T E S I S

D E

I N C O R P O R A C I O N

PUENTE CONTINUO DE CONCRETO REFORZADO DE TRES LUCES

CIPRIANO CHAVES NUNEZ

INGENIERO CIVIL

de la

UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO

PUENTE CONTINUO DE CONCRETO REFORZADO DE TRES LUCES

Con el objeto de salvar un obstáculo natural en el curso de una carretera se proyectará a continuación un puente de concreto reforzado, de tres claros, continuo y con las características que se anotan a continuación :

DATOS PARA EL PROYECTO

Longitud total entre apoyos extremos...39.6 m.(130')

Ancho de la carretera entre espaldones 10.65 m.(35')

Ancho del puente : para dos vías.

Gradiente horizontal

Perfil : asumido

Elevación de la gradiente en la ℄ ... 121.90 m.(400')

Elevación de la base de los bastiones 114.00 m.(375')

Elevación de la base de las pilas.... 112.50 m.(370')

Bastiones : considérense iguales y de tipo apropiado

Pilas :   "   "   "   "   "

Resistencia máxima del suelo en los

bastiones y las pilas........... 4.88 K/cm^2 ($5T/p^2$)

Longitud de cada una de las luces : la que se considere más económica asumiendo que es apropiada en -- cuanto a la localización de las pilas.

Carga viva : H-15

Peso del concreto: 2400 Kg/m^3 (150 $lb./p^3$)

Esfuerzo de trabajo del concreto a la compresión:

$f_c = 63\ Kg/cm^2$ (900 $lb./pulg.^2$)

Esfuerzo de trabajo del acero a la tensión :

$f_s = 1265\ Kg/cm^2$ (18000 $lb/pulg^2$)

Condiciones no especificadas: asumirse convenientemente.

Se ha elegido un puente de superestructura continua compuesto de tres trabes longitudinales y una losa doblemente volada para formar las aceras.

Se comenzará por calcular los elementos que constituyen la acera, suponiendo que existe un empotramiento riguroso en la base del voladizo. La carga viva especificada sobre aceras de puente es de 500 Kg/m^2 (100 lb/p^2) y para los efectos siguientes se tomará a priori un ancho de nervadura de 40 cm. y se asumirá el espesor de la losa para calcular su pesomuerto.

La superficie del trapecio a b c d vale:

$$\frac{0.15 + 0.12}{2} \; 1.10 = 0.1485 \; m^2$$

Como se analizará un metro de losa el volumen será:

$$V = 0.1485 \; m^3$$ y el peso muerto de la losa

en voladizo tendrá el siguiente valor :

$$P = 0.1485 \times 2400 = 356 \; Kg/m.$$

El brazo de palanca o sea la distancia del centro de gravedad de la sección a la base mayor se encuentra por medio de la fórmula :

$$\bar{X} = \frac{d}{3} \; \frac{b + 2 \, b_1}{b + b_1}$$

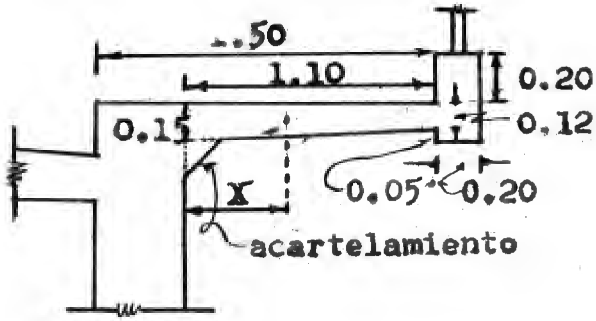
Poniendo valores :

$$\bar{X} = \frac{1.10}{3} \; \frac{15 + 2 \times 12}{15 + 12} = 53 \; cm.$$

Peso de la guarnición :

$$\begin{aligned} 0.20 \times 0.37 \times 2400 &= 180 \; Kg/m \\ \text{Peso del parapeto} &= 250 \; " \\ \hline & 430 \; Kg/m. \end{aligned}$$

El brazo de palanca para la guarnición y el parapeto vale 1.2 m.



Los momentos flexionantes debidos a carga muerta en el paño exterior de la trabe lateral son los siguientes :

$$M_m = 356 \times 53 = 18900 \text{ Kg.cm.}$$
$$M_m' = 430 \times 120 = 51500 \text{ "}$$
$$M_m \text{ total.......} = 70\,400 \text{ Kg. cm.}$$

El momento debido a carga viva se valuará a continuación. Como se dijo anteriormente se considerará una carga de 500 Kg/m^2 uniformemente repartida.

Carga viva = 500x1.10x 1.00 = 550 Kg/m. de prof.

$$\text{Carga viva..} M_v = \frac{P\, l^2}{2} = \frac{500 \times 1.10^2}{2} = 303 \text{ Kg m.}$$

$$\text{Presión Hor.} M_v' = 225 \times 1.00 \text{........} = 225 \text{ "}$$

$$M_{v_t} \text{.....................} = 528 \text{ Kg.m}$$

$$\text{Momento total} = M_{m_t} + M_{v_t} = 70400 + 52800 = 123200 \text{ Kg. cm.}$$

FUERZAS CORTANTES MAXIMAS

$$V_m = 356 + 430 = 786 \text{ Kg.}$$

$$V_v = 550 \text{ ......} = 550 \text{ "}$$

$$V \text{ total........ } 1336 \text{ Kg.}$$

Con estos datos se procederá a calcular la losa capaz de resistir un momento flexionante de 123200 Kg cm. y un esfuerzo cortante de de 1336 Kg. La fórmula que da el valor del peralte en una sección rectangular de concreto es la siguiente :

$$M = \tfrac{1}{2} f_c\, k\, j = Kbd^2; \text{ de donde } d = \sqrt{\frac{M}{K\, b}}$$

$$f_c = 63 \text{ Kg/cm}^2 \qquad f_s = 1265 \text{ Kg/cm}^2 \qquad n = 15$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n\, f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1265}{15 \times 63}} = 0.427$$

$$j = 1 - k/3 = 1 - 0.142 = 0.858$$

$$K = \tfrac{1}{2} f_c\, k\, j = 0.5 \times 63 \times 0.427 \times 0.858 = 11.55$$

$$b = 100 \text{ cm. poniendo valores } d = \sqrt{\frac{123200}{11.55 \times 100}} = 10.3 \text{ cm.}$$

Para la determinación del hierro de refuerzo se usará la fórmula que sigue :

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{123200}{1265 \times 0.858 \times 10.80} = 11.00 \text{ cm}^2$$

Se pondrán varillas de ½" de diámetro 12 cm.c.a.c.

Incluyendo un recubrimiento de 3.20 cm se obtiene un peralte total de 14 cm. por lo que resultó acertado el asumido al comenzar los cálculos.

VERIFICACION POR ESFUERZO CORTANTE

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{1336}{100 \times 0.858 \times 10.80} = 1.44 \text{ Kg/cm}^2$$

Como el valor límite de v es de $0.02 f'_c$ o sea 2.80 Kg/cm^2 el valor obtenido está dentro de los límite permisibles.

VERIFICACION POR ADHERENCIA

$$u = \frac{V}{\sum o\, j d} = \frac{1336}{36 \times 0.858 \times 10.80} = 4.00 \text{ Kg/cm}^2$$

En estaf fórmula $\sum o$ es la suma de los perímetros de las varillas que entran en un metro y u es la fatiga por adherencia. Siendo el máximo valor permisible de esta última de $0.05 f'_c = 0.05 \times 140 = 7.00 \text{ Kg/cm}^2$ (100 lb/pul^2) estamos dentro de la seguridad.

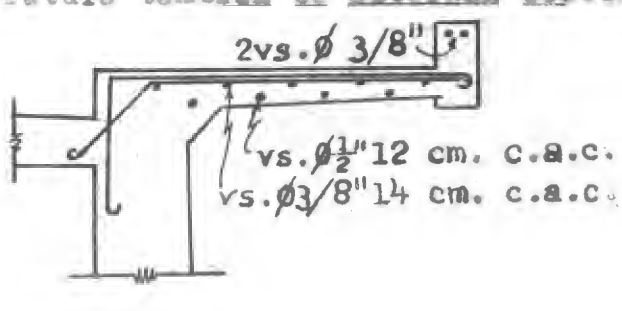
CALCULO DEL REFUERZO POR TEMPERATURA

El valor que dan las especificaciones para esta clase de refuerzo está dado por la expresión $0.003\, bd'$ en la que b es el ancho (100 cm.) y d' el peralte de la trabe (losa en este caso)

$$A'_s = 0.003 \times 100 \times 13 = 3.90 \text{ cm}^2$$

Se pondrán varillas de 3/8", 14 cm.c.a c.

Haciendo un corte de la losa ésta quedará como sigue : las varillas se anclarán lo más posible dentro de las nervaduras lo que se consigue doblándolas alternadamente en ganchos a 90°y a 45°sucesivamente. Las varillas dobladas a 45° tienen por objeto reforzar el rincón de la guarnición. Las varillas de temperatura también se alternan colocándolas tanto arriba como abajo, de tal manera que la separación entre ellas, horizontalmente valga 14 cm. En la guarnición del parapeto también conviene poner varillas de temperatura, generalmente con 2 de ∅ 3/8" basta, colocadas en



la figura.

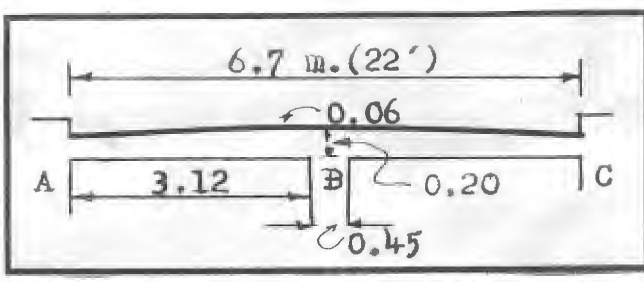
PROYECTO DE LA LOSA PARA LA CALZADA DE VEHICULOS

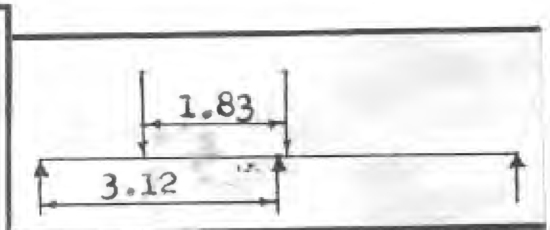
Se comenzará por determinar el claro de la losa para lo cual se va a asumir una ancho de 45 cm. para la viga central y para las exteriores el antes supuesto de 40 cm.; con estos datos el claro de la losa es de 3.12 m.

La losa deberá calcularse como intermedia entre una viga con empotramiento riguroso en ambos extremos y una viga con perfecta continuidad. Al igual que como se hizo en el cálculo anterior se tiene que suponer un peralte de losa para calcular la carga muerta; se asumirá un valor de 25 cm.

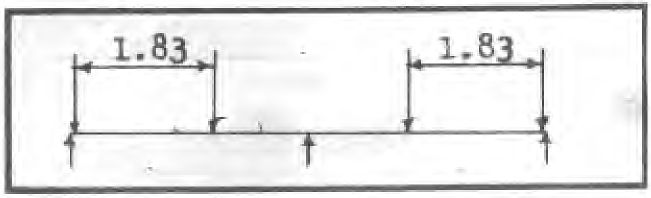
Se deben calcular los momentos máximos negativos en los apoyos y el positivo máximo en la parte central.

El momento máximo positivo en el centro del claro ocurre cuando una de las ruedas del vehiculo está precisamente en el centro; la otra rueda estará a 1.83 m.(6') de separación , casi en la orilla de la otra trabe. Veamos que posición debe tomar el otro vehículo (son dos líneas de circulación); ya colocado el primer camión en la forma indicada al poner el otro en la losa adyacente se ve que el efecto de esta nueva carga es el de disminuir el valor del momento positivo máximo que estamos analizando (claro de la izquierda); luego, para obtener el máximo momento positivo se debe considerar sólo una linea de vehículos, colocando el carro en tal forma que una de las ruedas ocupe la posición central de la viga.





Se analizará a continuación la posición de las cargas para producir los momentos negativos máximos en el apoyo central; la condición del máximo se realiza cuando los vehículose están lo más cerca posible de las guarniciones, para que las otras ruedas se acerquen lo más posible al centro de los claros en la forma que muestra la figura.



Ya establecido este criterio se procederá a valuar las cargas y los momentos. Para simplificar los cálculos se harán las siguientes consideraciones: la carga muerta de la losa es uniformemente repartida por lo que se puede hallar su valor por metro cuadrado. El momento de empotramiento y el flexionante en el centro del claro valen un cierto coeficiente multiplicado por wl^2 para la carga repartida y para la carga concentrada otro coeficiente por el factor Pl.

La carga uniformemente repartida en la losa vale:

$$w = 0.25 \times 1 \times 1 \times 2400 = 600 \text{ Kg/m}^2$$

$$wl^2 = 600 \times 3.12^2 = 5810 \text{ Kg. m.}$$

Se calcularán los momentos en los apoyos y en el centro, después se afectarán los momentos en los puntos A, B y C por los momentos inducidos por los voladizos de las aceras. Como se dijo anteriormente se supondrá la losa en condición intermedia de apoyo, entre empotrada y continua; los coeficientes que se emplearán son precisamente la semisuma de los correspondientes a ambas condiciones de apoyo.

Apoyo A :

Por concepto de continuidad el coeficiente vale cero.
Por concepto de empotramiento vale 1/12

El momento por usar será por consiguiente 1/24 y el momento negativo en el apoyo A tendrá el siguiente valor:

$$M_A = \frac{w\,l^2}{24} = 5810/24 = 242 \text{ Kg.m. ó } 24200 \text{ Kg.cm.}$$

Apoyo B :

Por concepto de viga continua de dos claros el coeficiente vale: 16/128 o sea 0.125
Por concepto de viga empotrada vale 1/12 = 0.083

$$\text{El coeficiente buscado vale } \frac{0.125 + 0.083}{2} = 0.104$$

$$M_B = -0.104 \times 5810 = -604 \text{ Kg. m.; } 60400 \text{ Kg.cm.}$$

MOMENTO POSITIVO EN EL CENTRO DEL CLARO A B .

Coeficiente para viga continua 9/128 = 0.070
" " " empotrada 1/24 = 0.042

$$\text{El coeficiente buscado vale } \frac{0.070 + 0.042}{2} = 0.056$$

Momento en D (centro del claro)= 0.056 x 5810 = 326 kg.m.

Hasta ahora se han valuado los momentos debidos a carga muerta; los producidos por la carga viva se calcularán a continuación; es conveniente hacer notar que las concentraciones se asumen distribuidas en ángulo recto con la losa pero no a lo largo de ella. La rueda más pesada puesta en el centro del claro da el valor más grande del momento.

