \text{ m.}$$

$$L = 0.64868 \times 530.00 = 344.00 \text{ m.}$$

$$\text{Kilometraje del PC} = 0 \pm 419.00$$

$$\text{" " PT} = 0 \pm 763.00$$

Curva No. 2: $\Delta = 37^{\circ} 20'$

R = 520.00 m.

T = $0.33783 \times 520.00 = 175.00$

E = $0.05552 \times 520.00 = 28.80$

L = $0.65159 \times 520.00 = 338.00$

Kilometraje del PC = 2 ± 026.00

" " PT = 2 ± 364.00

El trazo va siguiendo el litoral y cruza los dos existentes. Se eleva hasta la cota 41 con el fin de disminuir en lo posible los volúmenes a moverse y facilitar en lo posible el trazo del ramal al punto "B", el cual parte del tramo principal entre los kms. 1 y 2 de éste.

Se ha supuesto un estacado, con estacas cada 20 mts. numeradas con el kilometraje, separando en esta numeración los kilómetros de los metros por un signo más.

2.02.12 - Sobre-anchos. - Se ha determinado éste con la fórmula: (Normas)

$$S = n (R - \sqrt{R^2 - 12}) \pm \frac{V}{10 \sqrt{R}}$$

la que nos dá los siguientes valores:

Curva No. 1 0.61

Curva " 2 0.64

Estos sobre-anchos comenzarán a darse al comenzar la transición, comenzando en cero y aumentándolos en forma líneal hasta alcanzar su valor máximo en la curva circular. Tanto en la transición como en la curva circular los sobre-anchos se repartirán en partes iguales a ambos lados.

2.02.13 - Giro del peralte. - Fijado en 8% como ya se ha dicho, su giro se hará sobre el borde interno, sin considerar el sobre-ancho. Comenzará este giro 40 mts. antes del TE, necesarios para convertir el bombeo en peralte, tal como se muestra en la figura 2 e igualmente terminará 40 mts. después del ET, en ambas curvas. Tendre-

mos así la longitud necesaria para que las pendientes de los bordes sean como máximo de 0.5%. En efecto, así tendremos en cada una de las curvas una longitud para la transición de $120 \div 40 = 160$ mts. y la pendiente del borde exterior será de: $0.80/160 = 0.005$.

2.02.14 - Curvas de transición.- Se ha empleado la espiral de transición, también llamada Clotoide o Radioide de Arcos, porque su radio de curvatura aumenta proporcionalmente a la longitud del arco. La longitud de la transición será:

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

En la que "C" es un coeficiente variable que para nuestro caso es de 28. Obtenemos así para nuestras curvas:

$$\text{Curva No. 1} \quad L = \frac{61800}{530} = 116.6 \text{ m.}$$

$$\text{" " 2} \quad L = \frac{61800}{520} = 119.0 \text{ m.}$$

Estas cantidades son menores que $2R \operatorname{tg} \frac{\Delta}{2} = 350$ y 344 respectivamente, por lo cual las aceptamos como definitivas.

Para que al colocar la curva de transición no se reduzca el radio de la curva circular habrá que trasladar ésta una magnitud igual a:

$$\Delta R = \frac{L^2}{24 R}$$

que para nuestras curvas será:

$$\text{Curva No. 1} \quad \Delta R = 1.07$$

$$\text{" " 2} \quad \Delta R = 1.15$$

Esto significa que tendremos que aumentar la longitud de la tangente en:

$$L' = \Delta R \operatorname{tg} \frac{\Delta}{2}$$

que nos dá:

$$\text{Curva No. 1} \quad L' = 0.36$$

$$\text{" " 2} \quad L' = 0.39$$

La fórmula general simplificada de la curva es:

$$y = \frac{x^3}{6 L R}$$

en la cual suponemos las accisas iguales a las cuerdas por tratarse de ángulos muy pequeños. Por tanto si dividimos "L" en un número de partes iguales tal como 6, tendremos:

$$y = \left(\frac{1}{6}\right)^3 \frac{L^2}{6R}$$

que aplicada a nuestras curvas nos dá:

	Curva No. 1	Curva No. 2
y1	= 4.43 $\left(\frac{1}{6}\right)^3 = 0.02$	4.62 $\left(\frac{1}{6}\right)^3 = 0.02$
y2	= 4.43 $\left(\frac{2}{6}\right)^3 = 0.16$	4.62 $\left(\frac{2}{6}\right)^3 = 0.17$
y3	= 4.43 $\left(\frac{3}{6}\right)^3 = 0.55$	4.62 $\left(\frac{3}{6}\right)^3 = 0.57$
y4	= 4.43 $\left(\frac{4}{6}\right)^3 = 1.31$	4.62 $\left(\frac{4}{6}\right)^3 = 1.36$
y5	= 4.43 $\left(\frac{5}{6}\right)^3 = 2.57$	4.62 $\left(\frac{5}{6}\right)^3 = 2.67$
y6	= 4.43 $\left(\frac{6}{6}\right)^3 = 4.43$	4.63 $\left(\frac{6}{6}\right)^3 = 4.62$

Datos con los cuales se puede proceder a dibujar la curva.

2.02.15 - Visibilidad en plano.- El hecho de ser nuestra carretera de tres vías, destinada la central para adelantar un vehículo a otro, descarta los peligros de accidente por este concepto, así como también las necesidades de distancia doble de visibilidad. La distancia simple de visibilidad de acuerdo con las Normas es de 220 mts. para nuestro caso. El gráfico No. 6 de las mismas nos dá como valor de m el de 12.00 mts. del cual descontaremos: el semi-ancho de la calzada = 5.00 m.; el ancho de la berma = 1.00 mt.; el ancho de la cuneta = 1.00 mt.; y el despeje de talud, que a 1.30 de altura es de 0.60 m. Esta suma arroja un total de 7.60 mts. que restados de los 12 mts. nos queda 4.40 mts. con los cuales diseñamos la banquetta para visibilidad. Esta banquetta solo se ha proyectado en la curva No. 2 pues la No. 1 por ser en relleno tiene la visibi-

lidad necesaria. Se le ha dado una inclinación de más o menos 20% con el fin de facilitar la evacuación de aguas y de cualquier objeto que pudiese entorpecer la visibilidad. Se extiende del PC al PT en todo su ancho, muriendo de allí en forma lineal hacia el TE y el ET. Su ubicación es al lado interior de la curva.

2.02.16 - Perfil longitudinal.- Se ha hecho éste con las cotas de las estacas cada 20 mts.

Rasante : Consta de cuatro tramos cuyas longitudes varían entre 274 y 1480 mts. Las pendientes se mantienen por debajo de la máxima establecida en los datos siendo la mayor de 0.038, en un tramo de 480 mts. de longitud. Las pendientes de los tramos extremos son nada más que las necesarias para el drenaje por tratarse de zona lluviosa.

Curvas verticales : En las tres inflexiones de la rasante que separan los cuatro tramos mencionados arriba se ha colocado curvas verticales para bólicas. Las longitudes de éstas han sido determinadas por los gráficos Nos. 7 y 8 de las Normas. En la primera y tercera curva, por ser muy pequeña la inflexión, se ha aumentado la longitud dada por el gráfico a la mínima recomendada, o sea 80 mts. En la segunda se ha redondeado esta longitud a 440 a fin de tener igual número de estacas a ambos lados del vértice. Los puntos de la curva se han calculado por medio de la fórmula :

$$e' = t^2 \frac{d}{200 L}$$

e' = apartamiento
 t = Distancia al origen
 d = Diferencia de pendiente
 L = Longitud total

Los resultados obtenidos se muestran en el perfil longitudinal.

ESTABILIDAD DEL TERRENOCAPITULO 3

3.01 - Túneles.- En vista de tener alturas de corte grandes en el perfil longitudinal, se ha pensado en intercalar túneles en los sitios de mayor altura. Para este fin calcularemos la altura de la curva de empuje, que corrientemente se llama campana. Esta según Ritter es (Fig.3) :

$$h = \frac{b^2}{16 u}$$

en la que b es el eje menor de la elipse y u es la relación entre la cohesión del material y su peso específico. Para determinar b tenemos la fórmula :

$$b = \frac{d}{2} + A \cotg. \frac{90 + a}{2}$$

en la que d es el ancho del túnel, A es la altura y a el ángulo de reposo del material. Suponiendo el diseño provisional de la figura tenemos :

$$b = 7 + 8 \times 0.41 = 10.32 \text{ mts. } y$$

$$h = \frac{10.32^2}{16 \times 0.55} = 12.20 \text{ "}$$

que sumados a los 8 mts. supuestos de altura del túnel nos dá 20.20 como altura mínima de corte para poder reemplazar el corte cerrado sobre un túnel de las dimensiones propuestas, en tierra dura y conglomerado. Como no tenemos tanta altura de corte en este material no es posible esta solución.

En cambio en roca, entre las estacas 0+960 y 1+020 en que tenemos alturas de corte aproximadamente iguales a dos veces el ancho de la carretera se puede emplear esta solución, para lo cual haremos una comparación económica, en el capítulo pertinente.

3.02 - Taludes.- Sabemos que el ángulo de reposo de un material disminuye con la altura. Terzaghi da una fórmula para la altura crítica a que se puede llegar con un cierto ángulo :

$$H_c = N_s \frac{c}{d}$$

En la cual H_c es la altura crítica, c es la cohesión y γ el peso específico. N_s es el factor de estabilidad que depende del ángulo de inclinación del talud y que varía de 3.85 para taludes de 90° , a 8.36 para taludes de 0° . Estos valores se encuentran en un gráfico calculado por Fellenius. La cohesión y el peso específico varían considerablemente con cada material y aún en cada material según las circunstancias en que se encuentre. Por esto un cálculo efectivo de la verdadera inclinación que debe tener un talud dado solo puede lograrse después de varias observaciones experimentales con el material que se trata.

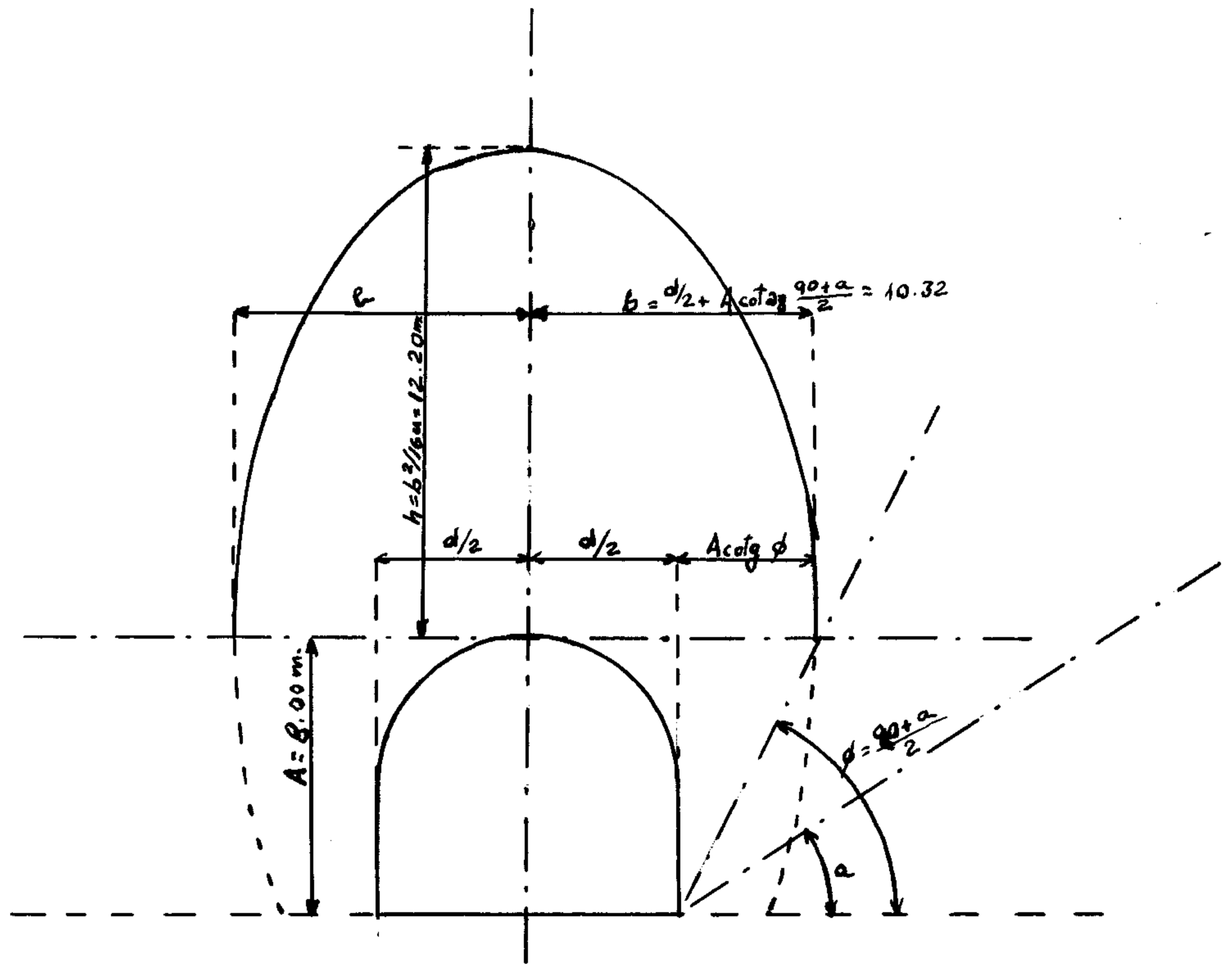


Fig. 3

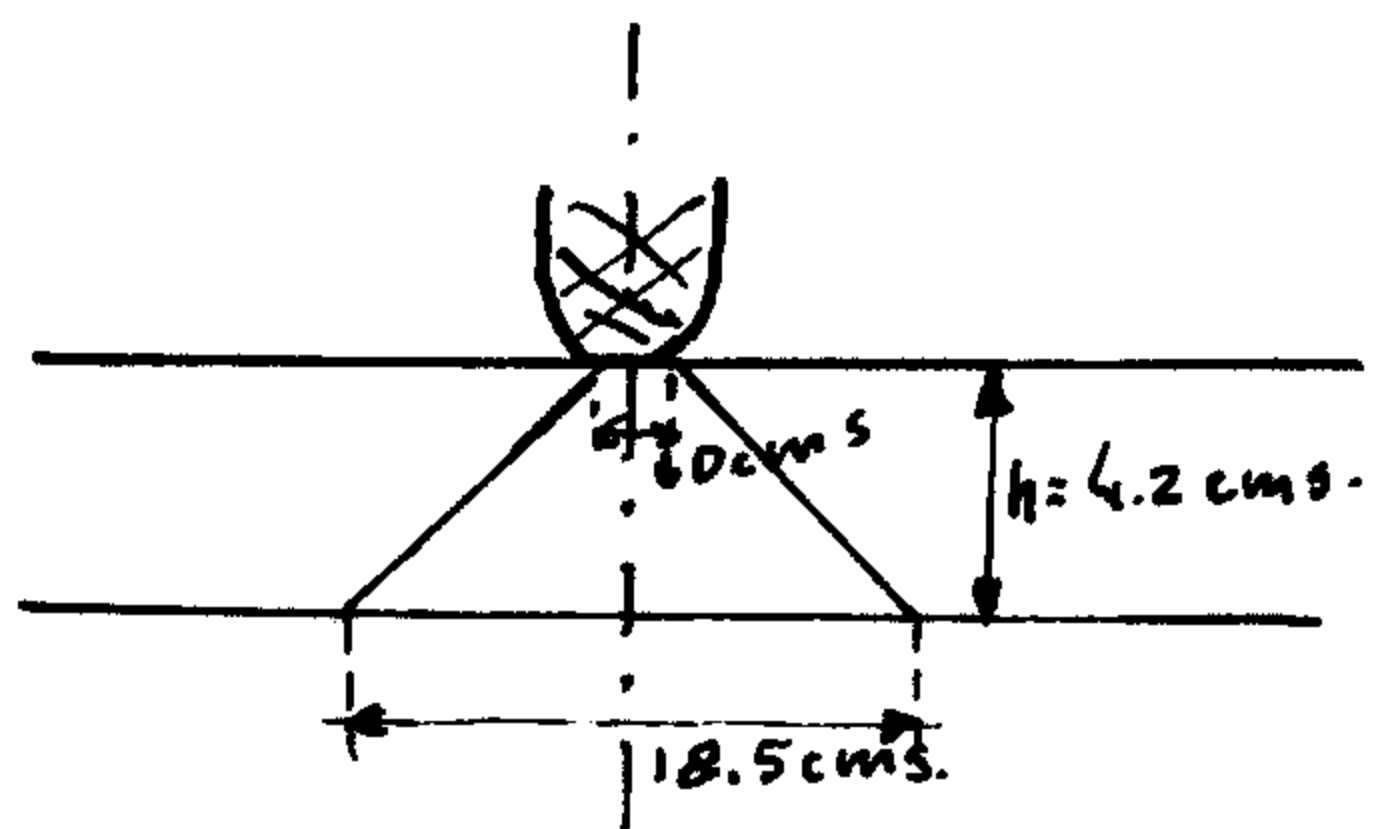


Fig. 3A.

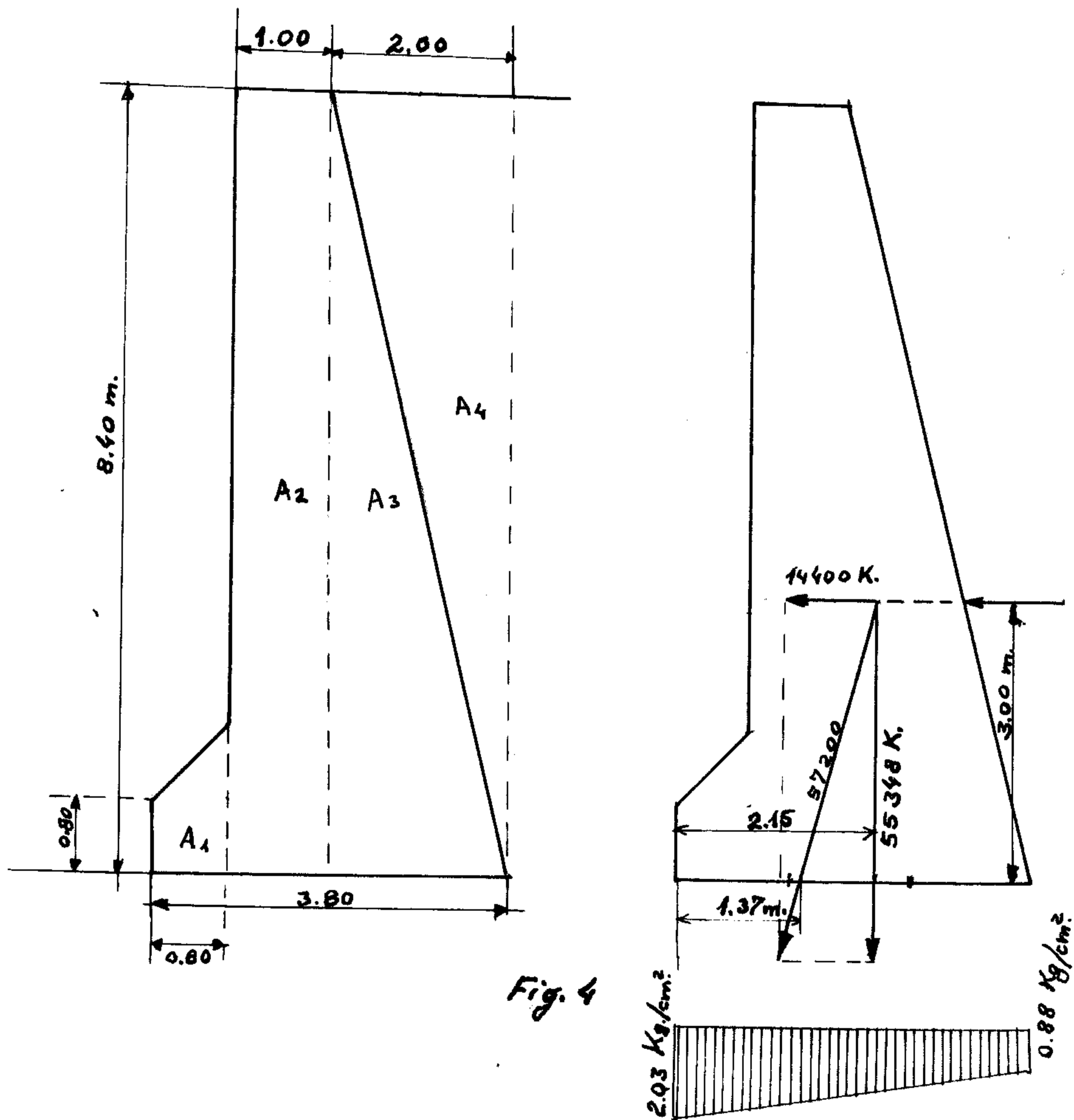


Fig. 4

DRENAJE Y ENCAUZAMIENTOCAPITULO 4

4.01.- Las depresiones mencionadas en el acápite 4º del capítulo I deberán ser drenadas por pasar el ramal "B" muy cerca de ellas.

4.02.- Las exigencias propias de una carretera de la categoría de la presente obligan a cruzar ambos rios, pues un rodeo para evitarlos resultaría imposible con el radio mínimo de que disponemos. Por otro lado este mayor gasto se encuentra ampliamente recompensado con la mayor seguridad y comodidad que se brinda a los usuarios, lo cual se traduce en economía por disminución de accidentes y por rapidez en el transporte.

4.03.- Se proveerán tajeas de tubería de concreto cada kilómetro para evacuación de las aguas de la cuneta interior.

4.04.- En los cortes se ubicarán cunetas colectoras, también llamadas de guarda, en la parte superior de los taludes interiores, con el fin de evitar la erosión y posible derrumbe de éstos.

4.05.- En ambos puentes habrá que proveer encuazamiento del río, aguas arriba de las obras mencionadas. En el primero para enderezar un recodo que amenaza el estribo izquierdo del puente y en el segundo para proteger los riellos del afluente que baja de la margen derecha y paralelamente al trazo.

ESTUDIO DEL PAVIMENTOCAPITULO 5

Un pavimento consta de tres partes :

La sub-base o sub-rasante
La base o afirmado
La superficie de rodadura

5.01.- La sub-base.- En la zona de Tierra Dura y Aluvión Moderno, habrá que mejorar ésta por medio de la compactación, además del drenaje que ya se ha indicado. Por la compactación mecánica, las partículas del material son obligadas a acomodarse, expulsando el aire y disminuyendo su capacidad de absorber agua y comprensibilidad, aumentando por tanto su resistencia.

La compactación se logra humedeciendo el material y luego rodillándolo con pata de cabra, desde los bordes hacia el centro. La cantidad de agua se determina por la prueba de Proctor, que consiste en buscar la cantidad de agua que da a una muestra de suelo la mejor combinación de densidad y resistencia a la penetración.

Se termina la operación borrando las huellas de pata de cabra con una sercha y pasando luego un rodillo cilíndrico.

A veces es necesario mezclar materiales antes de la compactación, así en terrenos arcillosos se les agrega cierta proporción de arena y en terrenos arenosos cierta proporción de arcilla.

Para nuestro caso usaremos en la compactación 20 lts. de agua por m².

5.02 - Afirmado.- Es la estructura encargada de transmitir las presiones ejercidas sobre la superficie, a la sub-base. En nuestro caso, que tenemos una sobre-carga de 5000 kg. la presión sobre una de las ruedas traseras será:

$$\frac{5000}{2} \cdot \frac{2}{3} = 1666 \text{ kg.}$$

esta presión se ejerce sobre la superficie de contacto de la llanta, que se puede determinar experimentalmente, pero que aproximadamente supondremos de 150 cms.^2 . La presión unitaria será:

$$\frac{1666}{150} = 11.1 \text{ kg/cm}^2.$$

Como tenemos tres clases de suelos, cuyas resistencias son:

Tierra dura y rellenos compactados	6	kg/cm ² .
Roca dura	30	"
Conglomerado	6	"

vemos en primer lugar que para la roca no es necesario ningún espesor de cimentación. Para los otros materiales tendremos:

Suponiendo que el área de la superficie sea un rectángulo de $10 \times 15 \text{ cms.}$ y que las presiones se transmiten en un ángulo de 45° , el área en la parte inferior del firme sería $(10+2h)$ $(15+2h)$ siendo h la altura. Y el equilibrio de las presiones sería:

$$1666 = (10+2h) (15+2h) 6$$

Efectuado el producto tenemos

$$24 h^2 + 348 h - 476 = 0$$

$$\text{ó } 6 h^2 + 87 h - 119 = 0$$

Resolviendo y despreciando la solución negativa.

$$h = 1.29 \text{ cms.}$$

Espesor muy pequeño que resultaría impracticable, por lo que tomaremos un espesor definitivo de 10 cms. con lo que estaremos a cubierto de los impactos u otros esfuerzos imprevistos que puedan producirse. Usaremos grava, con 20% de arcilla como ligante, debidamente mezclado y compactado con agua y rodillo.

5.03 - Superficie de rodadura. - Elegiremos el asfalto por su alto coeficiente de fricción que brinda mayor seguridad en las curvas y paradas de emergencia. Y también por su facilidad de obtención por ser un producto nacional.

De las diferentes maneras de aplicar el asfalto escogeremos el concreto asfáltico preparado en frío por ser el que exige menos equipo especial y porque es el recomendado para tráfico frecuente.

Usaremos piedra chancada de 3/4", mezclada con arena en la proporción 1:2 y 5.2% de asfalto. (Este porcentaje es del peso). Como capa impermeabilizante usaremos una imprimación con asfalto MC-0 a la superficie del firme, por medio de tanques distribuidores a razón de 1.5 lts. por m². y a la temperatura de 50°. Una vez seco este asfalto (24 horas) se extenderá la capa de mezcla a un espesor de 30% mayor que el diseñado a fin de obtener éste después del rodillado. La mezcla debe distribuirse uniformemente por medio de palas y rastrillos o mejor por pavimentadoras mecánicas para conseguir una superficie tersa, así como un espesor uniforme.

Luego se rodillará con rodillo tipo tandem de 8 toneladas, empezando de los bordes y terminando al centro.

Por último se aplicarán dos sellos, uno con piedra de 1/8" y el último con arena. La cantidad de piedra será de 20 lts/ m². y se aplicará sobre un riego de asfalto RC-1 de 1 lt/m².

OBRAS DE ARTECAPÍTULO 66.01.- Muros.-

6.01.01 - Generalidades.- Se emplearán muros de sostenimiento en los sitios, longitudes y alturas indicadas en el siguiente cuadro :

Muro	Ubicación	Longitud	Alt. Max.
M1.	1 ¹ 118 á 1 ¹ 183	65.00 m.	8.40 m.
M2.	1 ¹ 558 á 1 ¹ 622	64.00 m.	5.80 m.
M3.	1 ¹ 770 á 1 ¹ 810	40.00 m.	5.40 m.
M4.	1 ¹ 930 á 2 ¹ 006	76.00 m.	5.00 m.

Estos muros se harán de albañilería de piedra, por considerar que este material lo tenemos a la mano y es por tanto el más barato.

6.01.02 - Diseño.- Calcularemos las dimensiones del M1. y M3. que consideramos como tipo.

