

Proyecto de CAMINOS que para optar  
el grado de INGENIERO en CONSTRUC-  
CIONES CIVILES presenta el ex-alum-  
no de la promoción 1945 : VICTOR  
DIEZ CANSECO G.

Lima Febrero de 1950.

*J Diez Canseco*

PROYECTO DE CARRETERA PARA EL AÑO 1945

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

A.-Situada sobre la cota 5 m. próximamente.

B.-Situada sobre la cota 135 m. próximamente.

C.-Situada sobre la cota 25 m. próximamente.

empleando para ello dos trazos diferentes: El primero, deberá enlazar directamente A con B i 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).-Perfil longitudinal.

c).-Perfiles transversales.

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 i 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 tres grupos siguientes:

GRUPO "B".-

1).-Gradiente máxima. . . . . 3.5 %.

2).-Velocidad de régimen. . . . . 100 Km. por hora.

3).-Pavimento para tráfico mediano, camiones de 10 Ton.

Frecuente.

4).-Ancho, para dos tráfico.

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 i 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 i P, de la cota 60 hacia la cumbre y los N de la cota 80 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 el # 3, según el orden de lista, así:
- Alumnos 1 - 4 - 7 - 10 - 13 - 16 - 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.

Lima 8 de Julio de 1945.

Juan Quiroga.

Carlos Romero Sotomayor.

### CARACTERISTICAS DEL CAMINO.

De acuerdo con las Normas para el Estudio de Carreteras actualmente en vigencia, la carretera materia del presente proyecto por las características que nos fueron especificadas, puede ser clasificada como de Primera clase en terreno de topografía plana. Pero como la topografía del terreno en que debe construirse la carretera no es plana, como se puede deducir observando el plano que nos fué entregado con el presente proyecto; sería anti-técnico i anti-económico construir en dicho terreno un camino cuya curva mínima sería de 340 metros de radio, curva que se podría locar en el traza A - C a costa de grandes movimientos de tierra, pero que sería casi imposible de locar en la zona cercana al pueblo B.

Considerando pues, que la topografía del terreno no es plana; sino, que podemos considerarla como ondulada en las partes bajas y accidentada en las partes altas, es que en el presente proyecto doy características de carretera de Primera clase en terreno de topografía ondulada al trazo A - C y de carretera de Primera clase en terreno de topografía accidentada al trazo del ramal á B.

Por lo tanto las características adoptadas serán:

#### Características del trazo A - C :

Velocidad directriz.....	60 km. por hora.
Pendiente máxima.....	3.5 %
Ancho superficie rodadura.....	6.60 m.
Ancho bermas.....	1.00 m.

#### Características del trazo del ramal á B :

Velocidad directriz.....	45 km. por hora.
Pendiente máxima.....	3.5 %
Ancho superficie rodadura.....	6.00 m.
Ancho bermas.....	0.50 m.

CALCULO DE LA CURVA LIMITE.- De acuerdo con las Normas vigentes para el Estudio de Carreteras, los radios correspondientes a las curvas limites son calculados por la fórmula:

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

siendo:

V = velocidad en km. por hora.

p = peralte máximo, en nuestro caso 8 %.

f = coeficiente de fricción.

El coeficiente de fricción es calculado por la fórmula:

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

Para el trazo A-C que tiene una velocidad de regimen de 60 km. por hora, los valores correspondientes serán:

$$f = \frac{1}{1.4 \sqrt[3]{60}} = 0.18$$

$$R = \frac{60^2}{128 (0.08 \neq 0.18)} = 110 \text{ m.}$$

Para el trazo del ramal á B que tiene una velocidad de regimen de 45 km. por hora, los valores correspondientes serán:

$$f = \frac{1}{1.4 \sqrt[3]{45}} = 0.2$$

$$R = \frac{45^2}{128 (0.08 \neq 0.2)} = 56 \text{ m.}$$

PERALTE.- Como la carretera es clasificada como de Primera clase, el peralte máximo de acuerdo con el art. 2.08.01 de las Normas para el Estudio de Carreteras es de 8 %.

Este peralte de 8% es usado hasta un radio de 340 m. y disminuye proporcionalmente en 1/2% por cada 20 m. de aumento en el radio de la curva; correspondiendole por lo tanto a la curva # 8 del trazo A-C que tiene un radio de 480 m. un peralte de 4.5%.

**CURVAS DE TRANSICION.**- Con el fin de suavizar la entrada i salida de los carros en las curvas y pasar del peralte cero en las tangentes al peralte usado en la curva, se usa en las carreteras de primera clase curvas de transición.

La longitud de la curva de transición la cálculo por la fórmula:

$$L_t = \frac{v^3}{C.R}$$

siendo:

V = velocidad en km. por hora.

R = radio de la curva en metros.

C = coeficiente, que en nuestro caso vale 70.

**SOBREANCHOS.**- Es sabido que cuando un carro entra en una curva, debido al desplazamiento de las ruedas delanteras ocupa un mayor ancho. Considerando este aumento de ancho i tratando de que haya un mayor espacio libre cuando se cruzan dos carros en una curva, para dar mayor seguridad a la carretera se dá a las curvas un sobreancho.

El sobreancho lo cálculo por la fórmula:

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

siendo:

S = sobreancho en m.

n = número de vias en tráfico.

R = radio de la curva en m.

V = velocidad en km. por hora.

l = distancia entre ejes del vehiculo, fijada en 6 m.

Como todas las curvas tienen transiciones, el sobreancho se dará por medias partes en los lados externo e interno de la curva (art. 2.07.04); y se tomará en su valor total en la parte circular, reduciendose linealmente en la curva de transición (art. 2.07.05).

**PENDIENTE MAXIMA.**- Como la zona en que se construirá la carretera materia de este proyecto tiene una altura menor de 1000 mts.;

de acuerdo con las Normas para el Estudio de Carreteras la pendiente máxima admisible es de 6 %; pero, considerando que las especificaciones del presente proyecto nos fijan una pendiente máxima de 3.5 %; uso esta última como pendiente máxima.

COMPENSACION DE PENDIENTES EN LAS CURVAS.- Tratándose de una carretera en que la pendiente máxima adoptada es de 3.5 %, que es menor que la permitida por las Normas para el Estudio de Carreteras, no es necesario compensar las pendientes en las curvas logrando así obtener una rasante menos quebrada i evitando pérdidas de altura.

LONGITUD MINIMA DE LOS CAMBIOS DE PENDIENTE.- De acuerdo con el art. 2.12.08 de las Normas para el Estudio de Carreteras la longitud mínima para los cambios de pendiente será de 200 mts.

VISIBILIDAD EN PLANO.- Para dar mayor seguridad a una carretera es necesario dar en ciertos sitios de ella, campo visual suficiente para que los vehiculos que marchan en sentido opuesto tengan tiempo no solo de verse, sino de efectuar las maniobras necesarias para evitar un choque. Estos puntos críticos son las curvas en las cuales los taludes de corte cubren al que maneja una gran extensión de la carretera; para evitar este inconveniente es que en estas curvas, a partir de 1.30 m. de altura de los cortes se construyen banquetas de visibilidad, cuya profundidad se determina en función de la velocidad de régimen i del radio de la curva; i que dan al conductor el campo visual necesario.

VISIBILIDAD EN PERFIL.- Los puntos críticos para visibilidad en perfil son los vértices salientes de la rasante, en los cuales la cúspide quita visibilidad al conductor que sube por la rampa.

Para dotar de visibilidad dichos puntos críticos, se construye en ellos curvas verticales parabólicas, cuya longitud depende de la velocidad de régimen i de la diferencia algebraica de las pendientes.

DESCRIPCION DEL TRAZO.- He escogido como solución en este proyecto la construcción de un camino troncal que une el pueblo de A (cota 5) con el pueblo de C (cota 25) y un ramal que vá hacia el pueblo de B (cota 135);ya que la otra solución,o sea unir directamente A con B i con C tendría que locarse por un terreno de topografía muy accidentada,siendo su costo de construcción mayor que el costo del trazo escogido y presentaría ademas el inconveniente de obligar a los carros que van de A á C a subir hasta el pueblo de B ocasionando de esta manera mayores gastos de transporte.

Estando pues definida la construcción de una troncal que une el pueblo de A (cota 5) con el pueblo de C (cota 25) y de un ramal que sube hacia el pueblo de B (cota 135);procederé a ubicar el punto inicial del ramal,que debe reunir condiciones de amplia visibilidad i estar situado lo mas bajo posible para evitar a los automotores que van de A hacia C subidas innecesarias.Despues de varios reconocimientos,bajando de B con pendiente máxima de 3.5% que es la especificada en el presente proyecto,he ubicado este punto obligado de paso en la meseta que llamaré "X" situada en la cota 55.

TRONCAL A - C .- Antes de iniciar el trazo y habiendo efectuado un reconocimiento de la zona he ubicado como puntos obligados de paso,aquel donde se construirá el puente y el otro la meseta "X" de la cota 55 donde se ubicará la naciente del ramal hacia B.

El trazo en plano lo he locado en las zonas que me permiten obtener tangentes lo mas largas posibles.Las inflexiones en plano han sido determinadas por la topografía del terreno,aun que en algunos sitios he evitado contornear alguans salientes i en otras pequeñas quebradas,para asi obtener un mejor trazo.

La longitud obtenida para este trazo es de 4.126 Km. y en él

he locado 11 curvas, usando una sola vez la curva límite de 110 metros de radio, siendo todas las demás de amplios radios. He logrado pues un promedio de 3 curvas por kilometro, promedio que es muy aceptable para una carretera de esta categoría. Como en perfil la diferencia de altura por vencer no es grande he llevado siempre una pendiente menor que la permitida, tratando en lo posible de adaptarme al terreno para tener menor movimiento de tierras.

Tratándose de una carretera de Primera clase he quebrado lo menos posible la rasante y en los sitios donde lo he echo ha sido para amoldarme al terreno; construyendo en estos puntos de inflexión curvas verticales parabólicas, cuyo número en este trazo es de cinco, siendo la longitud de la menor de 80 metros, i todas las demás de 120 metros de longitud.

RAMAL á B .- Como la diferencia de altura en este trazo es de 80 metros i la pendiente máxima que puedo usar (3.5%) no permite hacer un trazo directo entre la meseta "X" de la cota 55 y el pueblo de B situado en la cota 135, es necesario por lo tanto hacer un desarrollo para llegar a B. Des pues de un reconocimiento de la zona mas favorable para locar la vuelta de lazo, he ubicado dicho sitio en la meseta que llamaré "Y" situada en la cota 100.

Siendo en este trazo el principal problema la diferencia de altura, he llevado en casi toda su longitud la pendiente máxima de 3.5%, para asi ganar altura lo mas rápido posible i obtener una menor longitud del ramal. La rasante presenta solamente dos inflexiones, que han sido determinadas por la topografía del terreno i en las cuales he construido curvas verticales parabólicas.

En plano le he dado las mejores características que se pueden obtener tratándose de una zona bastante quebrada, logrando en los 2.798 Km. de longitud del ramal locar 13 curvas.

CURVAS HORIZONTALES DEL TRAZO A - C.

Velocidad de régimen = 60 km. por hora.

#		R. (m)	Tg. (m)	E. (m)	L. (m)	P.I.	P.C.	P.T.	L <sub>t</sub> . (m)	S. (m)
1	D. 81° 20'	130	111.69	41.39	184.54	13 / 8.00	02 / 6.31	21 / 0.85	23.8	0.80
2	I. 24° 30'	130	28.23	3.03	55.59	36 / 5.50	33 / 7.27	39 / 2.86	23.8	0.80
3	I. 46°	130	55.18	11.23	104.37	84 / 9.00	79 / 3.82	89 / 8.19	23.8	0.80
4	I. 100°	110	131.09	61.13	191.99	24 / 9.50	11 / 8.41	31 / 0.40	28.2	0.92
5	D. 94° 30'	130	140.63	61.51	214.41	66 / 5.00	52 / 4.37	73 / 8.78	23.8	0.80
6	I. 18° 30'	130	21.17	1.71	41.98	81 / 1.50	79 / 0.33	83 / 2.31	23.8	0.80
7	D. 17°	200	29.89	2.22	59.34	91 / 4.70	88 / 4.81	94 / 4.15	15.5	0.62
8	D. 33°	480	142.18	20.62	276.46	31 / 9.80	17 / 7.62	45 / 4.08	6.4	0.36
9	D. 66° 40'	120	78.93	23.63	139.63	62 / 8.00	54 / 9.07	68 / 8.70	25.8	0.84
10	I. 106° 30'	120	160.70	80.56	223.05	98 / 9.50	82 / 8.80	05 / 1.85	25.8	0.84
11	I. 76° 10'	180	141.05	48.68	239.28	86 / 7.00	72 / 5.95	96 / 5.23	17.2	0.64

CURVAS HORIZONTALES DEL RAMAL á B.

Velocidad de régimen = 45 km. por hora.

#		R. (m)	Tg. (m)	E. (m)	L. (m)	P.I.	P.C.	P.T.	Lt. (m)	S. (m)
1	D.	190	138.04	44.85	238.76	28 / 0.00	14 / 1.96	38 / 0.72	6.9	0.54
2	D.	80	31.38	5.93	59.81	46 / 3.50	43 / 2.12	49 / 1.93	16.3	0.96
3	D.	80	57.59	18.57	99.83	70 / 6.00	64 / 8.41	74 / 8.24	16.3	0.96
4	I.	56			178.77		86 / 8.00	04 / 6.77	23.3	1.24
5	D.	110	32.58	4.72	63.36	19 / 3.50	16 / 0.92	22 / 4.28	11.8	0.76
6	D.	244	119.89	27.86	222.87	45 / 2.00	33 / 2.11	55 / 4.98	5.4	0.44
7	I.	200	54.53	7.30	106.47	67 / 5.50	62 / 0.97	72 / 7.44	6.5	0.50
8	D.	80			304.23		89 / 3.00	19 / 7.23	16.3	0.96
9	I.	70	27.93	5.37	53.15	28 / 3.60	25 / 5.67	30 / 8.82	18.6	1.06
10	D.	60	24.96	4.98	47.30	36 / 4.00	33 / 9.04	38 / 6.34	21.6	1.20
11	I.	80	61.57	20.95	104.95	53 / 5.00	47 / 3.43	57 / 8.38	16.3	0.96
12	I.	60	193.23	142.22	152.29	83 / 7.00	64 / 3.77	79 / 6.06	21.6	1.20
13	I.	90	39.13	8.14	73.83	89 / 1.80	85 / 2.67	92 / 6.50	14.4	0.88

CURVAS VERTICALES DEL TRAZO A - C.

CURVA N°.1.- Vértice Km. 1.220

Longitud : 80 m.

Dif. alg. de pendientes : - 0.6%

Estacas.	Cotas de la rasante.	Corrección	Cotas de la curva.
18	33.32	∕ 0.00	33.32
20	33.80	∕ 0.02	33.82
22	34.28	∕ 0.06	34.34
24	34.88	∕ 0.02	34.90
26	35.48	∕ 0.00	35.48

CURVA N°.2.- Vértice : Km. 1.900

Longitud : 120 m.

Dif. alg. de pendientes : ∕ 3%

Estacas.	Cotas de la rasante.	Corrección	Cotas de la curva.
84	52.88	- 0.00	52.88
86	53.48	- 0.05	53.43
88	54.08	- 0.20	53.88
90	54.68	- 0.45	54.23
92	54.68	- 0.20	54.48
94	54.68	- 0.05	54.63
96	54.68	- 0.00	54.68

CURVA N<sup>o</sup>.3.- Vértice : Km. 2.260

Longitud : 80 m.

Dif. alg. de pendientes :  $\neq$  0.6%

Estacas.	Cotas de la rasante.	Corrección	Cotas de la curva.
22	54.68	- 0.00	54.68
24	54.68	- 0.02	54.66
26	54.68	- 0.06	54.62
28	54.56	- 0.02	54.54
30	54.44	- 0.00	54.44

CURVA N<sup>o</sup>.4.- Vértice : Km. 3.040

Longitud : 120 m.

Dif. alg. de pendientes :  $\neq$  2.2%

Estacas.	Cotas de la rasante.	Corrección	Cotas de la curva.
98	50.36	- 0.00	50.36
Km.3	50.24	- 0.04	50.20
02	50.12	- 0.15	49.97
04	50.00	- 0.33	49.67
06	49.44	- 0.15	49.29
08	48.88	- 0.04	48.84
10	48.32	- 0.00	48.32

CURVA N<sup>o</sup>.5.- Vértice : Km. 3.860

Longitud : 80 m.

Dif. alg. de pendientes : - 2.05%

Estacas.	Cotas de la rasante.	Corrección	Cotas de la curva.
82	28.16	∕ 0.00	28.16
84	27.60	∕ 0.05	27.65
86	27.04	∕ 0.21	27.25
88	26.89	∕ 0.05	26.94
90	26.74	∕ 0.00	26.74

CURVAS VERTICALES DEL RAMAL á B.

CURVA N<sup>o</sup>.1.- Vértice : Km. 2.300

Longitud : 120 m.

Dif. alg. de pendientes : - 3.5%

Estacas.	Cotas de la rasante.	Corrección	Cotas de la curva.
24	54.68	∕ 0.00	54.68
26	54.68	∕ 0.06	54.74
28	54.68	∕ 0.23	54.91
30	54.68	∕ 0.53	55.21
32	55.38	∕ 0.23	55.61
34	56.08	∕ 0.06	56.14
36	56.78	∕ 0.00	56.78

CURVA N°.2.- Vértice : Km. 3.600

Longitud : 80 m.

Dif. alg. de pendientes :  $\neq 3\%$

Estacas.	Cotas de la rasante.	Corrección	Cotas de la curva.
56	98.78	- 0.00	98.78
58	99.48	- 0.08	99.40
60	100.18	- 0.30	99.88
62	100.28	- 0.08	100.20
64	100.38	- 0.00	100.38

CURVA N°.3.- Vértice : Km. 4.000

Longitud : 80 m.

Dif. alg. de pendientes :  $- 3\%$

Estacas.	Cotas de la rasante.	Corrección	Cotas de la curva.
96	101.98	$\neq 0.00$	101.98
98	102.08	$\neq 0.08$	102.16
Km.4	102.18	$\neq 0.30$	102.48
02	102.88	$\neq 0.08$	102.96
04	103.58	$\neq 0.00$	103.58

## PAVIMENTO.

Cuando un vehículo transita por un camino sus ruedas ejercen presiones mayores que aquellas que el terreno natural puede resistir, salvo el caso de suelos de roca, deteriorando rápidamente el camino; para evitar esto, se construye sobre el terreno natural una capa que resista las presiones transmitidas por los vehículos i que se conoce con el nombre de pavimento.

Un pavimento esta formado de tres partes o elementos interdependientes, que son:

1)-La sub-rasante o sub-base, que soporta el peso de las cargas.

2)-La base o afirmado, que trasmite las cargas.

3)-La superficie, que soporta la acción desgastante del tráfico.

Como en nuestro caso, segun las especificaciones dadas, el camino soportará un tráfico frecuente de camiones de 15 toneladas, usará como afirmado un suelo estabilizado con un espesor de 20 cm. i como superficie de rodadura una mezcla asfáltica de 5 cm. de espesor.

**SUB-RASANTE.**- La sub-rasante esta formada por los materiales del suelo de la explanación a los que se les ha dado forma i nivel apropiados. Se recomienda en general eliminar los suelos malos que estan formados por materia orgánica, turbas, etc. que no tienen resistencia i no pueden consolidarse. La experiencia aconseja mejorar los suelos arenosos con arcilla ligante y los suelos arcillosos deben mejorarse con materiales granulares. Cuando los suelos de la explanación son buenos, como en nuestro caso la zona de roca dura, no es necesario diseñar la sub-rasante.

Cuando la sub-rasante ha sido bien drenada, se ha conseguido bajar el nivel de la "napa de agua" a una altura apropiada para cada tipo de suelo i se ha eliminado todos los materiales malos, la máxima mejora se obtendrá por una apropiada compactación.

La compactación del suelo es el proceso por el cual las partí-

culas que lo forman son obligadas mecánicamente a acomodarse mas intimamente expulsando el aire i reduciendo por consiguiente el porcentaje de vacios. El objeto de compactar un suelo, es mejorar sus propiedades, en particular su resistencia i reducir su compresibilidad i su capacidad de absorber agua.