La carga concentrada vale 12000 lb. o sean 5440 K. El coeficiente de impacto se halla con la fórmula siguiente:

$$I = \frac{50}{L + 125} \qquad L = 3.12\ m. = 9.50'$$

$$I = \frac{50}{9.50 + 125} = 0.37$$

Vamos a reducir al metro de ancho de la losa los efectos que producen las concentraciones de carga; el ancho efectivo de la losa tiene el siguiente valor dado por las últimas especificaciones :

l_e = 0.70 (0.72 l) + g ,en donde l_e es el ancho efectivo en pies, l el claro en pies, g el ancho de la llanta en pies (se considera una pulgada por cada tonelada inglesa de peso del camión)

$$l_e = 0.70 \times 0.72 \times 9.5 + 1.25 = 6.03' = 1.84\ m.$$

Tomando en cuenta el valor de la carga viva más el impacto la carga por metro vale :

$$\frac{5440 + 5440 \times 0.37}{1.84} = 4050\ Kg.m.$$

Luego, cada faja de losa de un metro de ancho soporta un efecto de la carga concentrada más impacto equivalente a 4050 Kg/m ; con estos datos se procederá a calcular los momentos producidos por la carga viva.

$$M_A = \frac{0 + 0.125}{2}\ 4050 \times 3.12 = -\ 789\ kg.m.$$

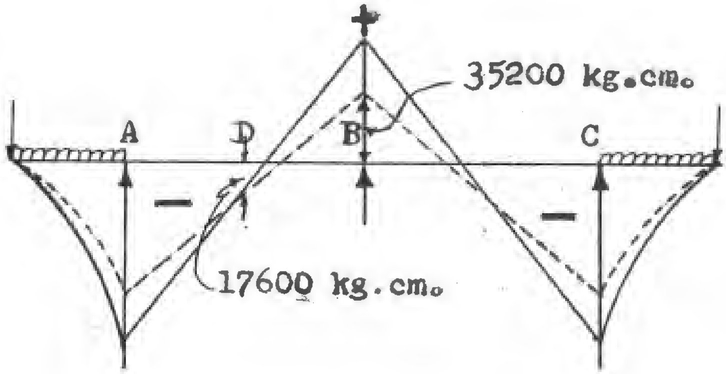
Para el punto B el coeficiente por viga continua es 0.188 y por empotrada 0.125 :

$$M_B = \frac{0.188 + 0.125}{2}\ 4050 \times 3.12 = -\ 1880\ Kg.m.$$

Coeficiente para momento positivo en el centro del claro:

$$c = \frac{0.203 + 0.125}{2} = 0.164$$

$$M_D = 0.164 \times 4050 \times 3.12 = 2070\ Kg.m.$$



Ahora se debe hacer un ajuste de los valores de los momentos por el efecto de los cantilevers de las aceras. Considerando unicamente éstos cargados en la figura tenemos eldiagrama de momentos correspondiente; en los apoyos A y B los momentos inducen efectos en los claros intermedios; en el apoyo central el efecto se invierte y se hace positivo. Veremos enseguida que el efcto de los contilevers es reducir la intensidad de los momentos máximos antes calculados en los puntos D y E. Los cantilevers, como es natural, pueden estar cargados o vacíos y como siempre han de tomarse encuenta las condiciones más desfavorables al hacer los cálculos, examinando el diagrama de momentos cuando el cantilever está cargado (línea llena) y cuando está vacío (línea punteada), vemos que son mayores los valores cuando hay carga, lo que significa que se reducen más los valores de los momentos calculados para los puntos D y E. Luego, se debe considerar la acera descargada para obtener las condiciones más desfavorables.

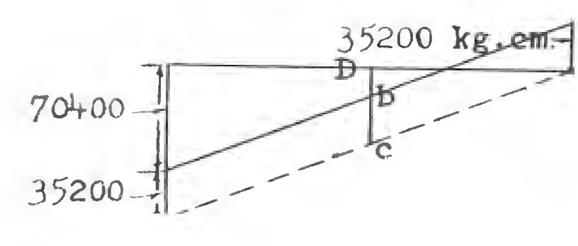
El valor del momento máximo debido al cantilever según se calculó antes es de 70400 Kg.cm. pero no se debe considerar esté valor íntegro sino reducido para que el momento resultante esté dentro de los límites de la seguridad. Se tomará 0.50 como factor de seguridad.

$M_B = 0.50 \times 70400 = 35200$ Kg.cm. ; este es el valor

de la ordenada en el punto B de la figura.

Para determinar el momento en el punto D se valuará la ordenada en ese punto.

$M_D = 52800 - 35200 = 17600$ Kg. cm.



Al igual que en el caso anterior este valor no se toma íntegro sino que se le asigna un coeficiente de 1/3; luego, la ingluencia del cantilever en el punto D se manifiesta como una reducción del momento en ese lugar debido a carga muerta y carga viva.

$$-\frac{17600}{3} = -5866 \text{ Kg.cm.}$$

La tabla siguiente muestra los valores calculados :

Puntos	A	B	D
Momentos debidos a carga muerta	-242 k.m.	-604	$+326$
" " " " V + I	-789	-1880	$+2070$
" " al cantilever	-1232	$+352$	-59
	$+2263$ k.m.	-2132	$+2337$

En el punto A se han dejado sin afectar los momentos por carga muerta y carga viva (70400 kgcm. + 52800 kg.cm. = 1232 K.m.) para dar un mayor margen de seguridad.

El peralte de la losa se calculará con el momento mayor o sea el que corresponde al punto B y el hierro se pondrá de acuerdo con el momento en cada uno de los lugares analizados.

$$d = \sqrt{\frac{M}{K\,b}} = \sqrt{\frac{233700}{11.55 \times 100}} = 14.30 \text{ cm.}$$

El peralte total tendrá el siguiente valor :

$$h = d + \text{recubrimiento} + \text{bombeo}$$
$$h = 14.30 + 2.70 + 6 = 17 + 6 = 23.00 \text{ cm.}$$

El área de acero tiene su valor máximo en al apoyo D :

$$A_s = \frac{M}{f_s J d} = \frac{233700}{1265 \times 0.858 \times 0.14.30} = 15.20 \text{ cm}^2$$

Se pondrán varillas de ∅ 1/2" a 8.50 cm . c. a c.
En los apoyos A y B se necesita el siguiente refuerzo :

Apoyo.......A ..... $A_s = 226300/15300 = 14.7 \text{ cm}^2$
varillas ∅ 1/2" 8.5 cm c. a c.

Apoyo.......B ..... $A_s = 213200/15300 = 14.0 \text{ cm}^2$
varillas ∅ 1/2" 9 cm. c. a c.

Como la separación del hierro es aproximadamente la misma en las tres zonas de refuerzo se espaciarán 8.5 cm. c. a c. (este valor se modifica después al revisar por adherencia).

A continuación se verificará si la losa trabaja bien por lo que respecta a la tensión diagonal; para esto primeramente se valuará el esfuerzo cortante máximo:

Peso de la losa : 0.20 x 1 x 3.12 x 2400 = 1500 Kg.

$$V_{máx.} = 1500 / 2 = 750 \text{ Kg.}$$

Para considerar el esfuerzo cortante máximo por carga viva es necesario colocar las ruedas de los vehículos lo más cerca posible del apoyo considerando la repartición de carga que se produce en ambos sentidos como se indica en la figura. Tomando un ángulo de trasmisión de 45°resulta que el ancho de la base mayor del trapecio resulta de 0.80 m lo que define la colocación de la rueda izquierda; la otra rueda todavía queda dentro del claro.

Se había encontrado que la carga por rueda, tomando en consideración el impacto y para un metro de ancho valía 4050 Kg/m. luego, la reacción izquierda o sea el esfuerzo cortante máximo por carga viva más impacto es las siguiente :

$$R_1 = V_v + I = \frac{4050\ (\ 2.72 + 0.89\ )}{3.12} = 4700 \text{ Kg.}$$

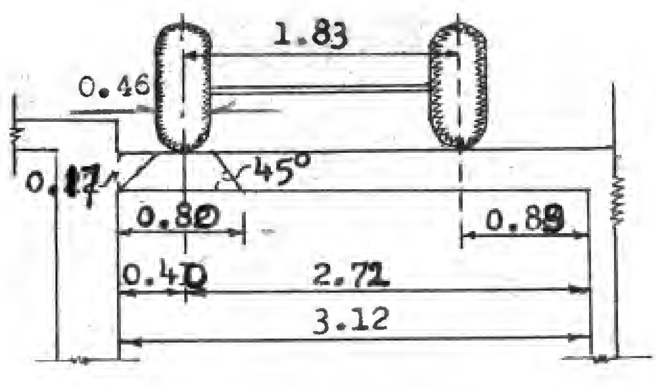
La fuerza cortante total será :

$$V = 4700 + 750 = 5450 \text{ Kg.}$$

Valor del esfuerzo :

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{5450}{100 \times 0.858 \times 14.30} = 4.44 \text{ Kg/cm}^2$$

Aunque el esfuerzo cortante resultó un poco mayor que el admisible ($0.03\ f'_c = 0.03 \times 140 = 4.20$ Kg/cm^2) por ser tan pequeña la diferencia no se proyectará refuerzo especial; además se ha tomado en consideración que las barras que se doblarán en el apoyo A , para tomar el momento negativo, pueden a su vez absorver este pequeño excedente de tensión diagonal.



-11-

Comprobación por adherencia

$$u = \frac{V}{\sum o\ j\ d} = \frac{5450}{48 \times 0.858 \times 14.3} = 9.25\ Kg/cm^2$$

Como u resultó ser un poco mayor de límite permisible ($0.05\ f'_c = 0.05 \times 140 = 7.00\ Kg/cm^2$) se recalculará la separación necesaria de varillas.

$$\sum o = \frac{V}{u\ j\ d} = \frac{5450}{7 \times 0.858 \times 14.3} = 64.70\ cm.$$

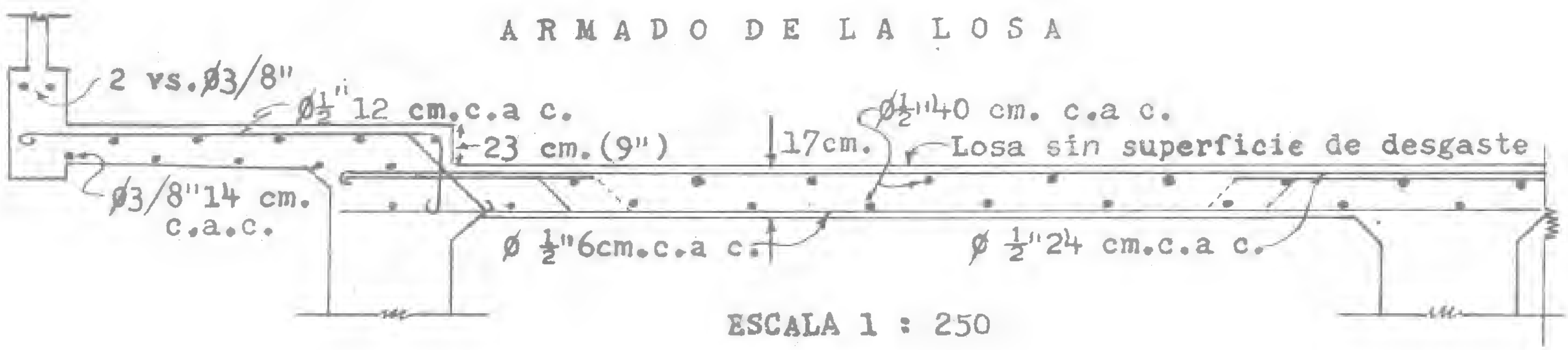
Esta suma de perímetros se satisface poniendo varillas de ∅ 1/2" 6 cm. c. a c.

Además del refuerzo antes calculado se necesita poner acero transversal con el objeto de absorber esfuerzos de tensión producidos en la losa al distribuir las cargas concentradas lateralmente; esta medida de precaución evita al mismo tiempo que se produzcan grietas debidas al cambio de temperatura y efectos de fraguado. Esta área adicional debe tener el siguiente valor :

$$A_{s_t} = 0.002 \times b \times d = 0.002 \times 100 \times 14.3 = 2.96\ cm^2$$

Se pondrán varillas de ∅ 1/2" a 40 cm. c.a c. arriba y abajo alternadamente.

ARMADO DE LA LOSA



ESCALA 1 : 250

PROYECTO DE LAS VIGAS LONGITUDINALES

Longitud de los claros :

En estructuras de gran número de claros es ventajoso adoptar una distribución simétrica de los mismos, porque esto simplifica no solamente los cálculos sino que facilita la construcción de la obra; en estructuras de tres claros como es la presente es recomendable hacer las luces extremas un poco más cortas que la central, pues en este caso como se va a tratar con vigas continuas se logra uniformizar los momentos que de otra forma sería sensiblemente mayores en el claro central.

Siguiendo recomendaciones autorizadas se ha decidido poner dos claros extremos de 11.73 m. (38.5´) y uno central de 16.10 (53´) con lo cual se obtiene una relación de claro central a extremo de 1.38. Este cociente es el que da la mayor economía.

Las vigas longitudinales serán de sección variable y para simplificar los cálculos se han atendido las recomendaciones y diagramas del folleto " CONTINUOS CONCRETE BRIDGES" publicado por la " PORTLAND CEMENT ASSOCIATION ". el cual ha servido de norma en el presente desarrollo.

METODO DE DISEÑO

El análisis se basará en el concepto de la distribución de momentos el cual no se discutirá por ser un método bastante generalizado en el presente. La aplicación de este procedimiento de cálculo es sencilla cuando se trata de carga uniforme o de cargas concentradas fijas, pero se complica cuando intervienen cargas móviles y se desea determinar la posición de ellas que produce el momento máximo. Debido a esta circunstancia, para determinar los momentos finales en los apoyos de puentes continuos sin necesidad de seguir paso a paso el procedimiento usual, se ha hecho uso de fórmulas y gráficas que dan directamente los momentos distribuidos finales para cargas en cualquiera de los tres claros.

CONSTANTES DE LAS VIGAS Y MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

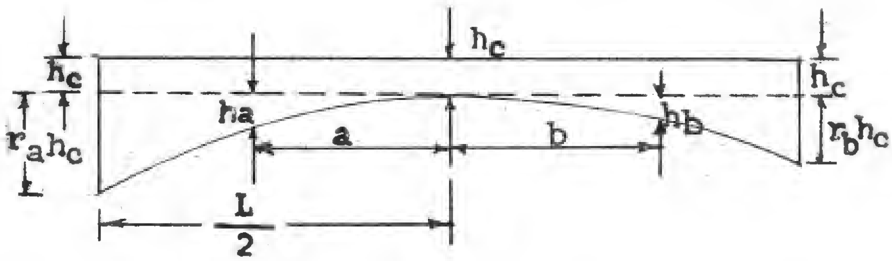
Las fórmulas para los momentos finales incluyen los siguientes términos :

M^F = momentos de empotramiento (negativos)

C = factor de transporte (siempre negativo)

D = factor de distribución (siempre positivo)

Los momentos de empotramiento y las constantes de las vigas para transporte y rigidez (los factores de distribución dependen de esta última) varían con el momento de inercia de la pieza a lo largo de los claros. Las curvas que se usarán para la determinación de estos valores han sido preparadas para miembros simétricos y asimétricos de variación parabólica de vértice común al centro del claro.