Tipo M1. (Fig.4).-

La altura máxima es de 8.40 mts., a la cual tendremos que agregar una altura equivalente a la sobre-carga.

Para cargas concentradas paralelas al muro, siendo 10880 la carga sobre el eje trasero y 1.83 el ancho de huella, tendremos que la carga por metro será:

$$\frac{10880}{1.83} = 5950 \text{ k.}$$

y siendo 4.26 la separación entre ejes y 1600 k/m³. la densidad del material, la altura equivalente a esta carga será:

$$h' = \frac{5950}{4.26 \times 1600} = 0.87 \text{ mts.}$$

Consideremos el perfil de la figura 4 y comprobemos su estabilidad.

El empuje del terreno es: $E = 0.5 w h (h + 2h')$ k. Asumiendo el ángulo de reposo igual a 40° por tratarse de relleno, tendremos para $k = 0.22$. Y

$$E = 0.5 \times 1600 \times 8.4 (8.4 + 2 \times 0.87) 0.22 = 14900 \text{ K.}$$

Aplicado a

$$d = \frac{h \frac{1}{3} + \frac{3h^2}{2h^2}}{h \frac{1}{3} + \frac{3h^2}{2h^2}} \frac{h}{3} = \frac{8.4 \frac{1}{3} + \frac{3 \times 0.87}{2 \times 0.87}}{8.4 \frac{1}{3} + \frac{3 \times 0.87}{2 \times 0.87}} \frac{8.4}{3} = 3.04 \text{ m.}$$

sobre la base.

El momento de volteo será:

$$14900 \times 3.04 = 45400 \text{ Kgm.}$$

Para el momento de estabilidad, dividiendo la figura en las partes que se indica en el siguiente cuadro:

Sector	Volumen	Densidad	Peso	Brazo	Momento
A1	0.80 x 0.80	2400	1538	0.40	615
A2	8.40 x 1.00	2400	20200	1.30	26300
A3	8.40 x 2.00/2	2400	20200	2.46	49700
A4	8.40 x 2.00/2	1600	<u>13410</u>	<u>3.14</u>	<u>42600</u>
Total			<u>55348</u>		<u>119215</u>

La distancia al borde exterior a que actúa esta fuerza será:

$$\frac{119215}{55348} = 2.15 \text{ mts.}$$

El factor de seguridad al volteo será:

$$\frac{119215}{43200} = 2.76$$

es bueno por ser mayor que 2 que se considera como mínimo aceptable.

Resultante del peso y el empuje del terreno:

$$R = 55348^2 + 14400^2 = 57200 \text{ K.}$$

que cortará a la base a una distancia

$$\frac{3.04 \times 14400}{55348} = 0.79 \text{ m. de la fuerza vertical.}$$

o sea, a $2.15 - 0.79 = 1.36$ m. del borde exterior.

El tercio de la base es $3.80 / 3 = 1.26$ m. luego R cae dentro del tercio central.

Tipo M3 (Fig.5).-

En este caso por tener relleno por encima del nivel superior del muro el valor de la constante k aumenta a 0.36 y tenemos:

$$E = 0.5 \times 1600 \times 5.40^2 \times 0.36 = 8410 \text{ K.}$$

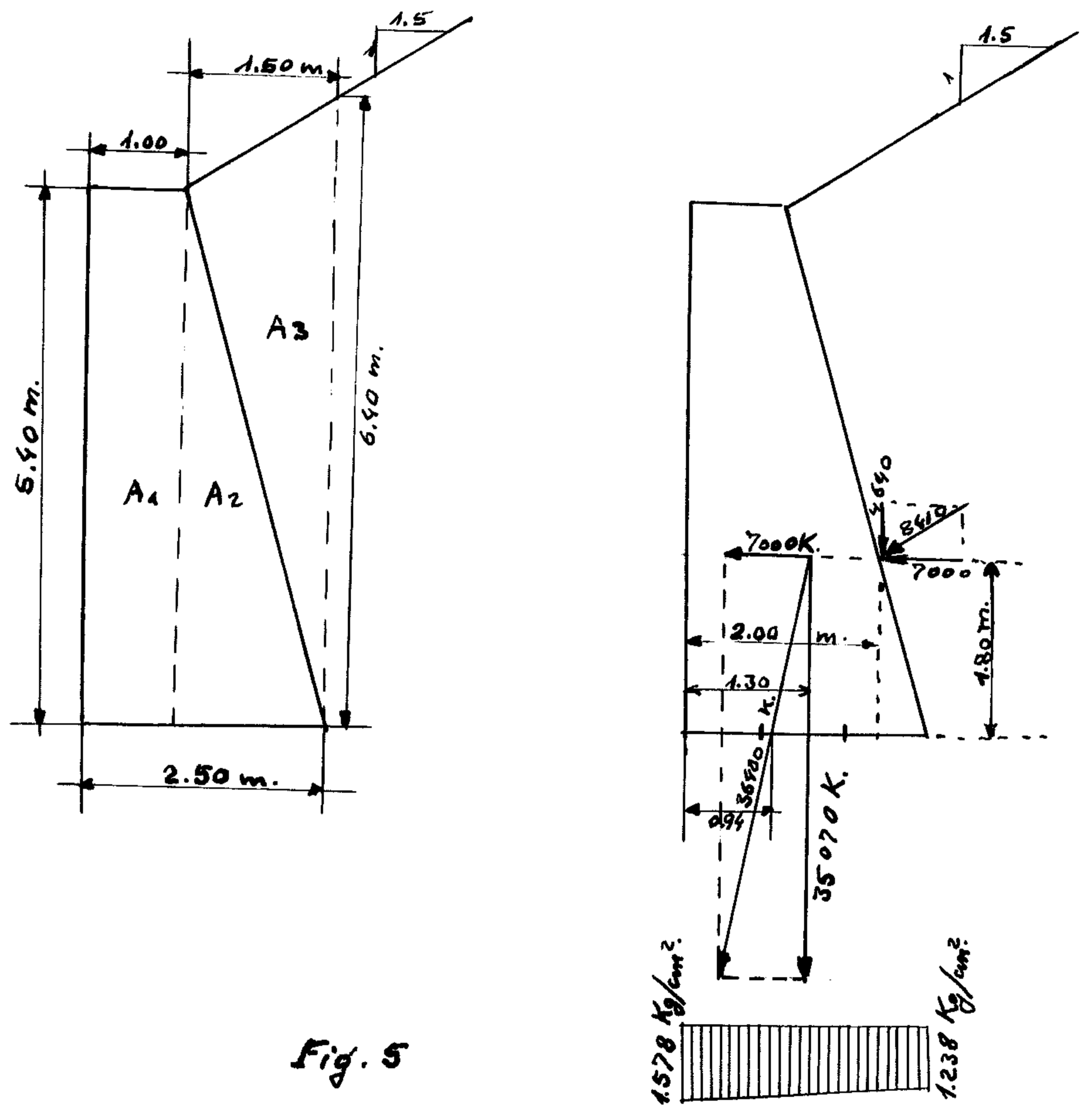


Fig. 5

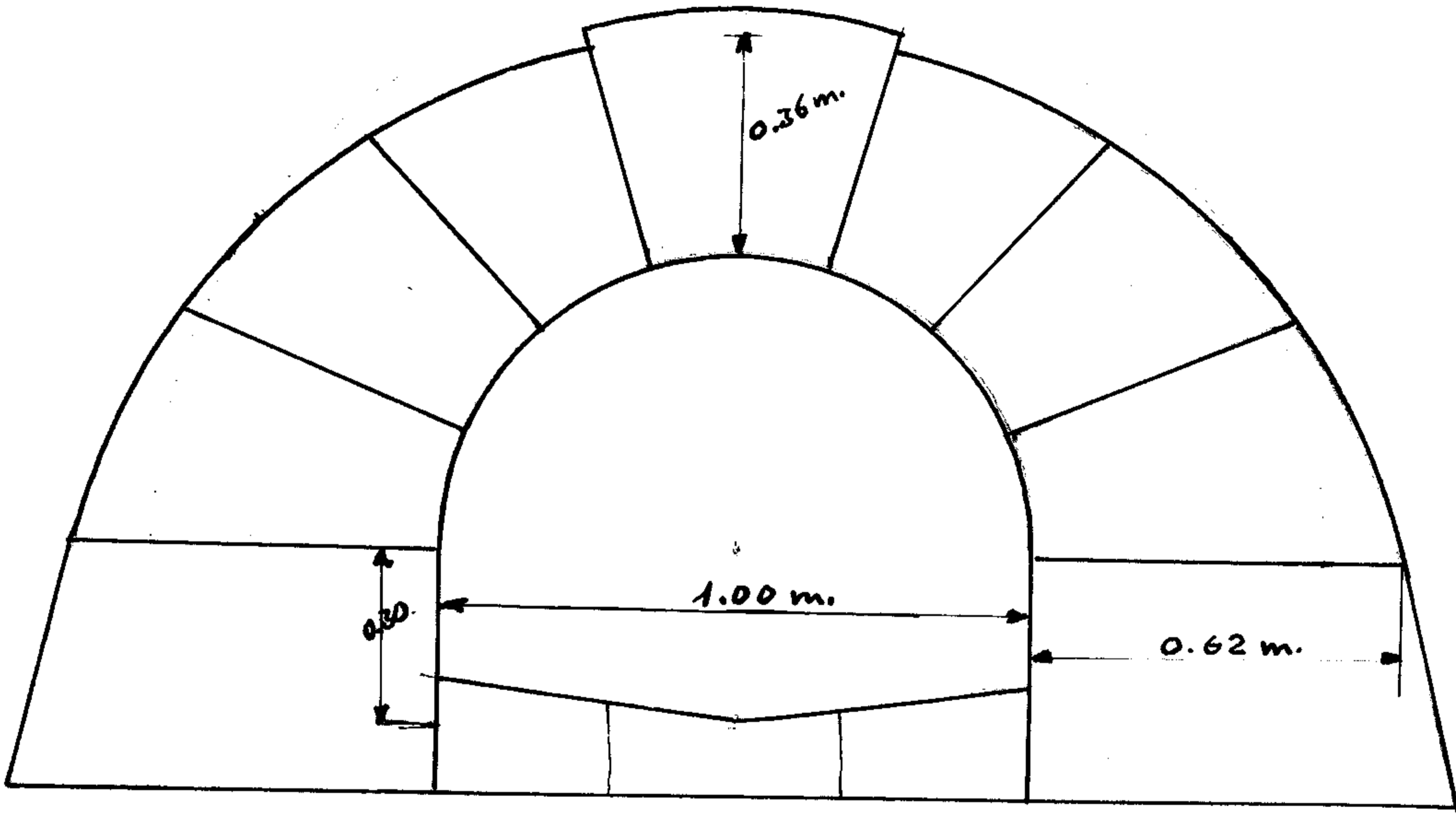


Fig. 6

aplicado a un tercio de la altura y en la dirección de la inclinación del relleno que en este caso es de 1:1.5

$$\operatorname{tg} a = \frac{1}{1.5} = 0.667; a = 33^{\circ}40'; \cos a = 0.832;$$

$$\operatorname{sen} a = 0.552$$

y la componente horizontal será:

$$8410 \cos a = 8410 \times 0.832 = 7000 \text{ K.}$$

y la vertical:

$$8410 \operatorname{sen} a = 8410 \times 0.552 = 4640 \text{ K.}$$

Momento de volteo:

$$7000 \times \frac{5.40}{3} = 12600 \text{ kg.}$$

Momento de estabilidad:

Sector	Volumen	Densidad	Peso	Brazo	Momento
A1	1.00 x 5.40	2400	13000	0.50	6500
A2	1.50 x 40/2	2400	9750	1.50	14620
A3	6.40 x 50/2	1600	7680	2.00	15360
Comp. Vert. del empuje			<u>4640</u>	<u>2.00</u>	<u>9280</u>
			35070		45760

La distancia de la componente vertical del empuje al borde exterior sobre el cual se toman los momentos es de:

$$2.50 = \frac{1.80 \times 1.50}{5.40} = 2.50 - 0.50 = 2.00 \text{ m.}$$

La distancia de la resultante de las fuerzas verticales al borde exterior es de:

$$\frac{45760}{35070} = 1.30 \text{ m.}$$

Factor de seguridad al volteo:

$$\frac{45760}{12600} = 3.62$$

Resultante de las fuerzas verticales y el empuje del terreno:

$$R = 7000^2 + 35070^2 = 36400 \text{ K, que corta a la base á } \frac{7000}{35070} \times 1.80 = 0.36 \text{ m. de la vertical, o}$$

$$\operatorname{sea} a \ 1.30 = 0.36 = 0.94 \text{ m. del borde exterior.}$$

El tercio de la base es $2.50/3 = 0.83$ m. lo que quiere decir que la resultante cae dentro del tercio central.

Resbalamiento.- Tomaremos como coeficiente de fricción 0,65 el factor de seguridad deberá ser mayor que 1.5 para M1.

La fuerza resistente será $55348 \times 0.65 = 36000$

El factor de seguridad $\frac{36000}{14900} = 2.41$

Para M3.

La fuerza resistente $35070 \times 0.65 = 22800$

El factor de seguridad $\frac{22800}{7000} = 3.26$

Máxima presión sobre el terreno.-

Para M1.

Aplicamos la fórmula: $p = P \left(1 \pm \frac{6e}{b}\right)$ y tenemos

$$p = \frac{55348}{380 \times 100} \left(1 \pm \frac{6 \times 25}{680}\right) = 1.458 \left(1 \pm 0.395\right)$$

$$p_1 = 1.458 \times 1.395 = 2.03 \text{ kg/cm}^2.;$$

$$p_2 = 1.458 \times 0.605 = 0.88 \text{ kg/cm}^2.$$

Para M3.

$$p = \frac{35070}{250 \times 100} \left(1 \pm \frac{6 \times 5}{5}\right) = 1.405 \left(1 \pm 0.12\right)$$

$$p_1 = 1.405 \times 1.12 = 1.578 \text{ kg/cm}^2.;$$

$$p_2 = 1.405 \times 0.88 = 1.238 \text{ K/cm}^2.$$

Esfuerzos que están muy por debajo de la resistencia del terreno.

- - - - -

6.02 - ALCANTARILLAS.-

6.02.01 - Tajetas.- En el tramo principal no existe ningún curso de agua secundario y solo hemos considerado pequeñas tajetas colocadas cada kilómetro para desaguar la cuneta interior. Estas tajetas serán tubos de concreto reforzado que por su poca importancia no merecen un cálculo especial y tomaremos para ellos las características consignadas en el curso de Puentes del Ing. Quiroga para estos casos :

Diámetro 0.61 m.; Espesor 8 cms.; Area de Acero
1.38 cm²/m.

Digamos 5 varillas de 1/4".

6.02.02 - Alcantarillas (Fig.6).- Para el ramal en las tres alcantarillas proyectadas, en el ramal por la poca cuenta colectora de los posibles cursos de agua a que servirán éstas, les asignaremos una luz de 1 mt. y las proyectaremos de piedra labrada por ser el mejor material disponible. Para esta pequeña luz y tratándose de material adoptado la forma más conveniente será la de arco de medio punto, para dimensionar el cual será suficiente la aplicación de las fórmulas para perfiles de ensayo.

Para el espesor en la clave, según la fórmula de Leveillé:

$$e = 0.33 \pm 0.33 L = 0.33 \pm 0.033 \times 1.00 = 0.363 \text{ m.}$$

y para el espesor en los arranques, según Lesquiller:

$$E = \sqrt{L} (0.60 \pm 0.04 h) = 0.612 \text{ m.}$$

en que h es la altura del estribo que tomamos = 0.30

- - - - -

6.03 - CALCULO DEL PUENTE TIPO

6.03.0. - Especificaciones generales.- Puente de concreto armado de 30 mts. de luz, de tres vías, con la rasante de seis metros por encima del nivel de aguas máximas.

- Peso propio.- 2400 kg/m³.

- Sobre-carga.- Se ha calculado para el paso de camiones tipo H-15, con un peso total incluida la carga de 13600 kg. y cuyas características son las que se muestran en la Fig. 7.

Sobre las veredas se considerará una carga de peatones de 350 kg/m². uniformemente repartida y sin impacto.

Sobre el pasamano de la baranda una fuerza vertical de 150 kg/m. y simultáneamente un empuje horizontal hacia afuera de 220 kg/m.

El borde superior del sardinel está sujeto a un empuje horizontal de 440 kg/m. (A.A.S.H.O.).

- Impacto.- El porcentaje de impacto se ha calculado por la fórmula:

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

en la que L = long. del miembro considerado.

- Material.- Concreto de proporción 1:2:4 en peso, con no más de 28 litros por saco de cemento de 42.5 Kg. que dé a los 28 días una carga de rotura por compresión $f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$.

Las cargas de trabajo de este concreto de acuerdo con el reglamento de 1947 del Instituto Americano del Concreto, son:

A la compresión por flexión: $0.45 f'_c = 63 \text{ Kg/cm}^2$.

Al corte:

Sin estribos ni barras dobladas con anclaje especial:

$$0.03 f'_c = 4.2 \text{ K/cm}^2.$$

Con refuerzo en el alma y anclaje ordinario:

$$0.06 f'_c = 8.4 \text{ K/cm}^2.$$

Con refuerzo en el alma y anclaje especial:

$$0.12 f'_c = 16.8 \text{ K/cm}^2.$$

Adherencia:

Para barras corrugadas con gancho en vigas y losas:

$$0.075 f'_c = 10.5 \text{ K/cm}^2.$$

- Refuerzo.- Barras redondas de acero dulce, corrugadas de grado estructural con carga de trabajo a tensión de 1260 K/cm^2 . en la armadura principal y de 1125 K/cm^2 . en el refuerzo del alma.

Todas las barras se anclarán en zona de compresión y llevarán su gancho standard.

- Elección del tipo de puente.- Considerando la luz a cubrir, la no conveniencia de dos o más tramos dadas las características del cauce en el punto de cruce y la obligada altura de la rasante, que de hecho descartan los pilares de mampostería y evitando en fin las dificultades de fundación de un puente de marco rígido, resulta la solu-

ción más adecuada la de un puente en arco de tablero superior, máxime que se dispone de un excelente terreno para la cimentación de los estribos, obteniéndose así en nuestro caso una estructura muy segura, bastante económica y de agradable aspecto.

- Disposición constructiva.- Dada la pequeña luz del puente usaremos una bóveda parabólica y contando con excelente terreno de fundación, empotrada en sus extremos. La bóveda tendrá 30 mts. entre centros de arranque con una flecha de 5 mts.

El tablero constituido por una losa continua con su refuerzo principal en la dirección del tráfico. El enlace del tablero al arco se efectuará por medio de tabiques transversales, excepto en los 7 mts. centrales en los cuales el tablero se apoyará directamente sobre el trasdós.

6.03.02 - CALCULO DEL TABLERO.-

- Momentos.- Losa continua con tramos de 3 mts. entre centros de apoyo. Refuerzo principal paralelo al tráfico.

De acuerdo con las Normas Standard para puentes de carretera de la A. A. S. H. O.

$$M = \pm 0.2 \frac{P}{E} S$$

(Se asume que el máximo positivo al centro iguala al máximo negativo sobre los apoyos).

$$S = \text{luz efectiva entre cargas de apoyo} = 2.75 \text{ mts.}$$

$$E = \text{ancho de la losa que soporta la carga} \\ (\text{efectivo}) = 0.175 S + 0.96 \text{ ó}$$

$$E = 0.175 \times 2.75 + 0.96 = 1.44$$

$$P = \text{carga de una rueda} = 5440 \text{ K (Rueda trasera del H-15)}$$

$$\text{Momento de la sobre-carga} = \pm 0.2 \frac{5440}{1.44} 2.75 = 2080 \text{ Kg/m.}$$

$$\text{Impacto} - \frac{50}{3.28 \times 2.75 + 125} = 0.37; 0.37 \times 2080 = 770 \text{ ''}$$

$$\text{Peso propio: } \begin{array}{l} 5 \text{ cm. de pavimento } 120 \text{ K/m}^2 \\ 25 \text{ '' '' losa } 600 \text{ ''} \\ w = \frac{720 \text{ K/m}^2}{10} \end{array}$$

$$\text{Mom. del peso propio} - \frac{w l^2}{10} = \frac{720 \times 2.75^2}{10} = 545 \text{ ''}$$

Total	3395 kg/m.
-------	------------

MOMENTO DE DISEÑO = 3400 Kg/m.

- Altura útil necesaria:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} \quad M = 3400 \text{ kg/m.} \\ K = 11.57 \quad (f_c = 63; f_s = 1260; n = 15)$$

$$d = \sqrt{\frac{3400}{11.57}} = \sqrt{293} = 17.12 \text{ cm.}; 17.12 + 5 \\ \text{recubr.} = 22.1 \text{ cm. de espesor}$$

ADOPTAREMOS UN ESPESOR TOTAL DE 25 CMS. PARA LA LOSA.-

- Refuerzo principal:

$$\frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{340000}{1260 \times 0.857 \times 21} = 15 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Cada barra de } 5/8" = 1.98 \text{ cm}^2.$$

COLOCAREMOS 8 Ø DE 5/8" POR METRO DE LOSA.-

O lo que es lo mismo barras de 5/8" separadas 12.5 cm. de centro a centro.

- Acero transversal de distribución.-

$$\text{El porcentaje de refuerzo transversal será } \frac{100}{\sqrt{5 \times 3.28}}$$

(A. A. S. H. O.)

$$\frac{100}{\sqrt{3.28 \times 2.75}} = 33\% \text{ ó sea } 5.22 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

pondremos de 3/8" también a 12.5 cm. de c.c.

- Esfuerzo cortante y adherencia.- Las losa diseñadas para momentos con las fórmulas anteriores satisfacen los requisitos de corte y adherencia. Según A. A. S. H. O.

- Disposición de la armadura.- Sobre los apoyos (paredes) se formará la armadura superior de 8 Ø de 5/8", cuatro doblados de la armadura inferior y otros cuatro fierros rectos que irán por toda la cara superior de la losa. Las barras se doblarán alternativamente.

El refuerzo de distribución normal al anterior irá adosado a la armadura del fondo de la losa, en la zona entre apoyos y a la armadura negativa en la zona de empotramiento.

6.03.03 - VIGA SARDINEL.-

Generalidades.- Se calcularán vigas longitudinales extremas

en todas las losas que tienen refuerzo paralelo al tráfico". (A. A. S. H. O.)

Consistirán en nuestro caso de sardineles reforzados los cuales soportarán a su vez el voladizo de las veredas.

Asumiendo la viga sardinel de 30 cms. de ancho y 50 cms. de altura tenemos:

- Cargas y momentos.-

Carga permanente:

Peso propio viga sardinel 360 K/m.

"	"	vereda	200	"
"	"	baranda	<u>40</u>	"
		w =	600	"

Momento debido al p. p.:

$$\frac{wl^2}{10} = \frac{600 \times 3^2}{10} = 540 \text{ kgm.}$$

Sobre-carga de peatones sobre la vereda:

$$(350 \text{ k/m}^2 \times 0.65 \times 1.00)$$

Sobre-carga vertical sobre la baranda:

$$w = \frac{\frac{227 \text{ K/m.}}{150} \text{ "}}{377 \text{ K/m.}}$$

uniformemente repartida.

Momento de la sobre-carga:

$$M = \pm \frac{wl^2}{10} = \frac{377 \times 3^2}{10} = 340 \text{ Kgm.}$$

La viga sardinel además debe resistir un momento de sobre-carga móvil de 0.10 PS (A.A.S.H.O.).

$$M = 0.10 \times 5440 \times 2.75 = 1496 \text{ Kgm.}$$

Impacto:

$$14.96 \times 0.3 = 450 \text{ Kgm.}$$

Resumiendo, tenemos los siguientes momentos:

Carga permanente	540	Kgm.
Sobre-carga vereda y baranda	340	"
Sobre-carga móvil	1496	"
Impacto	<u>450</u>	"
	2826	Kgm.

- Altura útil necesaria:

$$d = \sqrt{\frac{M}{k_b}} = \sqrt{\frac{282600}{11.57 \times 30}} = 28.4; 28.4 + 5 \text{ recub.} = 33.4$$

La altura asumida de 50 cms. es de necesidad constructiva, pues es igual a: 25 cms. de la losa, + 5 cms. de pavimento, + 20 cms. de altura del sardinel. Por tanto dejaremos así su altura, con lo que absorbemos los pequeños momentos de torsión que puedan producirse por acción del voladizo de la vereda.

- Area de acero:

$$\frac{282600}{1260 \times 0.857 \times 44} = 5.95 \text{ cm}^2.$$

Colocaremos 5 \emptyset de 1/2" (6.30 cm².) disponiéndolos como los fierros de la losa, de modo que haya también 5 \emptyset en los apoyos, dos doblados de la armadura positiva y tres continuos a todo lo largo de la viga como armadura superior.

- Estribos.- Es muy pequeño el corte en la viga sardinel desde que no resiste directamente ninguna rueda. Deberán disponerse sin embargo estribos a 25 cms. en toda la longitud de la viga por necesidad constructiva y para impedir el pandeo de la armadura longitudinal superior por compresión.

Comprobaremos el esfuerzo de corte:

Reacción carga permanente y peso propio: $wl = \frac{600 \times 3}{2} = 900 \text{ K}$

Sobre-carga vereda y baranda (377 K/m.) = $1/2 \times 377 \times 3 = 566 \text{ K}$.

El efecto de continuidad es nulo puesto que suponemos los momentos iguales.

Tenemos además una sobre-carga que produce momentos 0.10 PS en el centro y sobre las paredes.

Hallaremos la reacción correspondiente:

Mom. al centro - $R_1 \times 1/2 l$ - Mom. empotram.

En nuestro caso $M_{\text{centro}} = M_{\text{emp.}}$ y $R = \frac{2M}{1/2 l}$

$$\text{ó } R = \frac{2 \times 0.10 \text{ PS}}{1.5} = \frac{2 \times 1496}{1.5} = 2000 \text{ K}.$$

Considerándole un 30% adicional por impacto :

$$1.3 \times 2000 = 2600 \text{ K.}$$

En total tenemos : $900 \pm 566 \pm 2600 = 4066 \text{ K.}$

$$\text{Esfuerzo unitario de corte} = \frac{4066}{30 \times 0.857 \times 44} = 3.6 \text{ K/cm}^2.$$

para el cual no es necesario estribos.

6.03.04 - VOLADIZO.-

- Cargas y momentos (Fig.8).-

Momentos en la sección de empotramiento. Esta con la pequeña cartela, tiene 20 cms. de altura.

Por faja de voladizo de un metro.