**Manera de efectuar la compactación.**- Con un tanque regador se aplica en la superficie un promedio de 20 litros de agua por metro cuadrado, con lo que se consigue humedecer unos 20 cm. en profundidad de la caja del camino. A continuación se pasa un rodillo pata de cabra, sucesivas veces por cada faja, empezando por los costados i terminando por el centro del camino. Durante esta operación el agua se va evaporando gradualmente, de suerte que al llegar al óptimo grado de humedad, se produce la mayor acumulación de material seco por unidad de volumen.

Hago notar, que si bien es cierto que he fijado en 20 lts. de agua por metro cuadrado para el riego; esta cantidad es preferible determinarla experimentalmente por la prueba de humedad de Proctor, que consiste en buscar la cantidad de agua que dá a una muestra de suelo la mejor combinación de densidad i resistencia a la penetración.

Realizadas las operaciones anteriores, se borrarán las huellas dejadas por el pata de cabra. Se corregirán las pequeñas desigualdades que pudieran existir, sirviendonos para ello de la sercha; pudiendo tambien, donde las condiciones lo permitan emplear rodillos cilindricos. Por último, un rodillo Tandem o de tres ruedas será repasado, haciendo su recorrido por fajas longitudinales, empezando por los costados i terminando por el centro, superponiendo en cada pasada 30 cm. sobre la banda rodillada anteriormente.

Terminadas estas operaciones, la carretera estará en condiciones de recibir el afirmado.

**AFIRMADO.**- Terminadas las explanaciones i consolidada la subrasante, se procederá a colocar sobre ella la estructura encargada

de transmitir las presiones ejercidas sobre la superficie del camino i que se denomina afirmado o firme. Su importancia en el comportamiento de la carretera es enorme i de allí la necesidad de dedicarle una atención especial. En algunos casos el material de que esta constituido el suelo, será tan bueno como para servir de afirmado, tal es en nuestro caso la zena de roca dura.

Suelos con predominio de arcilla tendrán buena resistencia en seco, pero gran plasticidad en presencia de determinadas proporciones de agua; si predomina arena o cualquier otro granular, el suelo será de buena resistencia pero sin cohesión.

Se recomienda tres tipos para bases o firmes:

Tipo A .- Arena-arcilla.

Tipo B .- Agregado grueso graduado.

Tipo C .- Grava o ripio, piedra o escoria zarandeadas o arena.

El tipo "A" estará formado por mezclas naturales o artificiales de arcillas o suelo ligante y grava, arena u otros agregados en proporciones tales que satisfagan ciertos requisitos de gradación i constantes físicas determinadas, así como humedad suficiente para asegurar una buena compactación.

El tipo "B" lo constituirán mezclas naturales o artificiales de grava, piedra o escoria i mortero de suelo. El agregado grueso deberá estar formado por partículas limpias, duras i durables de grava, piedra o escoria sin chancar o chancadas; sin partículas blandas, delgadas o laminares ni sustancias vegetales; deberán ser lo suficiente duras i durables para soportar la acción del tiempo i del tráfico.

El tipo "C" estará compuesto de grava, piedra o escorias zarandeadas o arena o mezclas en tales proporciones que constituyan compuestos uniformemente graduados, de grueso a fino, de sustancias duras i durables, libres de elementos perjudiciales.

En todos los casos se procederá en primer termino a identificar el suelo, tomando muestras en todos los sectores del recorrido, las que serán sometidas a diversas pruebas de laboratorio enca-

minadas a determinar ciertas constantes físicas, cuyo conocimiento permitirá incorporar el suelo dentro de uno de los grupos definidos en la clasificación de los suelos. Dicha clasificación incluye a todos los tipos de suelos conocidos, desde el A-1 material bien graduado que mezclado con un ligante forma un excelente firme, hasta el A-8 compuesto de turbas y fangos, imposible de mejoramiento y proscrito para la construcción de firmes.

Después de la identificación del suelo y conocidos los materiales de que se dispone, se procederá al diseño de una buena mezcla que proporcione un firme estabilizado.

Los terrenos que tenemos en nuestro proyecto son:

Tierra dura.-Es probable que sea un material del tipo A-2, en el que la arcilla está en proporciones mayores de lo conveniente. Será entonces un suelo plástico, con tendencias a ser inestable al contacto del agua. Para su utilización en el firme será conveniente lavarlo para eliminar el exceso de arcilla o añadirle arena en las proporciones necesarias para formar una mezcla arena-arcilla.

Aluvión moderno.-Siendo este material una mezcla de granulares bien graduados, ligados con materiales finos, puede ser que nuestro terreno sea un A-1 o un material que le falte poco para serlo. En este caso bastará añadir al suelo el poco de arena o arcilla que le haga falta y someter la mezcla al tratamiento necesario de compactación a óptima humedad.

Roca dura.-Tratándose de un material de la mejor calidad, puede usarse él solo como firme.

Construcción del firme.-En continuación explicaré la construcción del firme en la zona de aluvión moderno.

Una vez que se ha conseguido la consolidación de la sub-rasante, se tenderán dos capas de grava para el firme, cada una de las cuales debe tener un espesor aproximado de 10 cm. después de compactada. Cada capa será compactada con rodillo o pata de cabra hasta conseguir la mejor densidad y una superficie bastante

te plana i pareja, libre de surcos e irregularidades. El suelo ligante será agregado a la segunda capa, colocandolo en hilera sobre la pista i mezclandolo despues con la cuchilla de la moto-niveladora, para luego someterlo a un nuevo rodillado. Durante la compactación se agregará la cantidad de agua en la forma i proporciones mas convenientes, que permitan obtener la máxima densidad.

Cada capa compactada se dejará secar, antes de colocar sobre ella la capa siguiente.

**SUPERFICIE DE RODADURA.**- Como superficie de rodadura usará una mezcla asfáltica de 5 cm. de espesor.

**Forma de trabajo.**- Los agregados arena i piedra i el asfalto liquido se combinarán en proporciones tales que se obtenga una mezcla que tenga un 95 % en peso de agregados minerales i un 5% de asfalto liquido RC-2. Se batirá la mezcla hasta que todas las partículas de los agregados esten totalmente cubiertas por el asfalto i se obtenga una mezcla uniforme i homogénea.

Para colocar la mezcla, se preparan franjas de ancho apropiado, estando la superficie del afirmado refinada i alisada, así como también bastante seca; se debe tender la mezcla en capas uniformes, para lo cual se dispondrán reglas bien niveladas i alineadas con estacas. Se aplicará luego un riego de imprimación con asfalto MC-0 a la superficie preparada, por medio de tanques distribuidores a razón de 1.5 litros por metro cuadrado i a una temperatura de 50° C. Este riego debe procurarse lo mas uniforme posible, sin dejar lagunas en blanco; prohibiéndose todo tráfico durante 24 horas, hasta que el asfalto haya penetrado bien.

Sobre la superficie imprimada i cuando haya secado bien el asfalto, se extenderá la capa de mezcla de mas o menos 30 litros por metro cuadrado. La mezcla debe distribuirse uniformemente por medio de palas i rastrillos o pavimentadoras mecánicas para conseguir un espesor uniforme.

Después de las operaciones anteriores vendrá un apisonado por

medio de rodillos de cilindros tipo Tanden, hasta que no aparezcan huellas de las ruedas; debiendo comenzarse el rodillado cuando haya comensado la fragua i desde los bordes hacia el centro, repasando en cada vez la mitad de lo cubierto en la pasada anterior.

Una vez volatilizados los disolventes i que la superficie asfaltada haya endurecido satisfactoriamente, se aplicará un sello con asfalto líquido RC-1 i piedra de 1/8" aproximadamente. Para esto debe barrerse previamente la superficie, luego regar con asfalto líquido RC-1 en la proporción de 1 litro por metro cuadrado i extender inmediatamente sobre el asfalto mas o menos 20 litros de piedra por metro cuadrado, apisonando con rodillo para que esta se incorpore al asfalto.

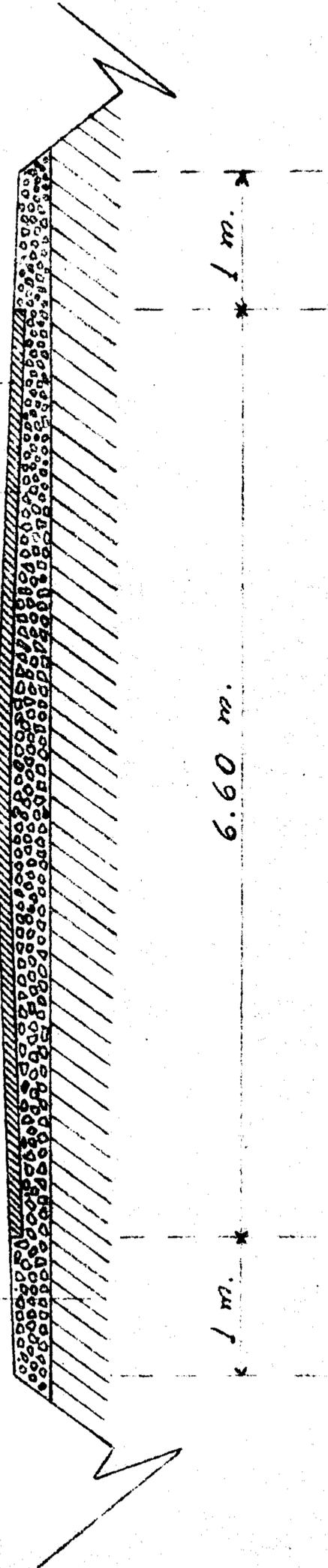
Cuando la superficie haya tomado todos los agregados, se barrerá nuevamente, para que venga un segundo sello, que se hará de la misma manera que el anterior, con la unica diferencia de emplear arena gruesa en lugar de piedra menuda; operación que podrá hacerse unos 10 dias despues de aplicado el primer sello.

SECCION TRANSVERSAL TIPICA

AFIRMADO DE 20 CM.

MEZCLA ASFALTICA 5 CM.

SUB-RASANTE

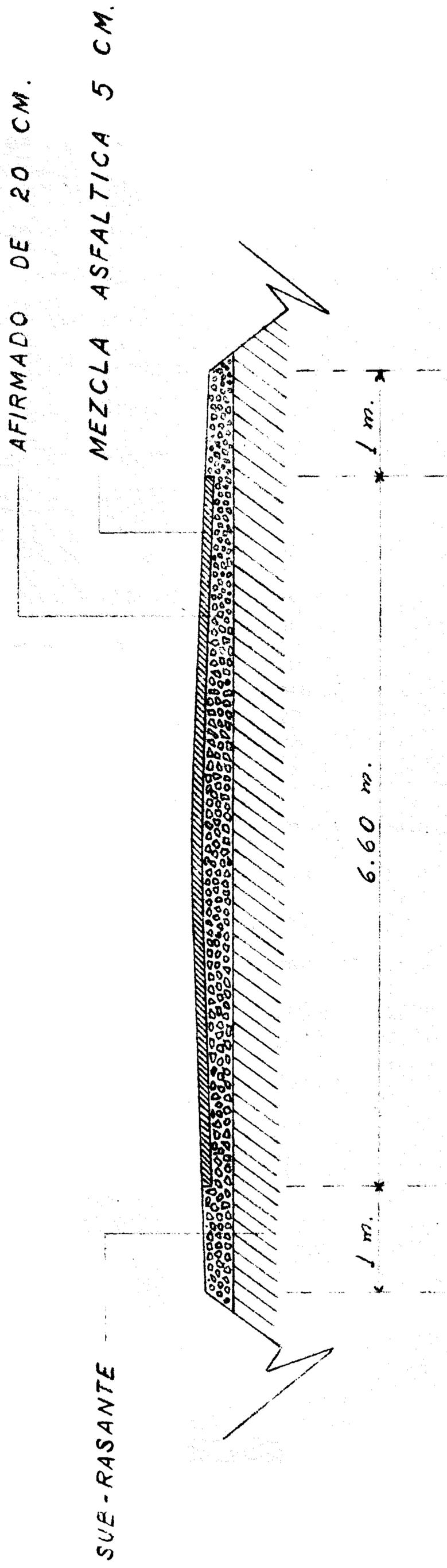


6.60 m.

1 m.

1 m.

SECCION TRANSVERSAL TIPICA



### MOVIMIENTO DE TIERRAS.

Tratándose de una carretera de primera clase como la del presente proyecto, en la cual la caja de la explanación tiene en promedio 9 mts. de ancho, cuya rasante tiene como pendiente límite 3.5 % i que tiene en plano curvas límites de 110 mts. de radio para el trazo A-C i de 56 mts. de radio para el ramal a B; el movimiento de tierras tiene un volumen apreciable.

Aunque en las especificaciones del proyecto se pide la cubicación de tres kilómetros; he efectuado la cubicación total del trazo A-C, así como la del ramal a B.

**CALCULO DE LAS AREAS.-** Para determinar las areas existen varios procedimientos que dan suficiente aproximación al cálculo. Entre ellos podemos citar:

- a)-Por descomposición en triángulos i cuadriláteros.
- b)-Por el método del compás.
- c)-Utilizando un planimetro.

**CALCULO DE LOS VOLUMENES.-** Para el cálculo de los volúmenes empleo el método de las areas medias prescrito por el Cuerpo de Ingenieros Civiles.

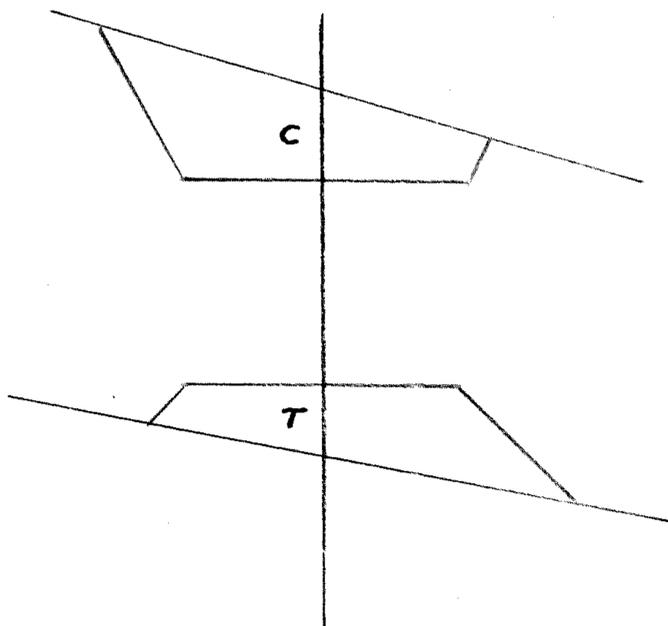
Se pueden presentar los siguientes casos:

- 1.-Cuando ambas secciones son en corte o terraplén.

$$V_c = \frac{C \neq C'}{2} \cdot L$$

$$V_T = \frac{T \neq T'}{2} \cdot L$$

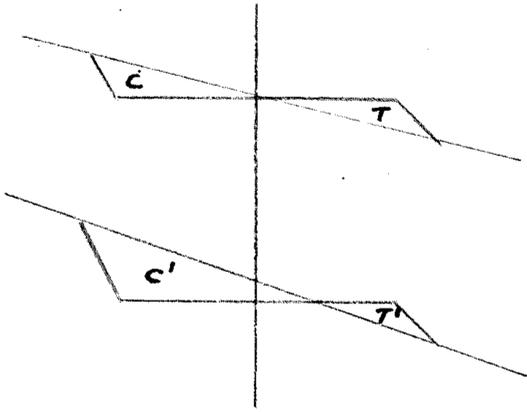
- 2.-Cuando una sección es en corte i la otra en terraplén.



$$V_c = \frac{C^2}{C \neq T} \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_T = \frac{T^2}{C \neq T} \cdot \frac{L}{2}$$

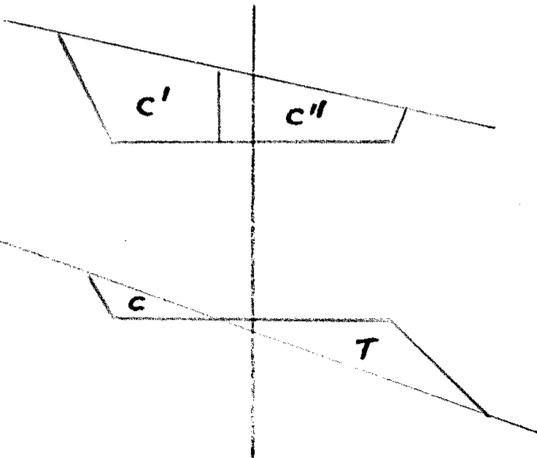
3.-Cuando las dos secciones son a media ladera.



$$V_C = \frac{C \neq C'}{2} \cdot L$$

$$V_T = \frac{T \neq T'}{2} \cdot L$$

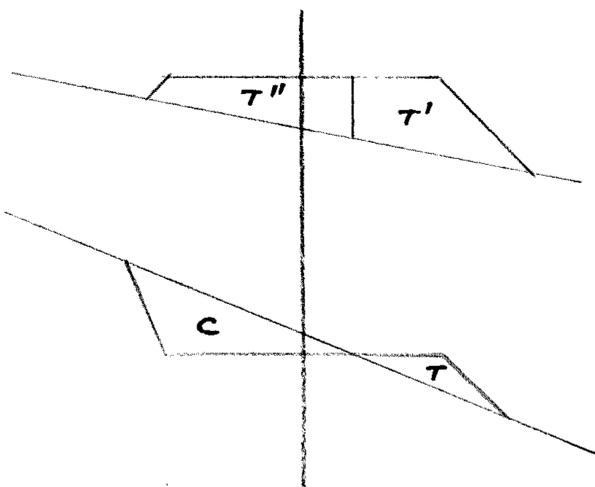
4.-Cuando una de las secciones es en corte i la otra a media ladera.



$$V_C = \left[ C \neq C' \neq \frac{C^2}{C'' \neq T} \right] \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_T = \frac{T^2}{C'' \neq T} \cdot \frac{L}{2}$$

5.-Cuando una de las secciones es en terraplén i la otra a media ladera.



$$V_T = \left[ T \neq T' \neq \frac{T^2}{T'' \neq C} \right] \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_C = \frac{C^2}{T'' \neq C} \cdot \frac{L}{2}$$

### CALCULO DEL PUENTE.

Al observar la sección transversal del cauce del rio que nos fué entregada con el presente proyecto y que debe ser considerada correspondiente al rio en el punto en que se cruce, se deduce que hay que diseñar un puente de 30 m. de luz i cuyo tablero debe quedar a 6 m. sobre el nivel de aguas máximas. Bajo estas condiciones la solución mas aceptable i que adopto en el presente proyecto es un puente en arco.

He escogido un arco empotrado en sus bases i cuya directriz coincide con la línea de presiones del peso propio, evitando así que se produzcan momentos flextores en el arco cuando se encuentra bajo la acción de su peso propio.

Para disminuir las tensiones del arco debidas al peso propio, uso una superestructura aligerada. Esta superestructura aligerada consiste en tabiques dispuestos transversalmente al sentido del arco i separados 3.75 m. eje a eje. Sobre estos tabiques se apoya la losa, que la he diseñado con refuerzo paralelo al tráfico. Sobre la losa uso una capa de asfalto de 5 cm. de espesor con el objeto de disminuir la vibración e impacto.

La longitud teórica del arco es de 30 m. i la flecha es de 5 m.; siendo pues el rebajamiento igual a  $1/6$ .

El ancho total del puente es de 10 m.; siendo la calzada de 8.60 m., dos veredas de 0.5 m. cada una i dos barandas de 0.2 m. cada una.

La sobrecarga de cálculo es la H15-S12-44.

Para la construcción del puente uso un concreto de proporción 1:2:4 cuya carga de rotura es de  $140 \text{ kg/cm}^2$  y para el acero considero una carga de trabajo de  $1265 \text{ kg/cm}^2$ . La relación entre los módulos de elasticidad del acero i del concreto es de 15.

Las cargas unitarias de trabajo son las siguientes:

Esfuerzo compresión en el concreto =  $0.4 f'_c = 56 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo tensión en el acero =  $1265 \text{ kg/cm}^2$

para estas cargas de trabajo corresponde:

$$p = 0.0089$$

$$k = 0.4$$

$$j = 0.867$$

$$K = 9.76$$

$$\sqrt{\frac{1}{K}} = 0.32$$

Esfuerzos cortantes unitarios.-

a)- Sin refuerzo en el alma y sin anclaje especial en el fierro longitudinal =  $0.02 f'_c = 2.8 \text{ kg/cm}^2$ .

b)- Sin refuerzo en el alma y con anclaje especial en el fierro longitudinal =  $0.03 f'_c = 4.2 \text{ kg/cm}^2$ .

c)- Con refuerzo en el alma y sin anclaje especial en el fierro longitudinal =  $0.06 f'_c = 8.4 \text{ kg/cm}^2$ .

d)- Con refuerzo en el alma y con anclaje especial en el fierro longitudinal =  $0.12 f'_c = 16.4 \text{ kg/cm}^2$ .