De la figura se deducen las siguientes igualdades:

$$h_a = \frac{a^2 x\ r_a h_c}{\left(\frac{L}{2}\right)^2} \qquad h_b = \frac{b^2 x\ r_b h_c}{\left(\frac{L}{2}\right)^2}$$

El peralte total se encuentra sumando a los valores obtenidos para h_a y h_b el de h_c que es constante. Las gráficas de que se hará uso han sido preparadas para entrar con parámetros r_A y r_B que son los cocientes del incremento de peralte en el apoyo, dividido por el peralte en el centro; considerando los claros por separado, los parámetros pueden expresarse algebraicamente como sigue :

$$r_A = \frac{h_A - h_c}{h_c} \qquad r_B = \frac{h_B - h_c}{h_c}$$

h_A = perlate en el apoyo izquierdo delc claro A B
h_B = " " " " derecho " " "
h_c = peralte en el centro del claro A B

Aunque las gráficas se refieren a cubiertas de losa, también son aplicables a vigas T con variación parabólica ya que la manera como varía el momento de inercia de los miembros es tal que la T puede reducirse a una losa equivalente, cometiendo por esto un error casi siempre inferior al uno por ciento.

Los valores de r_A y r_B para una losa equivalente se otienen con las soguientes fórmulas :

$$r_A = \sqrt[3]{\frac{I_A}{I_C}} - 1 \qquad r_B = \sqrt[3]{\frac{I_B}{I_C}} - 1$$

I_A e I_B son los momentos de inercia de la viga T en los extremos A y B respectivamente.

I_c = Momento de inercia de la viga T en el centro del claro.

Al considerar estos momentos de inercia se ha hecho caso omiso del refuerzo pues aunque éste aumenta su valor, como solo se necesitan los valores relativos, su efecto no es apreciable.

FACTORES DE DISTRIBUCION

Cada factor de distribución D_{AB} , D_{BA} , D_{BC} .... se obriene haciendo el cociente, de la rigidez en el extremo de la pieza y la suma de todas las rigideces de todos los miembros que concurren al apoyo :

$$D = \frac{K}{\sum K} = \frac{K\, I_c\, E/L}{\sum K I_c\, E/L} \qquad (10)$$

K = coeficiente de rigidez del extremo continuo tomado de las curvas (figura 2)
L = longitud de la pieza.
I_c= momento de inercia ene el centro del miembro en cuestión.
E = módulo de elasticidad del concreto que es el mismo para toda la estructura y por consiguiente puede eliminarse.

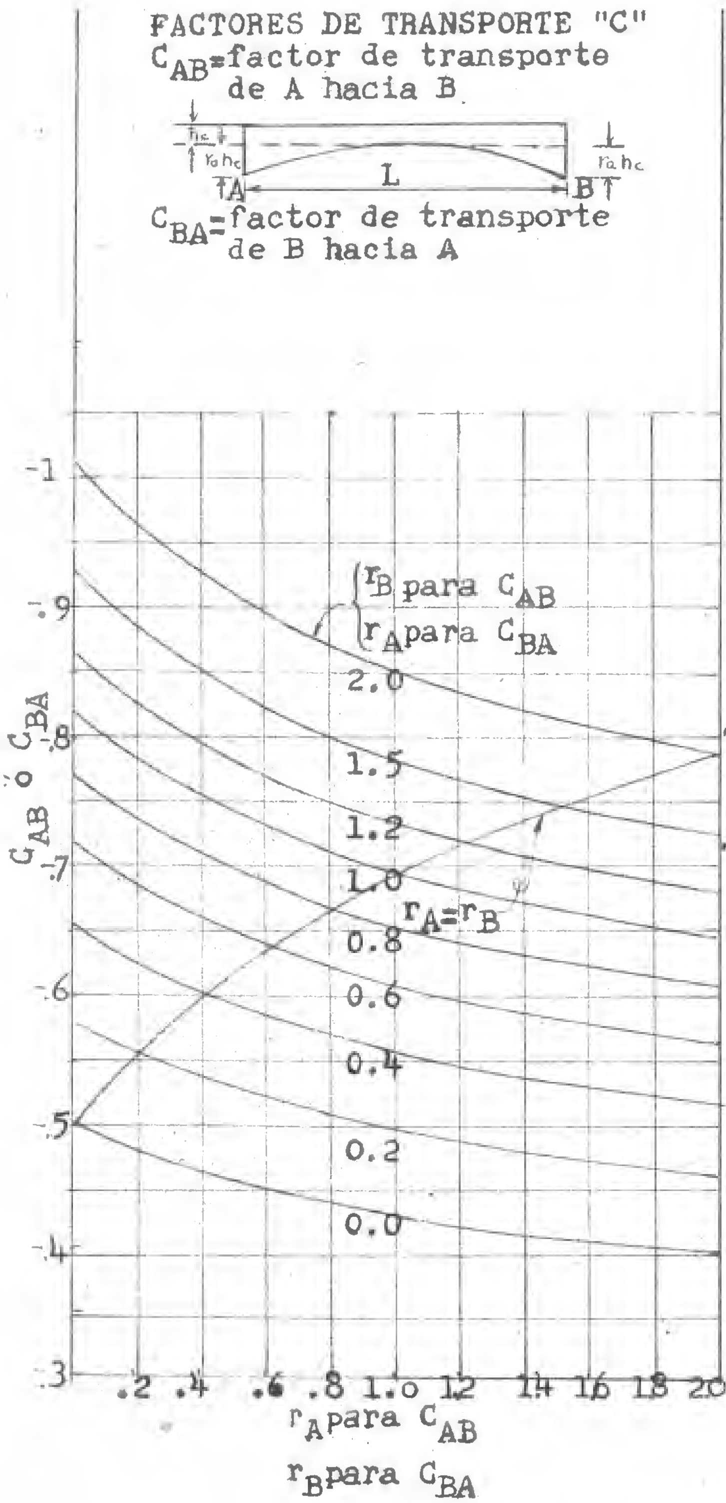
Los coeficientes de rigidez que dan las curvas de la figura 2 , son para miembros contínuos en ambos extremos y se aplican a los claros interiores del puente.

Como los tramos extremos no son contínuos,esto es no están construidos monolíticamente con los estribos,es necesario corregir los valores de las rigideces tomados de las curvas para podera aplicarlos a todos los miembros . El coeficiente de rigidez en el extremo continuo de una viga AB que es discontinua en A tiene el siguiente valor :

$$K = (1 - C_{AB}\, C_{BA})\, K_{BA} \qquad (11)$$

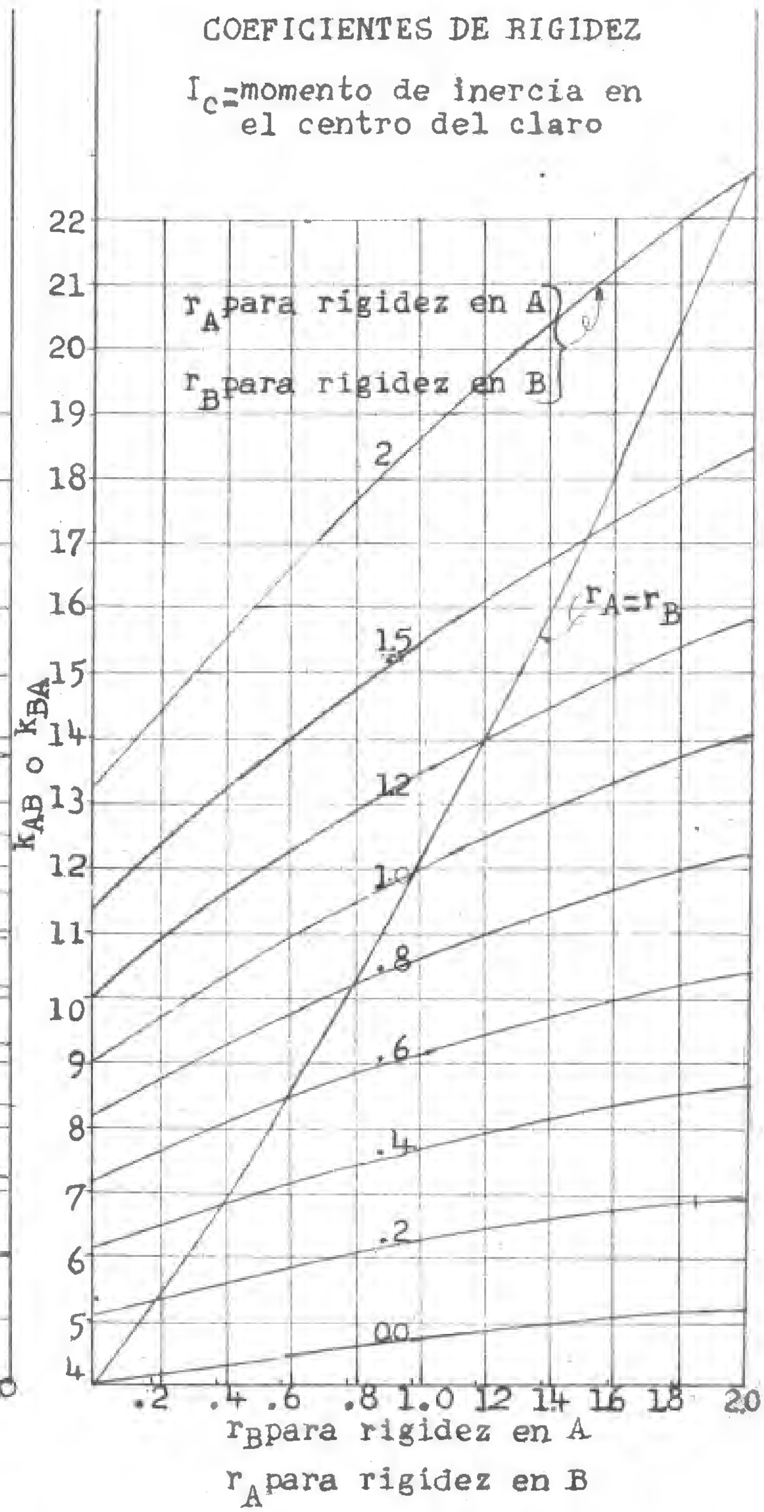
K_{BA} es el coeficiente de rigidez tomado de la curva

C_{AB} y C_{BA} son factores de transporte en A y B del miembro A B.



FACTORES DE TRANSPORTE "C"
C AB = factor de transporte de A hacia B
L
A
B
C BA = factor de transporte de B hacia A
r B para C AB
r A para C BA
2.0
1.5
1.2
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
r A = r B
C AB ó C BA
r A para C AB
r B para C BA

FIG.1



COEFICIENTES DE RIGIDEZ
I c = momento de inercia en el centro del claro
r A para rigidez en A
r B para rigidez en B
r A = r B
k AB o k BA
r B para rigidez en A
r A para rigidez en B

FIG.2

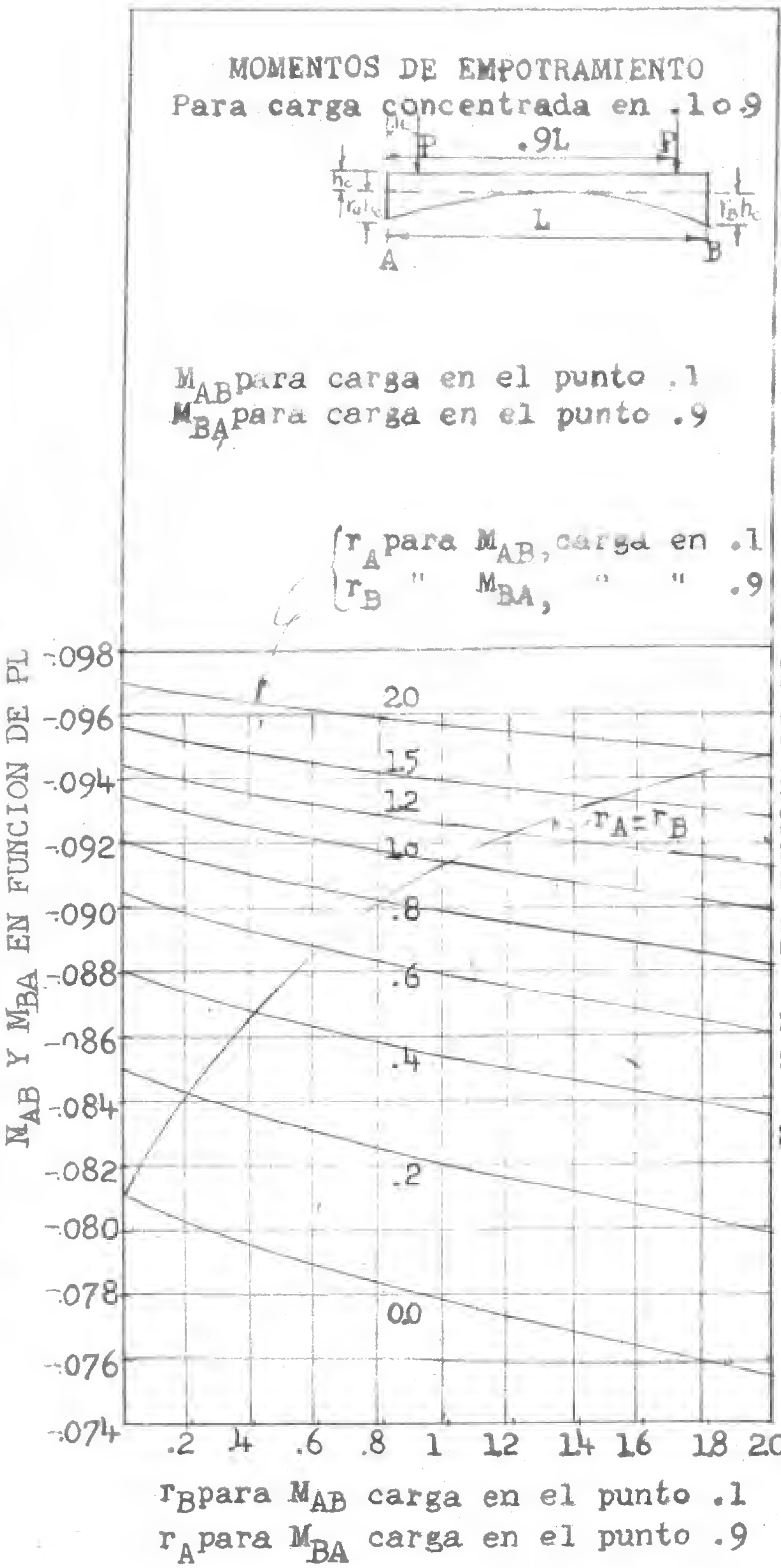

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO
Para carga concentrada en .1 o .9
P
.9L
P
L
A
B
M_{AB} para carga en el punto .1
M_{BA} para carga en el punto .9
r_A para M_{AB}, carga en .1
r_B " M_{BA}, " " .9
M_{AB} Y M_{BA} EN FUNCION DE PL
-.098
-.096
-.094
-.092
-.090
-.088
-.086
-.084
-.082
-.080
-.078
-.076
-.074
2.0
1.5
1.2
1.0
.8
.6
.4
.2
0.0
$r_A = r_B$
.2
.4
.6
.8
1
1.2
1.4
1.6
1.8
2.0
r_B para M_{AB} carga en el punto .1
r_A para M_{BA} carga en el punto .9