Vereda (240 K/m.)

$$M = 240 \times \frac{85}{2} = - 10200 \text{ Kg/cm.}$$

Baranda metálica (40 K/m)

$$M = 40 \times 85 = - 3400 \text{ Kg/cm.}$$

Sobre-cargas :

Peatones (350 K/m²). Lo consideraremos solo sobre los 70 cms. que vuelan $0.70 \times 350 = 245 \text{ K/m.}$

$$M = 245 \times \frac{85}{2} = - 10400 \text{ Kg/cm.}$$

Empuje horizontal contra el sardinel : (440 K/m.)

$$M = 440 \times 20 = - 8800 \text{ Kg/cm.}$$

Sobre-carga vertical sobre la baranda :

$$M = 220 \times 85 = - 18700 \text{ Kg/cm.}$$

Empuje horizontal contra la baranda

$$M = 220 \times 110 = - 24200 \text{ Kg/cm.}$$

En total :

Vereda p. p.	10.200
Baranda p. p.	3.400
Sobre-carga peatones	10.400
Empuje contra sardinel	8.800
Empuje contra baranda	24.200
S. c. vert. baranda	<u>18.700</u>

75.700 Kg/cm.

- Altura útil necesaria :

$$d = \sqrt{\frac{75700}{11.57 \times 100}} = 8.1 \text{ cms. ; } 8.1 \pm 5 \text{ recubr.} = 13.1 \text{ cms.}$$

Tomaremos como altura la diseñada o sea 15 cms. y altura útil 11 cms.

- Area de acero :

$$\frac{75700}{1260 \times 0.857 \times 11} = 7 \text{ cm}^2.$$

Se pueden colocar 8 fierros de 3/8" 125 cm. c. c.

6.03.05 - CALCULO DE LAS PAREDES TRANSVERSALES.-

- Rigideces relativas.- Teniendo la losa y los tabiques transversales 25 cms. de espesor, tomando fajas de ambas de 1 m. de ancho y despreciando el acero, sus momentos de inercia serán iguales y sus rigideces serán inversamente proporcionales a las luces.

En la Fig. 9 se muestran los valores relativos de estas rigideces. En el tramo A-B se ha tomado los 3/4 del valor porque tiene un extremo apoyado.

- Cálculo de la pared D.- Es el más rígido y por tanto es el que más trabaja. Considerando sobre-cargado el tramo C-D y descargado el contiguo D-E. (losa).

Tramo C-D - (Fig.10).-

$$\text{Mom. sobre-carga} - 0.2 \frac{P}{E} S = 2.080 \text{ Kg.}$$

$$\text{Impacto} = 770 \text{ "}$$

$$\text{Carga permanente} = \underline{550 \text{ "}}$$

$$3.400 \text{ Kg.}$$

en la cara a-a del tabique.

Tramo D-E.-

$$\text{Carga permanente} \quad 550 \text{ Kg. (cara b-b)}$$

Esfuerzos cortantes.

Sobre-carga e impacto (M - 2850)

$$\text{Como para la viga sardinel } R^{3/2} = 2 \times 2850$$

$$R = 3800 \text{ K}$$

$$\text{Carga permanente (720 K/ m}^2) \quad R = 720 \times 1.5 = 1080 \text{ K.}$$

(por tramo)

Por consiguiente el corte en a-a es :

$$3800 + 1080 = 4880 \text{ K.}$$

$$\text{y en b-b} \quad = 1080 \text{ K.}$$

Momentos en el nudo.-

Transladando los momentos y fuerzas al eje:

$$M = - 3400 - 4880 \times 0.125 + 550 + 1080 \times 0.125 = - 3325 \text{ Kg.}$$

$$\text{Fuerza normal en el eje} = 4880 + 1080 = 5960 \text{ K.}$$

Distribuyendo este momento entre el tramo descargado y el tabique de acuerdo a sus rigideces; al tabique corresponderán $\frac{3}{3+1}$ (3325) = 2494 y a la losa descargada 831 Kg.

En resumen, para esta hipótesis de carga, tenemos en la cabeza de la pared $M = 2500 \text{ Kg.}$ y $N = 5960 \text{ K}$ (flexión compuesta).

Ahora, cargando un eje trasero directamente sobre la pared, tendríamos una comprensión centrada por metro de tabique de $10880/3.05 = 3560 \text{ K.}$

Usando la carga uniformemente repartida equivalente y cargando los dos tramos de losa contiguos, la comprensión sería de:

$$\frac{715 \times 3 + 8850}{3.05} = 3600 \text{ K.}$$

y para esta hipótesis de carga tendríamos:

sobre-carga	3.600
impacto	1.080
peso propio	<u>2.160</u>

Total 6.840 K. en el eje

Esfuerzos de trabajo. - Para la primera hipótesis que es la más desfavorable $M = 2500 \text{ Kg.}$ $N = 5960 \text{ K.}$

$$\text{excentricidad} = \frac{2500}{5960} = 0.42 \text{ m. } h/e = 0.6$$

Reforzando simétricamente la pared con 1% (1/2% en cada cara) con un recubrimiento de 1-1/2" (3.75 cm.)

$$d'/h = 0.15 \quad p = 0.005 \quad p_n = 15 \times 0.005 = 0.075$$

Del diagrama A-17a de Shutherland (Reinforced Concrete Design).

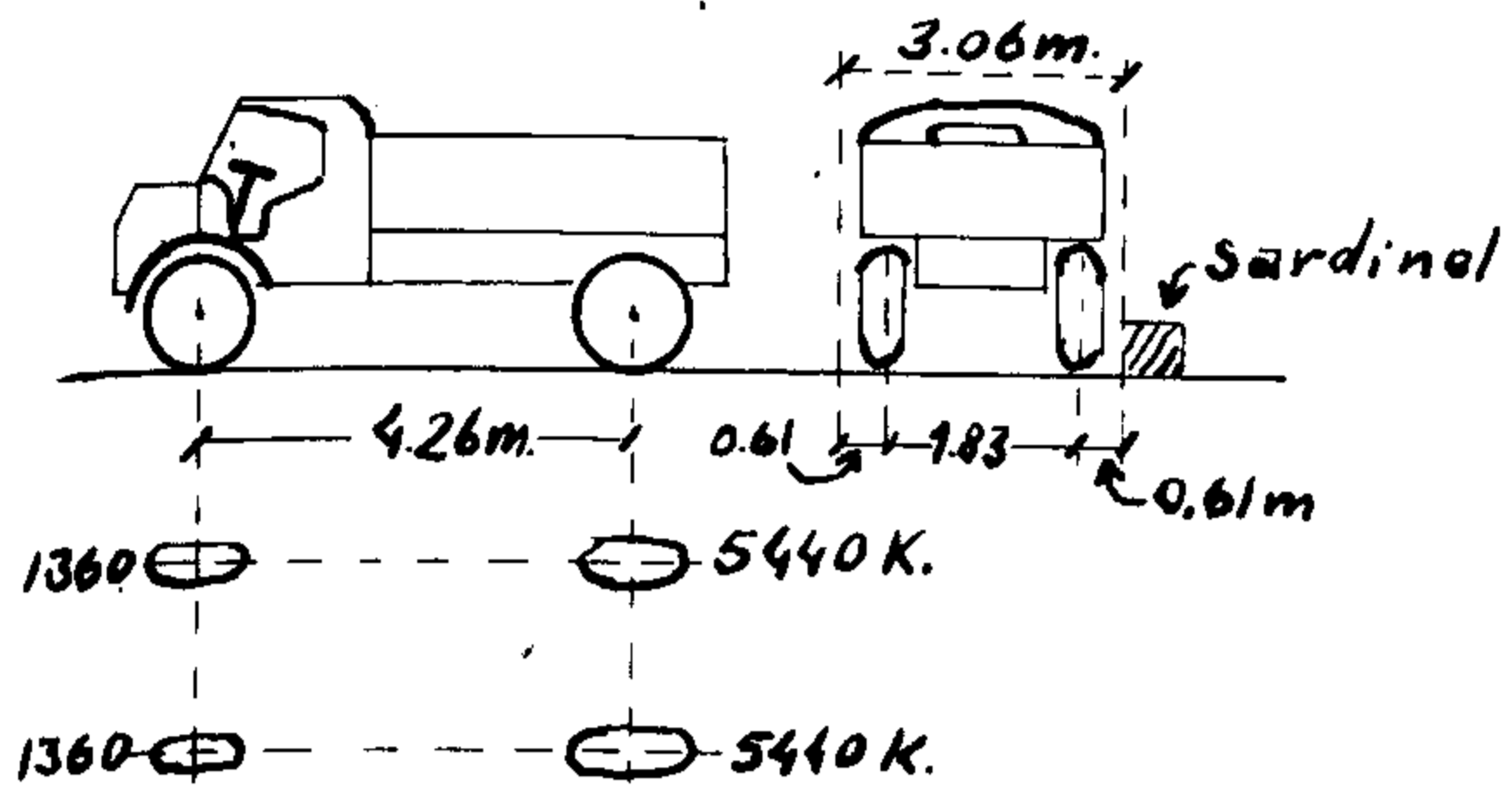
$$C = 8.4 \quad k = 0.33 \quad A = 1.6 \quad B = 0.55$$

La comprensión en el concreto

$$f_c = \frac{250000}{100 \times 25 \times 25} \times 8.4 = 33.5 \text{ K/cm}^2.$$

$$\text{El acero tendido } n f_c A = 15 \times 33.5 \times 1.6 = 804 \text{ K/cm}^2.$$

$$\text{El acero comprimido } n f_c B = 15 \times 33.5 \times 0.55 = 276 \text{ K/cm}^2$$



-Fig. 7-

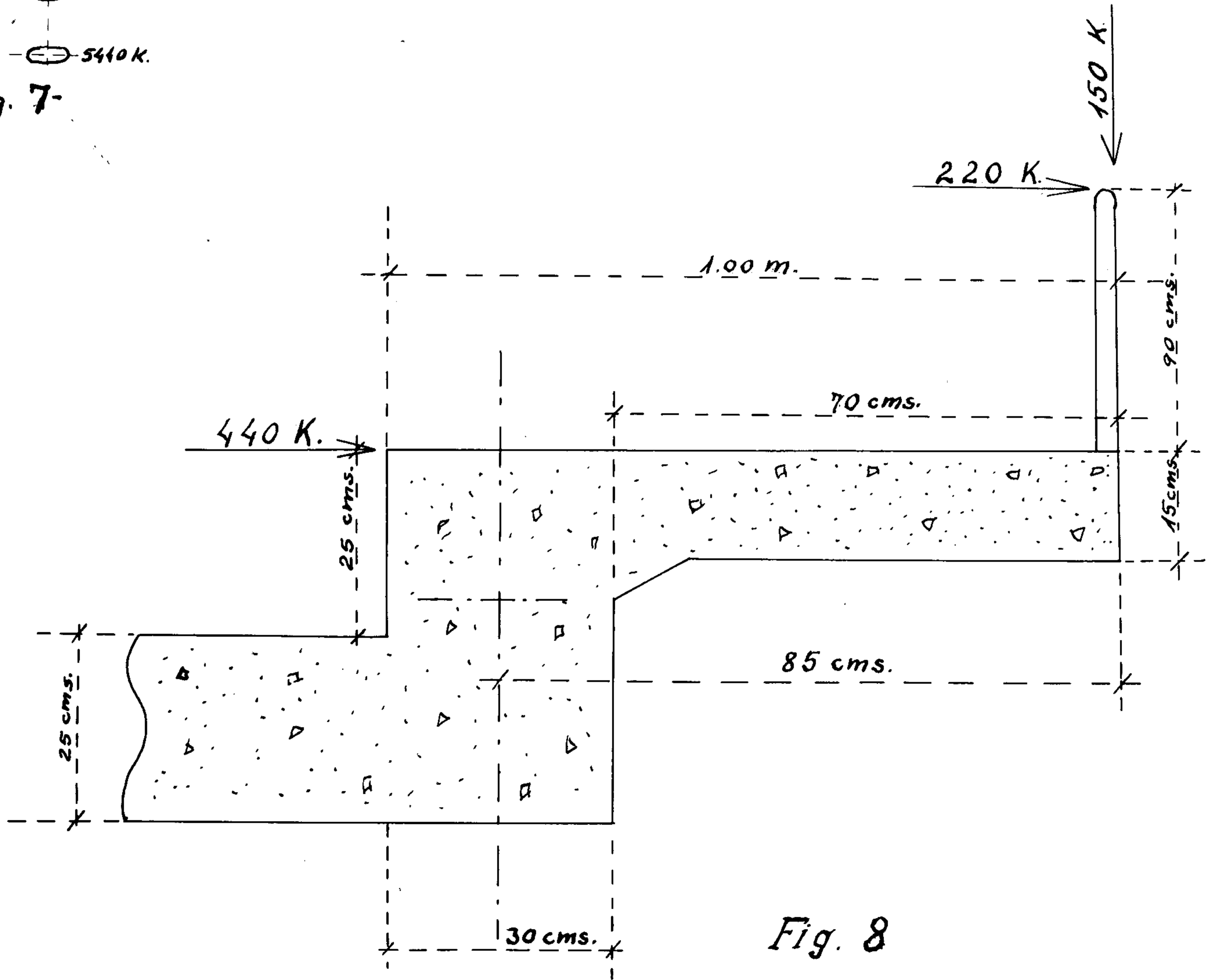


Fig. 8

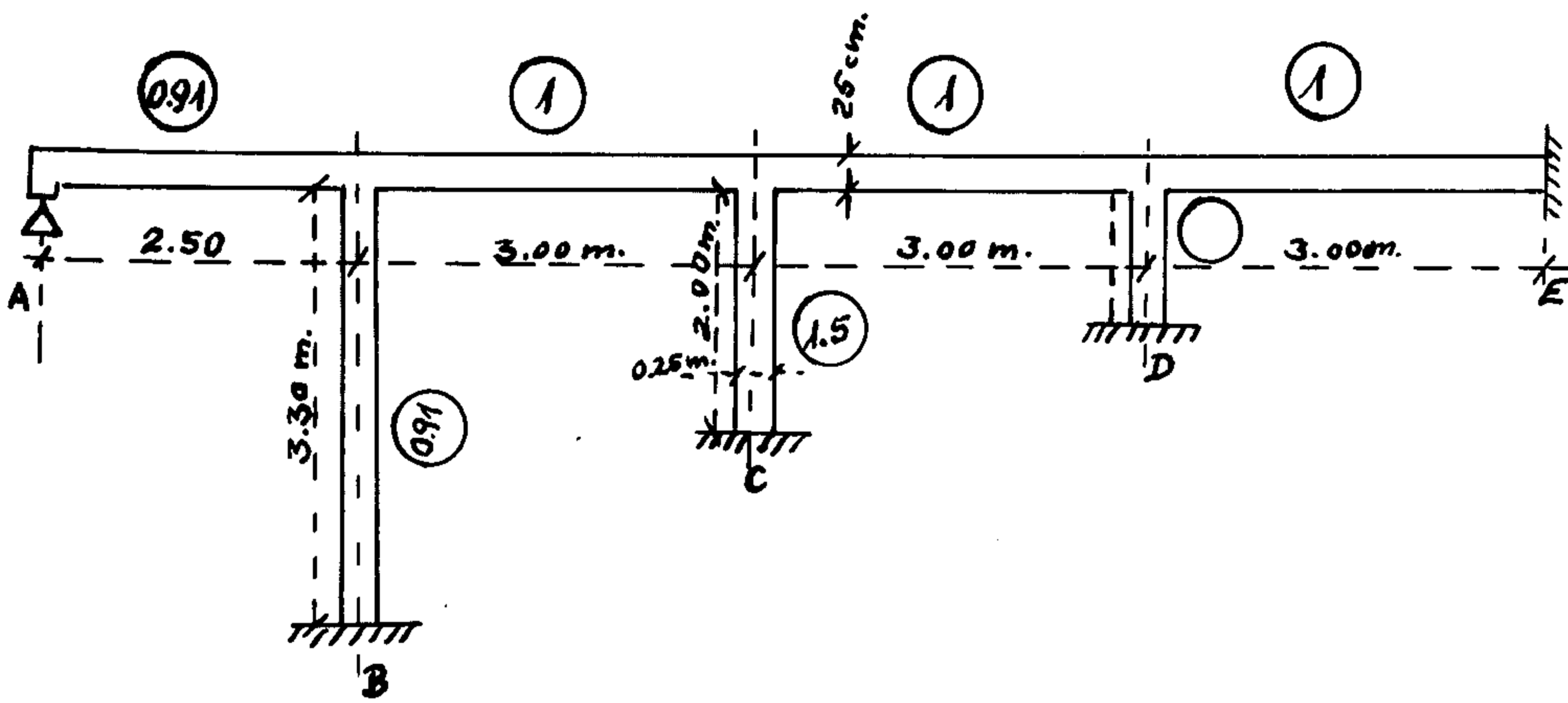


Fig 9

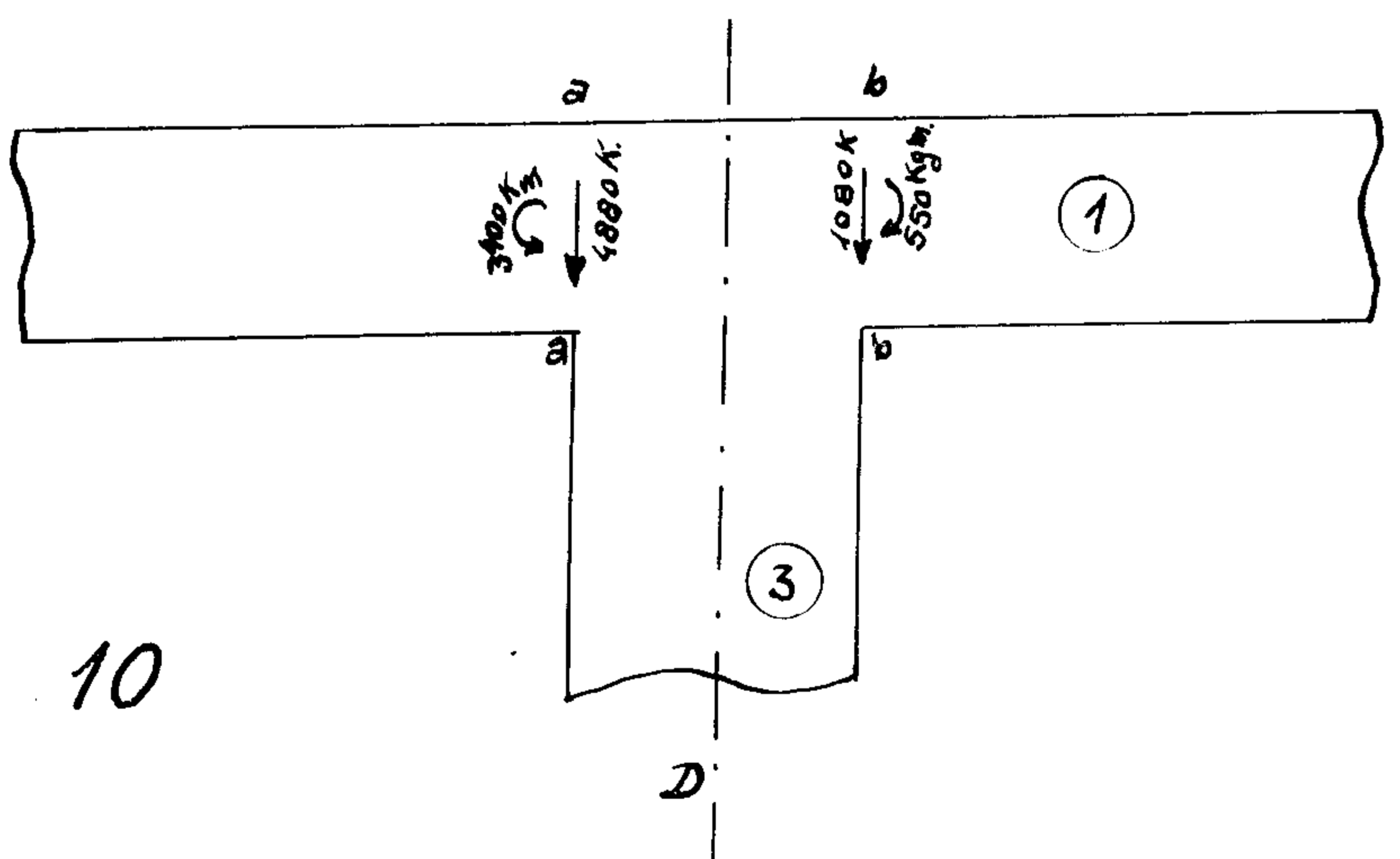


Fig. 10

Armaremos la pared verticalmente con 10 \emptyset de 1/2" por metro (12.5 cm². por cara) con una armadura transversal de distribución de \emptyset 3/8", 25 cm. c. c.

- Pared C.- Tiene un rigidez mitad que la anterior (1.5) y absorberá un momento de:

$$\frac{1.5}{1 + 1.5} (3325) = 1990 \text{ Kg. con una comprensión igual}$$

a 5960 K.

Reforzándola con 0.008 de acero (0.004) por cara con recubrimiento también de 1-1/2".

$$e = \frac{1990}{5960} = 0.334 \quad h/e = 25/33.4 = 0.75$$

$$P_n = 0.06$$

$$C = 9.2; k = 0.32; A = 1.7; B = 0.52$$

$$f_c = 9.2 \frac{199000}{100 \times 625} = 29.5 \text{ K/cm}^2.$$

$$\text{esfuerzo en el acero tendido} = 750 \text{ K/cm}^2.$$

$$\text{esfuerzo en el acero comprimido} = 230 \text{ K/cm}^2.$$

Se pondrá 8 \emptyset 1/2" por m. (10 cm². por cara) con armadura horizontal de 3/8" a 25 cm. c. c.

Idéntico refuerzo se colocará en la pared B.

6.03.06 - DISEÑO DE LA BOVEDA.-

Bóveda empotrada de 10.60 de ancho, con luz entre centros de arranque de 30 mts. y flecha de 5.00 m.

- Directriz.- El arco debe aspirar a la comprensión simple, para lo cual su directriz debe ser el antifunicular de las cargas. En un puente las sobre-cargas son variadas y no puede lograrse ésto, pero la directriz puede ser el antifunicular de la carga permanente, o de la carga permanente y una hipótesis de sobre-carga intermedia.

Elegiremos para nuestra bóveda la directriz de Strassner, cuya expresión analítica es:

$$y = \frac{f}{m - 1} \left(\cosh \frac{x}{L} k - 1 \right)$$

en que cosh = coseno hiperbólico; $k = \log_n (m + m^2 - 1)$;

m = coeficiente de forma.

El coeficiente de forma m depende de la relación de las cargas unitarias en los arranques y en la clave:

$$m = \frac{g_a}{g_c}$$

Cuando este coeficiente es la unidad (carga uniforme a lo largo de la directriz) tenemos la directriz parabólica que no es en general el caso para puentes de carretera o ferrocarril.

En nuestro caso, en que haremos coincidir la directriz de la bóveda con la línea de presiones del peso propio, g_a y g_c representarán únicamente las cargas permanentes unitarias en arranques y clave.

- Elección de espesores en la clave y los arranques.-

Aplicando una regla práctica de Strassner, siendo 30 m. la luz, tendríamos 2x30 - 60 cms. el espesor en la clave. Para un arco de concreto simple sería de 45 á 50 cms. y tratándose de una bóveda de concreto armado se puede forzar la disminución y adaptaremos un valor de 35 cms. Una clave fina es económica de por sí y produce pequeños esfuerzos de temperatura. El espesor en los arranque lo haremos doble 7 cms.

- Determinación de m.-

Carga unitaria en la clave:

arco	0.35 x 1.00 x 1.00 x 2400 =	840
relleno	0.15 x 1.00 x 1.00 x 2400 =	360
losa	0.25 x 1.00 x 1.00 x 2400 =	<u>600</u>
	$g_c =$	1800

Carga unitaria en los arranques

arco	0.70 x 1.00 x 1.00 x 2400 =	1560
losa	0.50 x 1.00 x 1.00 x 2400 =	600
paredes	0.25 x 1.00 x 3.00 x 2400 =	1980
	0.25 x 1.00 x 2.00 x 2400 =	1200
	0.25 x 1.00 x 1.00 x 2400 =	<u>600</u>
	$\frac{3780}{15} =$	<u>252</u>
	$g_a =$	2412

De donde $m = \frac{g_a}{g_c} = \frac{2412}{1800} = 1.34$

Que corresponde ($m = 1.347$) a una relación de la ordenada al cuarto de la luz a la flecha, de $N = 0.24$ (la parábola tiene $N = \frac{Y_0}{f} \cdot 0.25 L = 0.25$).

- Ley de variación del momento de inercia.- Adoptaremos la ley de variación lineal que da Strassner, en la que se toma como constante el cociente del momento de inercia en la clave entre la proyección vertical del de los arranques.

$$n = \frac{I_c}{I_a \cos \theta_a}$$

En nuestro caso $\text{tg}^2 \theta = 17.78 f^2/L^2$ ($N = 0.24$)

$$\text{tg}^2 \theta = \frac{17.78 \times 5 \times 5}{30 \times 30} = 0.493$$

$$\cos \theta = \frac{1}{\sqrt{1 + \text{tg}^2 \theta}} = 0.816$$

Siendo el ancho constante, los momentos de inercia serán proporcionales a los cubos de los espesores y tenemos:

$$n = \frac{35^3}{70^3 \times 0.816} = 0.15$$

- Espesores intermedios.- Definida la directriz, el valor de n y el espesor en la clave, quedan fijados los espesores intermedios y sus valores los hallamos mediante la fórmula:

$$e_x = e_c \cdot c \cdot \sqrt[6]{1 \pm \text{tg}^2 \theta_x}$$

en la que:

$$c = \frac{1}{\sqrt[3]{1 - (1-n) \frac{2x}{L}}}$$

Con la ayuda de las tablas de las páginas 448 y siguientes de Reinforced Concrete Design de Sutherland & Reese, hacemos el siguiente cuadro de las ordenadas de la directriz y espesores de la bóveda.

$$N = 0.24$$

$$n = 0.15$$

Puntos	Ordenadas de la directriz. Origen en la clave.	Ordenadas de la directriz. Origen en los arranques.	$tg^2 \theta$	$tg \theta$	θ	$C = \frac{1}{\sqrt{3} \sqrt{1-(1-n) \frac{2x}{L}}}$	$\sqrt{1 + tg^2 \theta}$	$e_x = e_c \sqrt{1 + tg^2 \theta}$
0	5.00	0.00	0.493	0.702	35°06'	1.88	1.076	0.703
1	4.01	0.99	0.385	0.620	31°48'	1.62	1.056	0.598
2	3.13	1.87	0.293	0.541	28°25'	1.46	1.044	0.532
3	2.38	2.62	0.217	0.465	27°43'	1.35	1.034	0.488
4	1.73	3.27	0.155	0.393	21°28'	1.27	1.024	0.455
5	1.20	3.80	0.105	0.324	17°58'	1.20	1.017	0.427
6	0.76	4.24	0.066	0.256	14°22'	1.15	1.011	0.406
7	0.42	4.58	0.036	0.189	10°42'	1.10	1.006	0.385
8	0.19	4.81	0.016	0.126	7°15'	1.06	1.003	0.371
9	0.04	4.96	0.004	0.063	3°37'	1.03	1.001	0.360
10	0.00	5.00	0.000	0.000	0°00'	1.00	1.000	0.350

Ordenadas de la directriz, espesores y ángulos para secciones a los décimos de la semiluz (Fig.11).