Esfuerzos unitarios de adherencia en el fierro longitudinal.-

Barras sin anclaje.-Lisas :  $0.04 f'_c = 5.6 \text{ kg/cm}^2$

Deformadas:  $0.05 f'_c = 7.0 \text{ kg/cm}^2$

Barras con anclaje.-Lisas :  $0.06 f'_c = 8.4 \text{ kg/cm}^2$

Deformadas:  $0.075 f'_c = 10.5 \text{ kg/cm}^2$

CALCULO DE LA LOSA.

Para el cálculo de la losa siguió las especificaciones indicadas en el Reglamento de la A.A.S.H.O. El refuerzo de la losa lo haré paralelo al tráfico.

Como la losa es continua la luz libre será igual a la luz libre entre las caras de los apoyos; como los apoyos están separados 3.75 m. eje a eje y tienen un espesor de 30 cm., la luz libre entre las caras de los apoyos es de 3.45 m.

Ancho efectivo:

$$E = 0.175 S \neq 0.96 = 0.175 \times 3.45 \neq 0.96 = 1.58 \text{ m.}$$

Momento de la sobrecarga:

$$M_{sc} = \pm 0.25 \frac{P}{E} .S = \pm 0.25 \times \frac{5440}{1.58} \times 3.45 = \pm 2970 \text{ Kgm.}$$

Coefficiente de impacto i momento de impacto:

$$I = \frac{50}{3.28 \times 3.45 \neq 125} = 0.37$$

$$M_1 = 0.37 \times 2970 = 1100 \text{ Kgm.}$$

Peso propio:

losa	0.30	x	1	x	1	x	2400	=	720
asfalto	0.05	x	1	x	1	x	2000	=	100
									<u>820</u>

820 K/m.l.

Momento del peso propio:

$$M_{pp} = 0.125 \times 820 \times 3.45^2 = 1205 \text{ Kgm.}$$

Momento total:

$$M = 2970 \neq 1100 \neq 1205 = 5275 \text{ Kgm.}$$

Cálculo de d:

$$d = 0.32 \sqrt{5275} = 23.2 \text{ cm.}$$

dando 6.8 cm. de protección; tengo una altura de 30 cm. de losa.

Cálculo del refuerzo:

$$A_s = \frac{527500}{1265 \times 0.87 \times 23.2} = 20.6 \text{ cm}^2$$

Ø 3/4" a 12.5 cm. c/c.

Esfuerzo cortante i adherencia.- Segun el Reglamento de la A.A. S.H.O. las losas diseñadas de acuerdo con lassfórmulas indicadas satisfacen los requisitos de corte i adherencia.

CALCULO DEL REFUERZO DE DISTRIBUCION.- El refuerzo de distribución se coloca normalmente al principal i su importe será igual al porcentaje del acero necesario para el momento positivo dado por la fórmula siguiente:

$$\text{Porcentaje} = \frac{100}{\sqrt{3.28 S}} = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 3.45}} = 30 \%$$

$$A'_s = 0.30 \times 20.6 = 6.18 \text{ cm}^2$$

Ø 1/2" a 20 cm. c/c.

CALCULO DE LA VIGA SARDINEL.- Supongo que la viga sardinel tiene una sección de 20 x 50 cm.;su peso será de 240 kg/m.l.

Momento de la sobrecarga:

$$M_{sc} = 0.1 PS = 0.1 \times 5440 \times 3.45 = 1880 \text{ kgm.}$$

Momento de impacto:

$$M_i = 0.37 \times 1880 = 700 \text{ kgm.}$$

Momento peso propio:

$$M_{pp} = 0.125 \times 240 \times 3.45^2 = 360 \text{ kgm.}$$

Momento total:

$$M = 1880 + 700 + 360 = 2940 \text{ kgm.}$$

Calculo de d:

$$d = 0.32 \sqrt{\frac{294000}{20}} = 39 \text{ cm.}$$

dando 6 cm. de protección;tengo una altura de 45 cm. para la viga sardinel.

Cálculo del refuerzo:

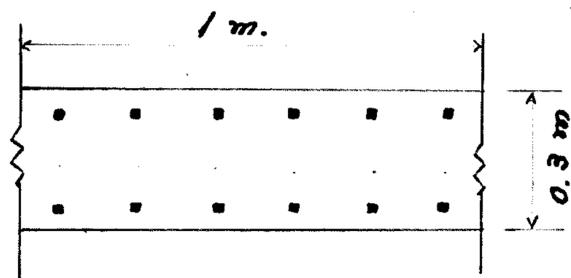
$$A_s = \frac{294000}{1265 \times 0.87 \times 39} = 6.85 \text{ cm}^2$$

Ø 3/4" a 6.7 cm. c/c.

### DISEÑO DE LAS PAREDES TRANSVERSALES.

Como he indicado en paginas anteriores la superestructura aligerada usada en el presente diseño esta formada por paredes transversales al sentido del arco, sobre las cuales se apoya la losa. En su parte superior estas paredes van ancladas a la losa y en su parte inferior iran articuladas para evitar transmitir momentos al arco.

Para el diseño de estas paredes consideraré una franja de un metro de ancho i haré su diseño como si fuera una columna con abrazaderas.



El reglamento americano del A. C.I. fija para esta clase de columnas un porcentaje mínimo de acero igual al 1%; luego el area de acero necesaria es:

$$A_s = 0.01 \times 100 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$$

usaré como refuerzo vertical  $\phi$  5/8" a 16.6 cm. c/c. en cada cara.

Como refuerzo horizontal usaré un porcentaje de 0.25% que es el mínimo permitido para paredes de concreto armado en el reglamento del A.C.I.; luego:

$$A'_s = 0.0025 \times 100 \times 30 = 7.5 \text{ cm}^2$$

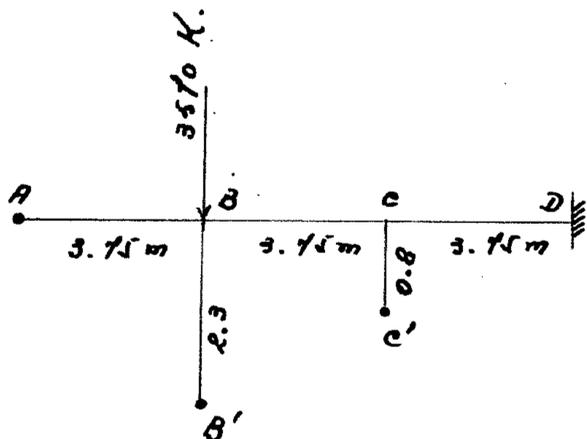
usaré  $\phi$  1/2" a 20 cm. c/c. en cada cara.

Será necesario verificar si la columna asi diseñada resiste la máxima carga axial a que puede estar sometida y el momento que toma cuando forma con la losa una estructura aporticada.

La carga axial que puede resistir esta columna es:

$$P = 0.8 A_g (0.225 f'_c + p_g \cdot f_s)$$
$$0.8 \times 100 \times 30 (0.225 \times 140 + 0.01 \times 1265)$$
$$105960 \text{ kg.}$$

La máxima carga axial a que estará sometida esta columna tendrá lugar cuando el eje posterior de un camión incida sobre ella.

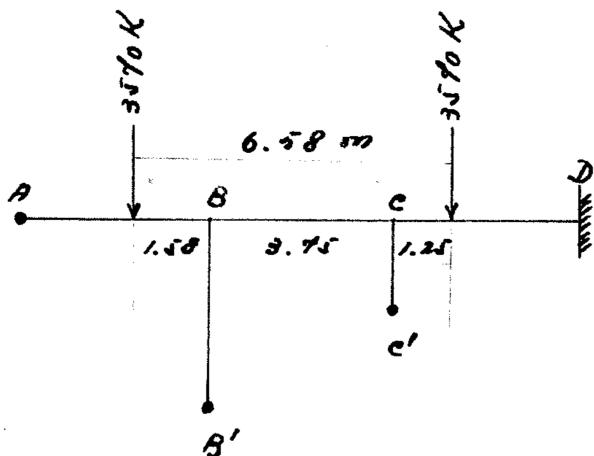


Como sabemos sobre el eje posterior de un camión H15-S12-44 inciden 10880 kg. y suponiendo que se reparten uniformemente sobre el ancho del camión que es de 3.05 m., la carga por m.l. de ancho de 3570 kg.

Luego la carga máxima axial será:

Reacción p.p. del paño AB. . . . .	1537.5 k.
" p.p. " " BC. . . . .	1537.5
" sobrecarga . . . . .	3570
Impacto sobrecarga : 0.3 x 3570 . . . . .	.1070
	7715 kg.

Verificación de la columna para el momento.-El momento más des-



favorable para la columna CC' ocurrirá cuando esten cargados los paños AB y CD de manera que las cargas concentradas produzcan los máximos momentos negativos en los nudos B y C.

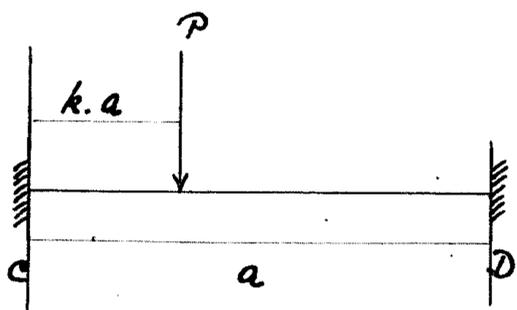
Posición de la carga concentrada para producir el máximo momento negativo en el empotramiento C.- La expresión del momento de

empotramiento producido por una carga concentrada en una viga doblemente empotrada es:

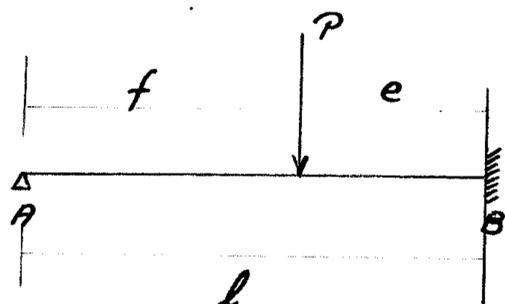
$$M = P.a (2k^2 - k^3 - k)$$

para encontrar la posición de la carga que produce el máximo momento, derivamos la citada ecuación e igualamos a cero. Resolviendo encontramos  $k = 1/3$

Posición de la carga concentrada para producir el máximo momen-



to negativo en el empotramiento B.- La expresión del momento



de empotramiento producido por una carga concentrada en una viga empotrada en un lado i apoyada en el otro es:

$$M = \frac{P \cdot f (l^2 - f^2)}{2l^2}$$

para encontrar la posición de la

carga que produce el máximo momento, derivamos la citada ecuación e igualamos a cero. Resolviendo encontramos  $f = 0.58 L$

Cálculo de los momentos de inercia.- a)- Vigas:

$$I_v = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \times 30^3}{12} = 225000 \text{ cm}^4$$

b)- Columnas:

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \times 30^3}{12} = 225000 \text{ cm}^4$$

Cálculo de las rigideces.- Rigidez de las vigas:

$$K_v = \frac{225000}{375} = 600 \text{ cm}^3$$

Rigidez de la columna BB':

$$K_{BB'} = \frac{225000}{230} = 980 \text{ cm}^3$$

Rigidez de la columna CC':

$$K_{CC'} = \frac{225000}{80} = 2812 \text{ cm}^3$$

Como la viga AB y las columnas BB' i CC' estan articuladas en un extremo, las rigideces a considerar serán:

$$K_{AB} = 3/4 \times 600 = 450 \text{ cm}^3$$

$$K_{BB'} = 3/4 \times 980 = 735 \text{ cm}^3$$

$$K_{CC'} = 3/4 \times 2812 = 2110 \text{ cm}^3$$

Para facilitar los cálculos considero la rigidez de la viga AB igual a la unidad; luego las rigideces de los demas miembros serán:

$$K_{AB} = 1$$

$$K_{BC} = \frac{600}{450} = 1.33$$

$$K_{CD} = \frac{600}{450} = 1.33$$

$$K_{BB'} = \frac{735}{450} = 1.63$$

$$K_{CC'} = \frac{2110}{450} = 4.7$$

Cálculo de los factores de distribución.- Nudo B:

$$BA = \frac{1}{3.96} = 0.25$$

$$BC = \frac{1.33}{3.96} = 0.34$$

$$BB' = \frac{1.63}{3.96} = 0.41$$

Nudo C:

$$CB = \frac{1.33}{7.36} = 0.18$$

$$CD = \frac{1.33}{7.36} = 0.18$$

$$CC' = \frac{4.7}{7.36} = 0.64$$

Momentos de empotramiento producidos por el peso propio.- En el paño AB:

$$M_{ba} = 1/8 w.L^2 = 1/8 \times 820 \times 3.75^2 = 1440 \text{ kgm.}$$

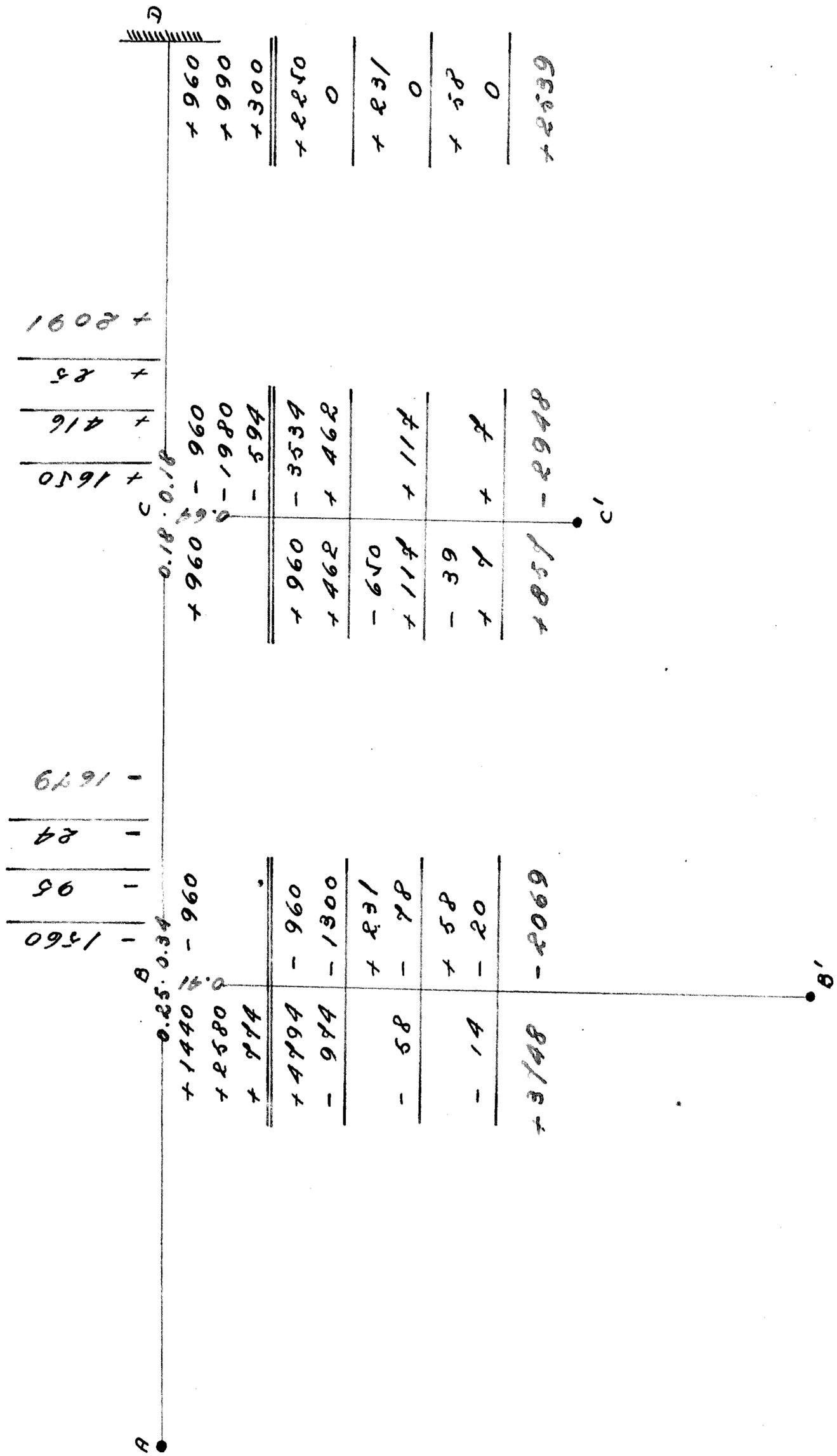
En el paño BC:

$$M_{bc} = M_{cb} = 1/12 w.L^2 = 1/12 \times 820 \times 3.75^2 = 960 \text{ kgm.}$$

En el paño CD:

$$M_{cd} = M_{dc} = 1/12 w.L^2 = 1/12 \times 820 \times 3.75^2 = 960 \text{ kgm.}$$

Momentos de empotramiento producidos por la sobrecarga.- En el



paño AB:

$$M_{ba} = \frac{3570 \times 0.58 \times 3.75 (3.75^2 - 0.58^2 \times 3.75^2)}{2 \times 3.75^2} = - 2580 \text{ kgm.}$$

En el paño CD:

$$M_{cd} = 3570 \times 3.75 \left( 2 \times \left| \frac{1}{3} \right|^2 - \left| \frac{1}{3} \right|^3 - \left| \frac{1}{3} \right| \right) = - 1980 \text{ kgm.}$$

$$M_{dc} = 3570 \times 3.75 \left( 2 \times \left| \frac{2}{3} \right|^2 - \left| \frac{2}{3} \right|^3 - \left| \frac{2}{3} \right| \right) = - 990 \text{ kgm.}$$

Despues de efectuada la distribución de momentos, deducimos que la columna CC' esta sometida a un momento de 2091 kgm. i a una fuerza de compresión cuyo valor es el siguiente:

Reacción p.p. BC . . . . .	1537.5 k.
" p.p. CD . . . . .	1537.5
correc. debido continuidad . . . . .	216
Reacción sobrecarga. . . . .	2380
Impacto sobrecarga: 0.3 x 2380 . . . . .	714
	<hr/>
	6385 kg.

Estando la sección sometida a flexión compuesta, para determinar los esfuerzos uso la tabla de la fig. A-18 de Sutherland.

$$\frac{d'}{h} = \frac{4.5}{30} = 0.15 \qquad p.n = 0.005 \times 15 = 0.075$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{209100}{6385} = 33 \text{ cm.} \qquad \frac{h}{e} = \frac{30}{33} = 0.91$$

de la tabla de la fig. A-18 de Sutherland para  $h/e = 0.91$  y  $p.n = 0.075$  obtengo:

$$C = 8.5$$

luego el esfuerzo de trabajo del concreto es:

$$f_c = 8.5 \times \frac{209100}{100 \times 30^2} = 19.8 \text{ kg/cm}^2$$

### DISEÑO DEL ARCO.

La luz teórica del arco es de 30 m. y la flecha es de 5 m.; siendo el rebajamiento igual a 1/6.

La sobrecarga de cálculo será la H15-S12-44, i de acuerdo con el Reglamento de la A.A.S.H.O. para un puente de 30 m. de luz calculado con la sobrecarga H15-S12-44 los esfuerzos máximos serán obtenidos con el tren tipo de camiones.

El espesor del arco en la clave es de 40 cm. y el espesor en los arranques es de 64 cm.

El porcentaje de acero en arcos es como mínimo 1 % de la sección total. El area de acero en la clave será:

$$A_s = 40 \times 100 \times 0.005 = 20 \text{ cm}^2.$$

usaré 5  $\emptyset$  7/8" a 20 cm. c/c. en cada cara.

El area de acero en los arranques será:

$$A_s = 64 \times 100 \times 0.005 = 32 \text{ cm}^2.$$

usaré 5  $\emptyset$  1 1/8" a 20 cm. c/c. en cada cara.