FIG.3

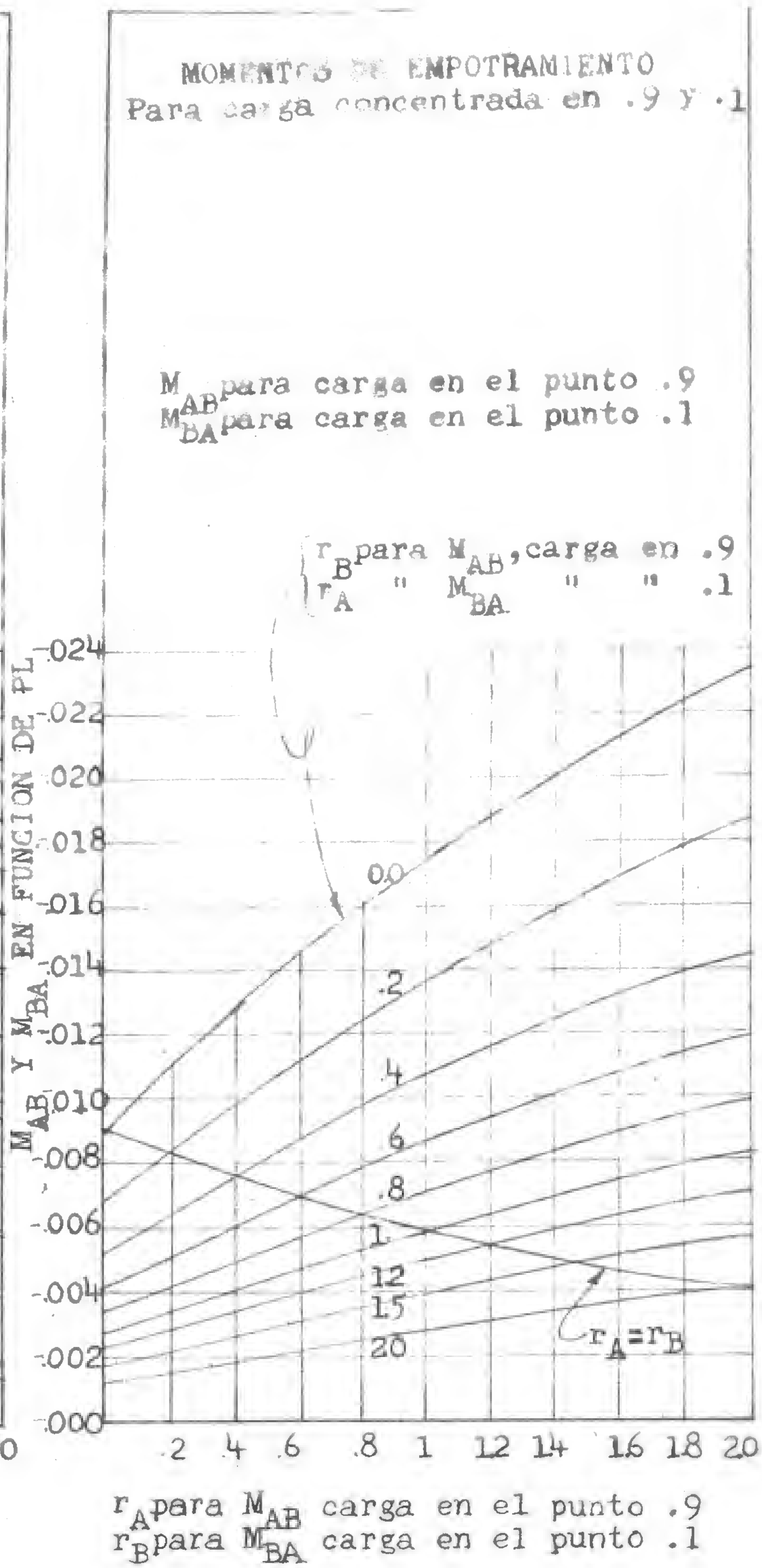
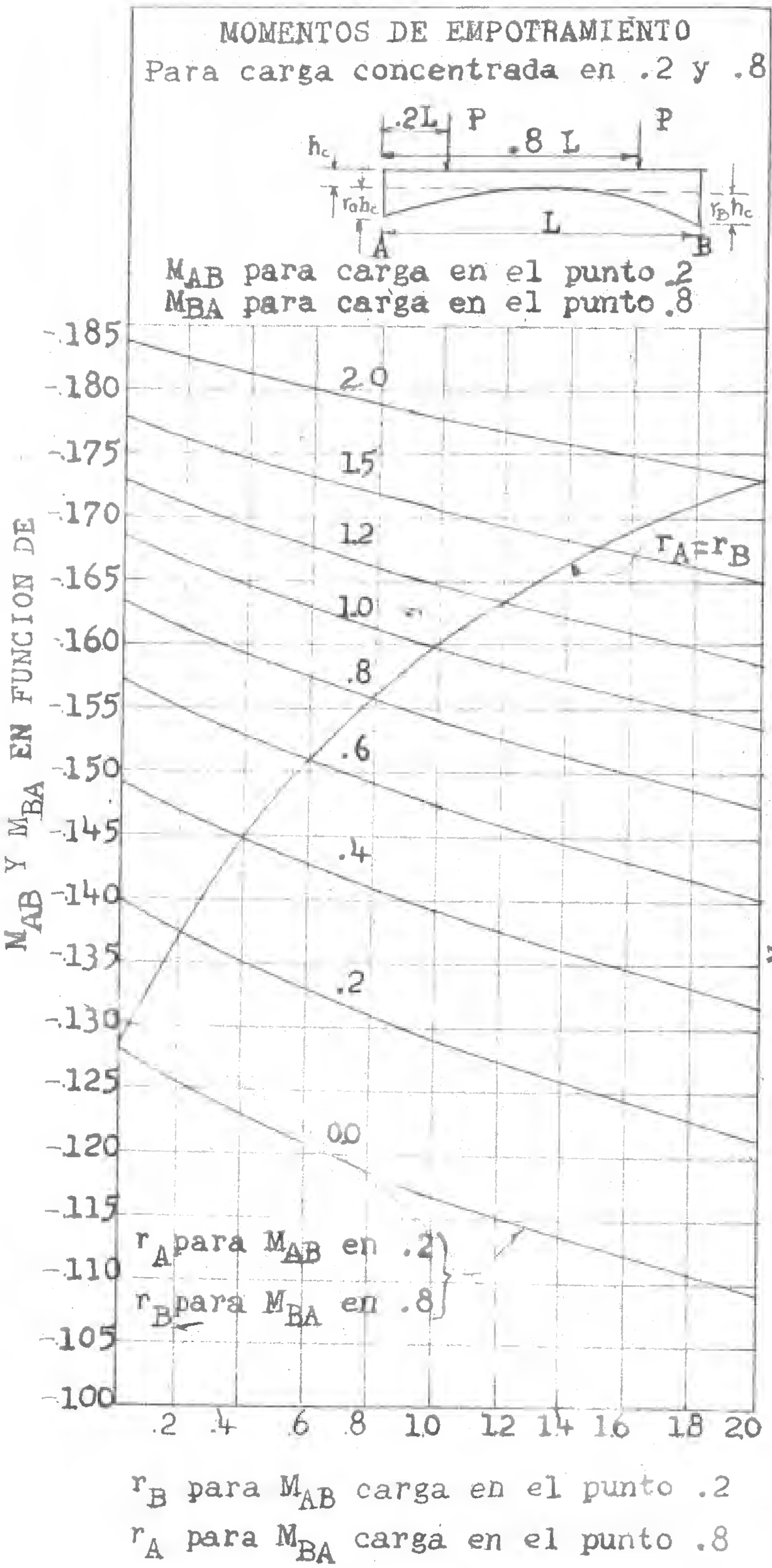
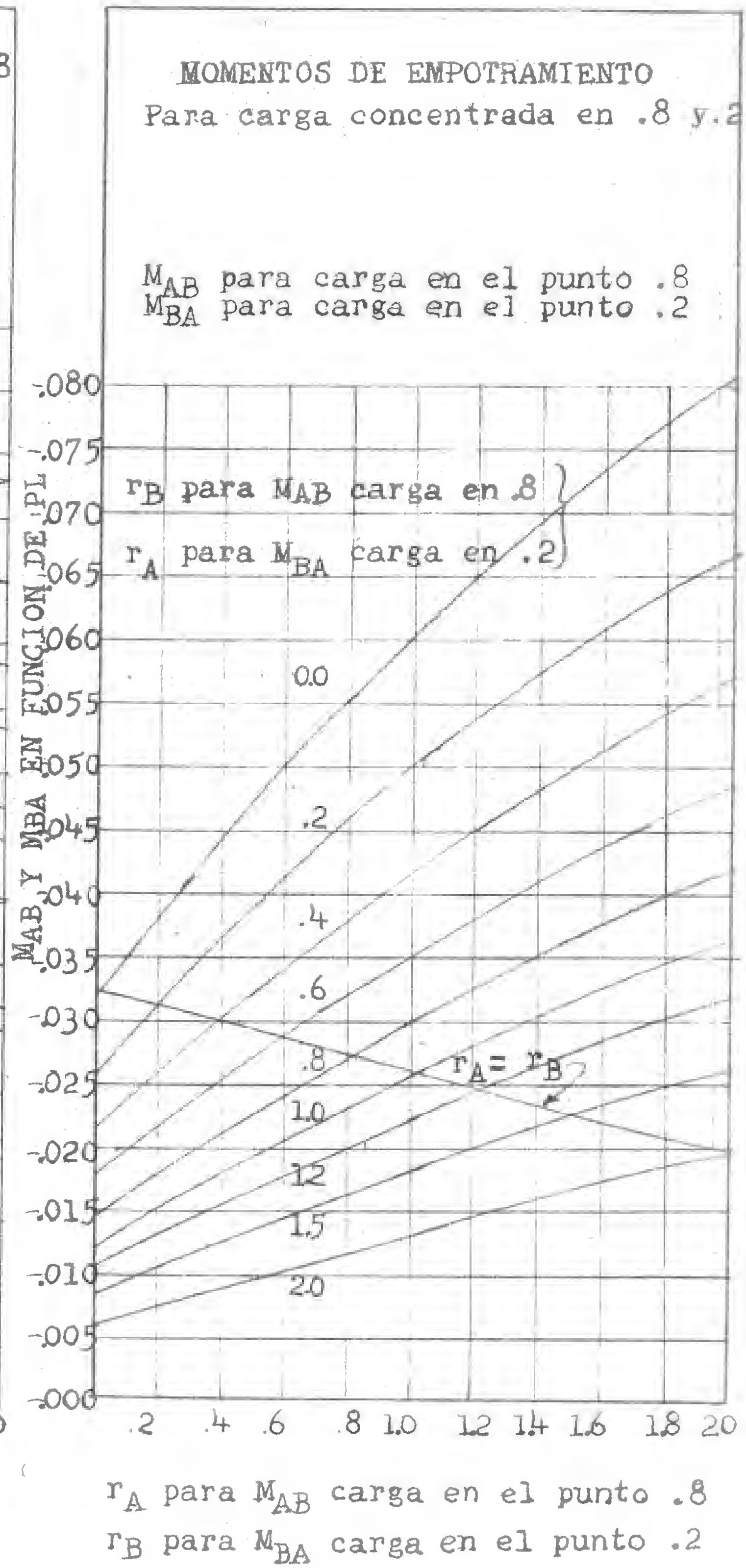

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO
Para carga concentrada en .9 y .1
M_{AB} para carga en el punto .9
M_{BA} para carga en el punto .1
r_B para M_{AB}, carga en .9
r_A " M_{BA} " " .1
M_{AB} Y M_{BA} EN FUNCION DE PL
.024
.022
.020
.018
.016
.014
.012
.010
.008
.006
.004
.002
.000
0.0
.2
.4
.6
.8
1
1.2
1.5
2.0
$r_A = r_B$
.2
.4
.6
.8
1
1.2
1.4
1.6
1.8
2.0
r_A para M_{AB} carga en el punto .9
r_B para M_{BA} carga en el punto .1

FIG.4



MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO
Para carga concentrada en .2 y .8
.2L P .8 L P
h_c $r_a h_c$ L $r_B h_c$
A B
M_{AB} para carga en el punto .2
M_{BA} para carga en el punto .8
M_{AB} Y M_{BA} EN FUNCION DE
-.185 -.180 -.175 -.170 -.165 -.160 -.155 -.150 -.145 -.140 -.135 -.130 -.125 -.120 -.115 -.110 -.105 -.100
2.0 1.5 1.2 1.0 .8 .6 .4 .2 0.0
$r_A = r_B$
r_A para M_{AB} en .2
r_B para M_{BA} en .8
.2 .4 .6 .8 1.0 1.2 1.4 1.6 1.8 2.0
r_B para M_{AB} carga en el punto .2
r_A para M_{BA} carga en el punto .8

FIG.5



MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO
Para carga concentrada en .8 y .2
M_{AB} para carga en el punto .8
M_{BA} para carga en el punto .2
M_{AB} Y M_{BA} EN FUNCION DE PL
.080 .075 .070 .065 .060 .055 .050 .045 .040 .035 .030 .025 .020 .015 .010 .005 .000
r_B para M_{AB} carga en .8
r_A para M_{BA} carga en .2
0.0 .2 .4 .6 .8 1.0 1.2 1.5 2.0
$r_A = r_B$
.2 .4 .6 .8 1.0 1.2 1.4 1.6 1.8 2.0
r_A para M_{AB} carga en el punto .8
r_B para M_{BA} carga en el punto .2