Puntos	Ordenadas de la directriz. Origen en la clave.	Ordenadas de la directriz. Origen en los arranques.	$tg^2 \theta$	$tg \theta$	θ	$C = \frac{1}{1-(1-n) \frac{2x}{L}}$	$1 + tg^2 \theta$	$e_x = e_c \sqrt{1 + tg^2 \theta}$
0	5.00	0.00	0.493	0.702	35°06'	1.88	1.076	0.703
1	4.01	0.99	0.385	0.620	31°48'	1.62	1.056	0.598
2	3.13	1.87	0.293	0.541	28°25'	1.46	1.044	0.532
3	2.38	2.62	0.217	0.465	27°43'	1.35	1.034	0.488
4	1.73	3.27	0.155	0.393	21°28'	1.27	1.024	0.455
5	1.20	3.80	0.105	0.324	17°58'	1.20	1.017	0.427
6	0.76	4.24	0.066	0.256	14°22'	1.15	1.011	0.406
7	0.42	4.58	0.036	0.189	10°42'	1.10	1.006	0.385
8	0.19	4.81	0.016	0.126	7°15'	1.06	1.003	0.371
9	0.04	4.96	0.004	0.063	3°37'	1.03	1.001	0.360
10	0.00	5.00	0.000	0.000	0°00'	1.00	1.000	0.350

Ordenadas de la directriz, espesores y ángulos para secciones a los décimos de la semiluz (Fig.11).

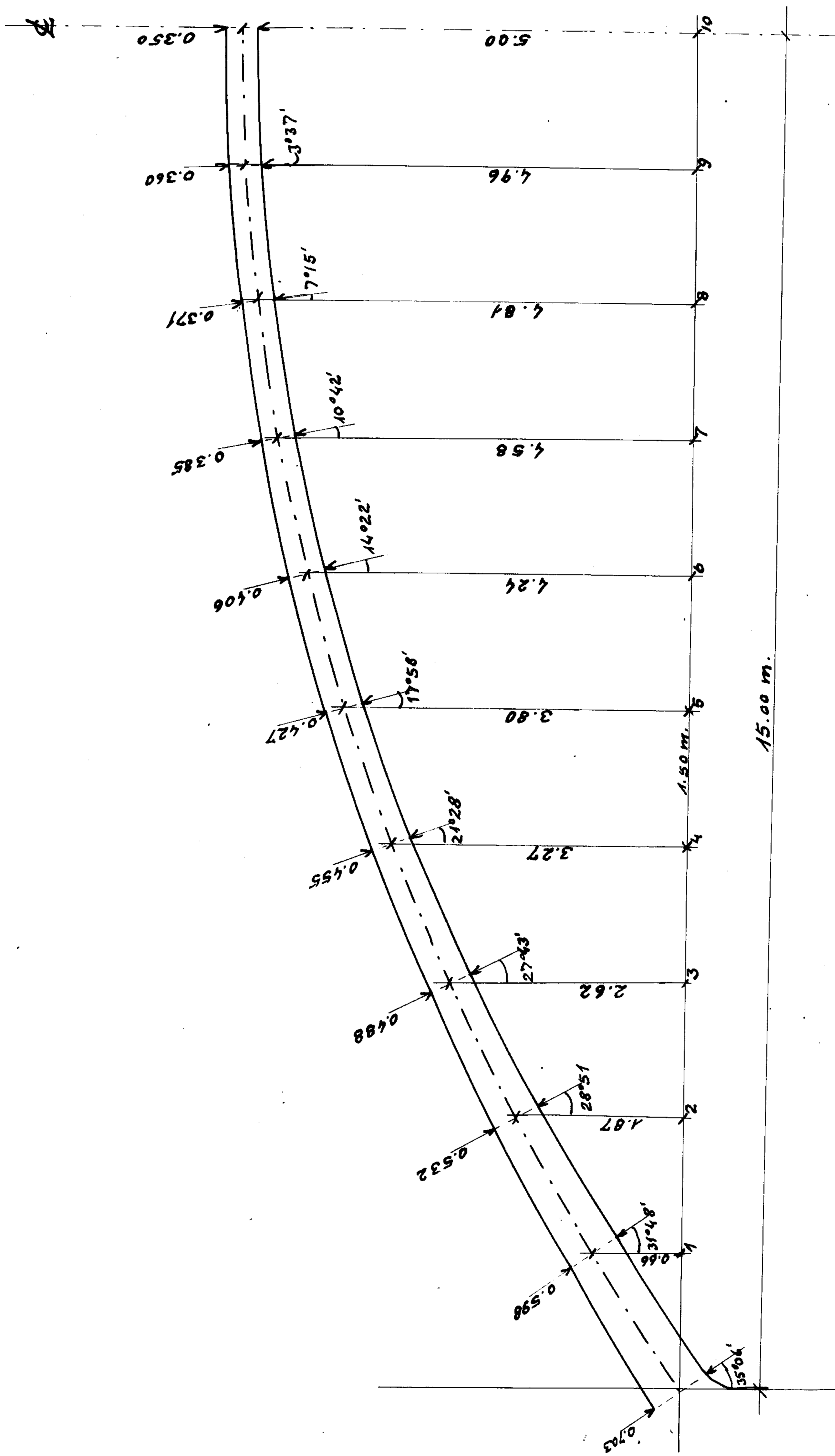


Fig. 11

- Esfuerzos producidos por el peso propio.-

Momentos :

Siendo la directriz aproximadamente el anti-funicular del peso propio, los momentos de la carga permanente serán prácticamente negligibles.

Empuje :

Para nuestra característica de carga $m = 1.347$ el empuje de la carga permanente vale :

$$H = 0.132 \frac{gL^2}{f} = 0.132 \frac{1800 \times 302}{\%} = 42770 \text{ K.}$$

- Reacción vertical en el arranque.-

$$V = 0.5566 gL \quad V = 0.5566 \times 1800 \times 30 = 30060 \text{ K.}$$

- Esfuerzo cortante al cuarto de la luz.-

$$V = \text{peso de A-C (1/2 puente) Fig. 12}$$

$$V_R = V - \text{peso del trozo A-R o lo que es lo mismo :}$$

$$V_R = \text{peso del trozo R-C}$$

Para hallar el peso del trazo RC de la bóveda, necesitamos hallar su longitud. La dividimos en tres dovelas, 10-8, 8-6 y 6-5, y usamos la fórmula (Fig.13) :

$$\Delta L = \left[1 + \left(\frac{Y}{X} \right)^2 \right]^{1/2} x$$

$$\Delta_{8-10} = \left[1 + \left(\frac{0.19}{3} \right)^2 \right]^{1/2} 3 = 3.006$$

$$\Delta_{8-6} = \left[1 + \left(\frac{0.57}{3} \right)^2 \right]^{1/2} 3 = 3.054$$

$$\Delta_{6-5} = \left[1 + \left(\frac{0.44}{1.5} \right)^2 \right]^{1/2} 1.5 = 1.563$$

$$\text{Peso de la faja 10-8} = \frac{0.35 + 0.36 + 0.371}{3} \times 3 \times 1 \times$$

$$2400 = 2592 \text{ K.}$$

$$8-6 = 0.387 \times 3.054 \times 1 \times 2400 = 2832 \text{ K.}$$

$$6-5 = 0.416 \times 1.563 \times 1 \times 2400 = \underline{1560 \text{ K.}}$$

$$6984 \text{ K.}$$

$$\begin{array}{l} \text{losa} \quad 0.25 \times 7.50 \times 1.00 \times 2400 = 4500 \text{ K.} \\ \text{rell.} \quad 0.15 \times 3.50 \times 2400 = 1260 \text{ K.} \\ \text{pared} \quad 0.25 \times 1.00 \times 1.00 \times 2400 = 600 \text{ K.} \end{array}$$

$$\underline{6360 \text{ K.}}$$

El esfuerzo cortante del peso propio al cuarto de la luz será:

$$V_R = 6984 \pm 6360 = 13344 \text{ K}$$

- Esfuerzos por variación de temperatura.-

Empuje.-

$$H_t = \pm \frac{\alpha t^\circ E I_c}{c f^2}$$

α = coeficiente de dilatación del concreto = 0.00001

t° = variación de temperatura = $\pm 20^\circ$

E = módulo de elasticidad del concreto = 140000 K/cm².

I_c = momento de inercia en la clave (cm⁴)

f = flecha (cm.)

c = coeficiente que depende de la forma del arco. Para

$$m = 1.347 \text{ y } n = 0.15; c = 0.0361$$

El momento de inercia en la clave $I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \times 35^3}{12} = 357300 \text{ cm}^4$.

Para temperatura consideramos también el momento de inercia del refuerzo. La sección de clave llevará 1% de acero en cada cara.

$$A_s = A'_s = 35 \times 100 \times 0.01 = 35 \text{ cm}^2.$$

Usaremos 7 barras redondas de 1" en cada cara (35.4 cm².) (Fig.14).

El momento de inercia del refuerzo = $(n-1) A d^2 \times 2 = 14 \times 35.4 \times 14^2 \times 2 = 174000 \text{ cm}^4$.

En definitiva $I_c = 357000 \pm 174000 = 531300 \text{ cm}^4$

$$H_t = \pm \frac{0.00001 \times 20 \times 140000 \times 531300}{0.0361 \times 500 \times 500} = \pm 1650 \text{ K.}$$

- Momentos.- Los momentos de temperatura en la clave, riñón y arranque son iguales al empuje actuando en el centro elástico de la bóveda, por su respectivo brazo de palanca.

Ordenada de la clave con respecto a los ejes elásticos y_c ; para $N = 0.24$ y $n = 0.15$ dicha ordenada vale 0.2044f (Fig.15).

$$y_c = 0.2044 \times 5 = 1.02 \text{ m.}$$

La ordenada al cuarto de la luz:

$$1.20 = 1.02 = - 0.18 \text{ m.}$$

La ordenada en los arranques:

$$5.00 - 1.02 - 3.98 \text{ m.}$$

Momento en la clave :

$$M = \pm 1650 \times 1.02 = \pm 1683 \text{ kg.}$$

Momento al cuarto de la luz

$$M = \pm 1650 \times 0.18 = \pm 297 \text{ "}$$

Momento en arranques :

$$M = \pm 1650 \times 3.98 = \pm 6567 \text{ "}$$

El aumento de temperatura tiende a elevar la clave, produciendo en ella momentos negativos y en los arranques positivos. El descenso tiene efectos contrarios.

- Empuje máximo de la sobre-carga. - De acuerdo a la línea de influencia del empuje, la posición de las cargas indicadas en la figura 16, nos dará el empuje máximo y su valor será :

$$(0.2644 \pm 0.080 \pm 0.004) 3920 \times 6 \pm (0.205 \pm 0.004) 988 \times 6 = 9424 \text{ K.}$$

Dicha posición de cargas produce una reacción vertical en el arranque izquierdo de (línea de influencia de la reacción).

$$(0.500 \pm 0.93 \pm 0.003) 3920 \pm (0.26 \pm 0.99) 988 = 6840 \text{ K.}$$

Y un momento en dicho arranque izquierdo de (línea de influencia de momento en el arranque).

$$(\pm 0.0545 \pm 0.0038 - 0.0890) 3920 \times 30 \pm (\pm 0.07 - 0.0048) 988 \times 30 = 1684 \text{ Kg.}$$

- Esfuerzos de la sobre-carga móvil. - El camión H15 tiene la siguiente repartición de cargas : En el eje trasero 10880 K. y en el eje delantero 2720 K. con un ancho de huella de 3.05 m. Por metro de ancho de huella tendríamos :

$$\text{por eje delantero } \frac{2720}{3.05} = 900 \text{ K.}$$

$$\text{por eje trasero } \frac{10880}{3.05} = 3570 \text{ K.}$$

Tratándose de un puente de tres vías, contemplando la improbable coincidencia de las cargas máximas, se

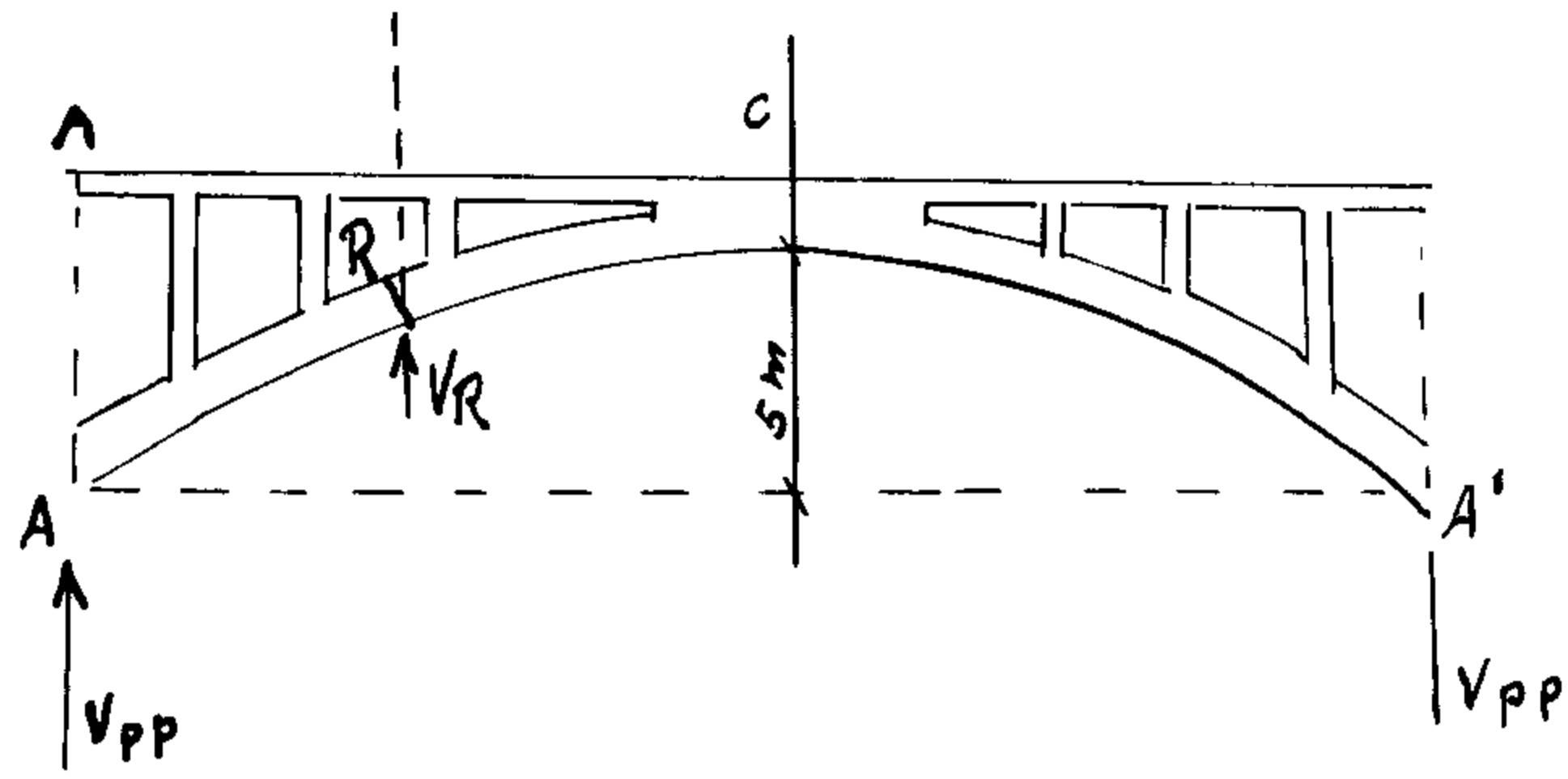


Fig. 12

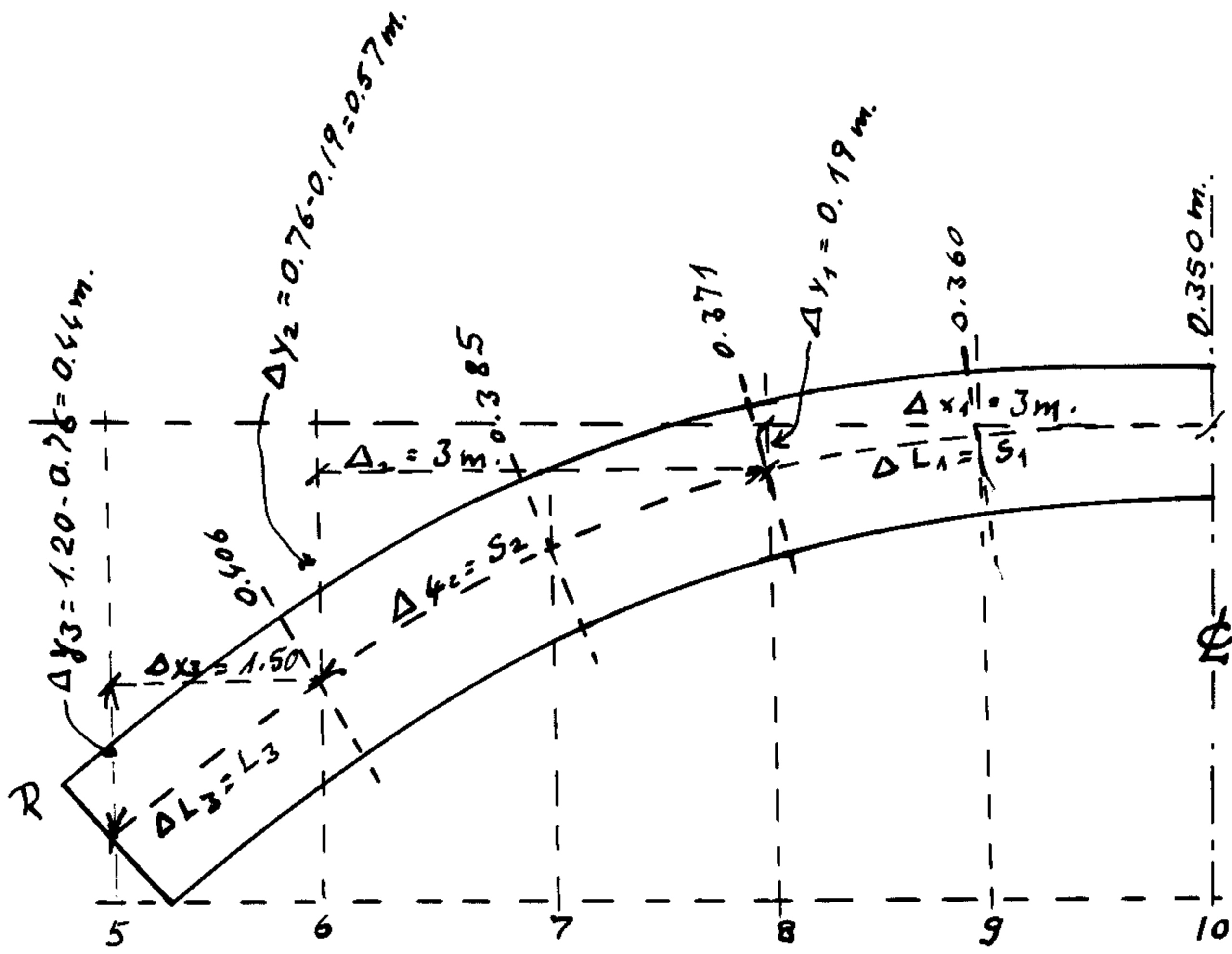


Fig 13

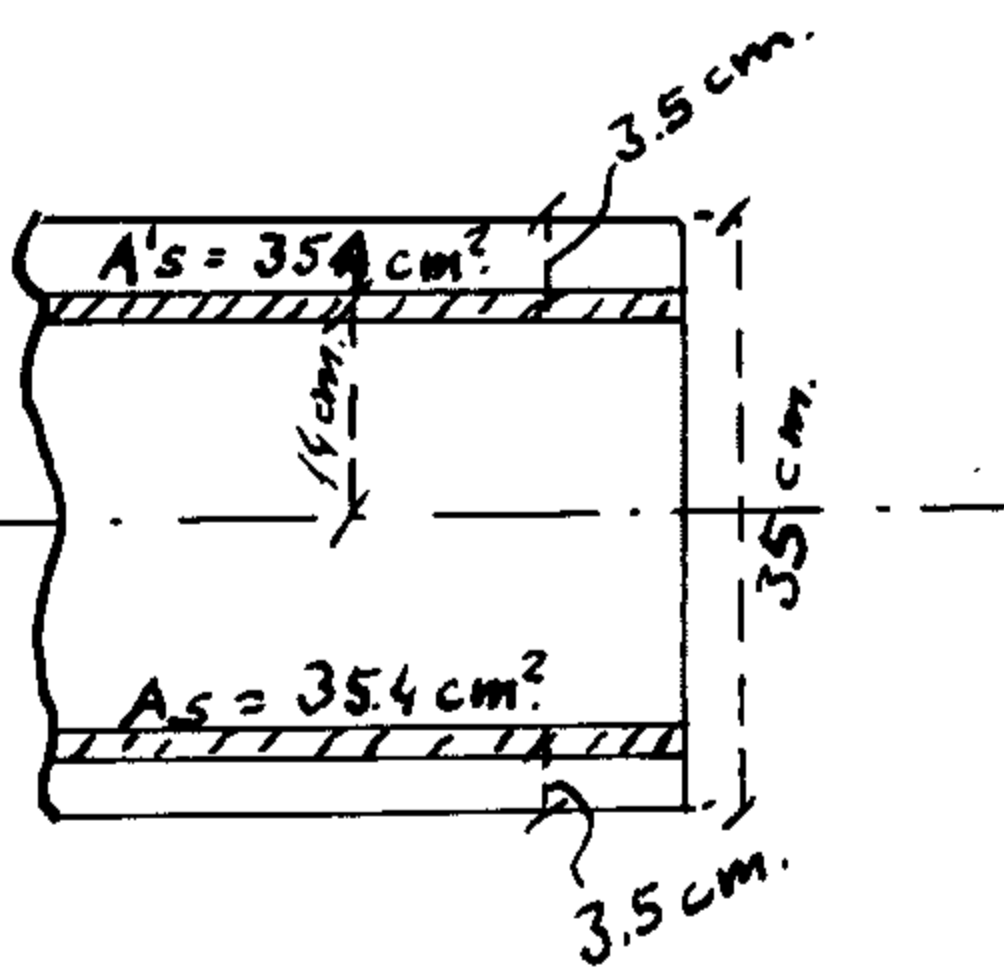


Fig. 14

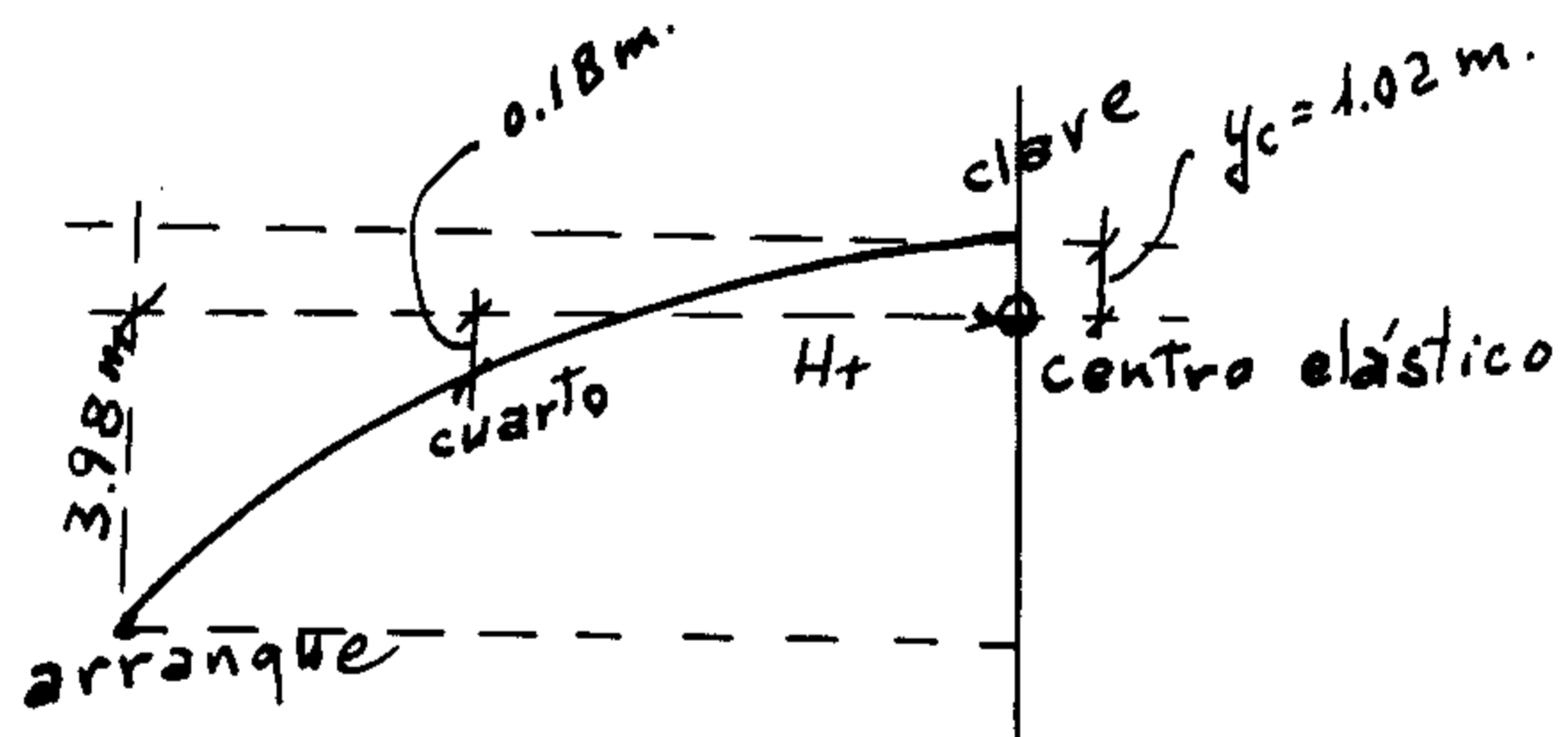


Fig 15

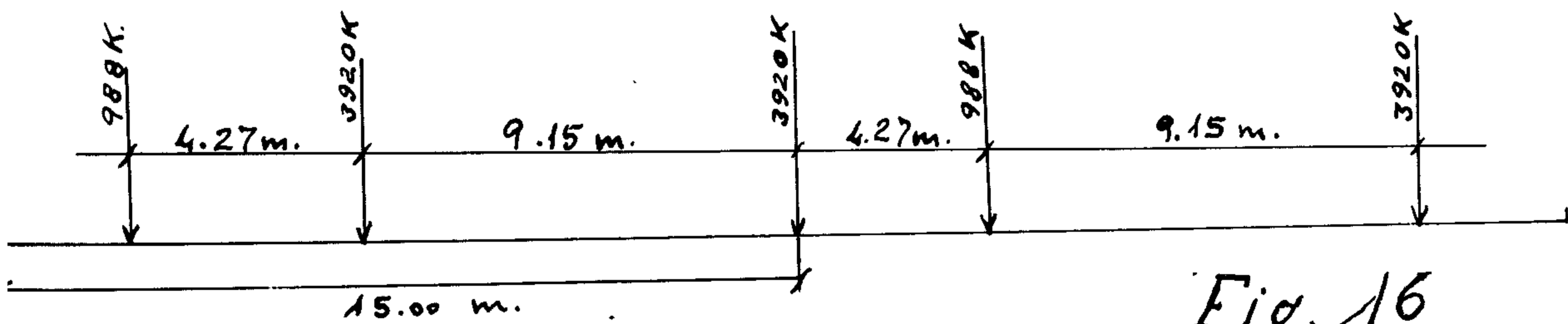


Fig. 16

admite una reducción del 10% en la carga por huella (A. S. H. O.) y tendremos $0.90 \times 900 = 810 \text{ K.}$ y $0.9 \times 3570 = 3213 \text{ K.}$ respectivamente.