Momento de inercia en la clave.-

$$\begin{aligned} I_c &= \frac{b \cdot h^3}{12} + (n - 1) A d^2 \cdot 2 \\ &= \frac{100 \times 40^3}{12} + 14 \times 20 \times 16^2 \times 2 = 676694 \text{ cm}^4. \end{aligned}$$

Momento de inercia en el arranque.-

$$I_a = \frac{100 \times 64^3}{12} + 14 \times 32 \times 25.6^2 \times 2 = 2771734 \text{ cm}^4.$$

DETERMINACION DEL NUMERO CARACTERISTICO DE LA FORMA.- El número característico es igual al peso unitario del arco en los arranques ( $g_a$ ) entre el peso unitario en la clave ( $g_c$ ).

$g_c$ .- arco	1 x 1 x 0.40 x 2400	960
relleno	1 x 1 x 0.15 x 2400	360
asfalto	1 x 1 x 0.05 x 2000	100
correc. columnas		345
		<hr/>
		1765 kg.

$g_a$ .- arco	1 x 1 x 0.80 x 2400	1920
losa	1 x 1 x 0.30 x 2400	720
asfalto	1 x 1 x 0.05 x 2000	100
correc. columnas		345
		<hr/> 3085 kg.

$$m = \frac{g_a}{g_c} = \frac{3085}{1765} = 1.75$$

LEY DE VARIACION DEL MOMENTO DE INERCIA.- Como ya conocemos el número característico de la forma del arco, el valor de  $\cos. \theta_a$  lo determinamos por la fórmula:

$$\begin{aligned} \cos. \theta_a &= \frac{1}{\sqrt{1 + \left[\frac{f}{L}\right]^2 (11.50 + 4.55 m - 0.13 m^2)}} \\ &= \frac{1}{\sqrt{1 + \left[\frac{5}{30}\right]^2 (11.50 + 4.55 \times 1.75 - 0.13 \times 1.75^2)}} \\ &= 0.805 \end{aligned}$$

La variación del momento de inercia la determinamos por la fórmula:

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

reemplazando valores:

$$n = \frac{676694}{2771734 \times 0.805} = 0.3$$

TABLA PARA LA DIRECTRIZ I ESPESORES DEL ARCO.- Como ya conocemos el número característico de la forma del arco ( $m = 1.75$ ) y la ley de variación del momento de inercia ( $n = 0.3$ ); con ayuda de las tablas de las paginas 44 i 51 del curso de Strassner construimos la siguiente tabla para la directriz i espesores del arco.

CALCULO DEL EMPUJE PRODUCIDO POR EL PESO PROPIO.- Para un arco cuyo número característico es 1.75 el empuje producido por el peso propio es igual a:

$$H_g = 0.1397 \frac{g \cdot l^2}{f}$$

siendo g el peso por unidad de longitud en la clave, que en nuestro caso es:

$$g = (0.40 \neq 0.15) 2400 \neq 0.05 \times 2000 = 1420 \text{ kg/m}^2$$

luego:

$$H_g = 0.1397 \times \frac{1420 \times 30^2}{5} = 35700 \text{ kg.}$$

CALCULO DEL EMPUJE I MOMENTO PRODUCIDO POR CAMBIO DE TEMPERATURA EN LA CLAVE.- El empuje producido por cambio de temperatura es igual a:

$$H_t = \pm \frac{\alpha \cdot t^\circ \cdot E \cdot I_c}{(\text{coef.}) f^2}$$

siendo:

$\alpha$  = coeficiente dilatación concreto

$t^\circ$  = variación temperatura

E = módulo elasticidad concreto

$I_c$  = momento inercia clave

f = flecha

coef. = depende de la forma del arco, en nuestro caso para  $m = 1.75$  y  $n = 0.3$  de la tabla de la pag. 88 de Strasner tiene un valor igual a 0.0428

reemplazando valores:

$$H_t = \pm \frac{0.00001 \times 20 \times 140000 \times 676694}{0.0428 \times 500^2} = \pm 1770 \text{ kg.}$$

El momento producido por cambio de temperatura es igual al empuje actuando al nivel del centro elastico por su brazo de palanca

$$M = y_s \cdot H_t$$

donde:

$$y_s = \text{coeficiente } \times f$$

en nuestro caso el coeficiente lo obtenemos de la tabla de la pag. 88 de Strassner i es igual a 0.2312

$$y_s = 0.2312 \times 5 = 1.156 \text{ m.}$$

el momento valdrá:

$$M = \pm 1.156 \times 1770 = \pm 2046 \text{ kgm.}$$

EMPUJE I MOMENTO PRODUCIDO POR CONTRACCION DE FRAGUADO EN LA CLAVE.- El empuje adicional producido por contracción de fraguado es igual a:

$$\Delta H_g = - H_g \cdot u_1$$

el valor del coeficiente  $u_1$  lo determinamos por la fórmula

$$u_1 = \frac{1}{E.N.F_n}$$

el factor E.N del denominador es igual a:

$$E.N = \int y_o \cdot y \cdot dw \frac{1 \cdot f^2}{I_c}$$

para  $m = 1.75$  y  $n = 0.3$ ; segun tabla pag. 88 de Strassner  $\int y_o \cdot y \cdot dw$  tiene un valor de 0.0428 ; luego:

$$E.N = 0.0428 \frac{30 \times 5^2}{0.00676694} = 4750 \text{ m}^{-1}$$

El otro factor del denominador es igual a:

$$F_n = A_c \cdot v$$

siendo  $A_c$  la sección en la clave en  $m^2$  y  $v$  se determina en la tabla de la pag. 64 de Strassner y que en nuestro caso para un rebajamiento igual a  $1/6$  y  $n = 0.3$  tenemos  $v = 1.125$  ; luego:

$$F_n = 0.4 \times 1.125 = 0.45 \text{ m}^2$$

Como ya conocemos E.N y  $F_n$  el coeficiente  $u_1$  valdrá:

$$u_1 = \frac{30}{4750 \times 0.45} = 0.014$$

i el valor del empuje adicional será:

$$\Delta H_g = - 0.014 \times 35700 = - 500 \text{ kg.}$$

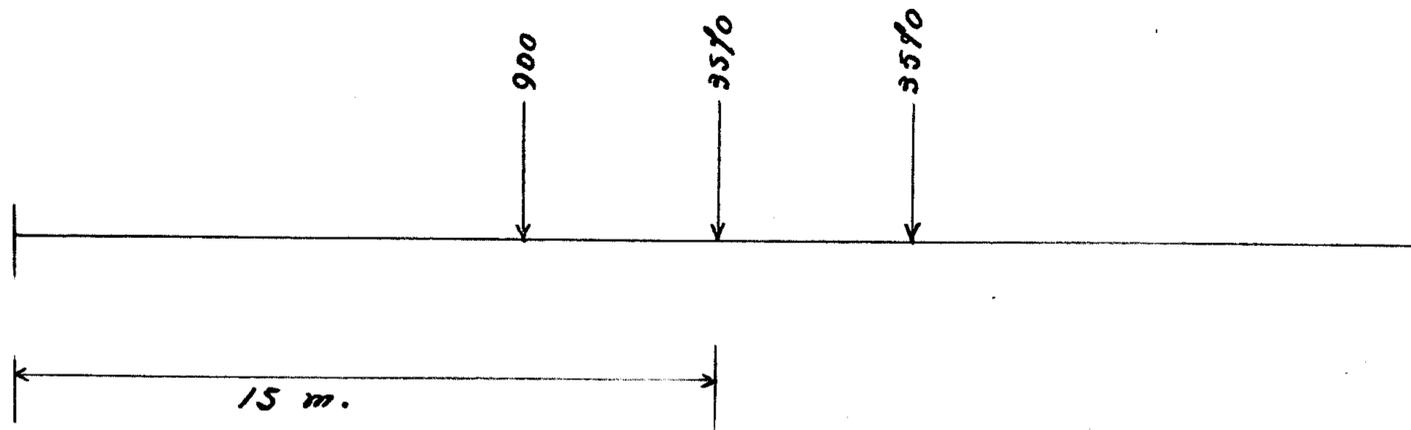
El momento producido en la clave es igual al empuje actuando al nivel del centro elastico por su brazo de palanca:

$$M = \Delta H_g \cdot y_s = - 500 \times 1.156 = - 578 \text{ kgm.}$$

MOMENTO MAXIMO POSITIVO I EMPUJE PRODUCIDO EN LA CLAVE POR LA SOBRECARGA.- Como sabemos un camión tipo H15-S12-44 tiene la siguiente repartición de carga: en el eje delantero 2720 kg.; en el eje motriz 10880 kg. y en el trailer 10880 kg. Podemos suponer que dichas cargas se reparten uniformemente en el ancho del camión que es de 3.05 m.; luego con gran aproximación podemos considerar que por metro de ancho de huella actuan las siguientes cargas:

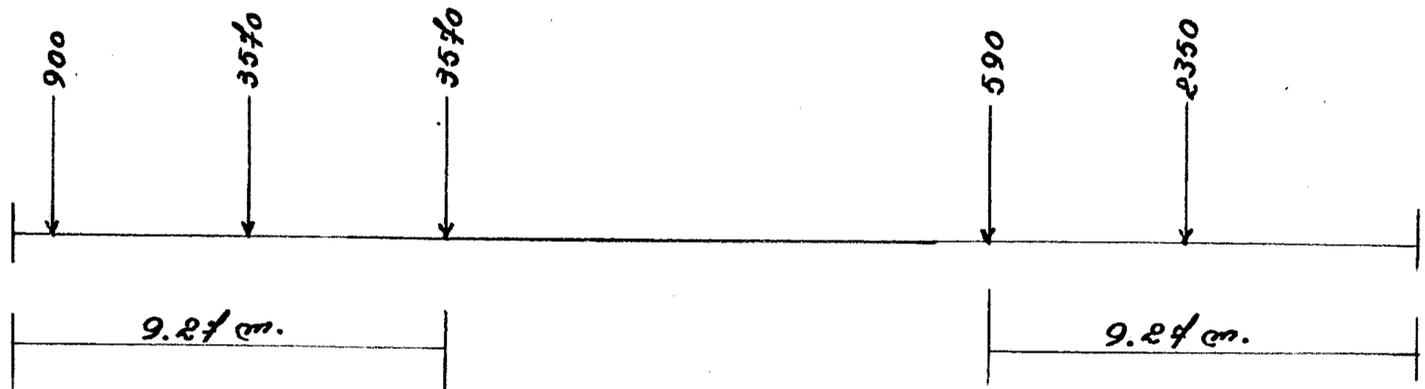
$$\begin{aligned} \text{eje delantero. . . . .} & \frac{2720}{3.05} = 900 \text{ kg.} \\ \text{eje motriz . . . . .} & \frac{10880}{3.05} = 3570 \text{ kg.} \\ \text{eje del trailer. . . . .} & \frac{10880}{3.05} = 3570 \text{ kg.} \end{aligned}$$

El momento máximo positivo en la clave se produce cuando las cargas toman la posición siguiente:



MOMENTOS		EMPUJE	
$+0.0433 \times 3570 \times 30$	4650	$0.2559 \times 3570 \times 30:5$	5500
$-0.002 \times 3570 \times 30$	215	$0.205 \times 3570 \times 30:5$	4400
$-0.002 \times 900 \times 30$	54	$0.205 \times 900 \times 30:5$	1110
	<u>4381</u>		<u>11010</u>
30 % impacto	1314	30 % impacto	3300
	<u>5695 kgm.</u>		<u>14310 kg.</u>

MOMENTO MAXIMO NEGATIVO I EMPUJE PRODUCIDO EN LA CLAVE POR LA SOBRECARGA.- Se produce cuando las cargas toman la posición siguiente:



momentos		EMPUJE	
$-0.0003 \times 900 \times 30$	8	$0.002 \times 900 \times 30:5$	11
$-0.0069 \times 3570 \times 30$	740	$0.065 \times 3570 \times 30:5$	1390
$-0.0075 \times 3570 \times 30$	800	$0.175 \times 3570 \times 30:5$	3750
$-0.0075 \times 590 \times 30$	132	$0.175 \times 590 \times 30:5$	620
$-0.0069 \times 2350 \times 30$	490	$0.065 \times 2350 \times 30:5$	920
	<u>2170</u>		<u>6691</u>
30 % impacto	650	30 % impacto	2007
	<u>2820 kgm.</u>		<u>8698 kg.</u>

CUADRO DE MOMENTOS MAXIMOS I EMPUJE EN LA CLAVE.-

	M. max /	E	M. max -	E
p.p.		35700		35700
s.c. e imp.	5695	14310	- 2820	8698
cont. frag.	578	- 500	578	- 500
temp.	2046	- 1770	- 2046	1770

ESFUERZOS PRODUCIDOS EN LA CLAVE.- Estando la sección sometida a flexión compuesta, para determinar los esfuerzos uso la tabla de la fig. A-17a de Sutherland.

I Caso.-Esfuerzos producidos por el p.p.,s.c. y c.f.

$$\frac{d'}{h} = \frac{4}{40} = 0.1$$

$$p.n = 0.005 \times 15 = 0.075$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{627300}{49510} = 12.6 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{e} = \frac{40}{12.6} = 3.17$$

de la tabla A-17a de Sutherland para  $h/e = 3.17$  y  $pn = 0.075$  obtengo:

$$C = 7.9 \qquad k = 0.71$$

$$M = 6273 \times 7.233 = 45400 \text{ lb-pie}$$

$$f_c = C \frac{M}{b \cdot h^2} = 7.9 \times \frac{45400 \times 12}{39 \times 16^2} = 430 \text{ psi.} = 30 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = n \cdot f_c \left[ \frac{1 - d'/h}{k} - 1 \right]$$

$$15 \times 30 \left[ \frac{1 - 0.1}{0.71} - 1 \right] = 117 \text{ kg/cm}^2$$

II Caso.-Esfuerzos producidos por el p.p.,s.c.,c.f. y temp.

$$\frac{d'}{h} = \frac{4}{40} = 0.1$$

$$p.n. = 0.005 \times 15 = 0.075$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{831900}{47740} = 17.4 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{e} = \frac{40}{17.4} = 2.3$$

de la tabla A-17a de Sutherland para  $h/e = 2.3$  y  $pn = 0.075$  obtengo:

$$C = 7.8 \qquad k = 0.57$$

$$M = 8319 \times 7.233 = 60200 \text{ lb-pie}$$

$$f_c = 7.8 \times \frac{60200 \times 12}{39 \times 16^2} = 560 \text{ psi.} = 39.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 15 \times 39.2 \left[ \frac{1 - 0.1}{0.57} - 1 \right] = 340 \text{ kg/cm}^2$$

FUERZA NORMAL PRODUCIDA POR EL PESO PROPIO EN EL ARRANQUE.- La fuerza normal es igual a:

$$T = H_g \cdot \cos \theta_a + V \cdot \sen \theta_a$$

siendo:

$$H_g = 35700 \text{ kg.}$$

$$\cos \theta_a = 0.805$$

$$\sen \theta_a = 0.593$$

$$V = 0.6206 \text{ g.l} = 0.6206 \times 1420 \times 30 = 26438 \text{ kg.}$$

reemplazando:

$$T = 35700 \times 0.805 \neq 26438 \times 0.593 = 44416 \text{ kg.}$$

FUERZA NORMAL I MOMENTO PRODUCIDO POR CAMBIO DE TEMPERATURA EN EL ARRANQUE.- La fuerza normal es igual a:

$$T = H_t \cdot \cos \theta_a = 1770 \times 0.805 = 1420 \text{ kg.}$$

El momento es igual al empuje actuando al nivel del centro elastico por su brazo de palanca.

$$M = 1770 (5 - 1.156) = 6800 \text{ kgm.}$$

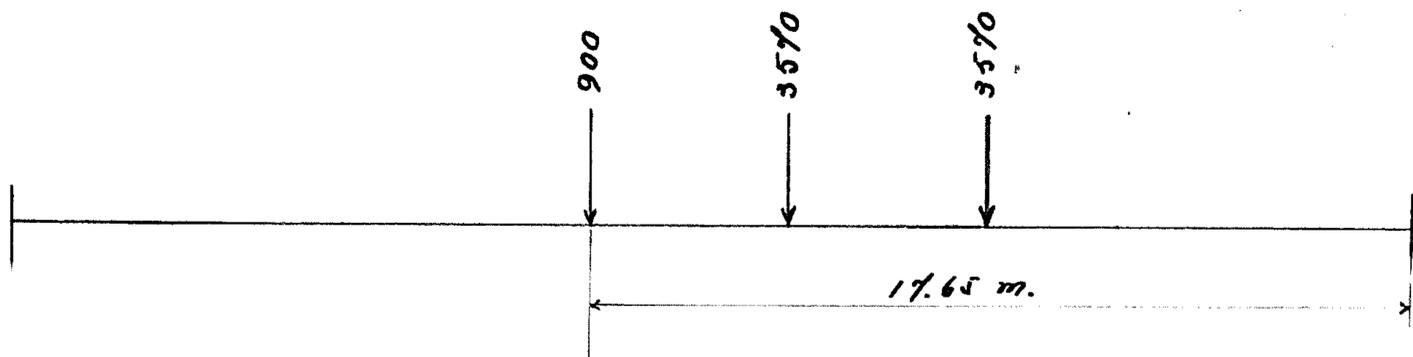
FUERZA NORMAL I MOMENTO PRODUCIDO POR CONTRACCION DE FRAGUADO EN EL ARRANQUE.- La fuerza normal es igual a:

$$T = H \cos \theta_a = 500 \times 0.805 = 403 \text{ kg.}$$

El momento es igual al empuje actuando al nivel del centro elastico por su brazo de palanca.

$$M = 500 (5 - 1.156) = 1922 \text{ kgm.}$$

MOMENTO MAXIMO POSITIVO I EMPUJE PRODUCIDO EN EL ARRANQUE POR LA SOBRECARGA.- Se produce cuando las cargas toman la siguiente posición.



MOMENTOS		EMPUJE	
$0.0100 \times 900 \times 30$	270	$0.23 \times 900 \times 30:5$	1240
$0.0635 \times 3570 \times 30$	6800	$0.25 \times 3570 \times 30:5$	5350
$0.0635 \times 3570 \times 30$	6800	$0.17 \times 3570 \times 30:5$	3640
	<u>13870</u>		<u>10230</u>
30 % impacto	4160	30 % impacto	3070
	<u>18030 kgm.</u>		<u>13300 kg.</u>

$$V_{sc} = 0.65 \times 900 \neq (0.20 \neq 0.41) 3570 = 2763 \text{ kg.}$$

30 % impacto

829

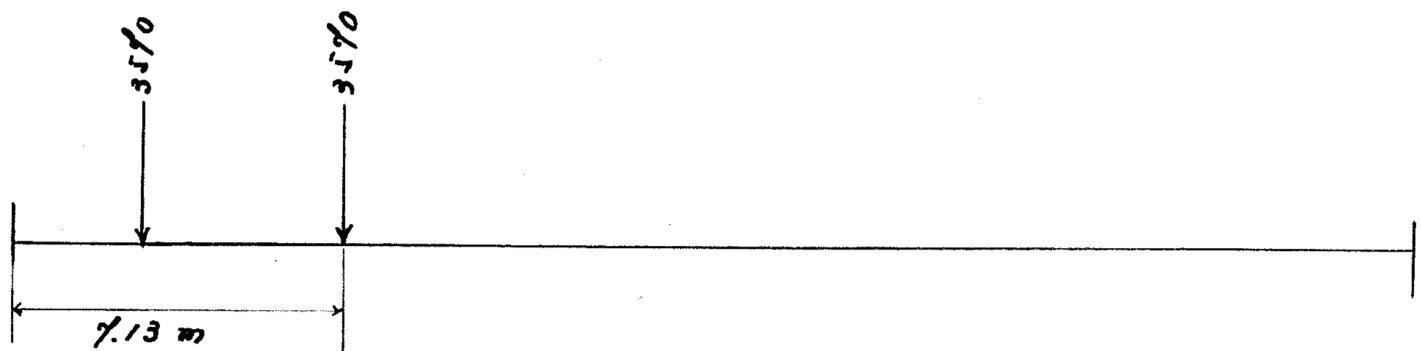
3592 kg.

La fuerza normal en el arranque es:

$$T = H_{sc} \cdot \cos \theta_a + V_{sc} \cdot \sin \theta_a$$

$$13300 \times 0.805 + 3592 \times 0.593 = 12830 \text{ kg.}$$

MOMENTO MAXIMO NEGATIVO I EMPUJE PRODUCIDO EN EL ARRANQUE POR LA SOBRECARGA.-Se produce cuando las cargas toman la siguiente posición:



MOMENTOS		EMPUJE.	
-0.066 x 3570 x 30	7100	0.02 x 3570 x 30:5	428
-0.068 x 3570 x 30	7300	0.12 x 3570 x 30:5	2570
	<u>14400</u>		<u>2998</u>
30 % impacto	4320	30 % impacto	900
	<u>18720 kgm.</u>		<u>3898 kg.</u>

$$V_{sc} = (0.98 + 0.88) 3570 = 6640$$

$$30 \text{ \% impacto} \quad 1992$$

8632 kg.