FIG.6

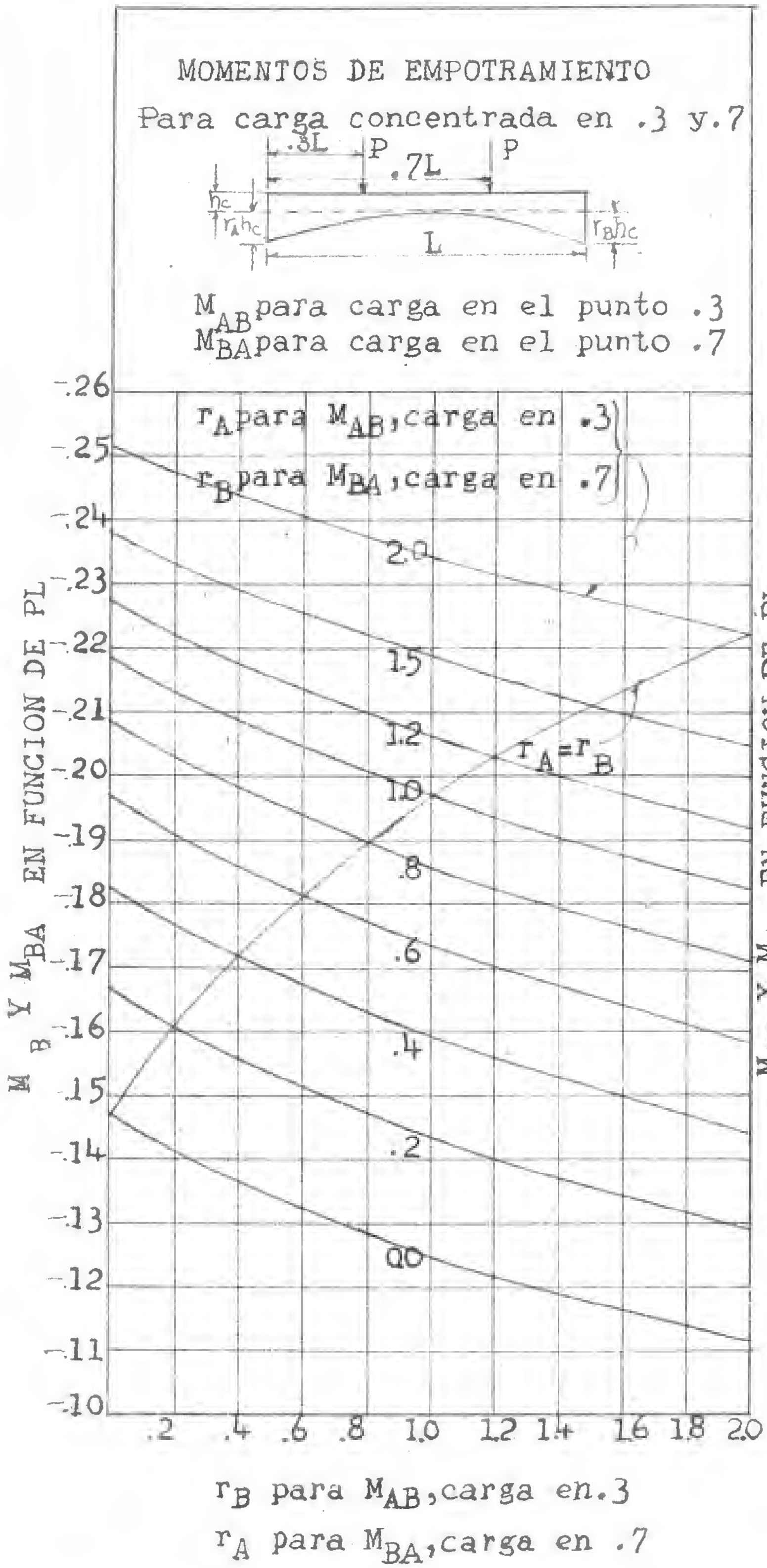

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO
Para carga concentrada en .3 y .7
.3L
P
.7L
P
L
M_{AB} para carga en el punto .3
M_{BA} para carga en el punto .7
r_A para M_{AB}, carga en .3
r_B para M_{BA}, carga en .7
$r_A = r_B$
2.0
1.5
1.2
1.0
.8
.6
.4
.2
0.0
M_B Y M_{BA} EN FUNCION DE PL
-.26
-.25
-.24
-.23
-.22
-.21
-.20
-.19
-.18
-.17
-.16
-.15
-.14
-.13
-.12
-.11
-.10
.2
.4
.6
.8
1.0
1.2
1.4
1.6
1.8
2.0
r_B para M_{AB}, carga en .3
r_A para M_{BA}, carga en .7

FIG.7

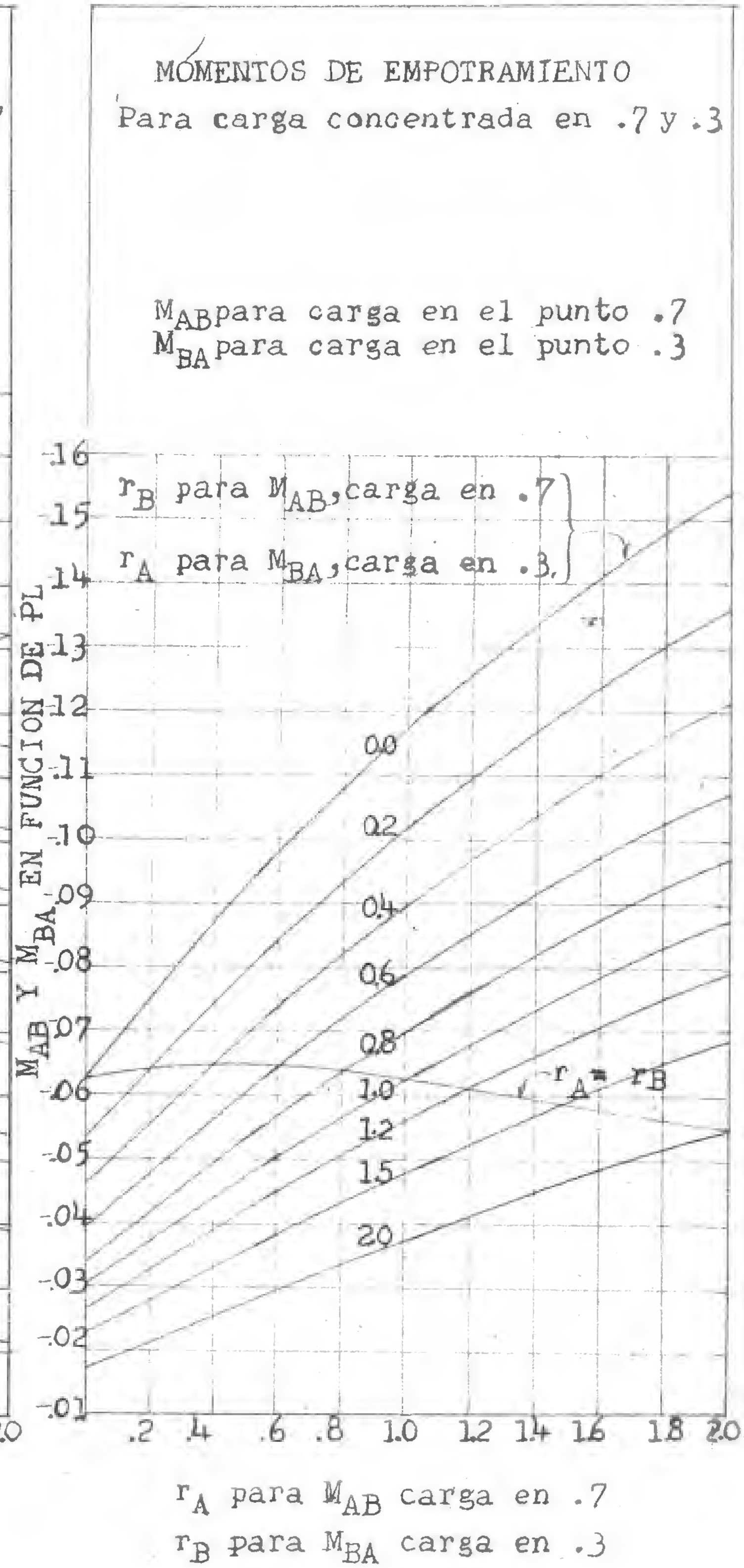

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO
Para carga concentrada en .7 y .3
M_{AB} para carga en el punto .7
M_{BA} para carga en el punto .3
r_B para M_{AB}, carga en .7
r_A para M_{BA}, carga en .3
$r_A = r_B$
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
1.2
1.5
2.0
M_{AB} Y M_{BA} EN FUNCION DE PL
.16
.15
.14
.13
.12
.11
.10
.09
.08
.07
.06
.05
.04
.03
.02
.01
.2
.4
.6
.8
1.0
1.2
1.4
1.6
1.8
2.0
r_A para M_{AB} carga en .7
r_B para M_{BA} carga en .3

FIG.8

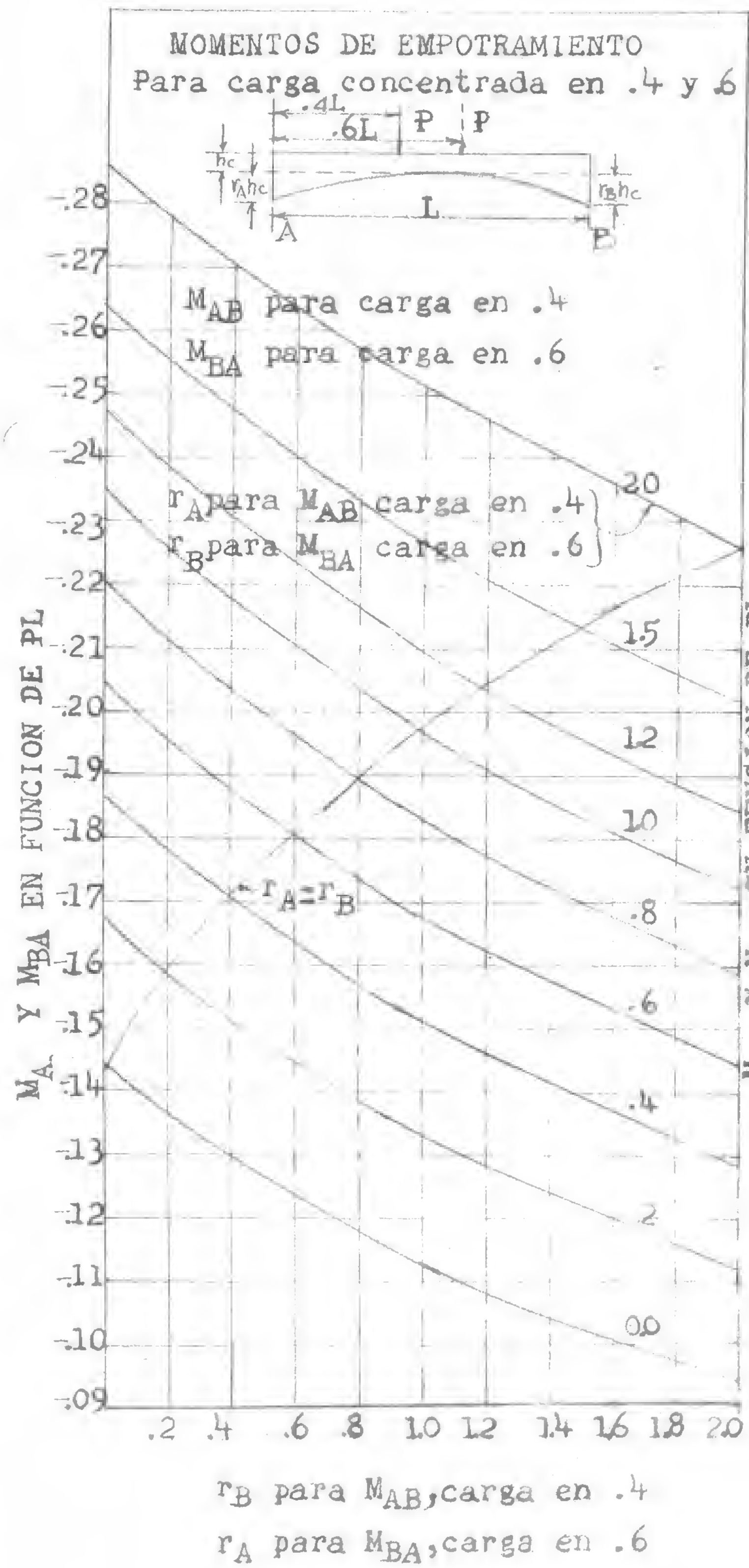

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO
Para carga concentrada en .4 y .6
.4L
.6L
P
P
L
A
B
M_{AB} para carga en .4
M_{BA} para carga en .6
r_A para M_{AB} carga en .4
r_B para M_{BA} carga en .6
$r_A = r_B$
2.0
1.5
1.2
1.0
.8
.6
.4
.2
0.0
M_A Y M_{BA} EN FUNCION DE PL
r_B para M_{AB}, carga en .4
r_A para M_{BA}, carga en .6

FIG.9

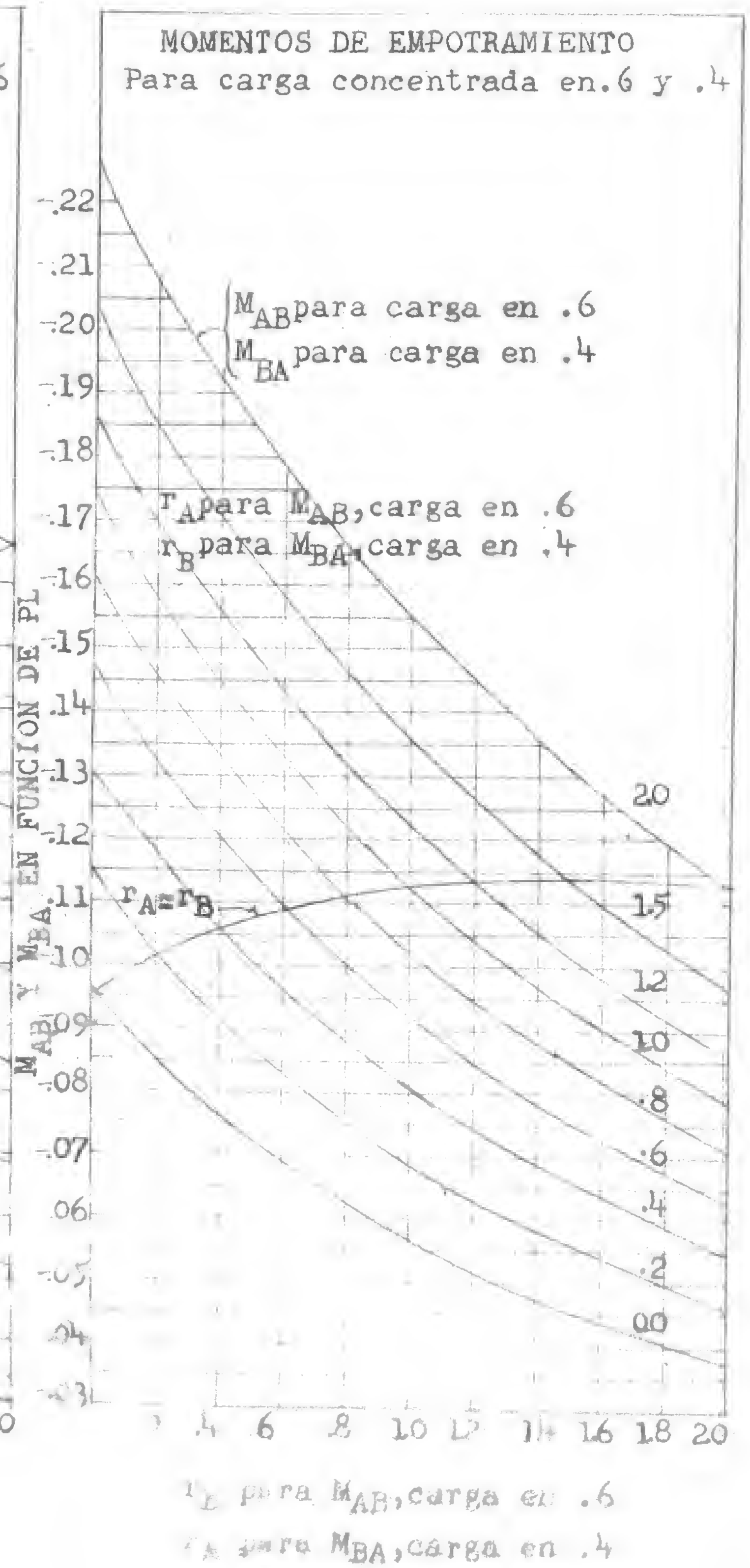

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO
Para carga concentrada en .6 y .4
M_{AB} para carga en .6
M_{BA} para carga en .4
r_A para M_{AB}, carga en .6
r_B para M_{BA}, carga en .4
$r_A = r_B$
2.0
1.5
1.2
1.0
.8
.6
.4
.2
0.0
M_{AB} Y M_{BA} EN FUNCION DE PL
M_{AB}, carga en .6
M_{BA}, carga en .4