Añadiendo el porcentaje de impacto :

$$I = \frac{50}{3.28 L + 125} = 0.22$$

Tenemos : eje delantero $1.22 \times 810 = 988 \text{ K.}$
eje motriz $1.22 \times 3213 = 3920 \text{ K.}$

- Líneas de influencia. - Con ayuda de las tabla de "Nuevos Métodos" de Strassner (Tomo II) dibujamos las líneas de influencia de momentos en la clave, arranques y cuarto de luz; así como la línea de influencia del empuje y la de la reacción vertical en el arranque. (Figs. 17, 18, 19, 28 y 22).

- CLAVE. -

Momento máximo positivo y empuje simultáneo. - Colocando el eje trasero directamente sobre la clave, el eje delantero a 4.27 sobre el anterior (cae fuera de la zona positiva) de la línea de influencia de momentos en clave obtenemos ; Fig. 22.

Momento :	Empuje correspondiente :
$+ 0.040 \times 30 \times 3920 = + 4727 \text{ Kgm.}$	$0.2644 \times 30 / 5 \times 3920 = 6216 \text{ K.}$
$- 0.0035 \times 30 \times 988 = - 103 \text{ "}$	$0.2060 \times 6 \times 988 = 1221 \text{ K.}$
<hr/>	<hr/>
$+ 4624 \text{ Kgm.}$	7437 K.

Momento máximo negativo. -

Cargando simétricamente los riñones del arco (Fig. 23).

Momento :	Empuje
$-0.0091 \times 30 \times 3920 \times 2 = - 2140 \text{ Kg.}$	$0.1221 \times 6 \times 3920 \times 2 = 5724 \text{ K.}$
$-0.0030 \times 30 \times 988 \times 2 = - 178 \text{ "}$	$0.024 \times 6 \times 988 \times 2 = 286 \text{ K.}$
<hr/>	<hr/>
$- 2318 \text{ Kg.}$	6010 K.

- ARRANQUES. -

Momento máximo positivo. - Cargando los 3/5 opuestos (Fig. 24).

Momento :	Empuje :
$+ 0.0767 \times 30 \times 3920 = + 9016 \text{ Kg.}$	$0.2202 \times 6 \times 3920 = 5174 \text{ K.}$
$+ 0.0480 \times 30 \times 988 = + 1422 \text{ "}$	$0.105 \times 6 \times 988 = 622 \text{ K.}$
<hr/>	<hr/>
$+10438 \text{ kg.}$	5796 K.

Reacción vertical correspondiente = $0.2855 \dagger 0.1010 \times 988 = 1219 \text{ K.}$ (de la línea de influencia de la reacción en

el arranque delantero)

LÍNEA DE INFLUENCIA DE MOMENTOS EN LA SECCIÓN DE CLAYE

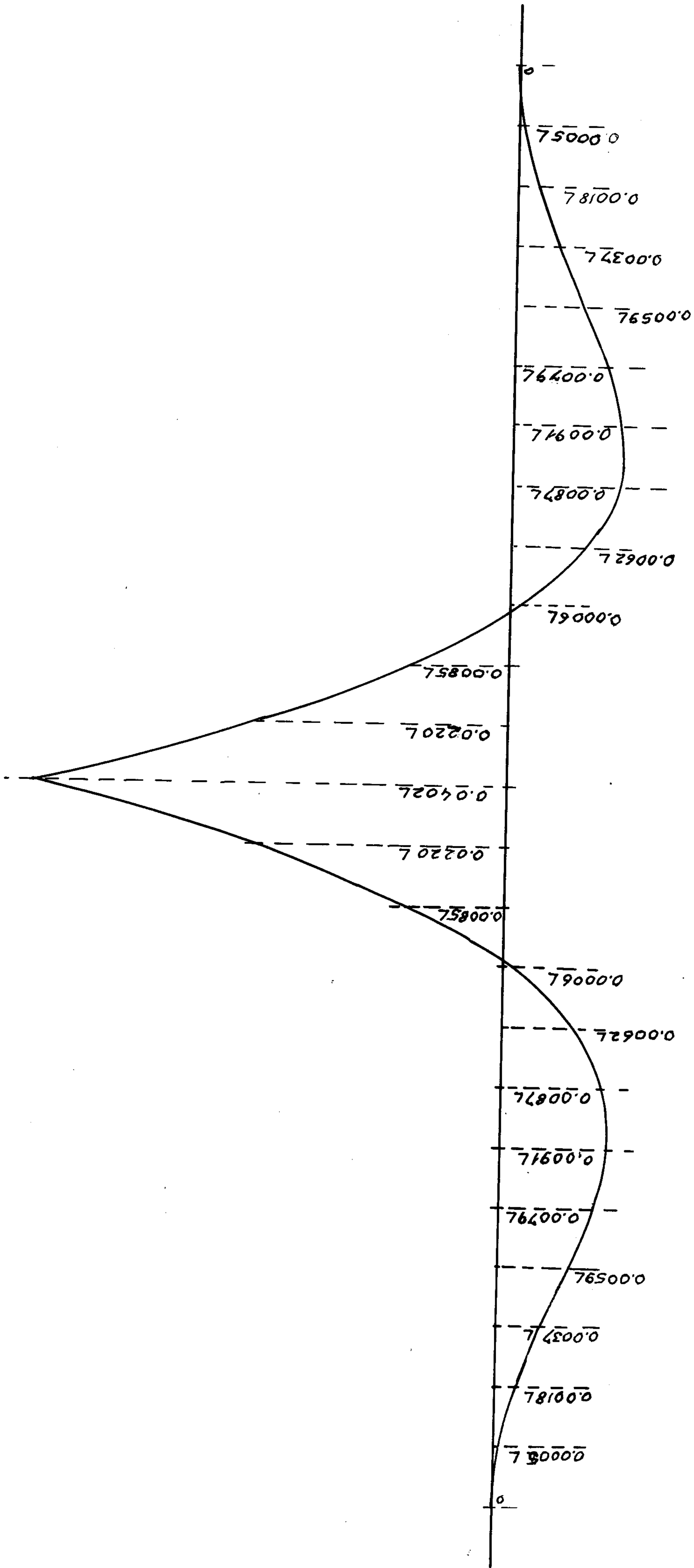
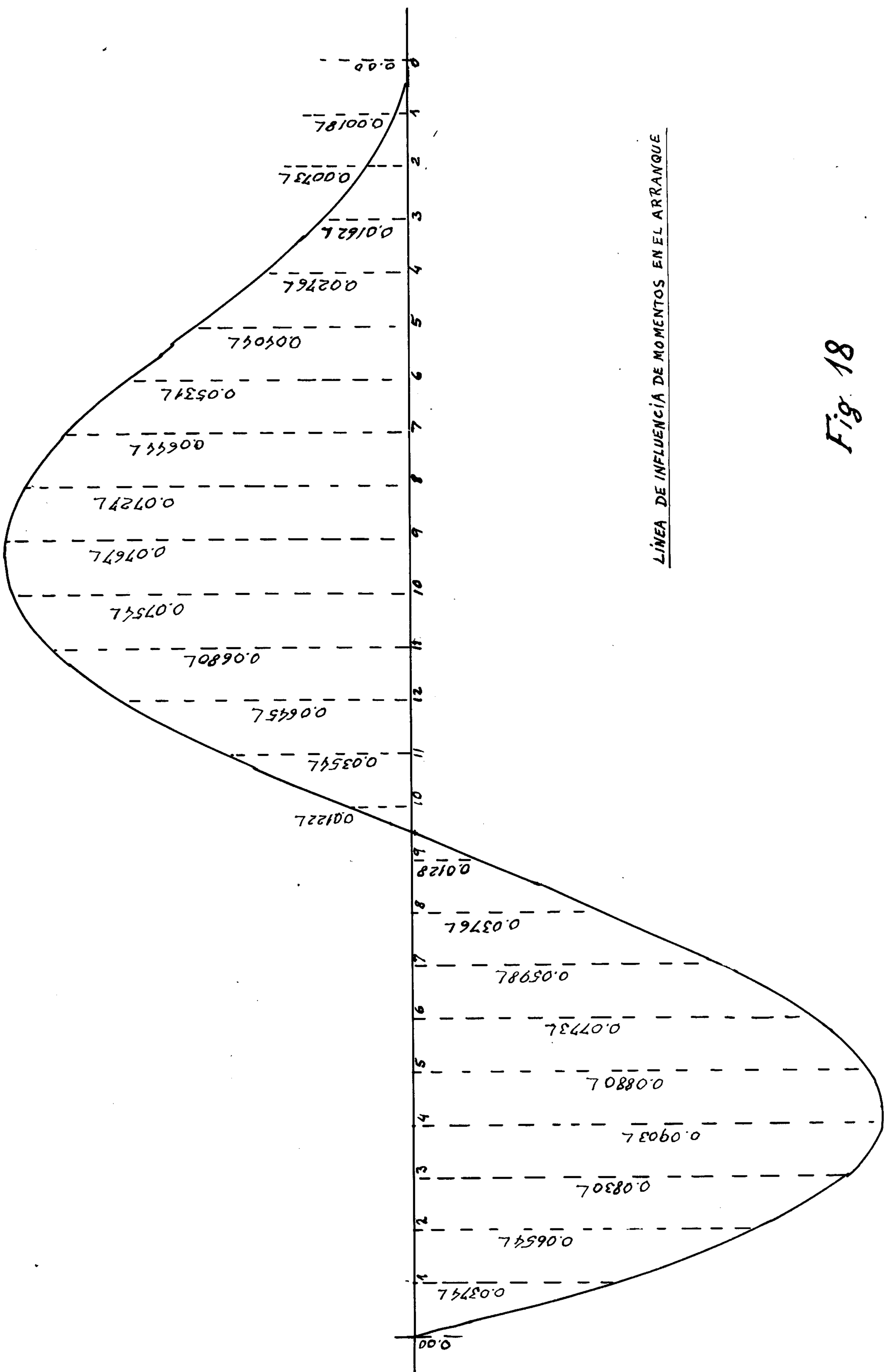


Fig. 17



LÍNEA DE INFLUENCIA DE MOMENTOS EN EL ARRANQUE

Fig 18

LÍNEA DE INFLUENCIA DE LOS MOMENTOS AL CUARTO DE LA LUZ

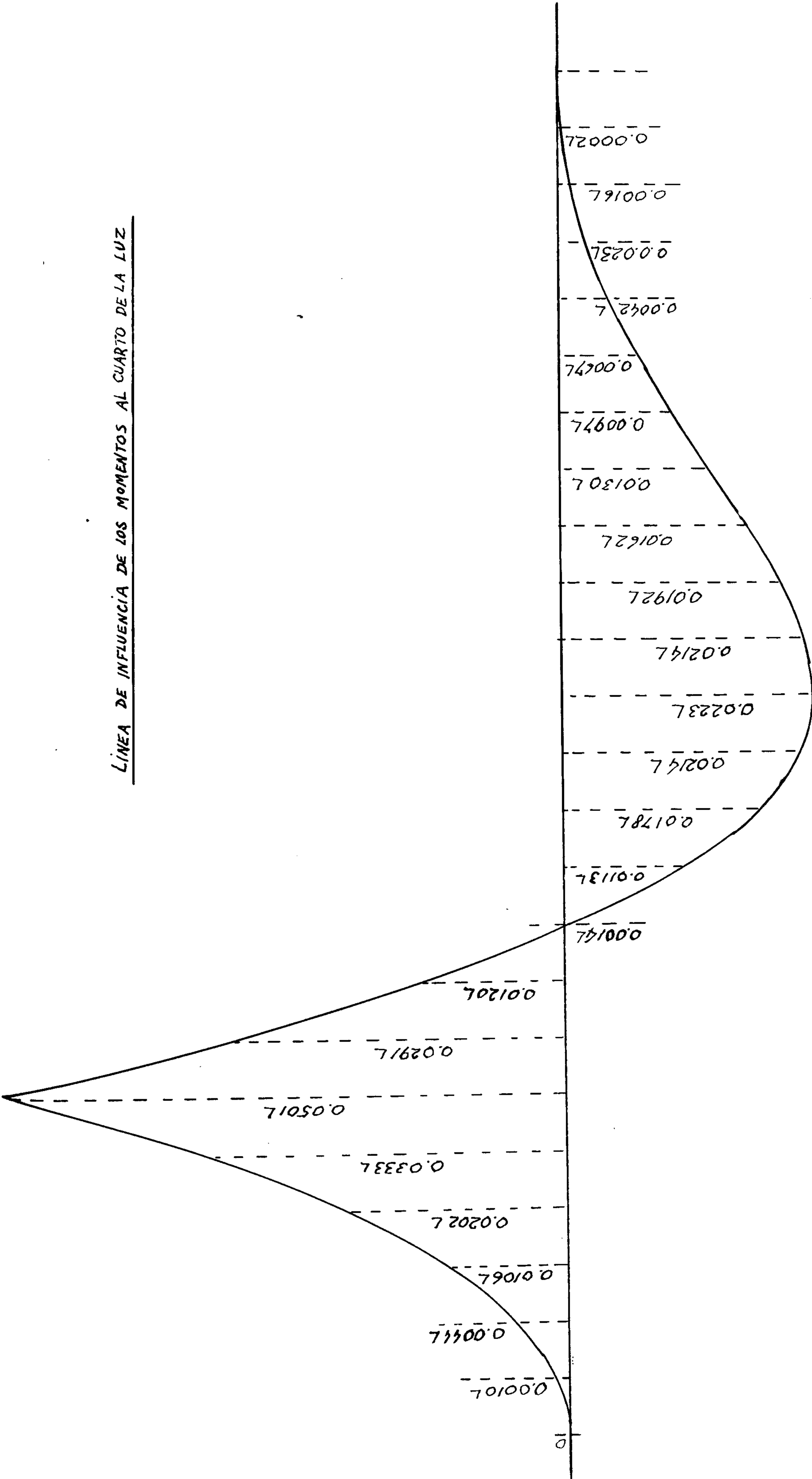


Fig. 19

LÍNEA DE INFLUENCIA DEL EMPUJE

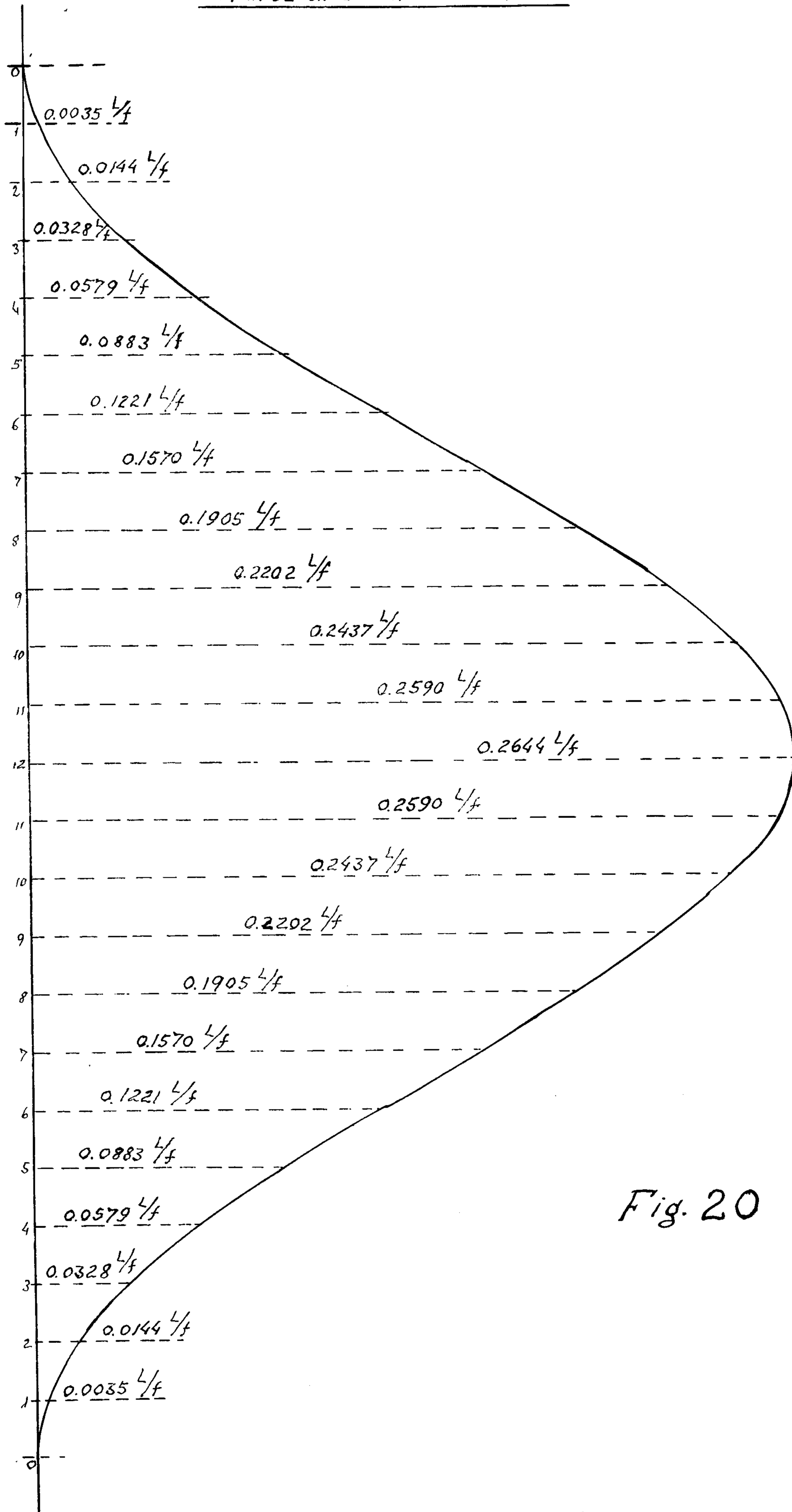


Fig. 20

LÍNEA DE INFLUENCIA DE LA REACCION VERTICAL EN EL ARRANQUE

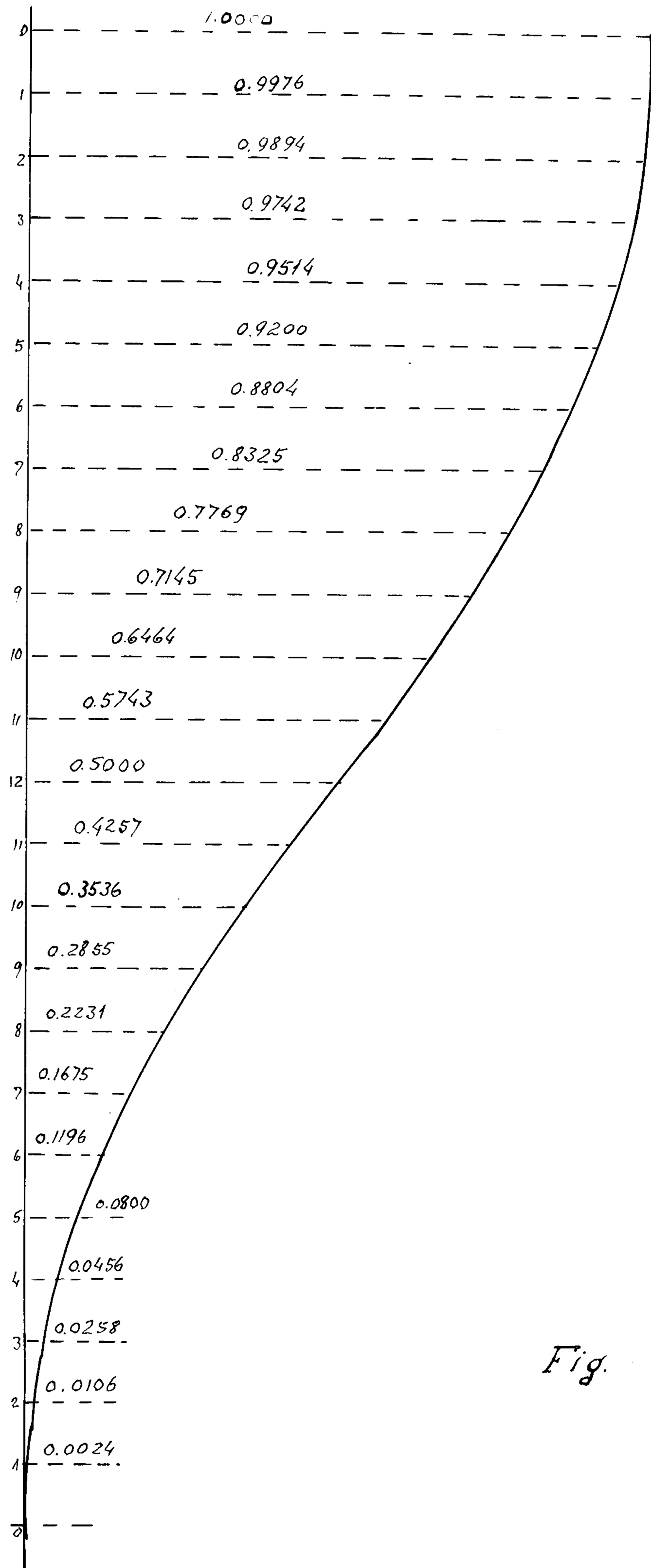


Fig. 21

Momento máximo negativo - (Fig. 25).-

Momento :

$$\begin{aligned} -0.0903 \times 30 \times 3920 &= -10632 \text{ Kg.} \\ -0.0485 \times 30 \times 988 &= -1433 \text{ "} \\ \hline &= -12065 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

Empuje :

$$\begin{aligned} 0.0579 \times 6 \times 3920 &= 1360 \text{ K.} \\ 0.172 \times 6 \times 988 &= 1018 \text{ K.} \\ \hline &= 2378 \text{ K.} \end{aligned}$$

$$V_{sc} = 0.9514 \times 3920 + 0.805 \times 988 = 4523 \text{ K.}$$

- CUARTO DE LA LUZ.-Momento máximo positivo.-

Colocando el eje trasero al cuarto de la luz (Fig. 26).

Momento :

$$\begin{aligned} + 0.0501 \times 30 \times 3920 &= + 5880 \text{ Kg.} \\ + 0.0075 \times 30 \times 988 &= + 222 \text{ Kg.} \\ \hline &= + 6102 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

Empuje :

$$\begin{aligned} + 0.1221 \times 6 \times 3920 &= 2869 \text{ K.} \\ + 0.250 \times 6 \times 988 &= 148 \text{ K.} \\ \hline &= 3017 \text{ K.} \end{aligned}$$

La reacción vertical en el arranque izquierdo $V_{sc} = 0.8804 \times 3920 + 0.98 \times 988 = 4418 \text{ K.}$

El corte al cuarto de la luz $= 4418 - 988 = 3430 \text{ K.}$

Momento máximo negativo - (Fig. 27).-

Momento :

$$\begin{aligned} -0.0223 \times 30 \times 3920 &= -2622 \text{ Kg.} \\ -0.0150 \times 30 \times 988 &= -444 \text{ "} \\ \hline &= -3066 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0.2590 \times 6 \times 3920 &= 6076 \text{ K.} \\ 0.1760 \times 6 \times 988 &= 1043 \text{ K.} \\ \hline &= 7119 \text{ K.} \end{aligned}$$

$$V_{sc} = 0.4257 \times 3920 + 0.20 \times 988 = 1866 \text{ K.}$$

Que es igualmente el corte al cuarto de la luz (lado izquierdo).

- CUADRO DE MAXIMOS ESFUERZOS. -

	Mom. Max. Pos.	Empuje	Mom. Max. Neg.	Empuje
<u>CLAVE.-</u>				
Carga permanente		+ 42770 K.		+ 42770 K.
Sobre -carga	+ 4624 K.	+ 7437 K.	- 2318 K.	+ 6010 K.
Temperatura	+ 1683 "	- 1650 K.	- 1683 "	+ 1650 K.
Total	+ 6307 "	48557 K.	- 4001 "	50430 K.
<u>ARRANQUES.-</u>				
Carga permanente		± 42770 K.		+ 42770 K.
Sobre-carga	+ 10438 K.	± 5976 K.	- 12065 K.	+ 2378 K.
Temperatura	+ 6567 K.	± 1650 K.	- 6527 K.	- 1650 K.
Total	+ 17005 K.	± 50396 K.	- 18592 K.	43498 K.
<u>CUARTO DE LUZ.-</u>				
Carga permanente		+ 42770 K.		+ 42770 K.
Sobre-carga	+ 6102 K.	+ 3017 K.	- 3066 K.	+ 7119 K.
Temperatura	+ 297 K.	+ 1650 K.	- 297 K.	- 1650 K.
Total	+ 6399 K.	47437 K.	- 3363 K.	48239 K.

- COMPROBACION DE ESFUERZOS DE TRABAJO. -CLAVE - (Fig. 28). -

Espesor 35 cm., refuerzo 7 \emptyset 1" (35.4 cm².) en cada cara.

$$d' = 3.5 \text{ cm.}, \frac{d'}{h} = 0.10, p = p' = 0.01, p_n = 0.01 \times 15 = 0.15$$

$$\text{Excentricidad } e = \frac{M}{N} = \frac{6307}{48557} = 0.13 \text{ m.}; \quad \frac{e}{h} = \frac{13}{35} = 0.37;$$

$$\frac{h}{e} = \frac{35}{13} = 2.69$$

Hay tensión en parte de la sección (Caso II, del diagrama A-12 de Sutherland).

Del diagrama A-17a de Sutherland

$$c = 6.2$$

$$k = 0.70$$

Del diagrama A-19

$$A = 0.3$$

$$B = 0.85$$

Máxima compresión en el concreto $f_c =$

$$C \frac{M}{bh^2} = 6.2 \frac{630700 \text{ Kcm.}}{100 \times 35^2} = 32.5 \text{ K/cm}^2.$$

Esfuerzo del acero a la tensión $f_s =$

$$nf_c A = 15 \times 32.5 \times 0.3 = 146 \text{ K/cm}^2.$$

Fatiga del acero a compresión $f'_s = nf_c B =$

$$15 \times 32.5 \times 0.85 = 414 \text{ K/cm}^2.$$

ARRANQUES - (Fig. 29).-

Espesor 70 cm., ángulo con la vertical $35^\circ 06'$,

$$\text{sen } \phi = 0.577, \text{ cos } \phi = 0.816.$$

Refuerzo 7 barras de 1" simétricas (35.4 cm^2 .)

$$d' = 3.5 \text{ cm.}, \frac{d'}{h} = 0.05, p = p' \frac{35.4}{100 \times 70} = 0.005,$$

$$pn = 0.005 \times 15 = 0.075$$

Para el máximo momento en esta sección - 18592 Kg., hay un empuje H de 43500; una reacción vertical de $V_{sc} =$ y V (peso propio) - 30060, o sea en total un esfuerzo cortante de $30060 + 34583 \text{ K}$.