La fuerza normal en el arranque es:

$$T = H_{sc} \cdot \cos \theta_a + V_{sc} \cdot \sin \theta_a$$

$$3898 \times 0.805 + 8632 \times 0.593 = 8250 \text{ kg.}$$

CUADRO DE MOMENTOS MAXIMOS I EMPUJE EN EL ARRANQUE.-

	M. max +	E.	M. max -	E.
p.p.		44416		44416
s.c. e imp.	18030	12830	- 18720	8250
cont. frag.	1922	- 403	- 1922	- 403
temp.	6800	1420	- 6800	- 1420

ESFUERZOS PRODUCIDOS EN EL ARRANQUE.- Estando la sección sometida a flexión compuesta, para determinar los esfuerzos uso la tabla de la fig. A-17a de Sutherland.

I Caso.- Esfuerzos producidos por el p.p., s.c. i c.f.

$$\frac{d'}{h} = \frac{6.4}{64} = 0.1 \qquad \text{p.n.} = 0.005 \times 15 = 0.075$$
$$e = \frac{M}{N} = \frac{2064200}{52263} = 39.5 \text{ cm.} \qquad \frac{h}{e} = \frac{64}{39.5} = 1.62 \text{ cm.}$$

de la tabla A-17a de Sutherland para  $h/e = 1.62$  y  $pn = 0.075$  obtengo:

$$C = 7.7 \qquad k = 0.46$$
$$M = 20642 \times 7.233 = 150000 \text{ lb-pie}$$
$$f_c = 7.7 \times \frac{150000 \times 12}{39 \times 25^2} = 570 \text{ psi.} = 39.8 \text{ kg/cm}^2$$
$$f_s = 15 \times 39.8 \left[ \frac{1 - 0.1}{0.46} - 1 \right] = 568 \text{ kg/cm}^2$$

II Caso.- Esfuerzos producidos por el p.p., s.c., c.f. y temp.

$$\frac{d'}{h} = \frac{6.4}{64} = 0.1 \qquad \text{p.n.} = 0.005 \times 15 = 0.075$$
$$e = \frac{M}{N} = \frac{2744200}{50843} = 54 \text{ cm.} \qquad \frac{h}{e} = \frac{64}{54} = 1.18$$

de la tabla A-17a de Sutherland para  $h/e = 1.18$  y  $pn = 0.075$  obtengo:

$$C = 7.5 \qquad k = 0.4$$
$$M = 27442 \times 7.233 = 198000 \text{ lb-pie}$$
$$f_c = 7.5 \times \frac{198000 \times 12}{39 \times 25^2} = 730 \text{ psi.} = 51 \text{ kg/cm}^2$$
$$f_s = 15 \times 51 \left[ \frac{1 - 0.1}{0.4} - 1 \right] = 956 \text{ kg/cm}^2$$

FUERZA NORMAL PRODUCIDA POR EL PESO PROPIO EN EL RIÑÓN.-La fuerza normal es igual a:

$$T = H_g \cdot \cos \theta_R + V \cdot \sin \theta_R$$

siendo:

$$H_g = 35700 \text{ kg.}$$

$$\cos \theta_R = 0.955$$

$$\sin \theta_R = 0.305$$

Cálculo de V.

$$\text{faja 12-11} = 1.25 \times 0.404 \times 2400 + 1.25 \times 0.15 \times 2400 + 1.25 \times 0.05 \times 2000 \\ 1785 \text{ kg.}$$

$$\text{faja 11-10} = 1.25 \times 0.413 \times 2400 + 1.25 \times 0.20 \times 2400 + 1.25 \times 0.05 \times 2000 \\ 1965 \text{ kg.}$$

$$\text{faja 10-9} = 1.26 \times 0.423 \times 2400 + 1.25 \times 0.30 \times 2400 + 1.25 \times 0.05 \times 2000 \\ 2305 \text{ kg.}$$

$$\text{faja 9-8} = 1.27 \times 0.434 \times 2400 + 1.25 \times 0.30 \times 2400 + 1.25 \times 0.05 \times 2000 \\ 2345 \text{ kg.}$$

$$\text{faja 8-7} = 1.28 \times 0.447 \times 2400 + 1.25 \times 0.30 \times 2400 + 1.25 \times 0.05 \times 2000 \\ 2405 \text{ kg.}$$

$$\text{faja 7-6} = 1.30 \times 0.461 \times 2400 + 1.25 \times 0.30 \times 2400 + 1.25 \times 0.05 \times 2000 \\ 2465 \text{ kg.}$$

V en el riñón es igual a la suma de los pesos de las seis fajas anteriores. Es decir:

$$V = 13270 \text{ kg.}$$

reemplazando:

$$T = 35700 \times 0.955 + 13270 \times 0.305 = 38050 \text{ kg.}$$

FUERZA NORMAL I MOMENTO PRODUCIDO POR CAMBIO DE TEMPERATURA EN EL RIÑÓN.- La fuerza normal es igual a:

$$T = H \cdot \cos \theta_R = 1770 \times 0.955 = 1690 \text{ kg.}$$

El momento es igual al empuje actuando al nivel del centro elastico por su brazo de palanca

$$M = 1770 (1.156 - 1.15) = 10.6 \text{ kgm.}$$

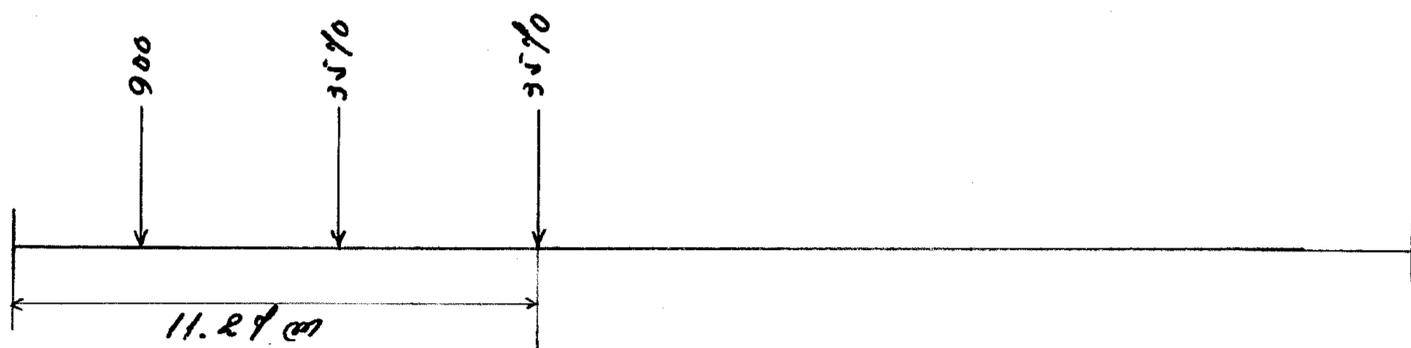
FUERZA NORMAL I MOMENTO PRODUCIDO POR CONTRACCION DE FRAGUADO EN EL RIÑÓN.- La fuerza normal es igual a:

$$T = H \cdot \cos \theta_r = 500 \times 0.955 = 478 \text{ kg.}$$

El momento es igual al empuje actuando al nivel del centro elastico por su brazo de palanca

$$M = 500 (1.156 - 1.15) = 3 \text{ kgm.}$$

MOMENTO MAXIMO POSITIVO I EMPUJE PRODUCIDO EN EL RIÑON POR LA SOBRECARGA.- Se produce cuando las cargas toman la siguiente posición:



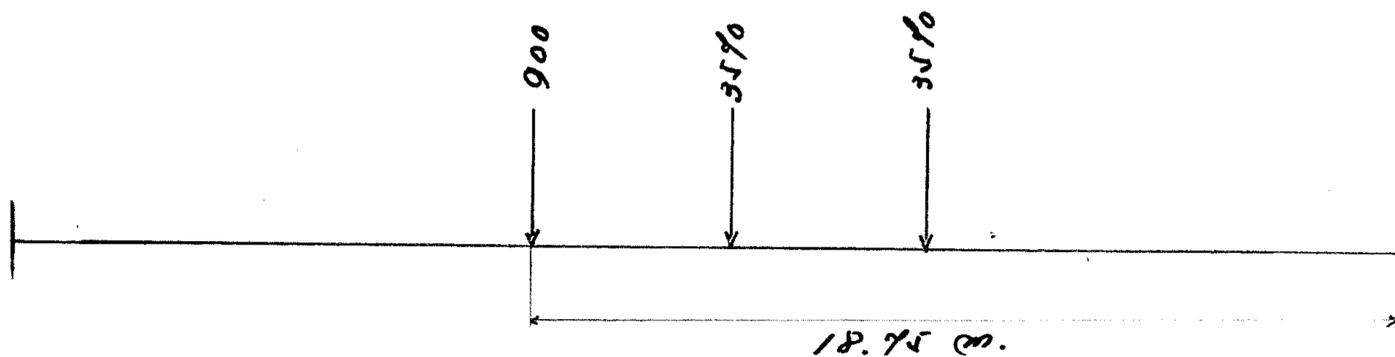
MOMENTOS		EMPUJE.	
$0.009 \times 900 \times 30$	243	$0.025 \times 900 \times 30:5$	135
$0.0532 \times 3570 \times 30$	5700	$0.1281 \times 3570 \times 30:5$	2750
$-0.004 \times 3570 \times 30$	428	$0.225 \times 3570 \times 30:5$	4825
	<u>5515</u>		<u>7710</u>
30 % impacto	1655	30 % impacto	2310
	<u>7170 kgm.</u>		<u>10020 kg.</u>
$V_{sc} \ 0.975 \times 900 \neq (0.867 \neq 0.670) \ 3570$		6378	
30 % impacto		1913	
		<u>8291 kg.</u>	

La fuerza normal en el riñón es:

$$T = H_{sc} \cdot \cos \theta_r \neq V_{sc} \cdot \sen \theta_r$$

$$10020 \times 0.955 \neq 8291 \times 0.305 = 12070 \text{ kg.}$$

MOMENTO MAXIMO NEGATIVO I EMPUJE PRODUCIDO EN EL RIÑON POR LA SOBRECARGA.- Se produce cuando las cargas toman la siguiente posición:



MOMENTOS.				EMPUJE.				
40.0003	x	900	x 30	8	0.2176	x	900 x 30:5	1175
-0.024	x	3570	x 30	2560	0.255	x	3570 x 30:5	5470
-0.021	x	3570	x 30	2250	0.195	x	3570 x 30:5	4180
				4802				10825
				30 % impacto	1440		30 % impacto	3248
				6242 kgm.				14073 kg.

$$V_{sc} = 0.7 \times 900 \neq (0.47 \neq 0.24) \times 3570 = 3165$$

$$30 \% \text{ impacto} = 950$$

$$4115 \text{ kg.}$$

La fuerza normal en el riñón es:

$$T = H_{sc} \cdot \cos \theta_r \neq V_{sc} \cdot \sin \theta_r$$

$$14073 \times 0.955 \neq 4115 \times 0.305 = 14650 \text{ kg.}$$

CUADRO DE MOMENTOS MAXIMOS I EMPUJE EN EL RIÑÓN.-

	M. max $\neq$	E.	M. max. -	E.
p.p.		38050		38050
s.c. e imp.	7170	12070	- 6242	14650
c.f.	3	- 478	- 3	- 478
temp.	10.6	- 1690	- 10.6	- 1690

ESFUERZOS PRODUCIDOS EN EL RIÑÓN.- Estando la sección sometida a flexión compuesta, para determinar los esfuerzos uso la tabla de la fig. A-17a de Sutherland.

I Caso.- Esfuerzos producidos por el p.p., s.c. y c.f.

$$\frac{d'}{h} = \frac{4.7}{47} = 0.1$$

$$p.n = 0.005 \times 15 = 0.075$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{717300}{49642} = 14.4 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{e} = \frac{47}{14.4} = 3.25$$

de la tabla A-17a de Sutherland para  $h/e = 3.25$  y  $pn = 0.075$  obtengo:

$$C = 7.9$$

$$k = 0.72$$

$$M = 7173 \times 7.233 = 52000 \text{ lb-pie.}$$

$$f_c = 7.9 \times \frac{52000 \times 12}{39 \times 18.5^2} = 370 \text{ psi.} = 26 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 15 \times 26 \left[ \frac{1 - 0.1}{0.72} - 1 \right] = 98 \text{ kg/cm}^2$$

II Caso.-Esfuerzos producidos por el p.p.,s.c.,c.f. y temp.

$$\frac{d'}{h} = \frac{4.7}{47} = 0.1$$

$$p.n = 0.005 \times 15 = 0.075$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{718400}{47952} = 15 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{e} = \frac{47}{15} = 3.13$$

de la tabla A-17a de Sutherland para h/e 3.13 y pn 0.075 obtengo:

$$C = 7.9$$

$$k = 0.7$$

$$M = 7184 \times 7.233 = 52000 \text{ lb-pie}$$

$$f_c = 7.9 \times \frac{52000 \times 12}{39 \times 18.5^2} = 370 \text{ psi.} = 26 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 15 \times 26 \left[ \frac{1 - 0.1}{0.7} - 1 \right] = 109 \text{ kg/cm}^2$$

LONGITUD DEL ARCO.- La longitud del arco la cálculo por partes por medio de la fórmula:

$$\Delta L = \left[ 1 + \left[ \frac{\Delta y}{\Delta x} \right]^2 \right]^{1/2} \Delta x$$

$\Delta x$  es constante e igual a 1.25 m. y  $\Delta y$  toma diferentes valores.

Longitud entre 12 i 11.-

$$\Delta x = 1.25 \quad \Delta y = 0.031$$

$$\Delta L = 1.25 \text{ m.}$$

Longitud entre 11 i 10.-

$$\Delta x = 1.25 \quad \Delta y = 0.1245 - 0.031 = 0.0935$$

$$\Delta L = 1.25 \text{ m.}$$

Longitud entre 10 i 9.-

$$\Delta x = 1.25 \quad \Delta y = 0.2815 - 0.1245 = 0.157$$

$$\Delta L = 1.263 \text{ m.}$$

Longitud entre 9 i 8.-

$$\Delta x = 1.25 \quad \Delta y = 0.5035 - 0.2815 = 0.222$$

$$\Delta L = 1.275 \text{ m.}$$

Longitud entre 8 i 7.-

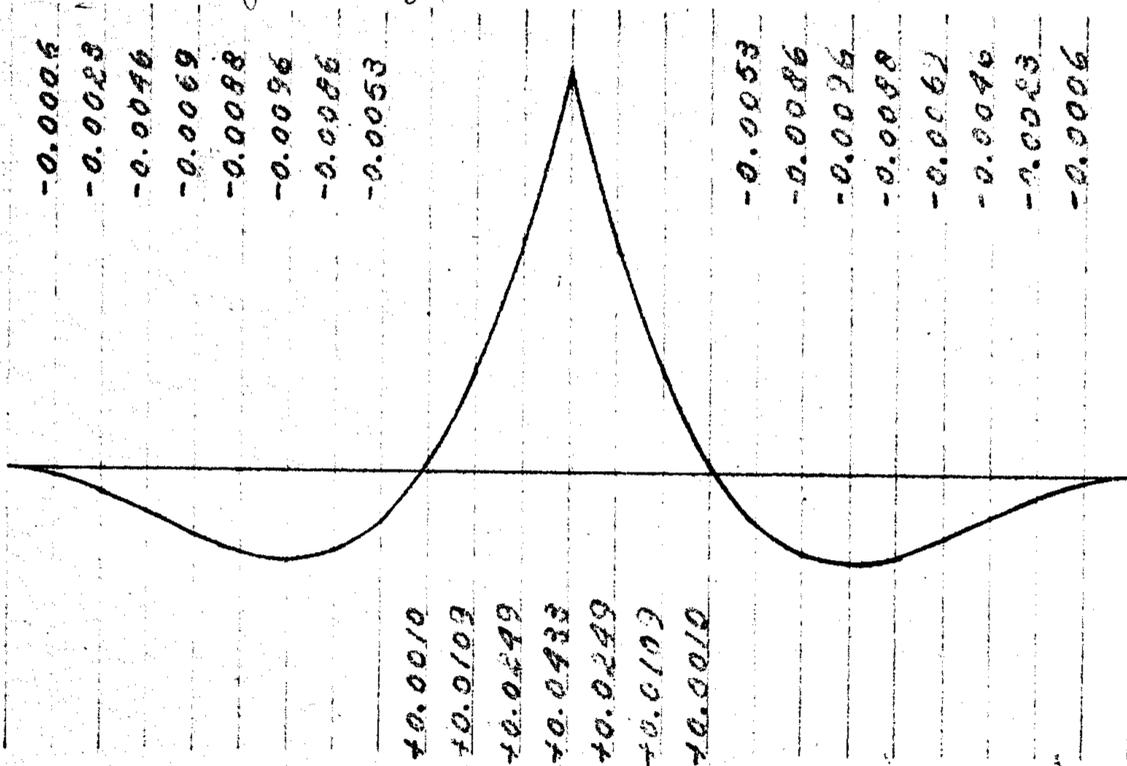
$\Delta x = 1.25$	$\Delta y = 0.792 - 0.5035 = 0.2885$	$\Delta L = 1.283 \text{ m.}$
Longitud entre 7 i 6.-		
$\Delta x = 1.25$	$\Delta y = 1.15 - 0.792 = 0.358$	$\Delta L = 1.30 \text{ m.}$
Longitud entre 6 i 5.-		
$\Delta x = 1.25$	$\Delta y = 1.5815 - 1.15 = 0.4315$	$\Delta L = 1.321 \text{ m.}$
Longitud entre 5 i 4.-		
$\Delta x = 1.25$	$\Delta y = 2.0895 - 1.5815 = 0.508$	$\Delta L = 1.349 \text{ m.}$
Longitud entre 4 i 3.-		
$\Delta x = 1.25$	$\Delta y = 2.6795 - 2.0895 = 0.59$	$\Delta L = 1.381 \text{ m.}$
Longitud entre 3 i 2.-		
$\Delta x = 1.25$	$\Delta y = 3.356 - 2.6795 = 0.6765$	$\Delta L = 1.42 \text{ m.}$
Longitud entre 2 i 1.-		
$\Delta x = 1.25$	$\Delta y = 4.128 - 3.356 = 0.872$	$\Delta L = 1.47 \text{ m.}$
Longitud entre 1 i 0.-		
$\Delta x = 1.25$	$\Delta y = 5. - 4.128 = 0.872$	$\Delta L = 1.525 \text{ m.}$

por consiguiente la longitud de medio arco será la suma de estas longitudes parciales, es decir:

$$\frac{L}{2} = 16.087 \text{ m.}$$

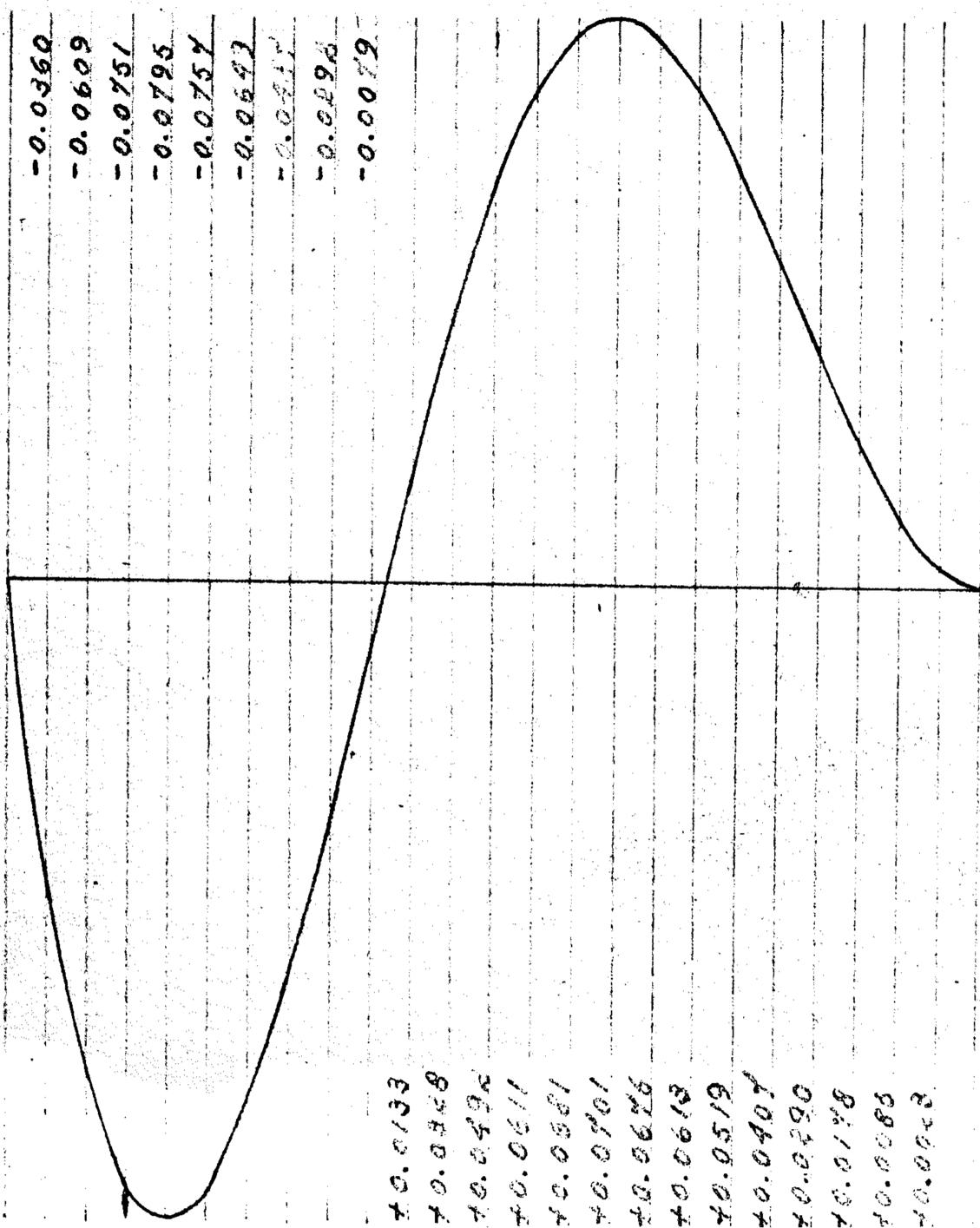
LINEAS DE INFLUENCIA DE MOMENTOS

EN LA CLAVE --  $m = 1.75$   $\eta = 0.3$

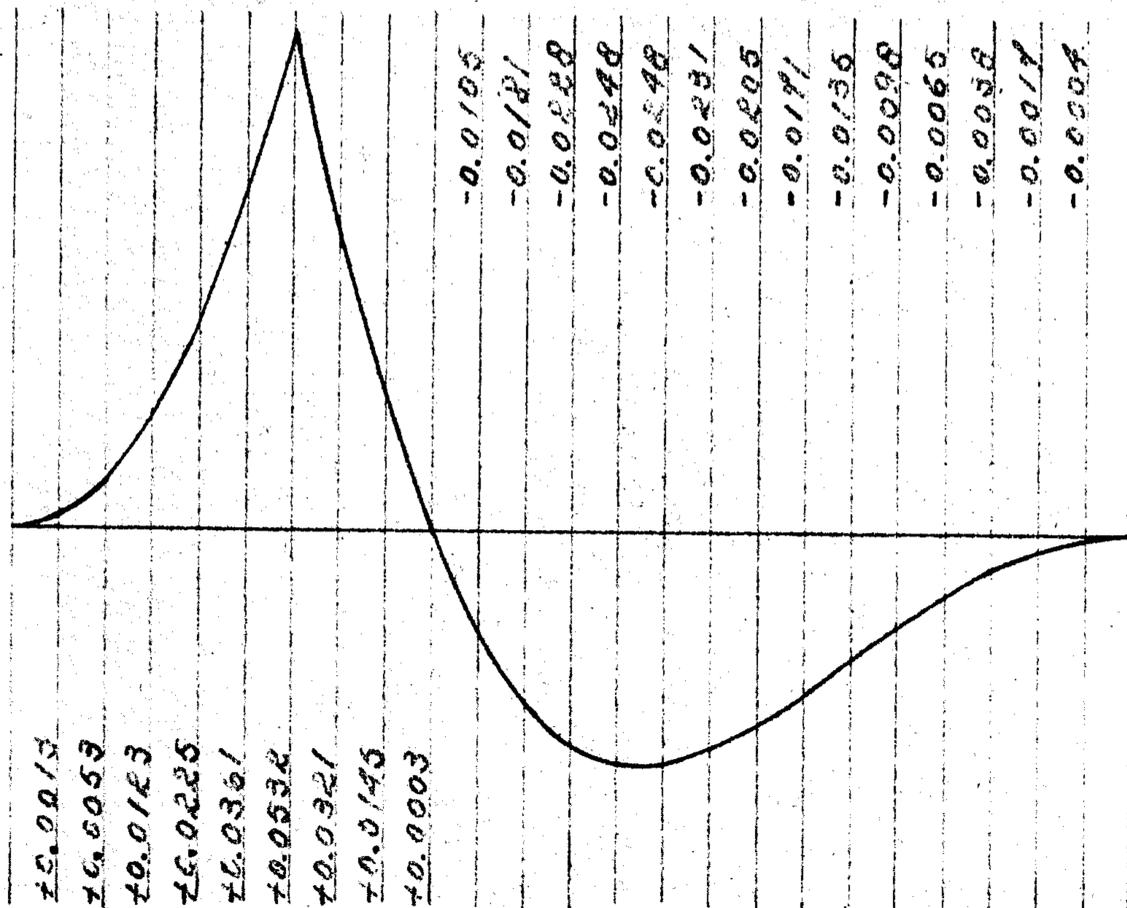


LINEAS DE INFLUENCIA DE MOMENTOS

EN EL ARRANQUE --  $m = 1.75$   $\eta = 0.3$

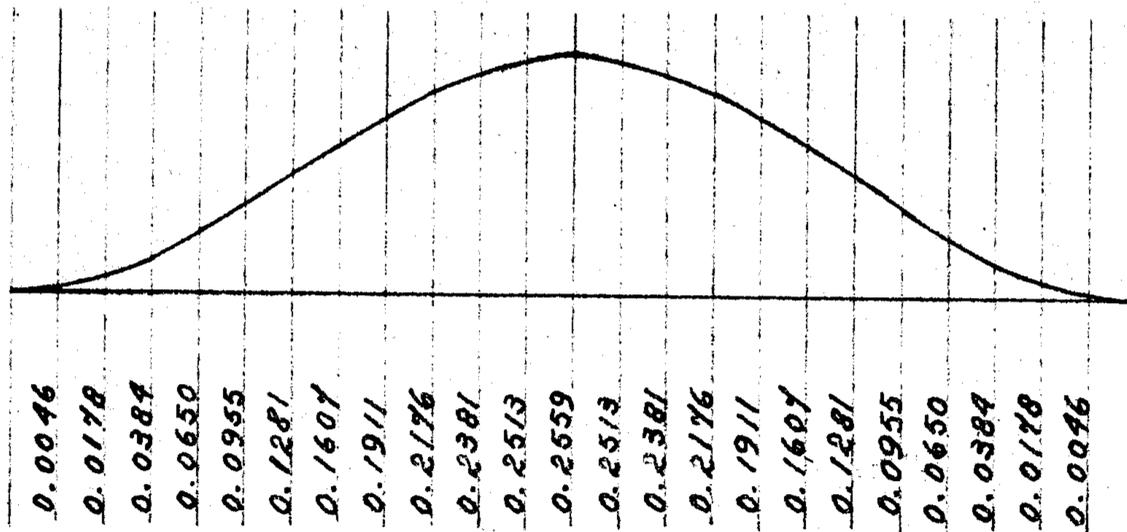


LINEAS DE INFLUENCIA DE MOMENTOS  
EN EL RIÑÓN --  $m = 1.75$   $n = 0.3$

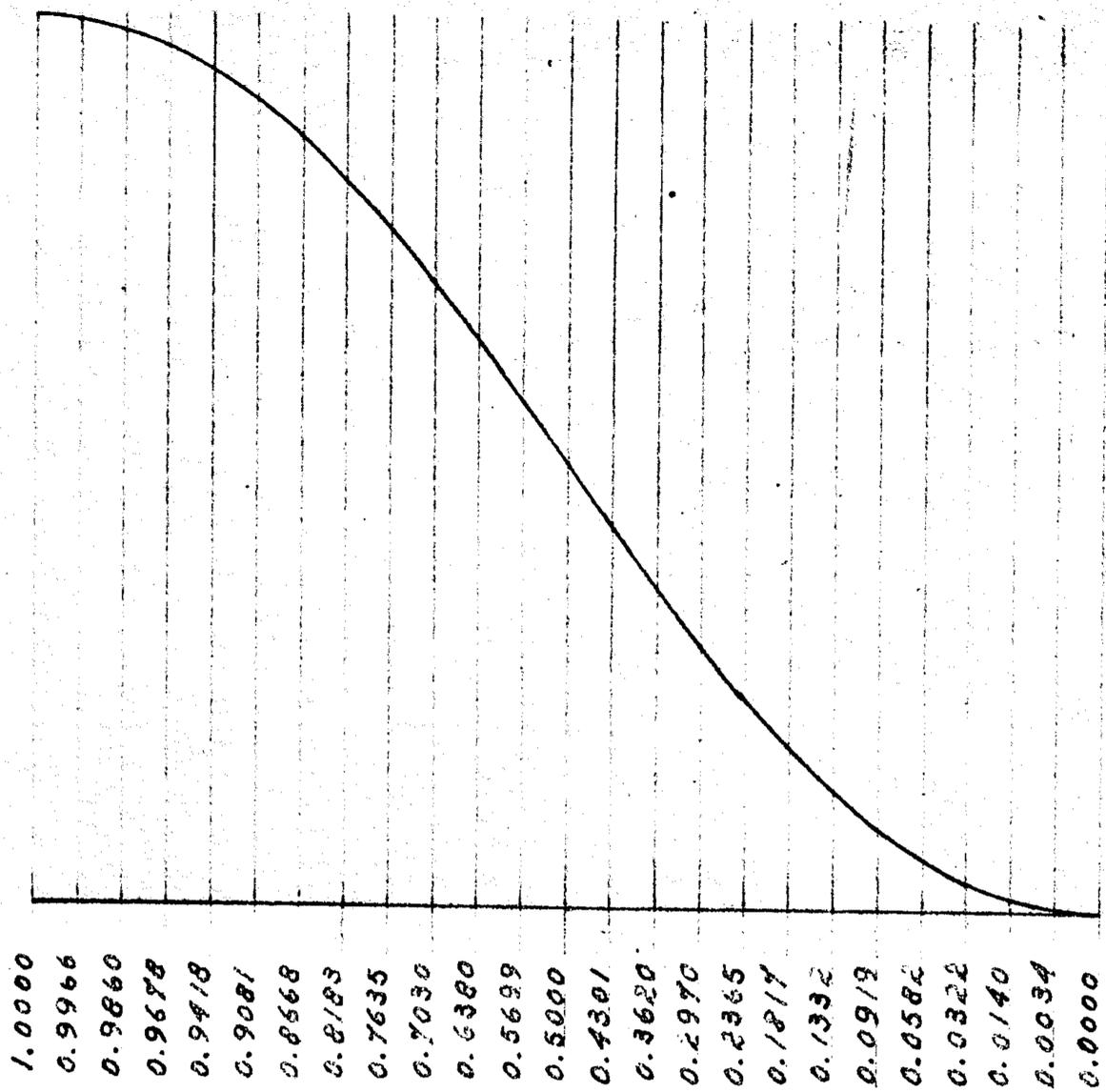


LINEA DE INFLUENCIA DEL EMPUJ.

DEL ARCO --  $m = 1.75$   $n = 0.3$



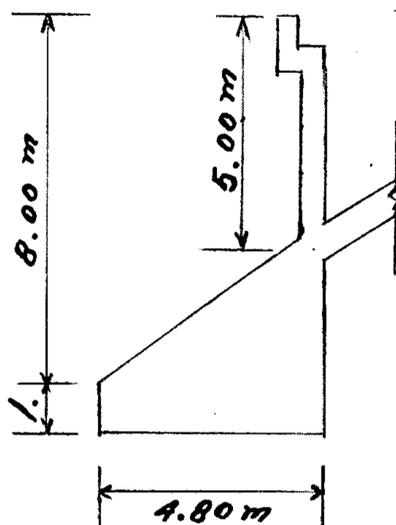
LINEA DE INFLUENCIA DE LA REACCION VERTICAL EN EL APOYO



DISEÑO DEL ESTRIBO.

Se harán de concreto ciclópeo, con 25 % de piedra grande i el concreto a usarse será de proporción 1:3:6.

Las dimensiones del estribo son las indicadas en la figura. El ancho del estribo es de 10 m.



Las fuerzas que actuan sobre cada estribo son las siguientes:  
I).- Peso del estribo, incluyendo relleno y su punto de aplicación.

	Peso.	Dist.	Momento.
Tierra = $\frac{8 \times 4.9}{2} \times 4.8 \times 1 \times 1600 = 49536$	49536	2.60	128793.6
Concreto = $\frac{1 \times 4.1}{2} \times 4.8 \times 1 \times 2400 = 29376$	29376	1.92	56401.9
	<u>78912</u>		<u>185195.5</u>

La resultante dista de B:

$$X = \frac{185195.5}{78912} = 2.35 \text{ m.}$$

II).- Empuje de la tierra.

$$E = \frac{1}{2} w \cdot h^2 \cdot C = \frac{1}{2} \times 1600 \times 9^2 \times 0.3 = 19440 \text{ kg.}$$

$$\text{brazo de palanca} = \frac{9}{3} = 3 \text{ m.}$$

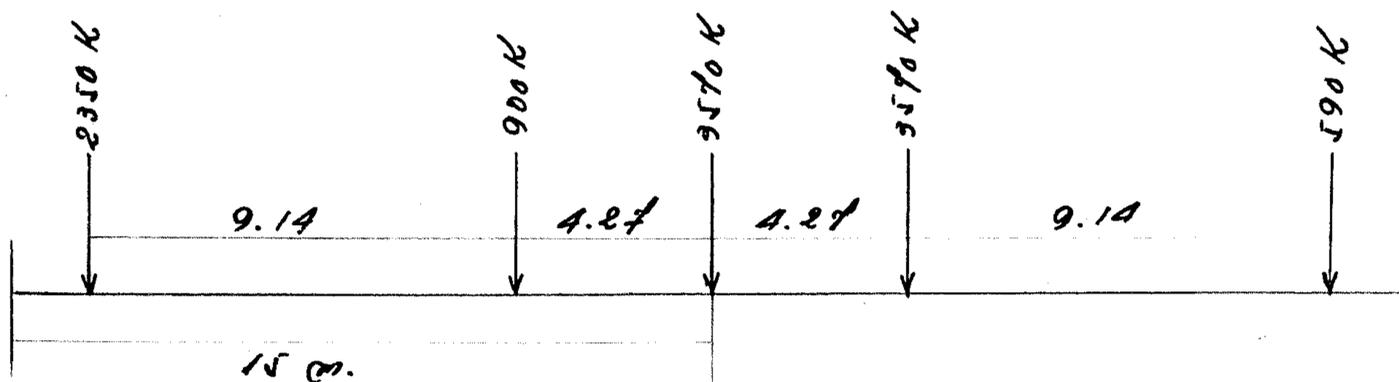
III).- Rección del peso propio del puente.

$$V_{pp} = 0.6206 g \cdot l = 0.6206 \times 1420 \times 30 = 26438 \text{ kg.}$$

IV).- Empuje producido por el peso propio del puente.

$$H_{pp} = 0.1397 \frac{g l^2}{f} = 0.1397 \times \frac{1420 \times 30^2}{5} = 35700 \text{ kg.}$$

V).- Empuje, reacción i momento producido por la sobrecarga.-  
 El empuje es la fuerza horizontal mas importante que actua sobre el estribo, por eso coloco las cargas de manera de producir el máximo empuje. La posición de las cargas es la siguiente:



**Empuje.**

0.01	x	2350	x	30:5	141
0.205	x	900	x	30:5	1110
0.2559	x	3570	x	30:5	5500
0.205	x	3570	x	30:5	4400
0.01	x	590	x	30:5	35
					11186 kg.

**Reacción.**

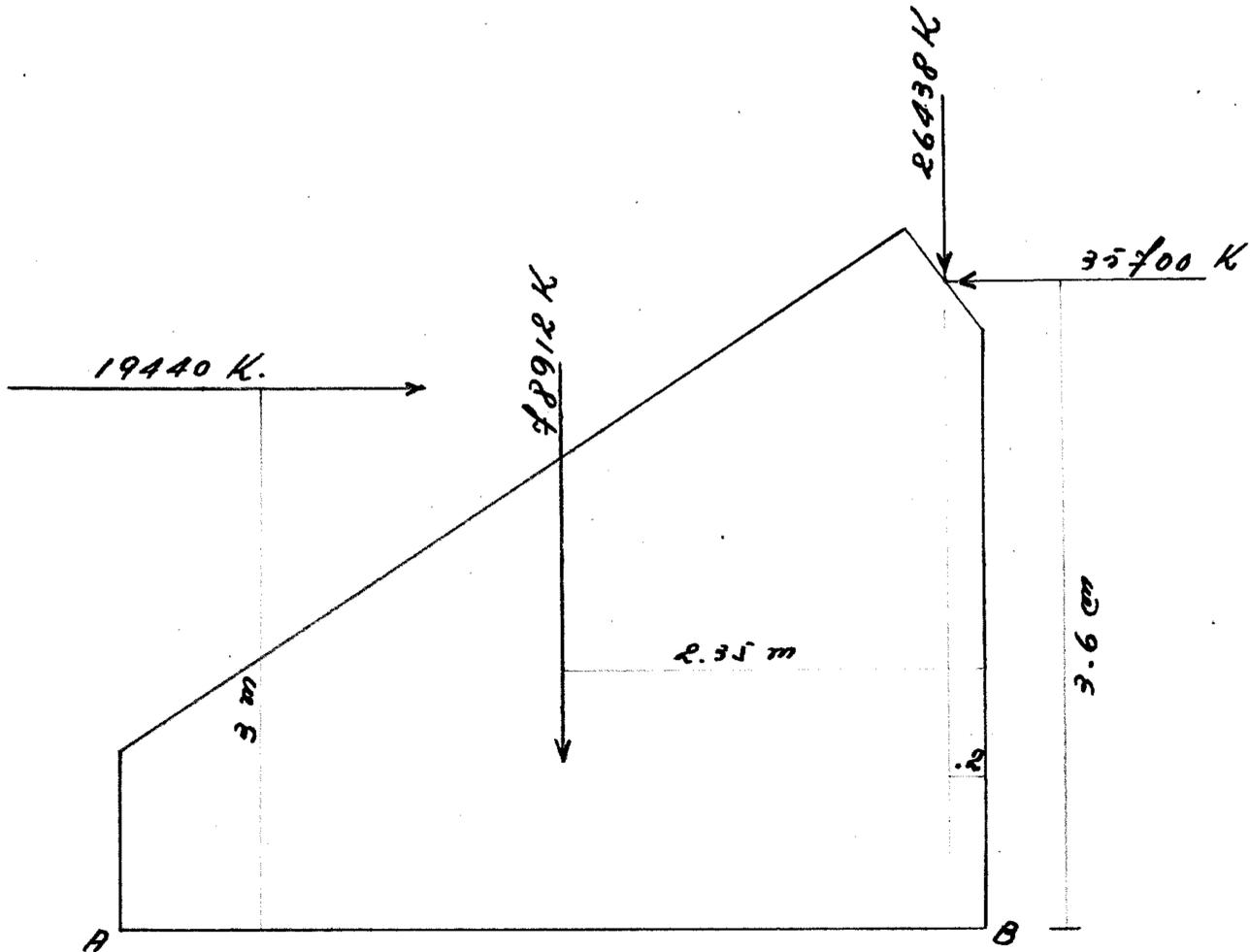
0.992	x	2350	2340
0.730	x	900	657
0.500	x	3570	1875
0.270	x	3570	964
0.010	x	590	6
			5842 kg.

**Momento.**

-	0.041	x	2350	x	30	-	2900
-	0.018	x	900	x	30	-	485
∕	0.0492	x	3570	x	30	∕	5270
∕	0.0695	x	3570	x	30	∕	7450
∕	0.004	x	590	x	30	∕	71
							∕ 9406 kgm.