FIG.10

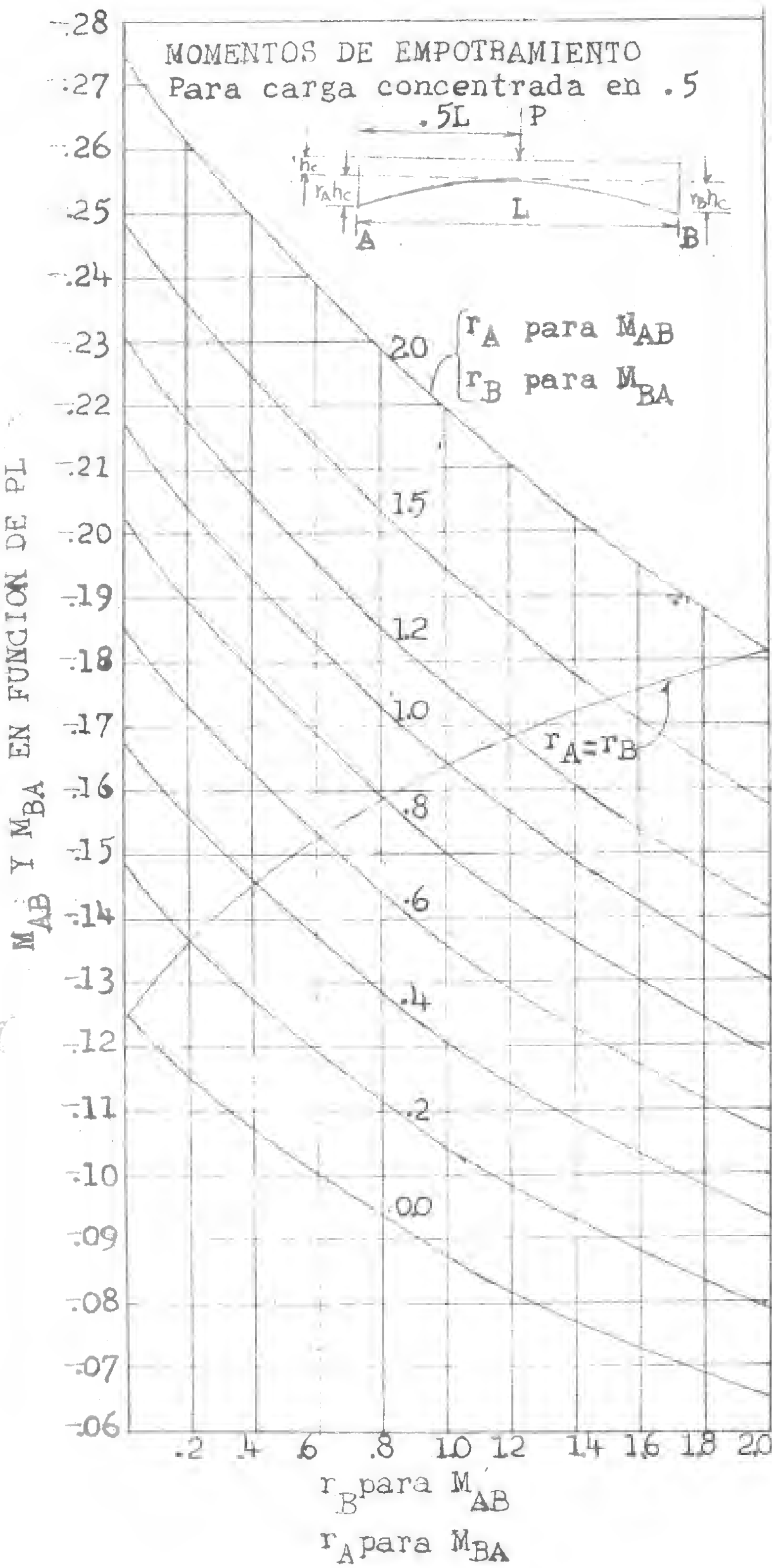

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO
Para carga concentrada en .5
.5L
P
L
A
B
rA para MAB
rB para MBA
rA=rB
MAB Y MBA EN FUNCION DE PL
rB para MAB
rA para MBA

FIG. 11

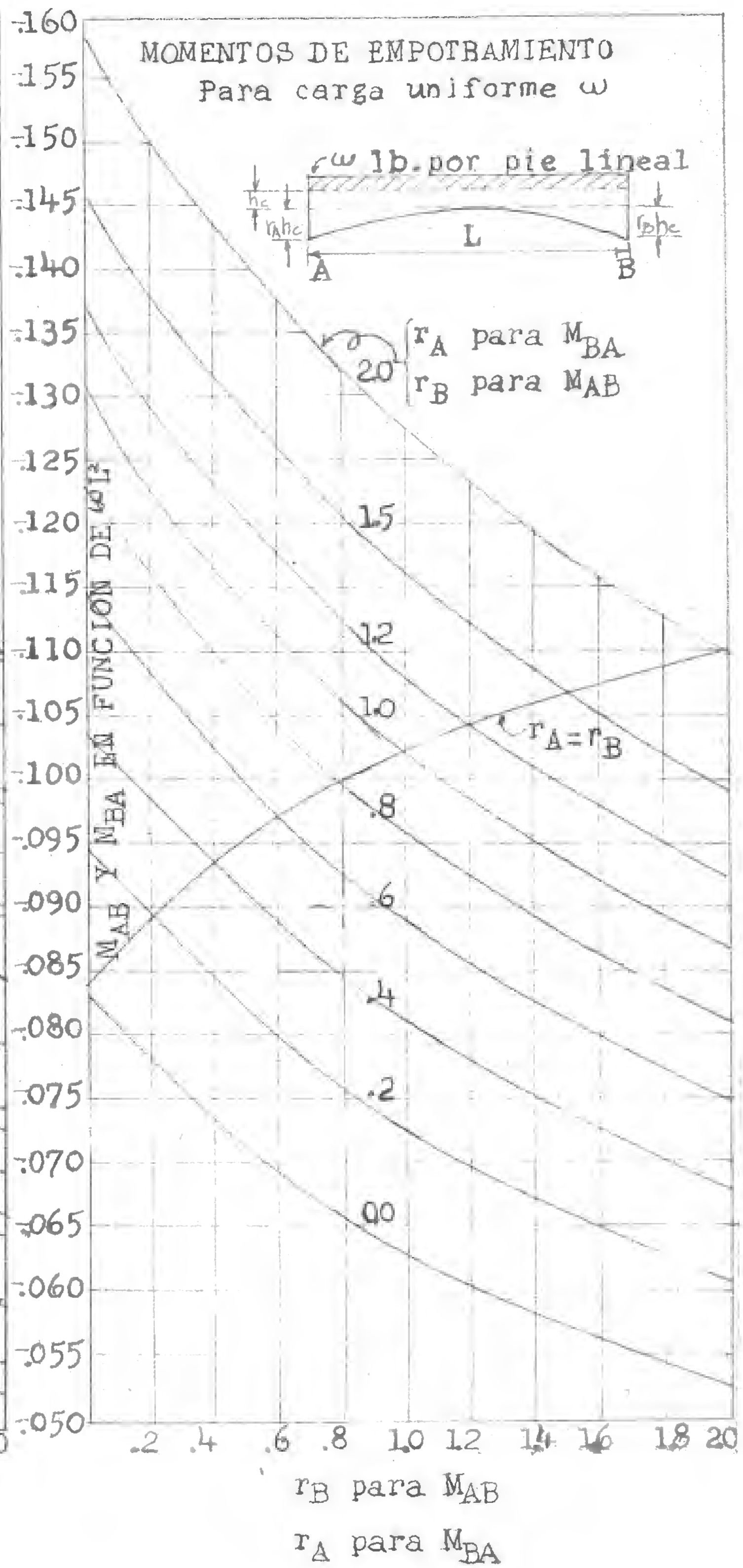

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO
Para carga uniforme ω
ω lb. por pie lineal
L
A
B
rA para MBA
rB para MAB
rA=rB
MAB Y MBA EN FUNCION DE ωL²
rB para MAB
rA para MBA

FIG. 12


MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO
Para carga parabólica sobre .5L
W=lb.por pie lineal en el apoyo
Parábola
L
20 rA para MAB carga (1)
1.5 rB para MBA carga (2)
rA=rB
rB para MAB para carga(1)
rA para MBA para carga(2)
CURVAS SUPERIORES PARA
MAB para carga (1)
MBA para carga (2)
CURVAS INFERIORES PARA
MAB para carga (2)
MBA para carga (1)
rB para MAB carga (2)
rA para MBA carga (1)
rA= rB
MAB Y MBA EN FUNCION DE WAL2 O WBL2
rA para MAB para carga (2)
rB para MBA para carga (1)

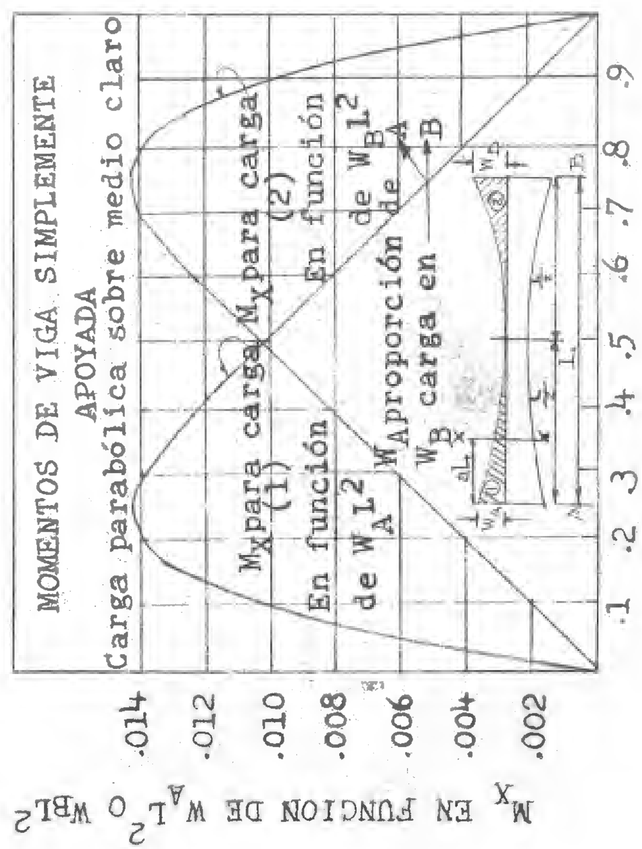
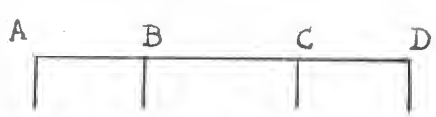

MOMENTOS DE VIGA SIMPLEMENTE APOYADA
Carga parabólica sobre medio claro
Mx para carga (1)
En función de WAL2
Mx para carga (2)
En función de WBL2
MA proporción de A
WB carga en B
MX EN FUNCION DE WAL2 O WBL2

FIG.14

TABLA I-MOMENTOS FINALES EN LOS APOYOS DEBIDOS A CARGAS SOBRE LA CUBIERTA X

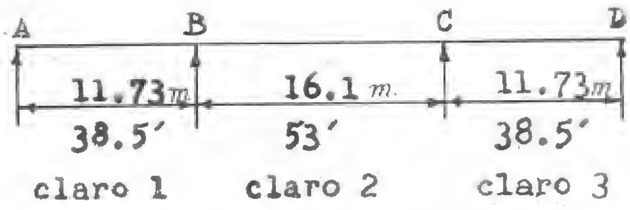
TRES CLAROS SIMETRICOS O ASIMETRICOS			
SECCION	CARGA SOBRE EL CLARO I	CARGA SOBRE EL CLARO 2	CARGA SOBRE EL CLARO 3
M_{AB}	0	0	0
M_{BA}	$\frac{1-D_{BA}-U}{1-U} M_1$	$\frac{D_{BA} M^F_{BC} - W M^F_{CB}}{1-U}$	$\frac{W}{1-U} M_3$
M_{BC}	$\frac{D_{BC}-U}{1-U} M_1$	$\frac{(1-D_{BC})M^F_{BC} - C_{CB} D_{CB} (1-D_{BC}) M^F_{CB}}{1-U}$	$\frac{C_{CB} D_{CB}(1-D_{BC})}{1-U} M_3$
M_{CB}	$\frac{C_{BC} D_{BC}(1-D_{CB})}{1-U} M_1$	$(1-D_{CB})M^F_{CB} - C_{BC} D_{BC} (1-D_{CB}) M^F_{BC}$	$\frac{D_{CB} - U}{1-U} M_3$
M_{CD}	$\frac{V}{1-U} M_1$	$\frac{D_{CD} M^F_{CB} - V M^F_{BC}}{1-U}$	$\frac{1- D_{CD} - U}{1-U} M_3$
M_{DC}	0	0	0



$M_1 = M^F_{BA} - C_{AB} M^F_{AB}$

X CUBIERTA LIBREMENTE APOYADA SOBRE LOS ESTRIBOS, CONTINUA O DISCONTINUA CON LAS PILAS INTERMEDIAS; CUANDO HAYA CONTINUIDAD ENTRE LA CUBIERTA Y LAS PILAS INTERMEDIAS LOS MOMENTOS EN ESTAS SE OBTIENEN RESTANDO EL MOMENTO EN LA CUBIERTA DE UN LADO DE LA PILA DEL MOMENTO DE LA PLATAFORMA EN EL OTRO LADO. EL MOMENTO EN LA PILA ACTUARA EN LA MISMA DIRECCION DEL MOMENTO MENOR DE LA CUBIERTA.

DISEÑO DE LAS VIGAS LONGITUDINALES



1- Selección de los valores de r :

$$r_{AB} = 0 \qquad r_{BA} = 1.30 = r_{BC}$$

h_c es igual para todos los claros.

2- Con estos valores de r entrando en la figura 2 se obtienen los coeficientes de rigidez.

Entrando con $r_{AB} = 0$ y $r_{BA} = 1.3$ se obtiene $K_{BA} = 10.50$

" " $r_{CB} = 1.3$ y $r_{BC} = 1.3$ " " $K_{BC} = 15.00 = K_{CB}$

Con los mismos valores de r en la figura 1, se obtienen los factores de transporte :

$$C_{AB} = -0.888 = C_{DC} \qquad C_{BA} = -0.417 = C_{CD}$$

$$C_{BC} = -0.725 = C_{CB}$$

Com estos factores de transporte y rigideces los factores de distribución se obtienen de la ecuación (10).