La fuerza normal $N = H \text{cos } \theta + V \text{sen } \theta$

$$\text{La excentricidad será entonces } M = \frac{18592}{55450} = 0.33 \text{ m.}$$

$$h/e = 70/33 = 2.1$$

De los diagramas de Sutherland obtenemos: (A-16 y A-19).

$$C = 7.1 \quad k = 0.58 \quad A = 0.65 \quad B = 0.92$$

$$f_c = C \frac{M}{bh^2} = 7.1 \frac{1859200}{100 \times 70 \times 70} = 27 \text{ K/cm}^2.$$

Tensión en el acero: $nf_c A = 15 \times 27 \times 0.65 = 263 \text{ K/cm}^2$.

Compresión en el acero: $nf_c B = 15 \times 27 \times 0.92 = 373 \text{ K/cm}^2$

CUARTO DE LA LUZ (Fig. 30).-

Espesor 42.7 cm., ángulo con la vertical $17^\circ 58'$,

$$\text{se } \theta = 0.308; \text{ cos } \theta = 0.951$$

Refuerzo 7 ϕ 1" en cada cara, $d' = 4 \text{ cm}$.

$$\frac{d'}{h} = 0.10; p = p' = \frac{35.4}{42.7 \times 100} = 0.0082; p_n = 0.0082 \times 15 = 0.12$$

Para el momento máximo $M = \pm 6400 \text{ Kg.}; H = 47437 \text{ K.}$

$$\begin{array}{r} V_{sc} = 3430 \text{K} \\ V_{pp} = 13344 \text{K} \\ \hline V = 16774 \text{K} \end{array}$$

F. normal; $N = 47437 \times 0.951 \pm 16774 \times 0.308 = 48028 \text{ K.}$

E xcentricidad = $\frac{M}{N} = \frac{6400}{48028} = 0.133 \text{ m. } h/e = \frac{42.7}{13.3} = 3.2$

Del diagrama A-17a de Sutherland; $C=7 \quad k = 0.75$

Del diagrama A-19 de Sutherland $A=0.2 \quad B = 0.86$

Máxima compresión en el concreto $f_c = 7 \frac{640000}{100 \times 42.7^2} = 24.5 \text{ K/cm}^2.$

Acero en compresión = $15 \times 24.5 \times 0.86 = 316 \text{ K/cm}^2.$

Acero en tensión = $15 \times 24.5 \times 0.2 = 73 \quad "$

6.03.07 - ESTRIBO.-

- Generalidades.- Será mixto; La parte inferior de concreto ciclópeo que trabaja por gravedad; y la superior de concreto armado, sirviendo de apoyo al tablero. Considerando una sobre-carga sobre el relleno de $800 \text{ K/m}^2.$, la altura equivalente de esta sobre-carga $h' = \frac{800}{1600} = 0.5 \text{ m.}$

(pesando el material del relleno $1600 \text{ K/m}^3.$).

- El empuje total y momentos.-

$$E = 0.5 wh (h + 2h') k.$$

Siendo el ángulo de reposo de las tierras 40° (asumiendo), k vale entonces $0.22.$

$$E = 0.5 \times 1600 \times 5 (5 + 1) 0.22 = 5300 \text{ K/m.}$$

y está aplicado a $\frac{h+3h'}{h+2h'} \quad \frac{h}{3} = \frac{6.5}{6} \frac{5}{3} = 1.80 \text{ m.}$ de la sección A-A y producirá en dicha sección un momento de

$5300 \times 1.80 = 9540 \text{ kg/m.}$

- Altura útil.- La altura útil para este momento, aceptando solo 40 K/cm^2 como esfuerzo en el concreto y 1200 K/cm^2 en el refuerzo, será;

$$d = 0.41 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.41 \sqrt{\frac{954000}{100}} = 40;$$

40 + 5 cm. de recubr.

sería 45 cm. Hemos aceptado 60 cm. para dicha sección.

- El área de acero. -

$$A_s = \frac{954000}{1200 \times 0.89 \times 50} = 17.8 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Colocaremos 9 ϕ 5/8" por ml. de muro, con varillas horizontales de 1/2" 30 cm. c.c. en la cara interna del estribo. En la cara opuesta varillas de 1/2" (9 x ml.) con varillas de repartición horizontales de 3/8" igualmente a 30 cm.

Fuerzas verticales y momentos. -

Pilar estribo	0.60 x 5 x 1 x 2400	7200	0.30	2160
Tierras (I)	5.5 x 3.4 x 1 x 1600	29920	2.30	69000
Tierras (II)	1.9 x 1 x 2.9/2 x 1600	4560	2.30	10304
Fundación (1)	2.1 x 3 x 1 x 2400	15120	1.05	15876
Fundación (2)	1.9 x 2.9/2 x 1 x 2400	<u>6840</u>	<u>3.00</u>	<u>20520</u>
		64390		118010

La resultante de estas fuerzas distará:

$$\frac{118010}{64390} - 1.836 \text{ mts. de "B"}$$

El empuje debido al peso propio del puente tiene una componente horizontal de 42770 K., con una componente vertical de 6840 K.

En total tenemos:

$$H = 42770 + 9424 = 52.19 \text{ T}$$

con una componente vertical:

$$V = 30060 + 6840 = 36.9 \text{ T}$$

simultáneas con un momento negativo de 1684 Kg. que es negligible.

La resultante del peso del estribo y tierras 64.39T se cortará con el empuje de la bóveda a:

$$1.836 \frac{36.9}{52.19} - 1.30 \text{ m. por debajo del punto E;}$$

y la resultante final del peso y empuje (con una componente vertical de $64.39 + 36.90 = 101.29 \text{ T}$) cortará a la base de apoyo a:

$$1.836 + (2.60 - 1.30) \frac{52.19}{101.29} = 1.836 + 0.669 = 2.505 \text{ m. de B.}$$

Siendo la base de cimentación un rectángulo de 1 m. x 4 m., la excentricidad:

$$2.50 - \frac{4}{2} = 0.50 \text{ m.}$$

El área de la base A - 400 x 100 = 40000 cm²., y las fatigas máximas del terreno:

$$p = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{b}\right) = \frac{101290}{40000} \left(1 \pm \frac{6 \times 50}{400}\right) =$$

$$2.54 (1 \pm 0.75) = 2.54 \pm 1.90$$

o sea una máxima de 4.5 K/cm². en el borde B' y una mínima de 0.64 K/cm². en el borde B, fatigas que están por debajo de la resistencia del terreno.

- ARMADURA TRANSVERSAL. -

La reacción vertical en el arranque producida por el peso propio y la carga permanente vale, por metro de ancho de bóveda. 30060 K.

La máxima reacción de la sobre-carga móvil la obtenemos de la línea de influencia correspondiente con la posición de cargas que se muestra en la Fig. 31.

Así:

$$3920 + 0.962 \times 988 + 0.600 \times 3920 + 0.35 \times 988 + 0.013 \times 3920 = 7620 \text{ (por metro de ancho de bóveda)}$$

$$V = 30060 + 7620 = 37680 \text{ K.}$$

La posición de la línea neutra en el arranque, como en flexión simple por igualdad de momentos estáticos de las secciones comprimidas y extendidas:

$$\frac{100}{2} x^2 + 14.35 (x - 3.5) = 33.15 (66.5 - x).$$

$$x^2 + 20.3 x - 701 = 0$$

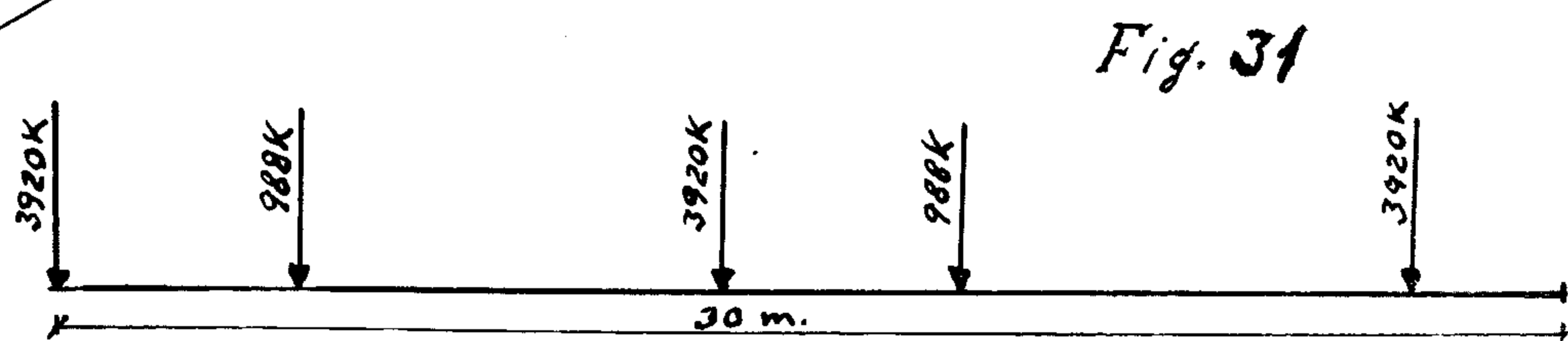
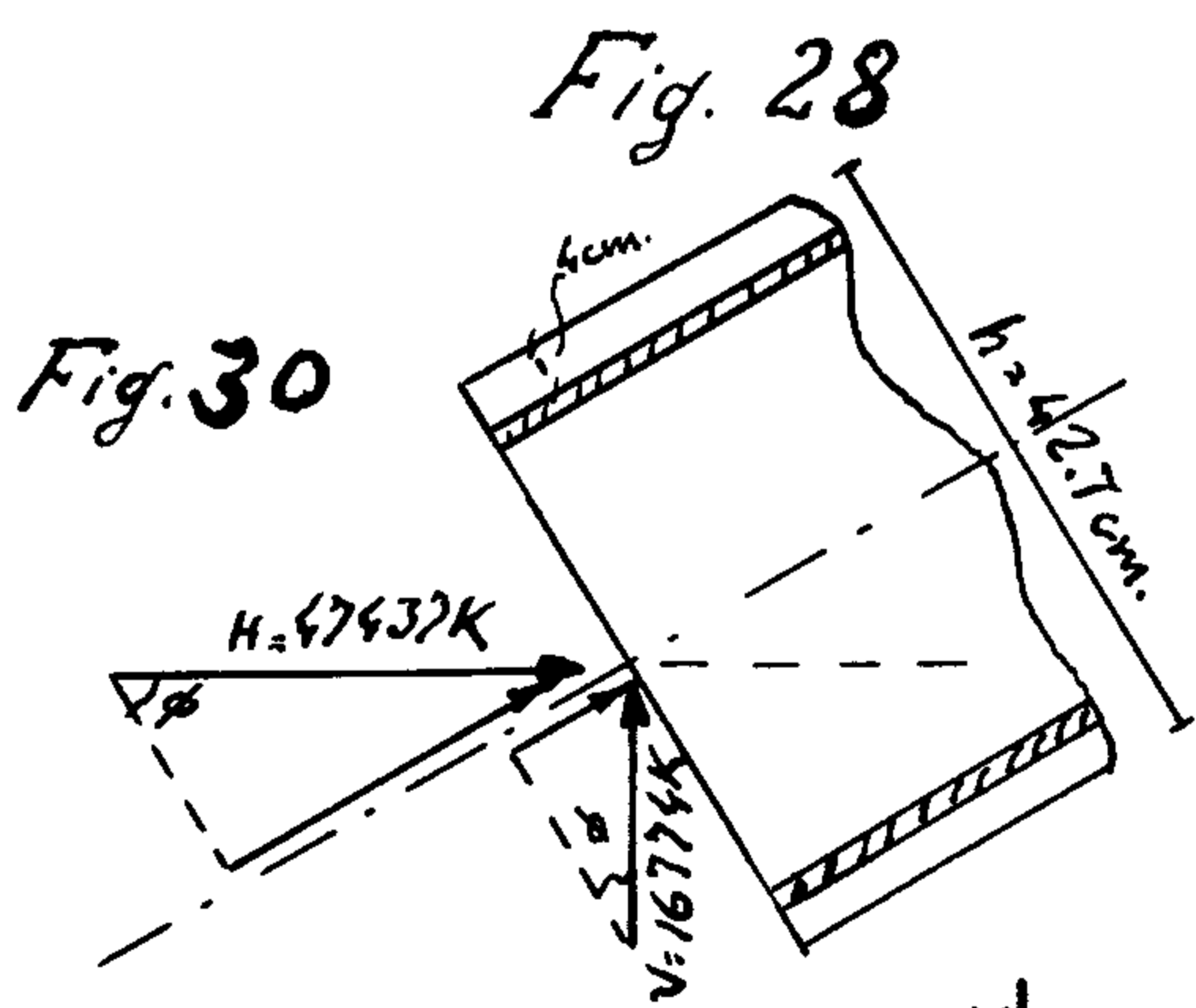
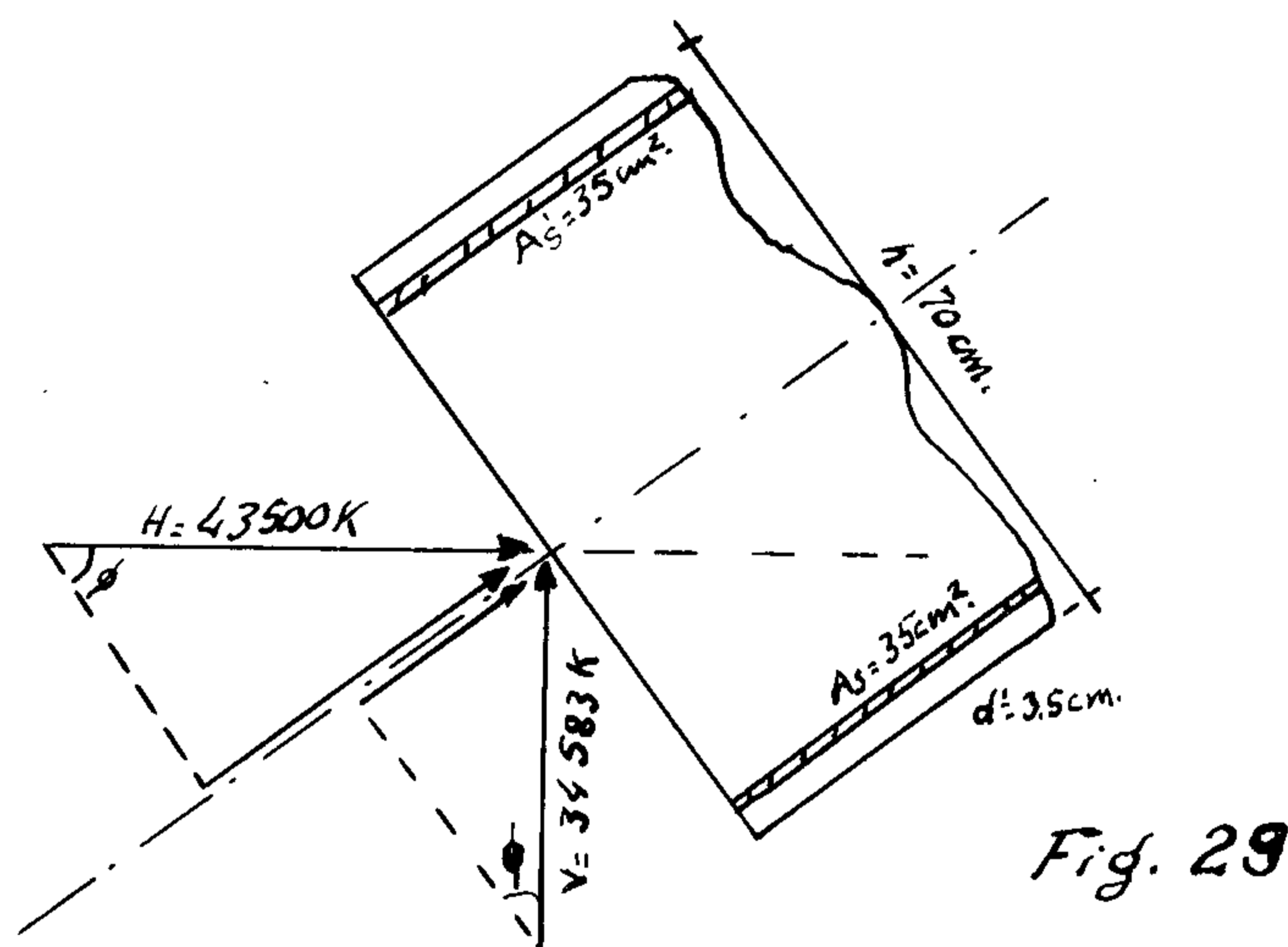
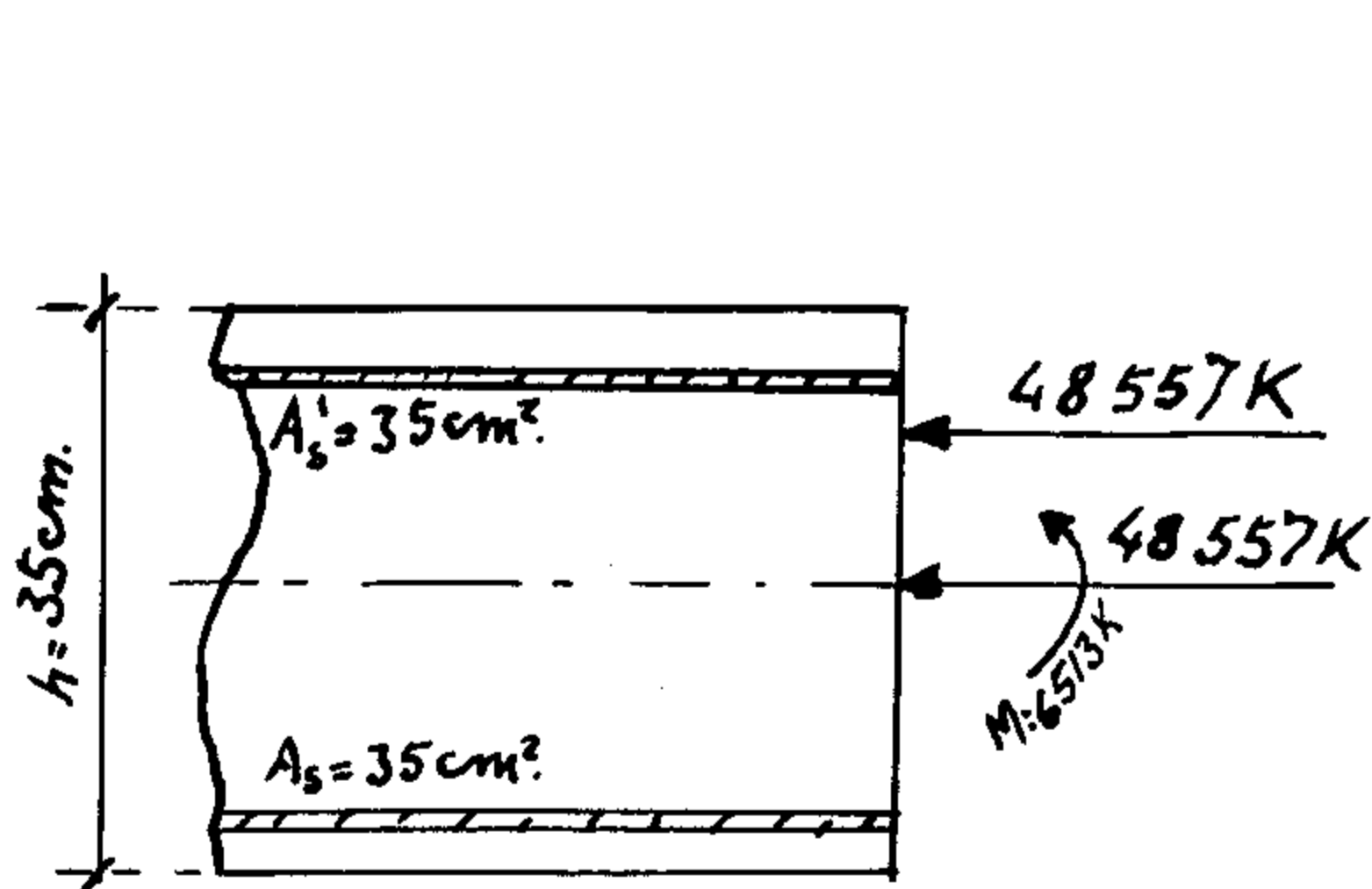
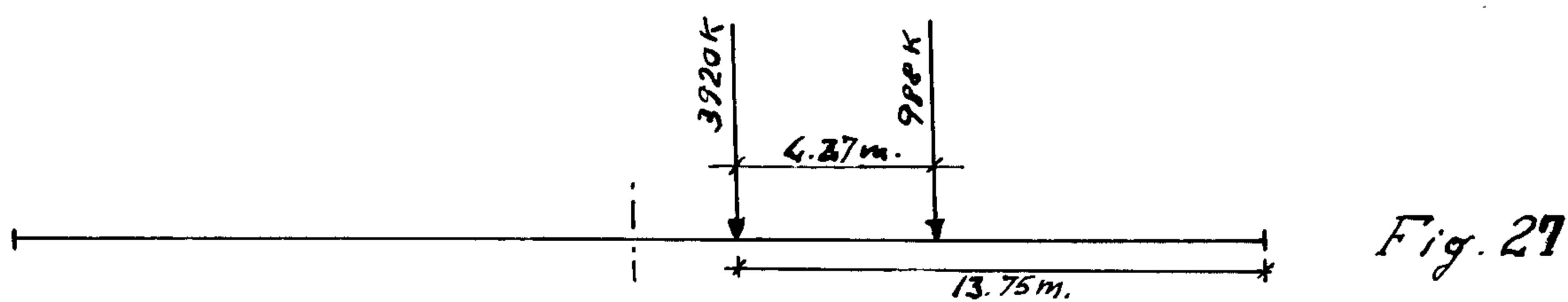
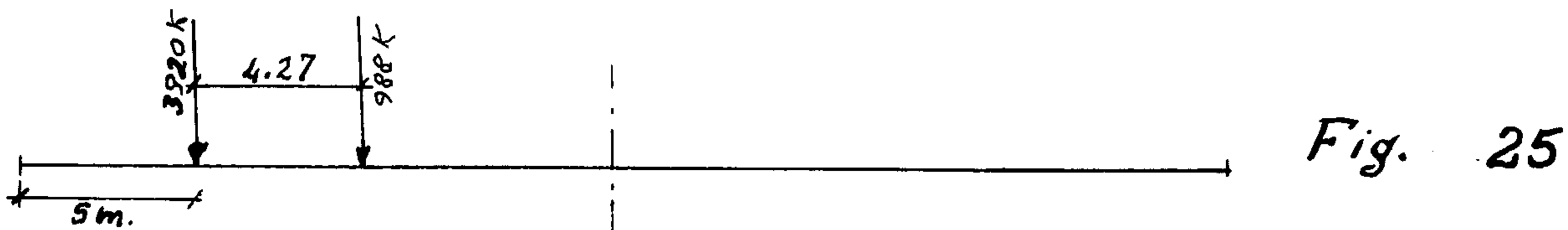
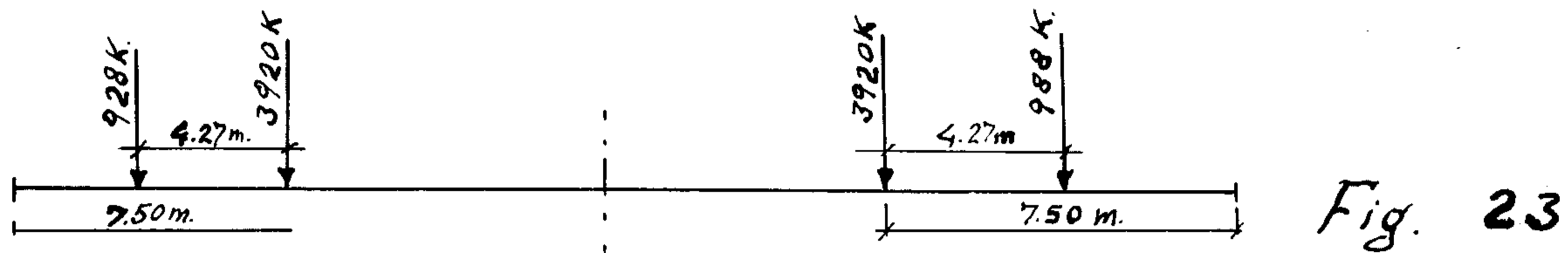
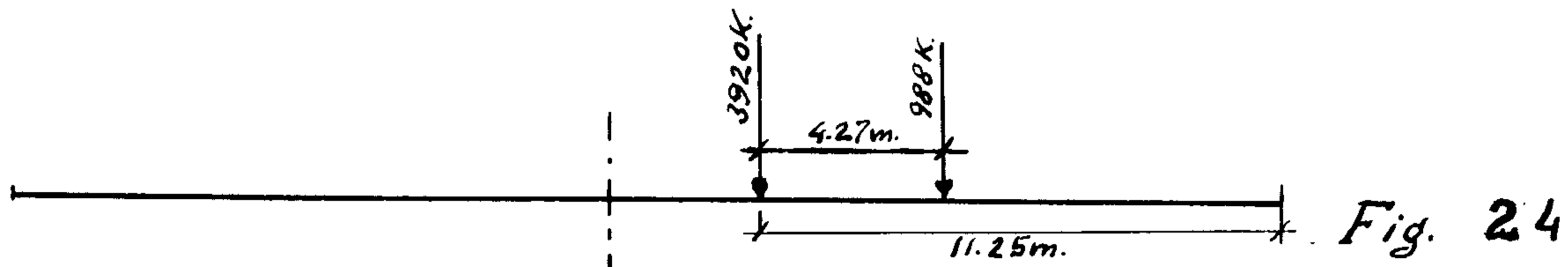
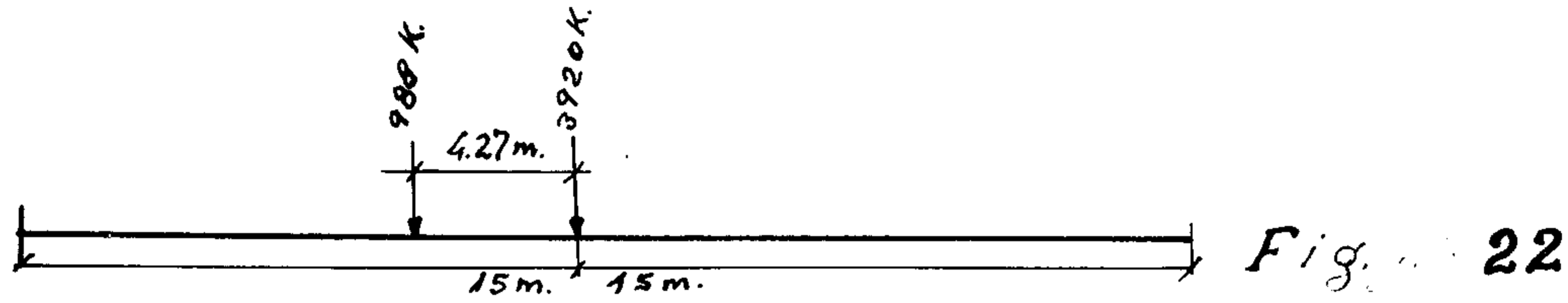
Lo que nos da una sección eficaz contra el esfuerzo cortante de:

$$\frac{100 (66.5 - \frac{18.2}{3})}{\cos \emptyset = 0.816} = 7400 \text{ cm}^2.$$

y la fatiga al corte en el arranque:

$$\frac{37680}{7400} = 5.1 \text{ K/cm}^2.$$

Usando estribos de dos ramas de 1/4" (0.62 cm².), uniendo los fierros superiores e inferiores, o sea 7 estribos por metro de ancho de bóveda (4.34 cm².); su separación en el



sentido longitudinal sería, asumiendo que absorben íntegramente el esfuerzo cortante:

$$A_v f_v = v_b s \operatorname{sen} \phi \quad 4.34 \times 1125 =$$

$$5.1 \times 100 \times 0.577 \times s.s. = 16.5 \text{ cm.}$$

Colocaremos, en el sentido longitudinal estos estribos a 20 cm. c.c. entre el arranque y la pared B; a 30 cm. c.c. entre la pared B y la pared C; y a 40 cm. en el resto de la semiluz.