Estudiaré los dos casos mas desfavorables que se presentan para el estribo.

I Caso.- Puente sin sobrecarga.- Las fuerzas que actúan sobre el estribo son las indicadas en la figura



$$\sum V = 78912 + 26438 = 105350 \text{ kg.}$$

$$\sum M_B = 35700 \times 3.6 + 26438 \times 0.2 + 78912 \times 2.35 - 19440 \times 3 = 260683.1 \text{ kgm.}$$

la resultante dista de B:

$$X = \frac{260683.1}{105350} = 2.48 \text{ m.}$$

$$\text{excentricidad} = 2.48 - 2.40 = 0.08 \text{ m.}$$

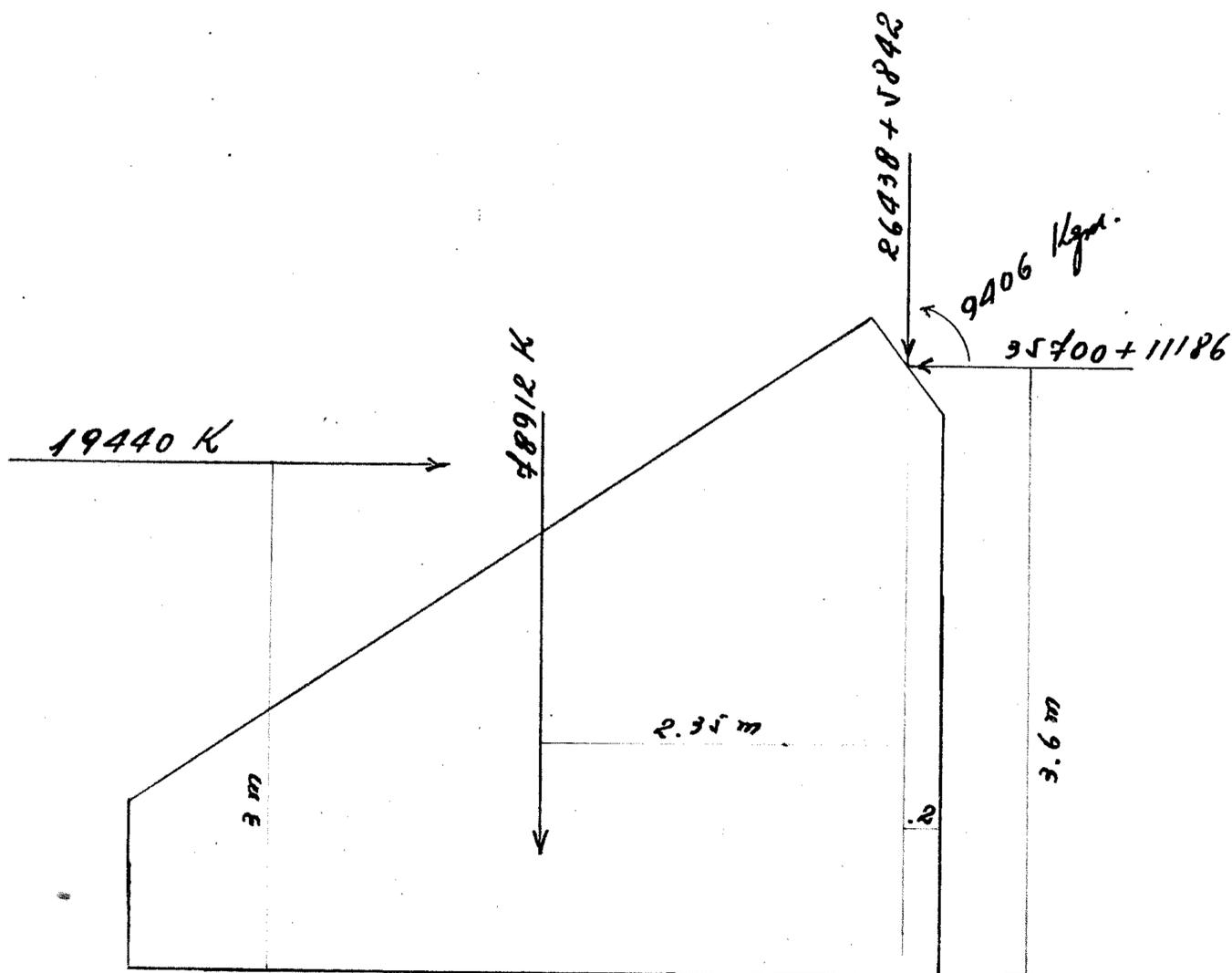
Las presiones en la base son:

$$p = \frac{105350}{100 \times 480} \left[ 1 \pm \frac{6 \times 8}{480} \right]$$

$$P_{\max} \text{ en A} = 2.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{\min} \text{ en B} = 1.98 \text{ kg/cm}^2$$

II Caso.- Puente con sobrecarga.- Las fuerzas que actúan sobre el estribo son las indicadas en la figura



$$\leq V = 78912 + 26438 + 5842 = 111192 \text{ kg.}$$

$$\leq M_b = 46886 \times 3.6 + 9406 + 32280 \times 0.2 + 78912 \times 2.35 - 19440 \times 3 = 311527.1 \text{ kgm.}$$

la resultante dista de B:

$$X = \frac{311527.1}{111192} = 2.80 \text{ m.}$$

$$\text{excentricidad} = 2.80 - 2.40 = 0.40 \text{ m.}$$

las presiones en la base son:

$$p = \frac{111192}{100 \times 480} \left[ 1 \pm \frac{6 \times 40}{480} \right]$$

$$p_{\max} \text{ en A} = 3.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_{\min} \text{ en B} = 1.16 \text{ kg/cm}^2$$

DISEÑO DEL MURO EN QUE SE APOYA EL TABLERO.- Se hará de concreto armado, estando empotrado en su base al estribo del puente. La altura del muro es de 5 m. Los esfuerzos de trabajo permitidos son los indicados al calcular el puente.

Considerando que sobre el relleno actua una sobrecarga de 800 kg/m<sup>2</sup>; su equivalente en altura de relleno es 0.5 m.

La presión horizontal unitaria a una altura h ,siendo w = 1600 kg/m<sup>3</sup> y C = 0.22 es:

$$p = w.h.C = 1600 \times 0.22 \times h = 352 h$$

El empuje a la altura considerada será:

$$E = 352 h \times h/2 = 176 h^2$$

El momento en este punto será igual al empuje por su brazo de palanca:

$$M = 176 h^2 \times h/3 = 58.67 h^3$$

Momento en la base del muro.- Como la altura del muro es de 5 m. en este punto  $h_t = 5 + 0.5 = 5.5$  m. Luego:

$$M = 58.67 h^3 = 58.67 \times 5.5^3 = 9760 \text{ kgm.}$$

El esfuerzo cortante vale:

$$E = 176 h^2 = 176 \times 5.5^2 = 5320 \text{ kg.}$$

Cálculo de d:

$$d = 0.32 \sqrt{9760} = 32 \text{ cm.}$$

dando una protección interior de 8 cm y una protección exterior de 5 cm.; el ancho total del muro en su base es de 45 cm.

Area de acero necesaria.

$$A_s = \frac{976000}{1265 \times 0.87 \times 32} = 27.6 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 5/8'' \text{ a } 7 \text{ cm. c/c.}$$

Cálculo del corte unitario.

$$v = \frac{V}{b.j.d} = \frac{5320}{100 \times 0.87 \times 32} = 1.92 \text{ kg/cm}^2$$

siendo menor que el permitido, no requiere estribos.

Area de acero necesaria a 4 m. -  $h_t = 4 + 0.5 = 4.5$  m.

$$M = 58.67 \times 4.5^3 = 5700 \text{ kgm.}$$

$$A_s = \frac{570000}{1265 \times 0.87 \times 32} = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 5/8'' \text{ a } 14 \text{ cm. c/c.}$$

Area de acero necesaria a 3 m. -  $h_t \approx 3 \times 0.5 \approx 3.5$  m.

$$M = 58.67 \times 3.5^3 \approx 2500 \text{ kgm.}$$

$$A_s = \frac{250000}{1265 \times 0.87 \times 32} = 7.1 \text{ cm}^2$$

$\emptyset$  5/8" a 28 cm. c/c.

De igual manera cálculo el area de acero necesaria a 2 m. y 1 m. de la coronación; pero como el area necesaria es cada vez menor, el espaciamiento entre varillas sería mayor; por lo tanto sigo hasta la coronación con varillas de 5/8" a 28 cm. c/c.

Longitud del empotramiento del refuerzo.- Lo cálculo por la fórmula

$$L = \frac{f_s \cdot D}{4u}$$

siendo:  $f_s$  = esfuerzo del acero.

D = diametro del refuerzo

u = esfuerzo unitario adherencia = 7 kg/cm<sup>2</sup>

$$L = \frac{1265 \times 1.6}{4 \times 7} = 73 \text{ cm.}$$

daré una longitud de empotramiento de 80 cm.

Cálculo del acero para temperatura.-

$$A'_s = 0.002 \times 100 \times 32 = 6.4 \text{ cm}^2$$

cara delantera =  $2/3 A'_s = 4.26 \text{ cm}^2$   $\emptyset$  1/2" a 25 cm. c/c.

cara posterior =  $1/3 A'_s = 2.14 \text{ cm}^2$   $\emptyset$  1/2" a 50 cm. c/c.

DISEÑO DE LOS MUROS PARALELOS.- Para contener el relleno se construyen muros de ala paralelos de concreto armado; que estan empotrados en su base al estribo del puente.

La altura de estos muros es variable, siendo de 5 m. junto al arranque del arco y de 8 m. en su parte mas alejada.

He despreciado el empuje de las tierras que actuan en sentido contrario al relleno, como seguridad en caso de avenidas.

Considero que sobre el relleno actua una sobrecarga de 800 kg/m<sup>2</sup> siendo su equivalente en altura de relleno de 0.5 m.

Momento en la base del muro.- Aplicando las fórmulas deducidas para el diseño del muro frontal.

$$M = 58.67 h^3 = 58.67 \times 8.5^3 = 36000 \text{ kgm.}$$

El esfuerzo cortante vale:

$$E = 176 h^2 = 176 \times 8.5^2 = 12700 \text{ kg.}$$

Cálculo de d:

$$d = 0.32 \sqrt{36000} = 61 \text{ cm.}$$

dando una protección interior de 8 cm. i una protección exterior de 6 cm.; el ancho total del muro en su base es de 75 cm.

Area de acero necesaria.

$$A_s = \frac{3600000}{1265 \times 0.87 \times 61} = 53.5 \text{ cm}^2.$$

Ø 7/8" a 7 cm. c/c.

Cálculo del corte unitario.

$$v = \frac{12700}{100 \times 0.87 \times 61} = 2.4 \text{ kg/cm}^2.$$

siendo menor que el permitido, no requiere estribos.

Area de acero necesaria a 7 m. -  $h_t = 7 \neq 0.5 = 7.5 \text{ m.}$

$$M = 58.67 \times 7.5^3 = 24600 \text{ kgm.}$$

$$d = 0.32 \sqrt{24600} = 51 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{2460000}{1265 \times 0.87 \times 51} = 44 \text{ cm}^2.$$

Ø 7/8" a 7 cm. c/c.

Area de acero necesaria a 6 m. -  $h_t = 6 \neq 0.5 = 6.5 \text{ m.}$

$$M = 58.67 \times 6.5^3 = 16000 \text{ kgm.}$$

$$d = 0.32 \sqrt{16000} = 41 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{1600000}{1265 \times 0.87 \times 41} = 35.5 \text{ cm}^2.$$

Ø 7/8" a 7 cm. c/c.

A partir de los 5 m. el refuerzo usado será igual al calculado en el diseño del muro frontal.

CALCULO DE UNA ALCANTARILLA DE 2.50 m. DE LUZ.

CALCULO DE LA LOSA.- Asuma para la losa un espesor de 25 cm.; siendo por lo tanto la luz de cálculo 2.75 m. El ancho será el de la carretera mas las bermas i dos sardineles de 20 cm.

Los esfuerzos admisibles son aquellos indicados al calcular el puente. La sobrecarga es la H15-S12-44.

El refuerzo de la losa será paralelo al tráfico i haré el cálculo siguiendo las especificaciones indicadas en el reglamento de la A.A.S.H.O.

Ancho efectivo:

$$E = 0.175 S \neq 0.96 = 0.175 \times 2.75 \neq 0.96 = 1.44 \text{ m.}$$

Momento de la sobrecarga:

$$M_{sc} = 0.25 \frac{P}{E} S = 0.25 \times \frac{5440}{1.44} \times 2.75 = 2600 \text{ kgm.}$$

Coefficiente de impacto i momento de impacto:

$$I = \frac{50}{3.28 \times 2.75 \neq 125} = 0.37$$

$$M_1 = 0.37 \times 2600 = 960 \text{ kgm.}$$

Peso propio:

losa	0.25 x 1 x 1 x 2400	= 600
asfalto	0.05 x 1 x 1 x 2000	= 100
		<hr/>
		700 kg/m.l.

Momento del peso propio:

$$M_{pp} = \frac{w.l^2}{8} = \frac{700 \times 2.75^2}{8} = 660 \text{ kgm.}$$

Momento total:

$$M = 2600 \neq 960 \neq 660 = 4220 \text{ kgm.}$$

Cálculo de d:

$$d = 0.32 \sqrt{4220} = 20.6 \text{ cm.}$$

dando 4.4 cm. de protección; tengo una altura de 25 cm. de losa.

Cálculo del refuerzo:

$$A_s = \frac{422000}{1265 \times 0.87 \times 20.6} = 18.6 \text{ cm}^2$$

Ø 3/4" a 15 cm. c/c.

Esfuerzo cortante i adherencia.- Segun el reglamento de la A.A. S.H.O. las losas diseñadas de acuerdo con las fórmulas indicadas satisfacen los requisitos de corte i adherencia.

Cálculo del refuerzo de distribución.- El refuerzo de distribución se coloca normalmente al principal i su importe será igual al porcentaje del acero necesario para el momento positivo dado por la fórmula siguiente:

$$\text{Porcentaje} = \frac{100}{\sqrt{3.28 S}} = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 2.75}} = 33 \%$$

$$A'_s = 0.33 \times 18.6 = 6.15 \text{ cm}^2$$

Ø 1/2" a 20 cm. c/c.

Cálculo de la viga sardinel.- Supongo que el sardinel tenga 20 x 40 cm.; su peso será de 192 kg/m.l.

$$M_{sc} = 0.1 \text{ PS} = 0.1 \times 5440 \times 2.75 = 1500 \text{ kgm.}$$

$$M_i = 0.37 \times 1500 = 555 \text{ kgm.}$$

$$M_{pp} = \frac{192 \times 2.75^2}{8} = 182 \text{ kgm.}$$

$$M_t = 1500 + 555 + 182 = 2237 \text{ kgm.}$$

$$d = 0.32 \sqrt{\frac{223700}{20}} = 34 \text{ cm.}$$

dando 6 cm. de protección; tengo una altura de 40 cm. para la viga sardinel.

$$A_s = \frac{223700}{1265 \times 0.87 \times 34} = 5.95 \text{ cm}^2$$

3 Ø 5/8" a 5 cm. c/c.

CALCULO DE LOS ESTRIBOS.- Como puede verse en la sección transversal la altura del estribo es de 2.50 m. i su base es de 1.2 m.; es decir que la relación entre base i altura es mayor de 0.4 i por lo tanto el muro ofrece seguridad; sin embargo, verificaré la estabilidad del muro proyectado.

VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD DEL ESTRIBO.- I Caso.- Estribo

sin losa.-

		Pesos	Distancias	Momentos.
1)	1.20 x 0.50 x 1 x 2400	1440	0.6	864
2)	0.30 x 2.00 x 1 x 2400	1440	0.85	1224
3)	0.25 x 2.00 x 1 x 2400	1200	0.54	648
4)	0.20 x 2.00 x 1 x 1600	640	1.1	704
		<u>4720</u>		<u>3440</u>

Por consiguiente la resultante vertical dista del punto A:

$$\frac{3440}{4720} = 0.73 \text{ m.}$$

II Caso.- Estribo con losa sin sobrecarga.-Como la losa mas el asfalto pesan 700 kg/m.l.;la reacción en cada estribo será:

$$R = \frac{w.l}{2} = \frac{700 \times 2.75}{2} = 960 \text{ kg.}$$

luego:

P.	d.	M.
4720		3440
960	0.85	816
<u>5680</u>		<u>4256</u>

la resultante dista del punto A:

$$\frac{4256}{5680} = 0.75 \text{ m.}$$

III Caso.- Estribo con losa con sobrecarga.-La máxima reacción producida por la sobrecarga en uno de los apoyos tiene lugar cuando el eje posterior esta situado sobre dicho apoyo.Sabemos que sobre el eje posterior de un camión H15-S12-44 gravitan 10880 kg. i suponiendo que se reparten uniformemente sobre el ancho del camión,que es de 3.05 m.;la carga por metro de ancho de huella será de 3570 kgs. Luego:

P.	d.	M.
5680		4256
3570	0.85	3034.5
<u>9250</u>		<u>7290.5</u>

la resultante dista del punto A:

$$\frac{7290.5}{9250} = 0.79 \text{ m.}$$

CALCULO DE LAS FUERZAS HORIZONTALES I DE SUS PUNTOS DE APLICACION.- Relleno sin sobrecarga.-

$$E = \frac{1}{2} w.h^2.C = \frac{1}{2} \times 1600 \times 2.5^2 \times 0.3 = 1500 \text{ kg.}$$

$$\text{punto de aplicación } \frac{h}{3} = \frac{2.5}{3} = 0.83 \text{ m.}$$

Relleno con sobrecarga.- Suponiendo que actua sobre el terreno una sobrecarga de 800 kg/m<sup>2</sup>;su equivalente en altura de relleno es de 0.5 m. Luego:

$$E = \frac{1}{2} w.h (h + 2h').C$$
$$\frac{1}{2} \times 1600 \times 2.5 \times 3.5 \times 0.3 = 2100 \text{ kg.}$$

$$\text{punto de aplicación } \frac{h + 3h'}{h + 2h'} \cdot \frac{h}{3}$$
$$\frac{2.5 + 1.5}{2.5 + 1} \times 0.83 = 0.95 \text{ m.}$$

FRENADO.- Segun el reglamento de la A.A.S.H.O. se considerará una fuerza longitudinal del 5% de la carga en todas las huellas usando la carga por huella en una sola dirección, con la carga concentrada especificada para momento, sin impacto, aplicada a 1.2 m. de la calzada. Es sabido que la carga repartida equivalente a la H15-S12-44 es de 715 kg/m.1. de huella, como el camión tiene 4.27 m. de separación entre ejes, la carga total correspondiente a un camión será: 715 x 4.27 = 3050 kg/p.huella. Segun reglamento hay que considerar además la carga concentrada especificada para momento que en este caso vale 6120 kg/p.huella. Como estas cargas se reparten uniformemente sobre el ancho de la huella, la carga por metro de ancho de huella será:

$$\frac{3050 \neq 6120}{3.05} = 3000 \text{ kg}$$

la fuerza longitudinal valdrá:  $0.05 \times 3000 = 150 \text{ kg}$ .

punto de aplicación:  $2.75 \neq 1.20 = 3.95 \text{ m}$ .

Cálculo de la resultante de las fuerzas horizontales.-

F.	d.	M.
2100	0.95	1995
<u>150</u>	3.95	<u>592.5</u>
2250		2587.5

la resultante dista de la base:

$$\frac{2587.5}{2250} = 1.15 \text{ m.}$$

CALCULO DE LAS EXCENTRICIDADES.- I Caso.- Estribo sin losa i relleno sin sobrecarga.

$$X = \frac{1500 \times 0.83}{4720} = 0.26 \text{ m.}$$

\* AT =  $0.73 - 0.26 = 0.47 \text{ m}$ . cae dentro del tercio central.  
excentricidad  $0.60 - 0.47 = 0.13 \text{ m}$ .

II Caso.- Estribo con losa i relleno con sobrecarga.

$$X = \frac{2100 \times 0.95}{5680} = 0.35 \text{ m.}$$

AT =  $0.75 - 0.35 = 0.40 \text{ m}$ . cae en limite tercio central.  
excentricidad  $0.60 - 0.40 = 0.20 \text{ m}$ .