Primeramente se corregirá el factor K_{B} con la ecuación (11) :

$$K'_{BA} = (1 - C_{AB}C_{BA})\, K_{BA} = (1 - 0.888 \times 0.417)\, 10.50 = 6.61$$

$$\underline{K'_{BA} = 6.61}$$

$$D_{BA} = \frac{K_{BA}}{K_{BA} + \dfrac{K_{BC}}{\dfrac{l_2}{l_1}}} = D_{BA} = \frac{6.61}{6.61 + \dfrac{15}{1.37}} = 0.377 = D_{CD}$$

Como la cubierta no es continua con las pilas:

$$D_{BC} = 1 - 0.377 = 0.623 = D_{CB}$$

Ahora se pasará a calcular los momentos en losa apoyos interiores producidos al mover la carga a lo largo del puente.

CARGA EN EL TRAMO I :

$$M_B = \frac{1 - D_{BA} - U}{1 - U} M_1 \qquad U = C_{BC}\, C_{CB}\, D_{BC}\, D_{CB}$$

$$U = -0.725 \times -0.725 \times 0.623 \times 0.623 = 0.206$$

$$M_B = \frac{1 - 0.377 - 0.206}{1 - 0.206} M_1 = \frac{0.417\, M_1}{0.794} = 0.523\, M_1 \qquad \underline{\overline{\text{I}}}$$

$$M_C = \frac{V}{1 - U} M_1 \qquad V = C_{BC}\, D_{BC}\, D_{CD}$$

$$V =)- 0.725 \times 0.623 \times 0.377 = -0.171$$

$$M_C = -\frac{0.171}{0.794} M_1 = -0.216\, M_1 \ \dots\dots\dots\dots\dots\dots \ \underline{\overline{\text{II}}}$$

CARGA EN EL TRAMO 2 :

$$M_B = \frac{D_{BA}\, M^F_{BC} - W\, M^F_{CB}}{1 - U} \qquad W = C_{CB}\, D_{CB}\, D_{BA}$$

$$W = -0.725 \times 0.623 \times 0.377 = -0.171$$

$$M_B = \frac{0.377\, M^F_{BC} + 0.171\, M^F_{CB}}{0.794}$$

$$M_B = 0.473\, M^F_{BC} + 0.216\, M^F_{CB} \ \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots \ \underline{\overline{\text{III}}}$$

$$M_C = \frac{D_{CD}\, M^F_{CB} - V\, M^F_{BC}}{1 - U} = \frac{0.377\, M^F_{CB} + 0.171\, M^F_{BC}}{0.794}$$

$$M_C = 0.473\, M^F_{CB} + 0.216\, M^F_{BC} \ \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots \ \underline{\overline{\text{IV}}}$$

CARGA EN EL TRAMO 3 :

Por la simetría de la estructura se tiene :

$M_B = -\ 0.216\ M_1$ .... $\underline{\overline{V}}$

$M_C = 0.523\ M_1$ .... $\underline{\overline{VI}}$

Las ordenadas de las líneas de influencia de los momentos distribuidos finales en los apoyos para una carga móvil se obtienen substituyendo los momentos de empotramiento tomados de las figuras de 3 a 11 en las ecuaciones $\overline{\underline{I}}$ a $\overline{\underline{IV}}$

Por conveniencia, una carga P se ha colocado en décimos consecutivos del claro.

C A R G A E N T R A M O 1

a	M_{AB}^F figs.3 a 11	M_{BA}^F figs.3 a 11	M_1 ecuación I tabla I	M_B Ec....I	M_C Ec.....II
.1	$-0.077\ PL_1$	$-0.019\ PL_1$	$-0.087\ PL_1$	$-0.046\ PL_1$	$+\ 0.019\ PL_1$
.2	-0.114 "	-0.068 "	-0.169 "	-0.088 "	+0.038 "
.3	-0.121 "	-0.130 "	-0.238 "	-0.124 "	+0.051 "
.4	-0.106 "	-0.191 "	-0.285 "	-0.149 "	+0.062 "
.5	-0.079 "	-0.237 "	-0.307 "	-0.161 "	+0.066 "
.6	-0.050 "	-0.253 "	-0.297 "	-0.155 "	+0.064 "
.7	-0.026 "	-0.231 "	-0.254 "	-0.133 "	+0.055 "
.8	-0.010 "	-0.175 "	-0.184 "	-0.096 "	+0.040 "
.9	-0.002 "	-0.095 "	-0.097 "	-0.051 "	+0.021 "

$$M_1 = M_{BA}^F - C_{AB}\ M_{AB}^F \qquad C_{AB} = -\ 0.888$$

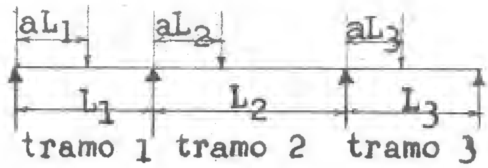
C A R G A E N T R A M O 2

a	M^F_{BC} figs.3 a 11	M^F_{CB} figs. 3 a11	M_B ec..III	M_C ec...IV
.1	$-0.092\ PL_2$	$-0.006\ PL_2$	$-0.045\ PL_2$	$-0.023\ PL_2$
.2	-0.165 "	-0.025 "	-0.083 "	-0048 "
.3	-0.206 "	-0.060 "	-0.110 "	-0.072 "
.4	-0.207 "	-0.114 "	-0.123 "	-0.099 "
.5	-0.171 "	-0.171 "	-0.118 "	-0.118 "
.6	-0.114 "	-0.207 "	-0.099 "	-0.123 "
.7	-0.060 "	-0.206 "	-0.072 "	-0.110 "
.8	-0.025 "	-0.165 "	-0.048 "	-0.083 "
.9	-0.006 "	-0.092 "	-0.023 "	-0.045 "

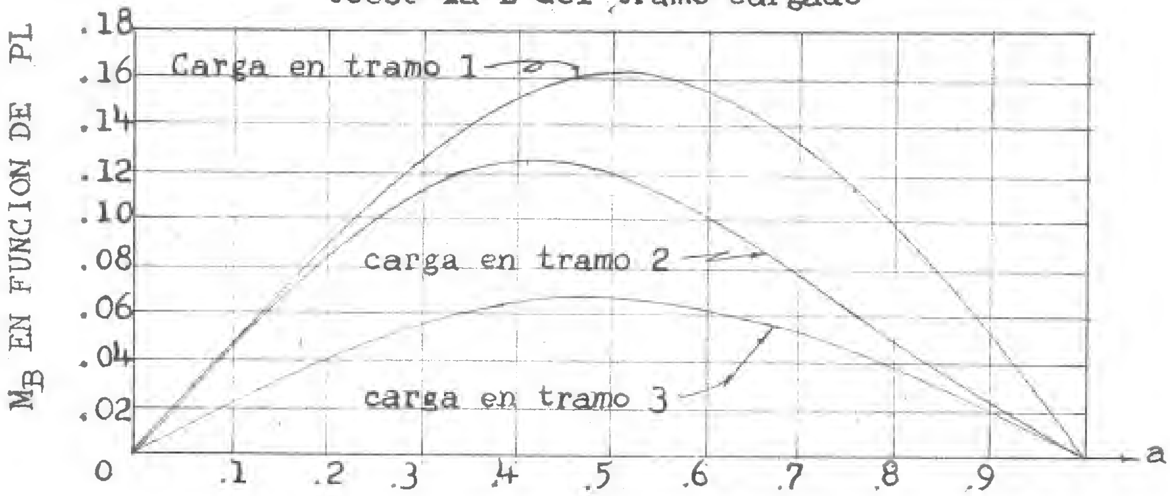
C A R G A E N T R A M O 3

a	M_B	M_C
.1	$+0.021\ PL_3$	$-0.051\ PL_3$
.2	$+0.040$ "	-0.096 "
.3	$+0.055$ "	-0.133 "
.4	$+0.064$ "	-0.155 "
.5	$+0.066$ "	-0.161 "
.6	$+0.062$ "	-0.149 "
.7	$+0.051$ "	-0.124 "
.8	$+0.037$ "	-0.088 "
.9	$+0.019$ "	-0.046 "

LINEAS DE INFLUENCIA PARA M_B



Usese la L del tramo cargado

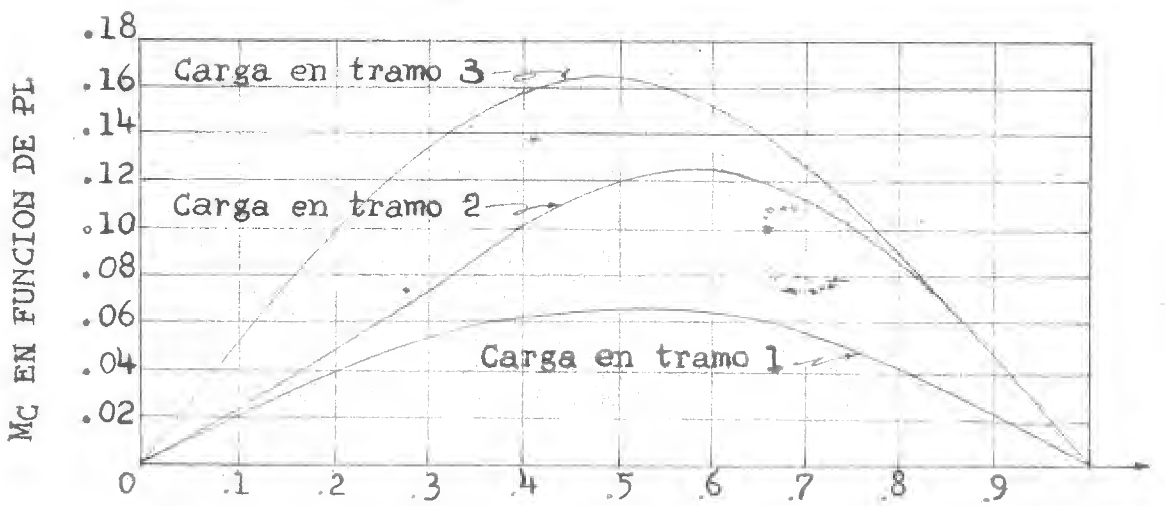


Momentos
- − carga en tramos 1 y 2
- + carga en tramo 3

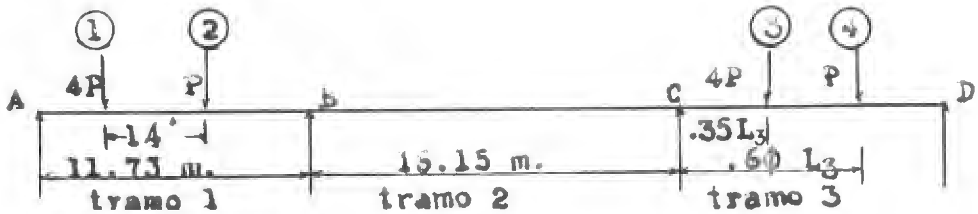
LINEAS DE INFLUENCIA PARA M_C

Usese la L del tramo cargado

Momentos
- − carga en tramo 1
- + carga en tramos 2 y 3



3- MOMENTOS MÁXIMOS DE SECCIONES CRITICAS PRODUCIDOS POR CARGA VIVA



Para producir el máximo momento positivo en el tramo 1, se colocan las cargas en el tramo 3 de manera que produzcan $+M_B$ MÁXIMO ; esto se realiza cuando la rueda (3) está a $0.35L_3$ como se muestra en la figura; se entrará a continuación en la curva que da M_B para carga en el tramo 3 (ver líneas de influencia)

$$M_B = (0.06 \times 4\,P + 0.060\,P)\,38.5 = +11.55\,P$$

Cuando la rueda (1) está a $0.35\,L_1$ y la (2) a $0.61\,L_1$, en el tramo 1 , M_B vale :

$$M_B = -(0.138 \times 4\,P - 0.152\,P)\,38.5 = -27.10\,P$$

El momento positivo bajo la rueda (1) es :

$$M_{0.35L_1} = (4P \times 0.65 + 0.39\,P)\,0.35 \times 38.5 - 0.35(27.10-11.55)P$$
$$= (2.99 \times 0.35 \times 38.5 - 5.44)\,P = (40.30-5.44)P =$$
$$= 34.86\,P$$

$$\underline{M_{0.35\,L_1} = 34.86\,P}$$

De la misma manera, cuando la rueda (1) esta a $0.38L_1$ y a $0.40L_1$ se tiene :

$$M_{0.38L_1} = P\,(4 \times 0.62 + 0.36)\,0.38 \times 38.5 - 0.38(27.10 - 11.55)\,P = 35.60\,P$$

$$\underline{M_{0.38L_1} = 35.60\,P}$$

$$M_{0.40L_1} = P\,(4 \times 0.60 + 0.34)\,0.40 \times 38.5 - 0.40\,(27.10 - 11.55)\,P = 35.98\,P$$

$$\underline{M_{0.40L_1} = 35.98\,P}$$

FACTORES DE IMPACTO $I = \frac{50}{125 + L}$; L= claro cargado en pies.

Carga en tramo (s)... 1 ..... $I = \frac{50}{125 + 38.5} = 0.31$

" " " ...... 2 ..... $I = \frac{50}{125 + 53} = 0.28$

" " " " ....1-2-3.. $I = \frac{50}{125 - 53 - 77} = 0.20$

" " " " ....1-2.... $I = \frac{50}{125 + 38.5 + 53} = 0.23$

" " " " ....1-3.... $I = \frac{50}{125 + 77} = 0.248$

COEFICIENTE DE REPARTICION DE " P "

Se analizará enseguida, la posición que deben tener las cargas en elsentido normal al puente para producirilas máximas reacciones sobre los largueros.

LARGUERO CENTRAL :

La posición más desfavorable o sea la que poduce el máximo esfuerzo en esta nervadura se consigue poniendo dos vehículos lo más cerca posible y simétricamente a dicha nervadura ; o bien una rueda sobre ella y en el claro contigua el otro camión colocado lo más cerca del apoyo central.

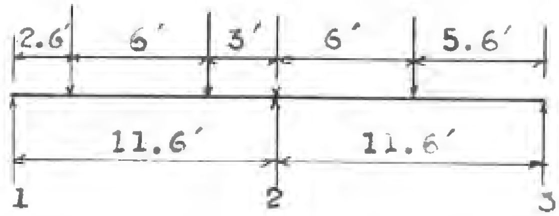
Algunos libros recomienan el uso de la siguiente fórmula para determinar el coeficiente de repartición:

$$K = \frac{S}{4.5}$$ En donde S es la distancia en pies entre centros de nervaduras y 4.5 es un coeficiente aplicable a pisos de concreto.

$$S = 3.12 - 0.20 - 0.22 = 3.54 \text{ m.} = 11.6 \text{ pies}$$

Sin embargo, el claro máximo especificado para la aplicación de este coeficiente deber ser de 10'; en el caso como el presente en que sea mayor la proporción de carga que le corresponde a cada nervadura, se calcula entonces en la forma primeramente descrita considerando las reacciones que le trasmitirían las vigas adyacentes simplemente apoyadas.