6.03.08 - Encofrado.-

Para el encofrado usaremos el diseño que se muestra en la figura 33 basado en que por ser zona de costa lluviosa, comparable al norte del país en que los ríos tales como el Tumbes y el Chira llevan agua todo el año y, por tanto, no podremos contar con apoyos intermedios.

6.03.09 - Puente No. 2.-

El puente calculado es el correspondiente al río vecino al punto "C" que consideramos el más importante por su mayor longitud. Para el río vecino al punto "A", consideraremos igual diseño que para el anterior ya que las circunstancias que lo motivan son análogas y solo tiene ^{la diferencia} ~~centrífuga~~ de estar ubicado en curva, pero de gran radio, así la fuerza centrífuga correspondiente será:

$$F = P \frac{v^2}{127 R} = 15000 \frac{1202}{127 \times 530} = 3220 \text{ K.}$$

Y el ensanchamiento que habrá que darle, o sea la flecha correspondiente a la cuerda de 30 mts. será prácticamente:

$$f = \frac{(c/2)^2}{2R} = 0.21 \text{ m.}$$

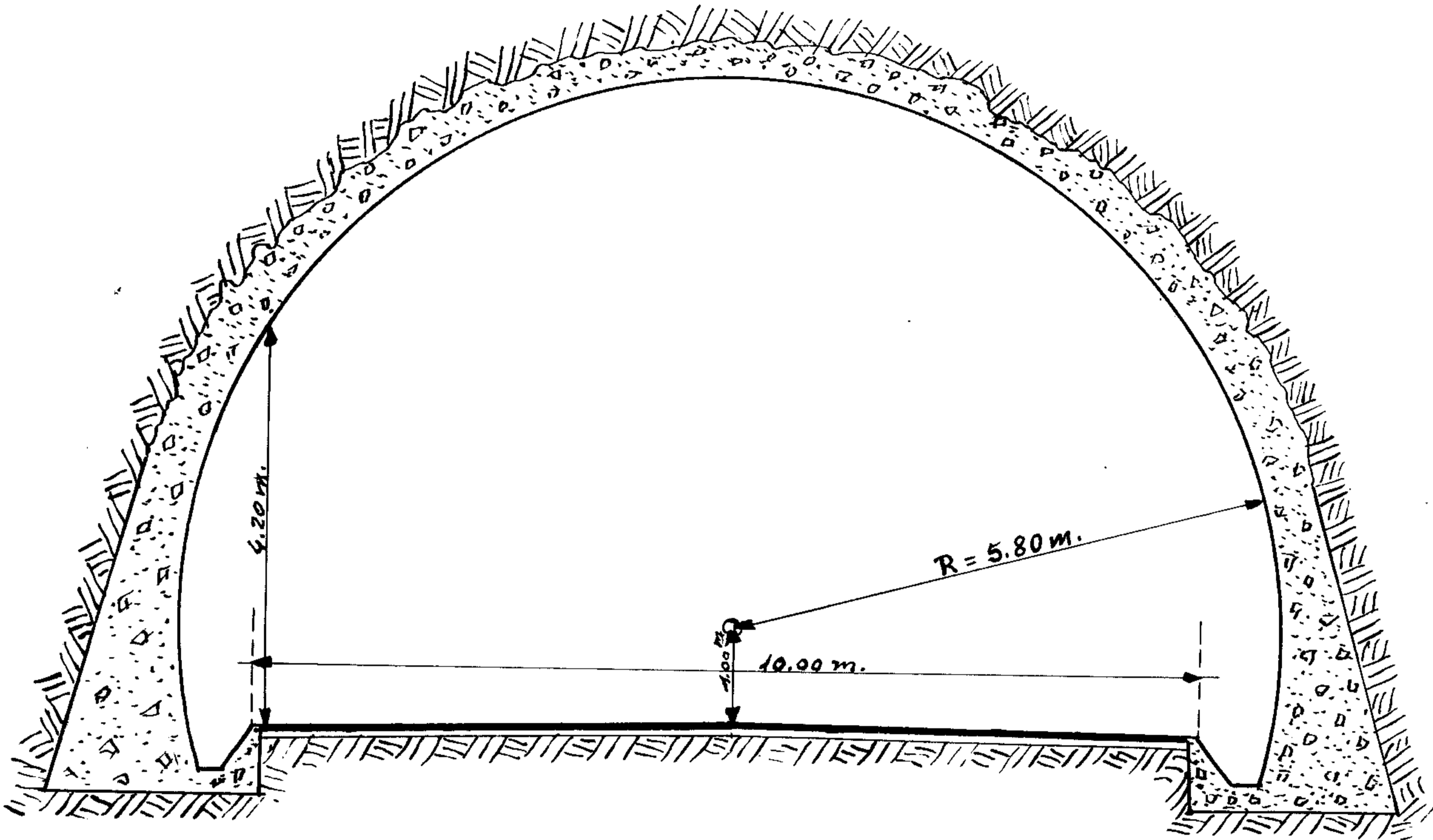
6.04 - REVESTIMIENTO DEL TUNEL.-

La máxima altura de campana que tenemos es en la estaca 01980 con un valor de 27.00 mts.

La carga estática equivalente a esta altura es según Bierbaumer (gráfico) de 50 mts. Suponiendo 2400 como densidad de la roca tendremos:

$$\frac{2400 \times 50}{10000} = 12 \text{ Kg/cm}^2$$

Adaptaremos un revestimiento de concreto simple, según



Volúmenes por m.l.
 Excavación: 80.30 m^3
 Revestimiento: 15.10 m^3

Fig. 32

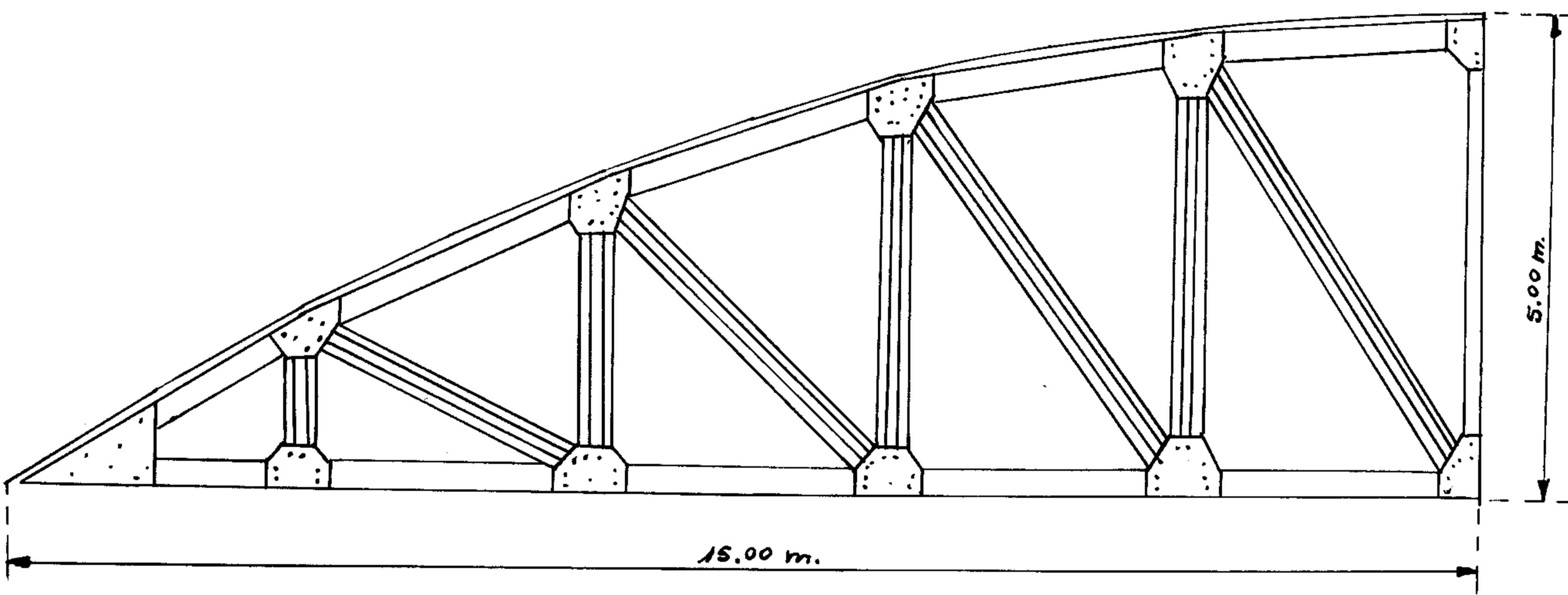


Fig. 33

el diseño que se acompaña, (Fig.32). Como se puede ver en él se han suprimido las bermas con el fin de evitar excesivos volúmenes, pero se ha conservado íntegramente el ancho de la superficie de rodadura, esto con el fin de que el túnel no sea causa de que los vehículos aminoren la velocidad al pasar por él. El hecho de estar ubicado en una tangente ayuda a este fin pues la visibilidad es completa. El trazo de la bóveda se ha hecho en forma tal que en los bordes de la superficie de rodadura la altura sea la mínima establecida en las Normas Peruanas, o sea de 4.20 m. Esto hace que en el centro del túnel la altura llegue a 6.80 m. lo cual favorecerá el paso de la maquinaria pesada que se usa actualmente en carreteras.

La bóveda en un solo arco de círculo de 5.80 m. de radio, con el centro ubicado a un metro por encima de la rasante. Esto facilitará la construcción y favorecerá la resistencia del revestimiento. Se han conservado las cunetas a través del túnel.

6.05 - OBRAS ACCESORIAS.-

Señales.- En el tramo principal y a 300 mts. de cada entrada al ramal se colocarán señales que digan:

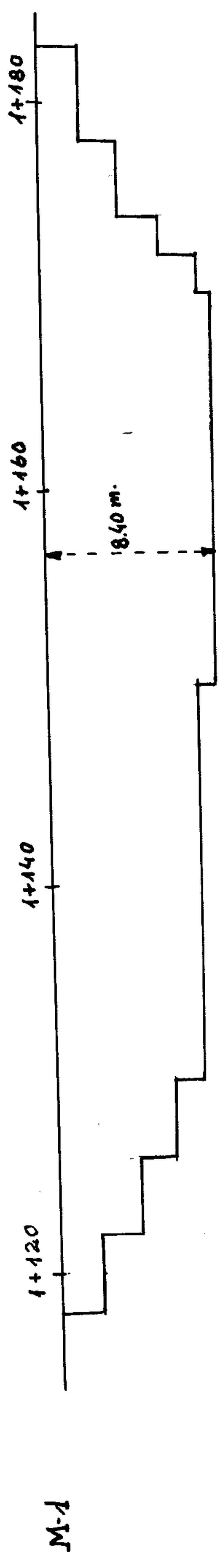
Desvío a "B"

a 300.00 mts.

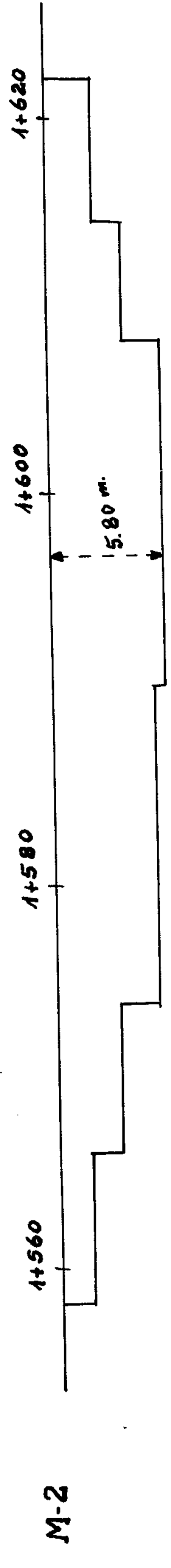
Veloc. 30 Kph.

Parapetos.- Sobre los muros que dan al abismo y a los lados de los rellenos se colocarán parapetos de piedra seca, blanqueada con cal para que puedan distinguirse fácilmente de noche.

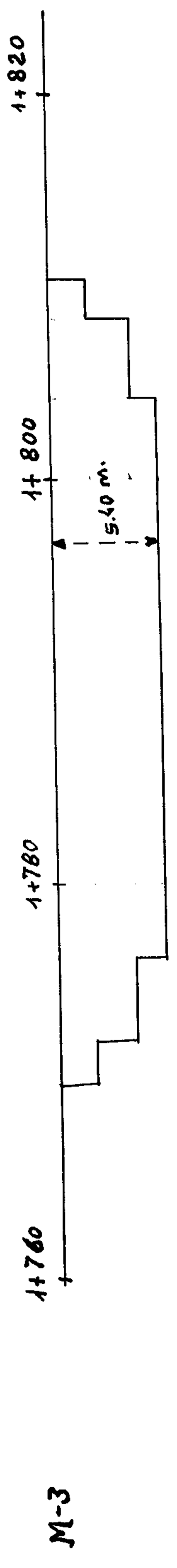
Volumen 978.00 m³



Volumen 785.00 m³



Volumen 328.00 m³



Volumen 1082.00 m³

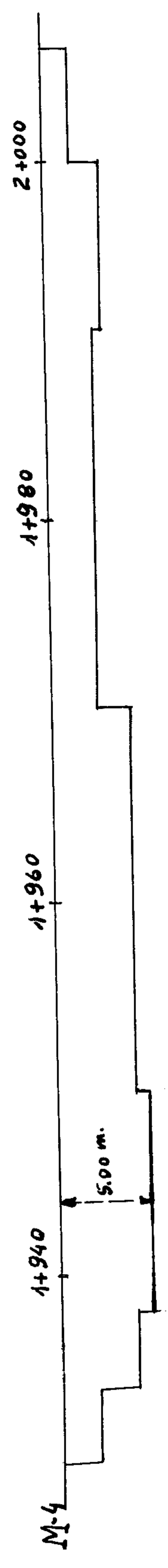


Fig. 34

CAPITULO 7

RAMAL A "B".-

7.01 - Características generales.-

- Velocidad directriz.- Por las razones expuestas anteriormente se ha adoptado una velocidad directriz de 30 k.p.h.
- Ancho.- Para la superficie de rodadura se ha adoptado un ancho de 5.50 m. con bermas de 0.50 m. de cada lado.
- Bombeo.- Llevará bombeo de 2%.
- Cunetas.- Por ser zona lluviosa se emplearán cunetas de 0.50 m. de profundidad y 1 m. de ancho, desde el borde de la berma hasta la vertical en el punto más bajo.
- Taludes.- Se emplearán 10 : 1 en roca y 3 : 1 en aluvión moderno. En los rellenos 1 : 1 para enrocados y 1 : 1-1/2 para aluvión.
- Radio mínimo.- Las Normas establecen un radio mínimo para carreteras de esta clase de 23 m. sin embargo no se ha llegado a este radio habiendo sido el menor radio empleado de 45 m.
- Sobre-ancho.- Se ha calculado con la fórmula dada por las Normas variando entre 1.20 m. y 0.30 m. dándose en el lado interior de las curvas.
- Peralte.- Se ha empleado 8% de peralte como máximo y 2% como mínimo. Se han calculado con el gráfico No.3 de las Normas y sus valores pueden verse en el siguiente cuadro :

Cur- va	Radio M.	Deflex o	T m.	E m.	L m.	Pe- ral- te %	Sobre ancho M.
1	45	158°30'	291.8	240.0	154.0	8	1.20
2	124	142°00'	365.0	259.0	312.0	3	0.60
3	340	27°50'	84.0	10.3	165.0	2	0.28
4	340	7°30'	22.3	0.7	44.5	2	0.28
5	63	93°10'	66.5	28.6	108.2	6.5	1.00
6	200	9°20'	16.3	0.7	32.6	2	0.33
7	100	11°30'	10.1	0.5	20.1	2	0.42
8	145	8°30'	10.8	0.4	21.5	No.	0.53
9	129	9°00'	10.2	0.4	20.3	No.	0.58

- Transición del peralte.- Siendo el ancho de 5.50 m. el peralte máximo es de 0.44 en el borde exterior y para tener una pendiente de este que no pase de 1.5% necesitare-

mos una longitud de

$$\frac{0.44 \times 100}{1.5} = 29.3 \text{ m.}$$

Tomaremos 30 m. para estar de acuerdo con las Normas. La transición al sobre-ancho también se ha tomado en esta misma longitud.

- Visibilidad.- En todos los cambios de pendiente se ha colocado curvas verticales parabólicas.

- Pendientes.- Se ha empleado la pendiente máxima de 7% solo en tramos menores de 200 m. existiendo a ambos lados de estos tramos otros de pendiente 3% y 4% menores que la máxima.

CAPITULO 8

METRADO Y PRECIOS UNITARIOS

8.01 - Metrado de explanaciones

Esta- ca	C O R T E				R E L L E N O		
	Area	Volumen total	Tierra	Congl.	Roca	Area	Volumen total
01000						10.9	
01020	60.9	679	679			0.00	109
040	96.9	1578	1578				
060	431.8	5287	5287				
080	466.5	8983	8983				
100	275.0	7415	7415				
120	130.9	4059	4059				
140	34.7	1656	1656				
160	32.1	668	668				
180	59.6	917	917				
200	66.0	1256	1256				
220	54.4	1204	1204				
240	19.2	736	736				
260	39.9	591	591				
280	55.4	953	953				
300	430.1	4855	4855				
320	363.2	7933	7933				
340	278.8	6420	6420				
360	221.2	5000	5000				
380	100.4	3216	3216				
400	7.6	1080	1080			0.0	
420	0.0	76				25.7	257
440						35.3	610
460						52.2	875
480						73.1	1253
500						86.2	1593
520						105.0	1912
540						124.9	2299
560						131.3	2562
580						132.7	2640
600						138.2	2709
620						156.2	2944
640						197.1	3533
660						232.2	4291
680						221.8	4542
700						197.8	4196
720						130.4	3282
740						115.1	2455
760						119.0	2341
780						113.4	2324
800						112.2	2256
820						93.90	2061
840	0.0					50.3	1442
860	25.8	258	258			0.0	503
880	89.8	1156	1156				
900	152.9	2427	2427				
920	249.6	4026			4026		
940	317.7	5674			5674		
960	500.3	8181			8181		
(tunel)							
11020	470.8						
040	335.3	8061			8061		
060	400.4	7358			7358		
080	494.7	8952			8952		
100	265.5	7603			7603		
120	93.4	3589			3589		
140	38.1	1315			1315	16.9	169
160	27.4	655			655	19.8	367
180	72.5	999			999	0.5	203
200	152.0	2245			2245	0.0	5
220	295.6	4476			4476		
240	308.4	6040			6040		
260	353.0	6614			6614		
-- Van --		144191	68237		75788		53733

Esta- ca	C O R T E				R E L L E N O		
	Area	Volumen total	Tierra	Congl.	Roca	Area	Volumen total
Vienen	--	144191	68237		75788		53733
280	449.4	8024			8024		
300	400.6	8500			8500		
1-320	374.4	7750			7750		
340	353.4	7278			7278		
360	325.6	6790			6790		
380	285.4	6110			6110		
400	255.0	5404			5404		
420	207.6	4626			4626		
440	152.8	3604			3604		
460	130.0	2828			2828		
480	210.6	3406			3406		
500	230.6	4412			4412		
520	231.4	4620			4620		
540	150.6	3820			3820	0.0	
560	36.4	1870		1870		0.1	1
580	2.4	388		388		18.0	181
600	1.4	38		38		25.0	430
620	18.7	201		201		4.0	290
640	84.8	1035		1035		0.0	40
660	99.3	1841		1841			
680	92.1	1914		1914			
700	96.1	1882		1882			
720	87.0	1831		1831			
740	79.0	1660		1660			
760	36.8	1168		1168		0.0	
780	16.1	529		529		71.6	716
800	26.5	426		426		70.4	1420
820	76.1	1026		1026		0.0	704
840	179.4	2555		2555			
860	207.8	3872		3872			
880	172.8	3806		3806			
900	122.6	2954		2954		0.00	
920	68.2	1908		1908		3.6	36
940	15.8	840		840		11.3	149
960	15.0	308		308		8.7	200
980	30.0	450		450		3.1	118
2-000	49.2	792		792		3.6	67
020	109.8	1590		1590		0.0	36
040	218.4	3282		3282			
060	243.2	4616		4616			
080	233.6	4668		4668			
100	187.0	4106		4106		0.0	
120	75.4	2624		2624		6.8	68
140	50.3	1257		1257		32.4	392
160	13.0	633		633		40.8	732
180	105.0	1180		1180		0.0	408
200	138.4	2134		2134			
220	138.4	2768		2768			
240	128.0	2664		2664			
260	107.6	2356		2356			
280	78.0	1856		1856		0.0	
300	48.2	2162		1262		6.1	61
320	26.4	746		746		11.7	178
340	14.0	404		404		61.0	727
360	17.8	318		318		92.2	1532
380	50.6	684		684		163.4	1634
400	45.0	956		956		93.2	1644
420	0.0	450		450		77.6	1708
440						91.4	1690
460						121.00	2124
480						113.6	2346
500						100.4	2140
520						98.2	1986
540						71.2	1694
560						39.0	1102
580						30.8	698
600						28.4	592
-- Van --		295211	68327	73848	152960		85306

Esta- ca	C O R T E				R E L L E N O		
	Area	Volumen total	Tierra	Congl.	Roca	Area	Volumen total
Vienen	--	295211	68327	73848	152960		85306
1-620'						14.7	431
640'						38.2	529
660'						54.2	924
680'						60.4	1146
700'						74.7	1348
720'						86.0	1604
740'						86.0	1720
760'						89.6	1756
780'						89.0	1786
800'						83.2	1722
820'						75.6	1588
840'						62.4	1380
860'						48.8	1112
880'						36.6	854
900'						36.4	730
920'						28.8	652
934'						0.1	202
TOTALES ...		295211	68327	73848	152960		104790

Observaciones: Los volúmenes colocados frente a cada estaca, representan el volumen existente entre esta estaca y la anterior.

No se ha clasificado el relleno de préstamo y propio, por considerar que el criterio que prima en nuestro caso es el de compensación longitudinal y no transversal.

VOLUMENES TOTALES

Tierra 68,327.000 m³.
 Aluvión 73,848.000 m³.
 Roca 152,960.000 m³.
 Relleno 104,790.000 m³.

Ramal al punto "B"

Estaca	Cota Terreno	Cota Rasante	Altura Corte	Altura Relleno
0+000	134.23	134.23	---	---
020	136.00	133.13	2.87	
040	137.00	132.03	4.97	
060	139.60	130.93	8.67	
080	140.80	129.83	1.97	
100	140.10	128.73	11.37	
120	127.30	127.63		0.33
140	140.20	126.53	13.67	
160	120.00	125.43		5.43
180	119.80	124.33		4.53
200	128.60	123.23	5.37	
220	127.00	122.13	4.87	
240	122.10	121.03	1.07	
260	125.00	119.93	5.07	
280	121.80	118.83	2.97	
300	110.00	117.73		7.73
320	108.40	116.63	1.77	
340	112.10	115.53		3.43
360	117.00	114.43	2.57	
380	120.00	113.33	6.67	
400	120.00	112.23	7.77	
420	117.20	111.13	6.07	
440	114.00	110.03	4.03	
460	109.20	108.93	0.27	
480	100.00	107.83		7.83
500	103.20	106.73		3.53
520	108.10	105.63	2.47	
540	106.40	104.53	1.87	
560	104.00	103.43	0.57	
580	101.00	102.33		1.33
600	90.00	101.23		11.23
620	100.80	100.13	0.67	
640	101.00	99.03	1.97	
660	101.50	97.93	3.57	
680	101.00	96.83	4.17	
700	100.50	95.73	4.77	
720	100.40	94.63	5.77	
740	100.30	93.53	6.77	
760	99.60	92.43	7.17	
780	97.00	91.33	5.67	
800	96.60	90.23	6.37	
820	94.30	89.13	5.17	
840	89.20	88.03	1.17	
860	85.10	86.96		1.86
880	89.00	85.95	3.05	
900	92.00	85.01	6.99	
920	85.50	84.13	1.37	
940	77.30	83.28		5.98
960	74.90	82.43		7.53
980	72.00	81.58		9.58
1+000	72.00	80.73		8.73
020	74.40	79.88		5.48
040	79.50	79.03	0.47	
060	83.00	78.18	4.82	
080	82.00	77.33	4.67	
100	81.40	76.48	4.92	
120	81.80	75.63	6.17	
140	80.00	74.78	5.22	
160	79.00	73.93	5.07	
180	77.00	73.08	3.92	
200	74.00	72.23	1.77	
220	69.90	71.38		1.48
240	69.00	70.53		1.53
260	69.00	69.68		0.68
280	70.30	68.83	1.47	
300	70.50	67.98	2.52	

Estaca	Cota Terreno	Cota Rasante	Altura Corte	Altura Relleno
1+320	70.30	67.13	3.17	
340	65.70	66.28		0.58
360	60.00	65.46		5.46
380	57.00	64.71		7.71
400	60.80	64.03		3.23
420	67.00	63.41	3.59	
440	68.80	62.83	5.97	
460	67.80	62.25	5.55	
480	66.50	61.66	4.84	
500	63.00	61.08	1.92	
520	57.70	60.50		2.80
540	55.60	59.91		4.31
560	57.10	59.33		2.23
580	59.00	58.75	0.23	
600	59.80	58.17	1.63	
620	60.20	57.58	2.62	
640	60.10	57.00	3.10	
660	58.20	56.42	1.78	
680	56.00	55.83	0.17	
700	54.00	55.25		1.25
720	53.20	54.67		1.47
740	53.80	54.08		0.28
760	55.00	53.50	1.50	
780	55.50	52.92	2.58	
800	55.30	52.34	2.96	
820	54.00	51.75	2.25	
840	52.00	51.17	0.83	
860	50.30	50.59		0.29
880	47.60	50.00		2.40
900	44.90	49.42		4.52
920	45.60	48.84		3.24
940	46.00	48.25		2.25
960	50.80	47.67	3.13	
980	52.00	47.09	4.91	
2+000	53.20	46.51	6.69	
020	53.00	45.85	7.15	
040	51.40	44.97	6.43	
060	50.10	43.94	6.16	
080	50.60	42.68	7.92	
100	50.20	41.35	8.85	
120	49.40	40.02	9.38	
140	49.00	38.69	10.31	
160	48.30	37.36	10.94	
180	49.00	36.02	12.98	
200	49.80	34.69	15.11	
220	48.20	33.36	14.84	
240	44.70	32.03	12.67	
260	41.60	30.70	10.90	
280	38.50	29.37	9.13	
300	34.80	28.04	6.76	
320	31.40	26.71	4.69	
340	28.10	25.38	2.72	
360	32.36	24.16	8.20	
380	28.60	23.60	5.00	
400	23.18	23.18	---	---

Estaca	Cota Terreno	Cota Rasante	Altura Corte	Altura Relleno
--------	-----------------	-----------------	-----------------	-------------------

Sub-ramal R₁

R1± 000	53.50	53.50	---	---
020	55.50	52.91	2.59	---
040	55.30	52.33	2.97	---
060	54.00	51.75	2.25	---
080	51.80	51.01	0.79	---
100	49.90	49.76	0.14	---
120	48.50	48.35	0.15	---
140	47.60	46.94	0.66	---
160	45.80	45.53	0.27	---
180	44.50	44.12	0.38	---
200	43.30	42.71	0.59	---
220	42.80	41.30	1.50	---
240	43.00	39.89	3.11	---
260	43.20	38.94	4.26	---
280	44.90	38.93	5.97	---
300	39.38	39.38	---	---

Sub-ramal R₂

R2± 000	43.94	43.94	---	---
020	50.10	42.61	7.49	---
040	44.00	41.28	2.72	---
060	39.90	39.95	---	0.05
080	39.80	38.62	1.18	---
100	39.60	37.29	2.31	---
120	41.00	35.89	9.11	---
140	40.60	34.49	6.11	---
160	39.10	33.09	6.01	---
180	34.00	31.69	2.31	---
200	34.60	30.29	4.31	---
220	33.80	28.89	4.91	---
240	32.30	27.60	4.70	---
260	32.20	26.56	5.64	---
280	32.10	25.76	6.34	---
300	33.00	25.20	7.80	---
320	24.75	24.75	---	---

8.02 - METRADO DE OBRAS DE ARTE.-

8.02.01 - MUROS.- De los perfiles longitudinales de éstos (Fig.34) se han sacado los datos para su cubi- cación, consignándose acá solo los resultados.