III Caso.- Estribo con losa cargada i relleno con sobrecarga, a demas frenaje.

$$X = \frac{2250 \times 1.15}{9250} = 0.28 \text{ m.}$$

AT =  $0.79 - 0.28 = 0.51 \text{ m}$ . cae dentro del tercio central.  
excentricidad  $0.60 - 0.51 = 0.09 \text{ m}$ .

CALCULO DE LOS COEFICIENTES DE SEGURIDAD AL VOLTEO.- El coeficiente de seguridad al volteo es igual a la relación entre el momento de estabilidad i el de volteo.

I Caso.-

$$C_v = \frac{3440}{1500 \times 0.83} = 2.75$$

II Caso.-

$$C_v = \frac{4256}{2100 \times 0.95} = 2.14$$

III Caso.-

$$C_v = \frac{7290.5}{2250 \times 1.15} = 2.8$$

CALCULO DE LOS COEFICIENTES DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO.-

El coeficiente de seguridad al deslizamiento es igual a la suma de las fuerzas verticales por el coeficiente de rozamiento, entre la suma de las fuerzas horizontales.

I Caso.-

$$C_d = \frac{4720 \times 0.55}{1500} = 1.73$$

II Caso.-

$$C_d = \frac{5680 \times 0.55}{2100} = 1.48$$

III Caso.-

$$C_d = \frac{9250 \times 0.55}{2250} = 2.25$$

CALCULO DE LAS PRESIONES EN EL TERRENO.- Estan dadas por la fórmula:

$$p = \frac{P}{a \cdot b} \left[ 1 \pm \frac{6 \cdot e}{b} \right]$$

siendo:

P = componente vertical de la reacción

e = excentricidad

a = ancho de la base

b = longitud de la base

I Caso.-

P = 4720 kg.      e = 13 cm.      b = 100 cm.      a = 120 cm.

$$p = \frac{4720}{120 \times 100} \left[ 1 \pm \frac{6 \times 13}{120} \right]$$

$$P_{\max} = 0.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{\min} = 0.14 \text{ kg/cm}^2$$

II Caso.-

$$P = 5680 \quad e = 20 \text{ cm.} \quad b = 120 \text{ cm.} \quad a = 100 \text{ cm.}$$

$$p = \frac{5680}{120 \times 100} \left[ 1 \pm \frac{6 \times 20}{120} \right]$$

$$P_{\max} = 0.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{\min} = 0 \text{ kg/cm}^2$$

III Caso.-

$$P = 9250 \quad e = 9 \text{ cm.} \quad b = 120 \text{ cm} \quad a = 100 \text{ cm}$$

$$p = \frac{9250}{120 \times 100} \left[ 1 \pm \frac{6 \times 9}{120} \right]$$

$$P_{\max} = 1.12 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{\min} = 0.43 \text{ kg/cm}^2$$

Los muros de ala se diseñan de la misma manera i trabajan como muros de sostenimiento soportando unicamente el empuje de las tierras.

Se coloca en esta alcantarilla un solado de piedra grande acomodada i unida con cemento para evitar la socavación. Con el mismo fin se coloca a la entrada i salida de la alcantarilla, cortinas de piedra unidas con cemento.

ANALISIS DE PRECIOS.

Tiene por objeto determinar los costos unitarios para cada trabajo a ejecutarse. Se hará por separado para cada tipo de obra. Se considerarán cuadrillas formadas por veinte hombres que estén dirigidos por un capataz.

Se incluye el transporte a lampa a 4 metros; pues los medios para evacuar el material no pueden llegar hasta el pie del corte.

Como rendimientos he considerado los siguientes:

Terreno de II .....	7 m <sup>3</sup> /dia/hombre.
Terreno de III .....	4 m <sup>3</sup> /dia/hombre.
Terreno de V .....	1.5 m <sup>3</sup> /dia/hombre.

Considero como jornal para un peón S/.4.50 diarios.

CORTE EN II.-

Desagregación 7 m <sup>3</sup> /dia/hombre y siendo el jornal S/.4.50; el precio por m <sup>3</sup> será.....	S/. 0.64 m <sup>3</sup>
Transporte a lampa a 4 mts.....	0.45
Capataz, planilleros, seguros, etc.: 20% .....	0.22
Depreciación herramientas: 10% .....	0.11
Imprevistos: 5% .....	0.06
	<u>S/. 1.48 m<sup>3</sup></u>

CORTE EN III.-

Desagregación 4 m <sup>3</sup> /dia/hombre y siendo el jornal S/.4.50; el precio por m <sup>3</sup> será .....	S/. 1.12 m <sup>3</sup>
Transporte a lampa a 4 mts.....	0.45
Capataz, planilleros, seguros, etc.: 20% .....	0.32
Depreciación herramientas: 10% .....	0.16
Imprevistos: 5% .....	0.08
	<u>S/. 2.13 m<sup>3</sup></u>

CORTE EN V.-

Desagregación 1.5 m <sup>3</sup> /día/hombre y siendo el jornal S/.4.50;el precio por m <sup>3</sup> será.....	S/. 3.00 m <sup>3</sup>
Transporte a lampa a 4 mts.....	0.45
Capataz,planilleros,seguros,etc.: 20% .....	0.69
Depreciación herramientas: 10% .....	0.345
Explosivos: 10% .....	0.345
Imprevistos: 5% .....	0.17
	<u>S/. 5.00 m<sup>3</sup></u>

RELLENO PROPIO.-

Terraplenado 8 m <sup>3</sup> /día/hombre y siendo el jornal S/.4.50;el precio por m <sup>3</sup> será .....	S/. 0.56 m <sup>3</sup>
Capataz,planilleros,seguros,etc.: 20% .....	0.12
Depreciación herramientas: 10% .....	0.06
Imprevistos: 5% .....	0.03
	<u>S/. 0.77 m<sup>3</sup></u>

RELLENO DE PRESTAMO.-

Cargío i transporte del material a una distancia promedio de 2 Km .....	S/. 1.10 m <sup>3</sup>
Descarga i acomodo del material a razón de 8 m <sup>3</sup> /día/hombre y siendo el jornal S/.4.50; el precio por m <sup>3</sup> será .....	0.56
Capataz,planilleros,seguros,etc.: 20% .....	0.34
Depreciación herramientas: 10% .....	0.17
Imprevistos: 5% .....	0.08
	<u>S/. 2.25 m<sup>3</sup></u>

COSTO COMPACTACION SUBRASANTE.-

Teniendo la plataforma un ancho de 8.60 metros,se tendrá una area de 8600.00 m.c. por kilometro.

Costo del agua.-

Bombeo del agua al tanque regador.....	S/. 1.00	m <sup>3</sup>
Transporte a razón de S/.0.55 Km.....	0.55	
	<hr/>	
Valor del m <sup>3</sup> de agua transportada a 1 Km.....	S/. 1.55	m <sup>3</sup>

Siendo la cantidad de agua a emplearse de 20 litros por m.c.;  
el valor del agua necesaria por m<sup>2</sup> es:

$$1.55 \times 0.02 = S/.0.03 \text{ m}^2$$

Costo compactación m<sup>2</sup> de subrasante.-

Agua .....	S/. 0.03	m <sup>2</sup>
Nivelación .....	0.20	
Rodillado con pata de cabra .....	0.10	
	<hr/>	
	S/. 0.33	m <sup>2</sup>
	<hr/>	

COSTO DEL AFIRMADO.-

El area total de afirmado es de 8600.00 m<sup>2</sup> por Km.; con un espesor compactado de 20 cm.

El volumen de materiales por kilometro será de:

$$8600 \times 0.2 = 1720 \text{ m}^3$$

Grava.....	1720 m <sup>3</sup> a S/.6.00 m <sup>3</sup> .....	S/.10320.00
Arcilla: 20%:	344 m <sup>3</sup> a S/.4.80 m <sup>3</sup> .....	1651.20
		<hr/>
		S/.11971.20

El costo de materiales por m<sup>2</sup> será:

$$\frac{11971.20}{8600} = S/.1.39 \text{ m}^2$$

Costo del m<sup>2</sup> de afirmado:

Materiales .....	S/. 1.39	m <sup>2</sup>
Mezclado i nivelación .....	0.25	
Riego, dos capas .....	0.06	
Rodillado con pata de cabra la primera y con pata de cabra o neumatica la segunda .....	0.20	
	<hr/>	
	S/. 1.90	m <sup>2</sup>
	<hr/>	

COSTO DEL ASFALTADO.-

Teniendo la superficie de rodadura un ancho de 6.60 m., se tendrá una area de 6600.00 m<sup>2</sup> por kilometro; con un espesor compactado de 5 cm.

Se usará una mezcla asfáltica de asfalto líquido RC-2 en una capa; la imprimación se hará con asfalto MC-0 a razón de 1.5 litros por m<sup>2</sup>.; se harán dos sellos con asfalto RC-1, el primero con piedra de 1/8" y el segundo con arena fina.

Materiales.- El volumen de materiales por Km. será:

$$6600.00 \times 0.05 = 330 \text{ m}^3$$

El volumen de materiales minerales usados en la mezcla, será:

$$\text{Volumen piedra} \dots\dots\dots 330 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen arena: } 30\% \dots\dots\dots 99 \text{ m}^3$$

La piedra pesa aproximadamente 1700 kg/m<sup>3</sup> y la arena 1600 kg/m<sup>3</sup>; de modo que en peso tendremos:

$$\text{Peso piedra} : 330 \times 1700 \dots\dots\dots 561000 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso arena} : 99 \times 1600 \dots\dots\dots \underline{158400}$$

$$719400 \text{ kg.}$$

La cantidad de asfalto RC-2 es el 5% del peso de los agregados minerales, es decir:

$$719400 \times 0.05 \dots\dots\dots 35790 \text{ kg.}$$

$$\text{considerando merma del } 5\% \dots\dots\dots \underline{1798.5}$$

$$37588.5 \text{ kg.}$$

La cantidad de asfalto RC-2 será aproximadamente 37.5 Ton.

La cantidad de asfalto MC-0 para la imprimación es de 1.5 litros por m<sup>2</sup>., o sea:

$$6600.00 \times 1.5 \dots\dots\dots 9900 \text{ kg.}$$

$$\text{considerando merma del } 5\% \dots\dots\dots \underline{495}$$

$$10395 \text{ kg.}$$

La cantidad de asfalto MC-0 es aproximadamente 10.5 Ton.

La cantidad de asfalto RC-1 para los sellos es:

6600.00 x 2 .....	13200 kg.
considerando merma del 5% .....	<u>660</u>
	13860 kg.

La cantidad de asfalto RC-1 es aproximadamente de 14 Ton.

Costo de los materiales:

Piedra para la mezcla: 330 m <sup>3</sup> a S/.7.00 m <sup>3</sup> .....	S/. 2310.00
Arena para la mezcla : 99 m <sup>3</sup> a S/.8.00 m <sup>3</sup> .....	792.00
Arena para el sello a razón de 2 lts. por m <sup>2</sup> ., o sea 132 m <sup>3</sup> a S/.8.00 m <sup>3</sup> .....	1056.00
Asfalto MC-0 : 10.5 Ton. a S/.132.00 Ton.....	1386.00
Asfalto RC-2 : 37.5 Ton. a S/.142.00 Ton.....	5325.00
Asfalto RC-1 : 14 Ton. a S/.142.00 Ton.....	1988.00
Depreciación cilindros: 10% costo asfalto.....	<u>869.90</u>
	S/.13726.90

El costo de materiales por m<sup>2</sup> será:

$$\frac{13726.90}{6600} = S/.2.08 \text{ por m}^2$$

Costo del m<sup>2</sup> de asfaltado:

Materiales .....	S/. 2.08 m <sup>2</sup>
Riego, rodillado i barrido .....	0.15
Colocación de reglas i depreciación de ellas...	0.15
Riego imprimación .....	0.06
Preparación mezcla i transporte .....	0.50
Extendido de la mezcla .....	0.10
Rodillado .....	0.05
Sello, riego de dos capas .....	0.12
Rodillado sello dos capas .....	<u>0.10</u>
	<u>S/. 3.31 m<sup>2</sup></u>

METRADO I PRESUPUESTO DE UNA ALCANTARILLA TIPO DE  
2.50 M. DE LUZ.

Excavación:

Cimiento estribos: 1.2 x 0.5 x 9 x 2	10.8 m <sup>3</sup>	
" alas: 0.5 x 0.5 x 2.2 x 4	<u>2.2 "</u>	13.00 m <sup>3</sup>

Cimientos:

Estribos: 1.2 x 0.5 x 9 x 2 .....	10.8 m <sup>3</sup>	
Alas : 0.5 x 0.5 x 2.2 x 4 .....	<u>2.2</u>	13.00 "

Muros:

Estribos: $\left[ \frac{0.8 \neq 0.3}{2} \right] \times 2 \times 9 \times 2 \dots$	19.8 m <sup>3</sup>	
Alas: $\left[ \frac{0.4 \neq 0.2}{2} \right] \times 1.5 \times 2.2 \times 4$	<u>4.</u>	23.8 "

Losa i sardinel:

Losa : 0.25 x 2.6 x 8.6 .....	5.6 m <sup>3</sup>	
Sardinel: 0.4 x 0.2 x 2.6 x 2 .....	<u>0.4</u>	6.00 "

PRESUPUESTO.

Excavación (III).-

13.000 m<sup>3</sup> a S/.2.13 m<sup>3</sup>..... S/. 27.69

Cimientos (piedra bruta con cal 1:4).-

13.000 m<sup>3</sup> a S/.30.00 m<sup>3</sup> ..... 390.00

Muros (piedra combeada con cal 1:4).-

23.800 m<sup>3</sup> a S/.45.00 m<sup>3</sup> ..... 1071.00

Losa i sardinel (concreto armado).-

6.000 m<sup>3</sup> a S/.550.00 m<sup>3</sup> ..... 3300.00

Imprevistos: 5% ..... 239.43

S/.5028.12

SON : CINCO MIL VEINTIOCHO SOLES ORO I 12/100.

PRESUPUESTO DEL KM.II AL KM.III DEL TRAZO A - C.

EXPLANACIONES.-

Corte en II:

3132.000 m<sup>3</sup> a S/.1.48 ..... S/. 4635.36

Corte en III:

3132.000 m<sup>3</sup> a S/.2.13 ..... 6671.16

Corte en V:

1896.000 m<sup>3</sup> a S/.5.00 ..... 9480.00

Relleno propio:

1097.000 m<sup>3</sup> a S/.0.77 ..... 844.69

Relleno préstamo:

12282.000 m<sup>3</sup> a S/.2.25 ..... 27634.50

S/. 49265.71

PAVIMENTO.-

Compactación subrasante:

8600.00 m<sup>2</sup> a S/.0.33 ..... S/. 2838.00

Afirmado:

8600.00 m<sup>2</sup> a S/.1.90 ..... 16340.00

Asfaltado:

6600.00 m<sup>2</sup> a S/.3.31 ..... 21846.00

S/. 41024.00

OBRAS DE ARTE.-

Alcantarilla del Km. 2.010 ..... S/. 5028.12

Alcantarilla del Km. 2.660 ..... 5028.12

S/. 10056.24

DIRECCION TECNICA I ADMON.: 10% ..... 10034.60

TOTAL ..... S/.110380.55

SON: CIENTO DIEZ MIL TRECIENTOS OCHENTA SOLES ORO I 55/100.

PRESUPUESTO DEL KM.III AL KM.IV DEL TRAZO A - C.

EXPLANACIONES.-

Corte en II:

5857.650 m<sup>3</sup> a S/.1.48 ..... S/. 8669.32

Corte en III:

5857.650 m<sup>3</sup> a S/.2.13 ..... 12476.79

Relleno propio:

138.700 m<sup>3</sup> a S/.0.77 ..... 106.80

Relleno préstamo:

5357.200 m<sup>3</sup> a S/.2.25 ..... 12053.70

S/.33306.61

PAVIMENTO.-

Compactación subrasante:

8600.00 m<sup>2</sup> a S/.0.33 ..... S/. 2838.00

Afirmado:

8600.00 m<sup>2</sup> a S/.1.90 ..... 16340.00

Asfaltado:

6600.00 m<sup>2</sup> a S/.3.31 ..... 21846.00

S/.41024.00

OBRAS DE ARTE.-

Alcantarilla del Km. 3.386 ..... S/. 5028.12

S/. 5028.12

DIRECCION TECNICA I ADMON.: 10% ..... 7935.87

TOTAL ..... S/.87294.60

SON: OCHENTA I SIETE MIL DOCIENTOS NOVENTA I CUATRO SOLES  
ORO I 60/100.

PRESUPUESTO DEL KM.III AL KM.IV DEL RAMAL á B.

EXPLANACIONES.-

Corte en V:

9819.000 m<sup>3</sup> a S/.5.00 ..... S/.49095.00

Relleno propio:

174.700 m<sup>3</sup> a S/.0.77 ..... 134.52

Relleno préstamo:

810.500 m<sup>3</sup> a S/.2.25 ..... 1823.63

S/.51053.15

PAVIMENTO.-

Asfaltado:

6000.00 m<sup>2</sup> a S/.3.31 ..... S/.19860.00

S/.19860.00

OBRAS DE ARTE.-

Alcantarilla del Km. 3.120 ..... S/. 5028.12

S/. 5028.12

DIRECCION TECNICA I ADMON.: 10% ..... 7594.13

S/.83535.40

SON: OCHENTA I TRES MIL QUINIENTOS TREINTICINCO SOLES ORO I  
40/100.

B I B L I O G R A F I A.

- LECCIONES DE CAMINOS I PAVIMENTOS.- Ing. Carlos Romero Sotomayor. (Tomos I - II - III).
- NORMAS PARA EL ESTUDIO DE CARRETERAS.- Boletín de la Dirección de Caminos i Ferrocarriles. (III i IV Trimestre 1947).
- CURSO DE FERROCARRILES.- Ing. J. A. Rigau.
- REPLANTEO DE CURVAS.- Sarrazin.
- ESTUDIO SOBRE PENDIENTES.- Ing. Juan Quiroga. Boletín de la Dirección de Caminos i Ferrocarriles. (I Trimestre 1944).
- LA MECANICA DE LOS SUELOS I SU APLICACION AL DISEÑO DE LOS PAVIMENTOS.- Ing. Mauro Llanos.
- ESPECIFICACIONES PARA TRATAMIENTOS ASFALTICOS SUPERFICIALES.- Ing. Mauro Llanos.
- ESTABILIZACION DE SUELOS PARA CARRETERAS.- Ing. Mauro Llanos.
- CURSO DE PUENTES DE ALBAÑILERIA.- Ing. Juan Quiroga.
- CURSO DE CONCRETO ARMADO.- Ing. Juan Quiroga.
- CURSO DE ESTATICA GRAFICA.- Ing. J. A. Rigau.
- REINFORCED CONCRETE DESING.- Sutherland and Reese.
- REINFORCED CONCRETE BRIDGES AND CULVERTS.- George Hool.
- EL ARCO ELASTICO.- Strassner.
- BUILDING REGULATIONS FOR REINFORCED CONCRETE.- A.C.I.
- STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES.- A.S.S.H.O.
- AMERICAN CIVIL ENGINEER'S HANDBOOK .- Merriman and Wiggin.
- ARCHITECT AND BUILDER HANDBOOK.- Kidder and Parker.

I N D I C E.

	pag.
PROYECTO DE CARRETERA PARA EL AÑO 1945.....	1
CARACTERISTICAS TECNICAS DEL CAMINO.-Curva límite.-Pe- ralte.-Curvas de transición.-Sobreanchos.-Pendiente máxima.-Compensación de pendientes en las curvas.-Lon- gitud mínima de los cambios de pendiente.-Visibilidad en plano.-Visibilidad en perfil.....	3
DESCRIPCION DEL TRAZO.-Curvas horizontales del trazo A-C.-Curvas horizontales del ramal á B.-Curvas verti- cales del trazo A-C.-Curvas verticales del ramal á B.	7
PAVIMENTO.-Subrasante.-Afirmado.-Supreficie de roda- dura.....	15
MOVIMIENTO DE TIERRAS I PLIEGO DE CUBICACIONES.....	22
DISEÑO DEL PUENTE.-Cálculo de la losa.-Diseño de las paredes transversales.-Diseño del arco.....	38
DISEÑO DEL ESTRIBO DEL PUENTE.-Diseño del muro fron- tal.-Diseño de los muros laterales.....	67
DISEÑO DE UNA ALCANTARILLA DE 2.5 m. DE LUZ.....	74
ANALISIS DE PRECIOS.....	81
PRESUPUESTO DE TRES KILOMETROS DEL CAMINO.....	87
BIBLIOGRAFIA.....	90
INDICE.....	91