Muro	Cimientos	Cuerpo	Total alba- ñilería	Excavación roca	Excavación aluvión
M.1.	300 m ³ .	978 m ³ .	1278 m ³ .	256 m ³ .	
M.2.	210 "	785 "	995 "	154 "	
M.3.	98 "	328 "	426 "		88 m ³ .
M.4.	320 "	1082 "	1402 "		247 "
TOTALES:			4101 m ³ .	410 m ³ .	335 m ³ .

8.02.02 PUENTES.-

Losa :

Concreto 30 x 10 x 0.25 = 75 m³.

Fierro (5/8") 12 x 10 x 30 = 3600

3600 x 1.595 = 5760 kg.

" (3/8") 20 x 10/0.125 = 2400

2400 x 0.61 = 1465 "

7225 kg.

Viga sardinel :

Concreto :

2 (30+10.6) 0.30 x 0.50 = 12.2 m³.

Fierro :

(1/2") 8x2 (30.0+10.6) = 649.6

649.6 x 1.01 = 660kg.

(1/4)" 81.2/0.25 x 1.50 = 324

324 x 0.248 = 81 "

741 kg

Voladizo :

Concreto

2 (0.70x0.15x30) + 2 (0.25x0.10x30) = 7.83 m³.

Fierro

(3/8") 2x8x30x1 = 480; 480 x 0.61 = 293 kg.

Paredes :

Concreto

2 (3.6+2.2+1.15) x 0.25 x 10.6 = 36.8 m³.

Fierro

(1/2") 2 x 8 x 2 x 10.6 x 4.5 - 1530
 2 x 8 x 2 x 10.6 x 3.2 - 1085
 2 x 8 x 2 x 10.6 x 2.0 - 678

3313;3313 x 1.2-380 k

Arco :

Concreto

17.45 x 10.6 = 185.0 m3.

Fierro

(1") 2x7x10.6 x 33.5 = 4980; 4980x3.97 - 19800 kg
 (1/4") 2x3.5/0.20 x7x10.6=2590
 2x3.3/0.30x7x10.6=1630
 2x9.8/0.40x7x10.6=3640
 7860; 7860x0.248- 1960

21760 kg

Estribos :

Concreto ciclópeo

2 x 1.8 x 4.0 x 12 = 173 m3.

Concreto armado

2 x 0.6 x 6 x 12 = 86.4
 4 x 0.6 x 6 x 4 = 57.8

144.2 m3.

Fierro

(1/2") 9x12x2x5 = 1080 m.
 6/0.30x12x2= 479
 1559 x 1.02 = 1590 kg.
 (5/8") 9x12x2x6 =1295 x 1.59 = 2060 "
 (3/8") 5/0.3x12x2= 400 x 0.61 = 244 "

3894 kg.

Excavación :

2 x 1.8 x 4 x 12 = 173 m3.

Relleno concreto clave :

2 x (0.4 + 0.2)/2 x 3 x 10.6 = 19.08 m3.

Baranda :

60 ml.

Encofrados :

Superficie por encofrar 604 m2.
 Madera a emplearse 26633 p2.
 Fierro en planchas 1600 kg.
 Pernos de 1" x 12" 3840 us.

RESUMEN :

Concreto 1 : 2 : 4	335.9	m ³ .
Concreto ciclópeo	173	"
Fierro	27293	kg.
Excavación	173	m ³ .
Encofrado	604	"

8.02.03 - TUNEL.-

Longitud	60	m1.
Voumen excavacion roca	4818	m ³ .
Volumen revestimiento	906	m ³ .
Superficie por encofrar	1320	m ² .

8.03 - AFIRMADO Y ASFALTADO.-

Compactación 2934 x 12	=	35200	m ² .
Afirmado incluyendo ber mas 2934 x 12	=	35200	m ² o 3520 m ³ .
Asfaltado 2934 x 10 x 0.05	=	1467	m ³ .o 29340 m ² .
Sardineles concreto 2 x 2934 x 0.30 x 0.15	=	264	m ³ .
Superficie por encofrar 2 x 2934 x 0.15 x 2	=	1760	m ² .

8.05 - PARAPETOS.-

Pilca

$$2 \times 1150 \times 0.50 \times 0.50 = 575 \text{ m}^3.$$

Superficie para blanqueo

$$0.50 \times 2 \times 2 \times 1150 = 2300 \text{ m}^2.$$

8.06 - SEÑALES.-

Letreros 2 unidades

Franjas divisorias
2 x 0.20 x 2934 1175 m².

8.04.01 - ANALISIS DE PRECIOS.-

8.04.01 - Excavación en tierra.- El perfil compensado longitudinalmente permitirá el empleo de traíllas jaladas por tractores. Su empleo es económico mientras el tiempo empleado en cargar, transportar y descargar, sea menor que el que emplearían camiones o vagonetas cargadas con pala mecánica en las mismas condiciones. Esto se cumple en distancias menores a 1000 mts.

Emplearemos traíllas jaladas por tractores sobre llantas tales como Los Turnapulls, ya que las jaladas por tractor de orugas solo son económicas hasta los 300 mts.

Costo por m³.

Depreciación :

Precio de la máquina con tractor s/.350,000.00

Vida :

5 años de 2000 horas o sea 10000 horas

Depreciación :

$$\frac{350000}{10000} = \underline{s/.35.00 \text{ por hora}}$$

Los intereses seguros e impuestos los calcularemos sobre la inversión promedio que es

$$\frac{N + 1}{2N} = \frac{5 + 1}{2 \times 5} = \underline{0.6 \text{ del precio}}$$

$$\text{o sea } 0.6 \times 350000 = 210000$$

y los estimamos en 10% de esta cantidad, que se descoponen así :

6% de interés anual; 2% de seguro; 2% de impuestos

Tendremos pues :

$$\frac{210000 \times 10}{100} = s/.21000 \text{ al año}$$

Por hora será :

$$21000/2000 = \underline{s/.10.50}$$

Jornales :

Un operador a s/.24.00 diarios, o 24/8 - s/.3.00 p.h.

Un ayudante " " 16.00 " " 16/8 - " 2.00 "

s/.5.00 p.h.

Combustible :

El consumo es más o menos de 4 galones de petróleo por hora que estimaremos con s/.1.00 galón por considerar que siempre en obra los transportes son caros.

$$4 \times 1.00 = s/. 4.00 \text{ p.h.}$$

De lubricantes estimaremos 50% del costo de combustible, o sea s/.2.00.

Mantenimiento y reparación.- Se considera igual a la depreciación porque los respuestos son caros y para ponerse a cubierto de los descuidos de los mecánicos

s/.35.00 p.h.

Total del costo por hora :

Depreciación ...	s/.	35.00
Interese etc. ...	"	10.50
Jornales	"	5.00
Combustible	"	4.00
Lubricantes	"	2.00
Mantenimiento ...	"	<u>35.00</u>
	s/.	91.50
	- - - -	-

De acuerdo con el manual de la fábrica estimaremos un rendimiento de 75 m³/h. luego el costo del m³. será :

$$91.50/75 = \underline{s/. 1.20 \text{ p.m}^3}.$$

Los gastos de administración y personal técnico se cargarán sobre el total presupuestado para la obra, de acuerdo con las Normas.

8.04.02 - Excavacion en aluvión moderno.- Por ser un poco mayor la distancia de acarreo en la zona en que existe este material consideraremos en rendimiento de solo 50 m³/h. lo que dá un costo de

$$91.50/50 - s/.1.80 \text{ p.m}^3.$$

Al cual agregaremos un 20% considerando la posibilidad de preparación del material con escarificadoras o a mano.

$$1.80 + 0.36 = \underline{2.16 \text{ soles por m}^3}.$$

8.04.03 - Excavación en roca.-

Depreciación de equipo :

Una compresora y dos martillos con sus mangueras

Precio : s/.120,000.00

Vida : 4 años de 2000 horas.

Depreciación :

$$\frac{120,000.00}{2000} = s/.15.00 \text{ p.h.}$$

Intereses, etc. 10% de 120,000.00 = 12,000.00 al año, o 12000/2000 = s/.6.00 p. h.

Planta de aguce : Consideramos igual depreciación e intereses que la anterior, pero teniendo en cuenta que una aguzadora abastece para diez martillos tendremos que multiplicar estos resultados por 2/10 y obtenemos :

Depreciación 2/10 x 15.00 = s/.3.00
 Intereses 2/10 x 6.00 = " 1.20

Jornales :

Un compresorista	s/.20.00
Dos perforistas	" 40.00
Dos ayudantes perf.	" 30.00
Capataz (1/3 de 30)	" 10.00
Un aguzador (2/10x20)	" 4.00
Un ayudante aguzador	" 3.00
Un herramientero	" 10.00

Total al día s/... 117.00

Total por hora 117/8 = s/.14.65

Para las reparaciones y repuestos tomaremos lo mismo que la depreciación y tenemos :

Para perforación	s/.15.00
Para aguce	<u>3.00</u>
	s/.18.00

Combustible y lubricantes, tomaremos lo mismo que en el caso anterior :

Perforación	s/.6.00
Aguce	<u>1.20</u>
Total s/.	7.20

RESUMEN :

Depreciación perforadora	s/.15.00
" aguzadora	" 3.00
Intereses, etc. perforadora	" 6.00
" aguzadora	" 1.00
Jornales	" 14.65
Combustible y lubricantes	" 7.20
Mantenimiento	" 60.00
Desgaste acero	<u>" 1.15</u>

Total por hora s/....108.20

Suponiendo un rendimiento de 200 m³. por día o 200/8 = 25 m³. p.h. y sumándole el costo de la dinamita y el acarreo tendremos como precio del m³.

108.20/25	- 4.30
Dinamita	- 5.00
Acarreo	- <u>1.20</u>

Total por m³. s/...10.50

Para el acarreo se ha considerado el mismo precio que el encontrado para la tierra y para la dinamita se ha supuesto 1/2 kilo por m³. a un precio de s/.10.00 kl.

8.04.04 - Rellenos.- Como hemos considerado en la excavación el acarreo del material hasta el lugar de relleno, consideraremos para el precio de éste solo el trabajo de compactación.

Un rodillo para de cabra jalado por un tractor supondremos que cuesta por hora lo mismo que una trailla y es servido para su trabajo por tres traillas, luego el costo por m³. será de $1.20/3 = s/.0.40$

Como la compactación se realiza en capas de 20 cm. el costo por m². será $0.40/5 = 0.08$. Tendremos además:

Pata de cabra	s/. 0.08
Nivelación	0.20
Rodillado	0.10
Agua	<u>0.02</u>

Total s/... 0.40 por m².

para el caso de preparación de la sub-base y s/.2.00 por m³. para los rellenos.

8.04.05 - Señales.- Les asignaremos un costo de - - - s/.200.00 a cada uno de los letreros y s/.2.00 por m². de franjas divisorias.

8.04.06 - Parapetos.- Por m³. tendremos:

Piedra	s/. 30.00
Mano de obra	10.00
Blanqueo	<u>5.00</u>

Total s/..... 45.00

8.04.07 - Concreto 1:2:4.-

Cemento 2.06 barriles a s/.37.18 ..	s/. 76.50
Arena 0.444 m ³ . a s/. 18.00	" 7.90
Piedra chancada 0.90 m ³ . a s/.34.00 ..	" 30.60
Mano de obra para vaciado	<u>" 30.00</u>

Total por m³. s/.145.00

En el caso del puente sumaremos a este precio el costo necesario para poder llevar la mezcla a su sitio, lo cual por la calidad del trabajo estimaremos en s/.55.00 dando un total de s/.200.00

En el puente No.2, al costo total encontrado sumaremos un 5% por considerar que este puente está ubicado en curva,

lo cual exige peraltarlo y aumentar su resistencia proporcionalmente a la componente vertical de la fuerza centrífuga.

En el concreto armado consideraremos aparte el precio del fierro más el trabajo de doblado y colocación de éste, lo cual estimamos en un total de s/.3.00 por kilo.

8.04.08 - Encofrado. - Para el puente tenemos :

Madera 26633 p2. a s/. 2.40 = s/.63,919.20

Considerando 10 usos para la madera tendremos :

$\frac{63919.20}{10}$ - s/.6,391.92 por vez.

Fierro en planchas cortado y colocado :

1600 kg. a s/.3.00 s/.4,800.00

Le asignaremos también 10 usos pues a pesar de que su duración es indefinida, una vez cortado no se puede usar en otros fines.

Tendremos pues $\frac{4800}{10}$ = s/.480.00

Pernos igualmente : 3840 a s/.1.00 = s/.3,840.00

$\frac{3840}{10}$ = s/.384.00

En resumen :

Madera	s/.	6,391.92
Fierro	"	480.00
Pernos	"	384.00
Clavos, etc	"	<u>345.00</u>

Total de materiales s/.7,601.00

Esto es para 604 m2. de encofrado. Por m2. será $7601/604 = s/.12.60$. A lo cual agregaremos la mano de obra que estimamos en s/.11.40 que es más o menos el doble de lo que se paga en Lima por este trabajo y tenemos :

$12.60 + 11.40 = s/.24.00$ por m2. de encofrado

8.04.09 - Albañilería de piedra. -

El m3. de piedra labrada lo estimaremos así :

Desprender el material	s/.	11.60
Labrarlo	"	15.40
Asentarlo	"	<u>15.40</u>

s/. 42.40 el m3.

Mortero de cemento :

Por m³. tenemos

Arena	1 m ³ .	s/. 18.00
Cemento	1.9 bs.	<u>34.30</u>

s/. 52.30 el m³.

En albañilería de piedra entra :

0.8 m ³ . de piedra	a s/. 42.40	- s/. 33.80
0.21 de mortero	a s/. 52.30	- <u>11.20</u>

Total por m³. s/..... 45.00

8.04.10 - Túnel.- El método de trabajo será de galería de avance al centro y a la altura de la rasante y luego desquinche con taladros radiales hechos con perforadora tipo "torpedo".

La galería de avance tendría dimensiones apropiadas como para extraer el material con volquete, la que arroja un área de 10 m². Supondremos un avance por guardia de 8 horas, de 3 mts. l. o sea 30 m³. Para este avance solo se emplearía un martillo ya que el poco frente de trabajo no permite más. Así que tomaremos la mitad del costo por hora encontrado para la roca.

Para el acarreo con volquetes calcularemos como sigue :

Precio de un volquete s/. 50,000.00

Vida : 2 años de 2000 horas

Depreciación por hora

$$\frac{50000}{4000} = s/.12.50 \text{ p.h.}$$

Intereses etc., sobre $\frac{2+1}{2 \times 2} = \frac{3}{4}$ de 50000 = 37500

El 10% de esta cantidad es 3750.00 al año Y por hora será $3750/2000 = 1.87$.

Jornales :

Un chofer	20.00
4 cargadores	<u>60.00</u>

s/. 80.00 en 8 horas

Por hora será $80.00/8 = 10.00$

Combustible y lubricantes :

Por el poco recorrido del carro este consumo es reducido.

Supondremos s/. 2.00

RESUMEN :

Arranque del material 215/2 = 107.50

Acarreo :

Depreciación = 12.50

Intereses, etc. = 1.90

Jornales = 10.00

Combustible = 2.00

Mantenimiento = 12.50

Total s/. ... 146.40 p.h.

El avance por hora es de $30/8 = 3.75$ m³. Y el costo por m³. será:

$$146.40/3.75 = s/. 39.00$$

Al cual agregaremos la dinamita y también el consumo de luz.

	s/. 39.00
Dinamita	" 15.00
Alumbrado	" <u>0.50</u>
Total	s/. 54.50 -----

Para el desquinche por permitir este un mayor frente de trabajo, se reduce este costo en una cantidad que estimaremos en 30% y el costo será $54.50 = 16.35 = 38.15$ por m³.

8.04.10.01 - Revestimiento del túnel.- Al costo del concreto sumaremos el acarreo, que con los datos encontrados anteriormente será:

Depreciación	12.50
Intereses	1.90
Jornales	10.00
Combustibles	2.00
Mantenimiento	<u>12.50</u>

s/. 38.90 p.h.

En este tiempo un carro habrá hecho 12 viajes de 3 m³. lo que arroja un precio por m³. de

$$38.90/12 = 3.24 \text{ p. m}^3.$$

Para el encofrado supondremos el mismo precio por m². que para el puente, pues si bien éste resultará más simple, en cambio se dificulta su aplicación por tratar-

se de túnel

8.04.11 - Defensas.- Les estimaremos un costo de
s/.200.00 por ml.

8.04.12 - Drenaje.-

Tajeas : Precio por unidad :

Concreto	13.00 x 0.15 - 1.96 m ³ .	á 145.00 =	284.00
Bases	13.00 x 0.15 x 1.00 - 1.96 m ³ .	=	284.00
Fierro	13.00 x 5 x 0.25 - 16.3 k.á 2.4	=	39.20
Mano de Obra		=	<u>192.80</u>
		s/.	<u>800.00</u>

Colectoras de 0.60 x 0.40

Se harán a mano. Un hombre al día puede hacer 10 ml.
con un jornal de s/.15.00

Tendremos por ml. :

Mano de obra	s/.1.50
Herramientas	" 0.50
Capataz	<u>" 1.00</u>
	s/.3.00 p. ml.

8.04.13 - Afirmado.-

Grava de rio	s/. 30.00 m ³ .
Arcilla 20%	<u>2.00</u>
	s/. 32.00 m ³ .

(suponiendo s/.20.00 el m³).

Siendo el espesor del afirmado de 10cmts. un m³. alcanzará para 10 m². a un precio de :

$$32.00/10 = s/.3.20$$

A esto agregaremos :

Mezcla y nivelación	0.50
Rodillado	0.30
Riego dos capas	<u>0.15</u>
	s/. 4.15 p. m ² .

8.04.14 - Asfaltado.-

Materiales para un m³. de asfalto :

Piedra	1.00 m ³ .	o	1700 kg.
Arena	0.35 "	o	1600 x 0.35 = 560 kg.

El asfalto será de 5.2% de este peso o sea :

5/100 x (1700 + 560)	=	113 kg.
5% de mermas	=	<u>5.65</u>
		<u>118.65 kg.</u>

En total tendremos :

Piedra 1.00 m3.	s/.	34.00
Arena 0.35		6.30
Asfalto RC-2		16.90

Un m3. cubre 20 m2. luego el precio por m2. será :

Piedra	s/.	1.70
Arena	"	0.32
Asfalto	"	0.85

- Los precios para el asfalto son :

MC-0	s/.	132.00	tonelada
RC-2		142.00	"
RC-1		142.00	"

- Para la imprimación se considera 1.5 kls./m2. o sea s/0.20 por m2.

- Sello (1)

Piedra 0.02 m3.	s/.	0.68	p. m2.
Asfalto MC-0	"	0.20	" "

- Para el sello (2) con 2 lts. de arena por m2.

Arena 0.002 m3.	s/.	0.40	p. m2.
Asfalto		0.20	" "

- Resumiendo el precio de los materiales y sumándoles los gastos de aplicarlo tenemos :

Asfalto :

Concreto asfáltico	s/.	0.85	
Imprimación		0.20	
Sello (1)		0.20	
Sello (2)		0.20	
		<u>1.45</u>	1.45
5% depreciación cilindros			0.07
Piedra :			
Concreto		1.70	
Sello (1)		<u>0.68</u>	2.38
Arena :			
Concreto		0.32	
Sello (2)		<u>0.04</u>	0.36
			<u>4.26</u>

Total del costo de materiales por m2.	4.26
Riego, rodillado y barrido	0.40
Madera, reglas y colocación	0.50
Riego imprimación	0.20
Preparación y transporte de la mezcla	1.80
Extendido de la mezcla	0.20
Rodillado	0.14
Riego del sello (las dos capas)	0.20
Rodillado sello dos capas	0.30
	<u>8.00</u>
	s/.....

8.05 - P R E S U P U E S T O

CLASIFICACION	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL PARCIAL	SUB-TOTAL
<u>EXCAVACION</u>				
Tierra dura	68,327 m3.	1.20	82,000.00	
Aluvión moderno	73,848 "	2.16	159,500.00	
Roca dura	152,960 "	10.50	1'606,080.00	
Rellenos	104,790 "	2.00	209,580.00	2'057,160.00
<u>MUROS</u>				
Excavación aluv.	335 "	2.16	722.00	
" roca	410 "	10.50	4,305.00	
Albañilería	4,101 "	45.00	185,000.00	190,027.00
<u>PUENTE No.1</u>				
Concreto 1:2:4	336 "	200.00	67,200.00	
" ciclópeo	173 "	100.60	17,400.00	
Fierro (colocado)	37,293 kg.	3.00	111,879.00	
Excavación	173 m3.	10.50	1,816.50	
Encofrado	1,427 m2.	24.00	34,293.00	
Baranda (colocada)	60 m.	60.00	3,600.00	236,188.50
<u>PUENTE No.2</u>				
				247,998.00
<u>TUNEL (60 m.)</u>				
Galería de avance	600 m3.	54.50	32,700.00	
Desquinche	4,218 "	38.15	160,916.00	
Revestimiento	906 "	148.25	134,200.00	
Encofrados	1,320 m2.	24.00	31,680.00	359,496.00
<u>PAVIMENTO</u>				
Compactación	35,200 m2.	0.40	14,200.00	
Afirmado	35,200 "	4.15	146,000.00	
Asfaltado	29,340 "	8.00	234,000.00	
Sardineles	264 m3.	145.00	38,400.00	
Encofrado sard.	2,347 m2.	15.00	35,300.00	467,900.00
<u>DRENAJE Y DEFENSAS</u>				
Defensas	150 m.	200.00	30,000.00	
Tajeas	2 us.	800.00	1,600.00	
Colectoras	1,580 m.	3.00	4,740.00	
Cunetas	5,400 m.	1.00	5,400.00	41,740.00
<u>OBRAS ACCESORIAS</u>				
Parepetos	575 m3.	45.00	25,875.00	
Letreros	2 us.	200.00	400.00	
Franjas divisorias	1,175 m2.	2.00	2,350.00	28,625.00
Total de gastos en obras/.				3'629,134.50
Camamento 10%				362,913.50
Adm. y dirección técnica 15%				544,370.25
				4'536,418.25
Imprevistos 10%				453,641.75
TOTAL GENERAL S/.				4'990,060.00

SON : CUATRO MILLONES NOVECIENTOS NOVENTA MIL SESENTA SOLES ORO 00/100

CAPITULO 9

METODOS DE CONSTRUCCION

Siguiendo el plateamiento de las Normas Peruanas, se incluye este capítulo como complemento a lo que ya se ha indicado, a travez de los diferentes puntos tratados, sobre los procedimientos que se han de seguir en la construcción de la obra.

9.01 - Puente.- Debemos tener en cuenta que el arco debe construirse por elementos independientes. En nuestro caso dejaremos juntas transversales a un tercio de la luz que se rellenarán al final con concreto muy seco y muy apisonado. Las paredes de apoyo al tablero y este mismo se ejecutarán después de desencofrar el arco.

En los apoyos adoptaremos el sistema de balancines de acero forjado, de forma de columna corta con extremos redondeados colocadas entre dos planchas del mismo material aseguradas a la viga y al asiento. Hay que mantenerlo en posición por medio de cuñas o asfalto para evitar que durante el vaciado se desacomode.

9.02 - Túnel.- Como ya se ha dicho al hacer el análisis del costo, se hará éste por el sistema de galería de avance y luego desquinche con taladros radiales. En la galería de avance la extracción del material se hará con camiones volquete aprovechando que la poca longitud del túnel no compromete la ventilación y por tanto no existe el peligro de intoxicación con monóxido de carbono. Los volquetes se cargarán a mano, pues un túnel tan corto no justificaría la adquisición de un equipo especial para esto.

Los taladros radiales para el desquinche se harán con perforadora del tipo denominado "Stopehamer", bulgarmente llamada "torpedo". Para trazar debidamente éstos, se usará un aparato conocido en túneles con el nombre de "mono" y que consiste en un tablero que se fija con un pié en el suelo a determinada altura sobre el piso y del centro del cual sale una regla graduada que puede girar sobre este centro y que

plegable. Esta regla dá la medida del ancho que falta y éste se anota junto a la marca del sitio en que debe hacerse la perforación. De esta manera el capatáz de perforación tiene los datos de ubicación y profundidad del taladro a la vista y no hay lugar a error. Estos taladros no se hacen completamente perpendiculares al eje del túnel sino con cierto ángulo de inclinación que permite mayor facilidad para el trabajo del perforista y también mejores condiciones para el rendimiento del explosivo.

El material de desquinche se extraerá igualmente con camiones volquete, que esta vez, dadas las dimensiones del túnel, podrán cargarse con un tractor pala, del tipo transcavator.

9.03 - Pavimento.- Los métodos de construcción de éste se han descrito al hacer el estudio pertinente en el capítulo 5.

9.04 - Cortes y rellenos.- Como ya se ha dicho se harán éstos con traíllas sobre llantas del tipo Tournapull. En el tramo comprendido entre el km. 0¹000 y el puente No.2, el desnivel existente facilitaría el trabajo de éstas pues las máquinas aprovecharían de su propio peso para efectuar el corte, economizándose así el empleo de tractores empujadores que siempre son necesarios en esta operación. No sucede así en los demás tramos en que la presencia del tractor en el momento del corte será siempre necesaria.

En los rellenos cabe mencionar que su compactación es beneficiada, además del rodillado con pata de cabra y regado, por el tráfico de las traíllas cargadas.