Se dará un valor unidad a las cargas para ver ~~para ver~~ que proporción va a dar a los apoyos.



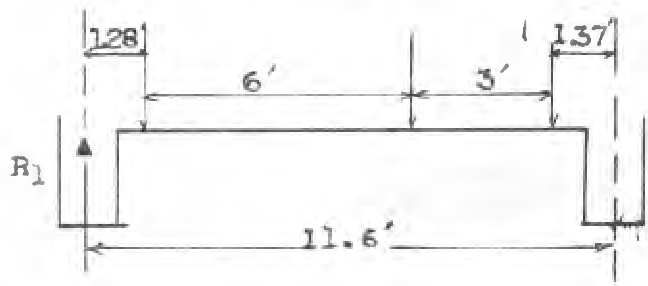
$$R_{(2)} = \frac{2.6 + 8.6}{11.6} + 1 + \frac{5.6}{11.6} = 0.96 + 1 + 0.48 = 2.44$$

$$\underline{R_{(2)} = 2.44}$$

LARGUEROS LATERALES :

Para hallar la reacción máxima en las nervaduras laterales se pone la rueda del camión pegada a la guarnición, luego el centro de la llanta estará separado del pretil la mitad del espesor de la misma (7.5" =0.625') y la reacción valdrá :

$$R_1 = \frac{10.32 + 4.32 + 1.32}{11.60} = 1.38$$



MOMENTOS AFECTADOS CON EL COEFICIENTE DE IMPACTO Y DE REPARTICION.

Nervadura central ... M_B máx + = 11.55 P

M_B máx + = 11.55 x 1.248 x 2.44 x 3000=106000 lb.pies

M_B máx + = 14 700 Kg.m.

Nervadura lateral ... M_B máx + = 11.55 P

M_B máx.+ = 11.55 x 1.248 x 1.38 x 3000= 60000 lb.pies

M_B máx + = 8300 Kg.m.

NERVADURA CENTRAL :

$M_{0.35L_1} = 34.86\ P = 34.86 \times 1.248 \times 2.44 \times 3000 = 34.86 \times 9000 =$
$= 314000$ lb.pies

$\underline{M_{0.35L_1} = 43\ 300\ \text{Kg.m.}}$

$M_{0.38L_1} = 9000 \times 35.6 = 320\ 400$ lb.pies

$\underline{M_{0.38L_1} = 44\ 300\ \text{Kg.m.}}$

$M_{0.40L_1} = 9000 \times 35.98 = 324\ 000$ lb.pies

$\underline{M_{0.40L_1} = 44\ 800\ \text{Kg.m.}}$

NERVADURA LATERAL :

$M_{0.35L_1} = 314\ 000 \times 1.38/2.44 = 178\ 000$ Lb.pies

$\underline{M_{0.35L_1} = 24\ 600\ \text{Kg.m.}}$

$M_{0.38L_1} = 320\ 400 \times 1.38/2.44 = 181\ 600$ Lb.pies

$\underline{M_{0.38L_1} = 25\ 000\ \text{Kg.m.}}$

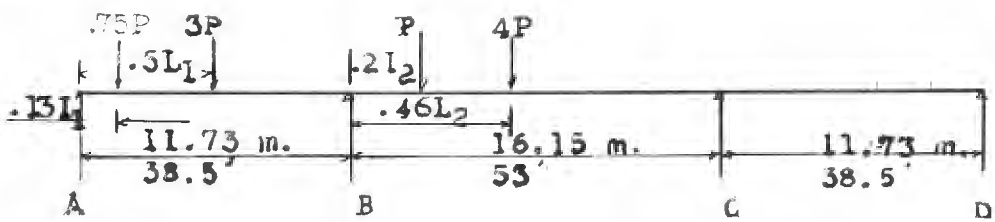
$M_{0.40L_1} = 324\ 000 \times 1.38/2.44 = 183\ 000$ Lb.pies

$\underline{M_{0.40L_1} = 25\ 200\ \text{Kg.m.}}$

Todos estos valores obtenidos deben sumarse a los momentos producidos por carga muerta para obtener los finales.

MOMENTO MAXIMO NEGATIVO EN EL APOYO " B "

La posición que muestra la figura, para las cargas rodantes es la que se ha encontrado, después de analizar varias alternativas, la más desfavorable por lo que respecta al momento negativo en el apoyo B.



$M_B = -(0.75\ P \times 0.056 + 3P \times 0.162)38.5 - (P \times 0.083 + 0.75\ P \times 0.072)$

$M_B = (-20.30 - 30.30)\ P = -50.60\ P$

$M_B = -50.60\ P$

Poniendo valores a la ecuación anterior se tiene :

Nervadura central :

$M_B = -50.6 \times 2.44 \times 1.23 \times 3000 = -455\ 000$ lb.pies

$\underline{M_B = 63\ 000 \text{ Kg.m}}$

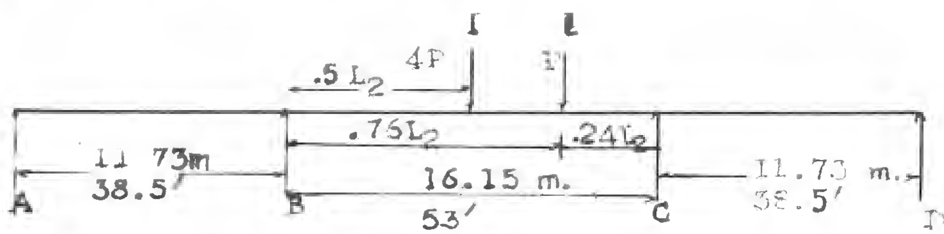
Nervadura lateral:

$M_B = -50.6 \times 1.38 \times 1.23 \times 3000 = -253\ 000$ lb.pies

$\underline{M_B = 34\ 800 \text{ Kg.m.}}$

MOMENTO MAXIMO POSITIVO EN EL TRAMO 2

El momento máximo positivo en el claro 2 se producecuando la rueda(1)está en el centro del claro como los muestra la figura :



$M_{0.50L_2}$ = momento de la viga simplemente apoyada $+ \dfrac{M_B + M_C}{2}$

$M_{0.50L_2} = (4P \times 0.5 + P \times 0.24)\,0.50 \times 53 +$

$+ 0.5(-4P \times 0.12 - P \times 0.11 - 4P \times 0.118 - P \times 0.096)53$

$= P(59.20 - 30.50) = 21.70\ P$

$\underline{M_{0.50L_2} = 21.70\ P}$

Poniendo valores :

Nervadura central :

$M_{0.50L_2} = 21.70 \times 2.44 \times 1.28 \times 3000 = 205\ 000$ lb.pies

$\underline{M_{0.50L_2} = 28\ 000 \text{ Kg.m.}}$

Nervadura lateral :

$M_{0.50L_2} = 21.70 \times 1.38 \times 1.28 \times 3000 = 113.000$ lb.pies

$\underline{M_{0.50L_2} = 15\ 600 \text{ Kg.m.}}$

El momento máximo negativo en el apoyo C y los momentos máximos positivos en diversos puntos del calro 3 son exactamente los mismos que los obtenidos para el apoyo B y el tramo 1 respectivamente :

Nervadura central .....M_C máx + =106000 lb.pies =14 600 Kg.m.

Nervadura lateral .....M_C máx + =60000 lb.pies= 8250 Kg.m.

Nervadura Central :

$M_{0.65L_3}$ = 314 000 lb.pies = 43 300 Kg.m.

$M_{0.62\,L_3}$ = 320 400 " = 44 300 "

$M_{0.60L_3}$ = 324 000 " = 44 800 "

Nervadura Lateral :

$M_{0.65L_3}$ = 178 000 lb.pies = 24 600 Kg.m.

$M_{0.62L_3}$ = 181 000 " = 25 000 "

$M_{0.60L_3}$ = 183 000 " = 25 200 "

Nota : se han modificado los índices para referirlos al apoyo

MOMENTOS MAXIMOS PRODUCIDOS POR CARGA MUERTA

Para la determinación de los máximos momentos producidos por carga muerta se comenzará por sustituir la carga uniforme w, todavía desconocida y el peso W de los acartelamientos, en las fórmulas de la TABLA I considerando cada tramo cargado sucesivamente.

Cuando la carga uniforme w actúa en el tramo 1, se obtiene de la figura 12 :

$$M^F_{AB} = -0.059\ wL_1^2 \qquad M^F_{BA} = -0.141\ wL_1^2$$

Y de la ecuación 1 , tabla I :

$$M_1 = M^F_{BA} - C_{AB}M^F_{AB} = -0.141wL_1^2 - 0.888 \times 0.059wL_1^2 =$$

$$M_1 = -0.193\ wL_1^2 = -0.193 \times w \times 38.5^2 = -286\ w$$

$$\underline{M_1 = -286\ w}$$

Los coeficientes de M_1 determinados en las ecuaciones $\overline{\underline{I}}$ y $\overline{\underline{II}}$ se multiplican ahora por el valor de M_1 para obtener los momentos distribuidos finales :

$\overline{\underline{I}}$ $\quad M_B = 0.523\ M_1 = -0.523 \times 286\ w = -150\ w$

$\overline{\underline{II}}$ $\quad M_C = -0.216\ M_1 = 0.216 \times 286\ w = 61.80\ w$

En la misma forma para carga W en el claro 1, se tiene de la figura 13 .

$$M^F_{AB} = -0.001\ W_{BA}\ L_1^2 \qquad M^F_{BA} = -0.018\ W_{BA}L_1^2$$

$$M_1 = -0.018\ W_{BA}\ L_1^2 - 0.888 \times 0.001\ W_{BA}L_1^2$$

$$\underline{M_1 = -62.50\ W_{BA}}$$

Substituyendo este valor en $\overline{\underline{I}}$ y $\overline{\underline{II}}$:

$\overline{\underline{I}}$ $\quad M_B = -0.523 \times 62.50\ W_{BA} = -33.7\ W_{BA}$

$\overline{\underline{II}}$ $\quad M_C = 0.216 \times 62.50\ W_{BA} = +13.50\ W_{BA}$

Cuando el tramo 2 está cargado :

$$M_B = (0.473 + 0.216)\, M^F_{BC} = 0.689\, M^F_{BC}$$

$$M^F_{BC} = -0.105\, w\, L_2^2 = -0.105 x\, w\, x\, 53^2 = -295\, w$$

Por consiguiente:

$$M_B = 0.689\,(-295\, w) = -174\, w$$

$$\underline{M_B = -174\, w = M_C}$$

Para W en el mismo claro 2 se tiene :

$$M_B = 0.689\, M^F_{BC} = 0.689\,(-0.003 W L_2^2 - 0.017 W L_2^2)$$

$$= -0.689 \times 0.020 \times 53^2 \times W = -38.70\, W$$

$$\underline{M_B = -38.70\, W_{BC} = M_C}$$

Cuando el tramo 3 está cargado:

Los momentos son idénticos a los obtenidos cuando la carga está en el claro 1.

$$M_C = -150\, w \qquad M_C = -33.70\, W_{BA}$$

$$M_B = +61.80\, w \qquad M_B = +13.50\, W_{BA}$$

<u>RESUMEN DE MOMENTOS PRODUCIDOS POR CARGA MUERTA</u>

$$M_B = M_C = -150\, w - 33.7\, W_{BA} - 174\, w - 38.7 W_{BC} + 61.8 w + 13.50\, W_{BA}$$

En el caso presente $W_{BA} = W_{BC}$

$\underline{M_B = M_C = -262.2\, w - 58.9\, W}$ ....(A)

<u>DETERMINACION DE " w "</u>

El valor de " w " está formado de dos partes: la descarga de la losa y el peso mismo de la nervadura sin contar los acartelamientos.

Nervadura lateral :

La carga muerta de la acera vale 786 Kg. y viene siendo la fuerza cortante a la izquierda de la nervadura 786.00

Carga muerta de la losa soportada por la nervadura:

$R = 3/8\ w\ L = 3/8\ 0.23 \times 2400 \times 3.12 =$ 646.00

Para analizar el efecto del cantilever se valuará la fuerza cortante a la derecha de la nervadura :

$$\frac{M_2 - M_1}{L} = \frac{35200 + 70400}{312} = \text{.........................} \ 338.00$$

1770.00 K/m

$R_L = 1770$ Kg/m $= 1180$ Lb/pie

R_L es la descarga de la losa sobre la nervadura ; a este valor hay que sumarle el peso propio de la misma sin contar los acartelamientos :

$$w_L = 1180 + \frac{16 \times h_c}{144} 150 = 1180 + 16.70\ h_c \ ; h_c \text{ en pulgadas.}$$

$$\underline{w_L = 1180 + 16.70\ h_c}$$

Nervadura central :

carga muerta de la losa soportada por la nervadura :

$$\frac{10}{8} wL = \frac{10}{8} \times 0.23 \times 2400 \times 3.12 \text{ ....} 2150$$

Al considerar la influencia de las aceras, se consideran descargadas para tener las condiciones más desfavorables. Recordando que la expresión que da el valor de la fuerza cortante en el apoyo central es $\frac{M_1 + M_2}{L}$ y que viene siendo al mismo tiempo la mitad de la reacción en ese punto se tiene :

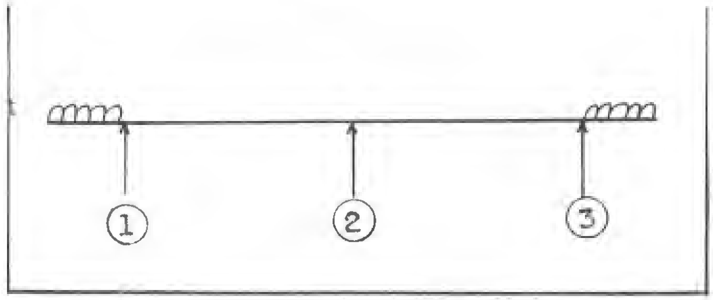
$M_1 = 70400$ Kg.m. $M_2 = 70400$ $\frac{M_1 + M_2}{L} = \frac{105600}{3.12}$

$$R = 2\ V = 2 \times \frac{105600}{3.12} \text{ ....} \ 680$$

Pero este último valor se reducirá en un 50% tomando en consideración que la continuidad de la pieza no es absoluta. Por consiguiente la descarga total sobre la trabe vale: $R_c = 2150 - 340 = 1810$ K/m = 1210

$$w_c = 1210 + \frac{18}{12} \frac{h_c}{12} 150 = 1210 + 18.8 h_c$$

$$w_c = 1210 + 18.8\ h_c$$



Substituyendo los valores de w en la ecuación (A) se tiene:

NERVADURA CENTRAL :

$$M_B = M_C = -262.2\ (\ 1210 + 18.8\ h_e) - 58.9\ W$$

$$M_B = M_C = -\ 317262 - 4929\ h_e - 58.9\ W \qquad (\ B\ )$$

NERVADURA LATERAL :

$$M_B = M_C = -262.2\ (\ 1180 + 16.7\ h_e) - 58.9\ W$$

$$M_B = M_C = -309396 - 4378\ h_e - 58.9\ W \qquad (\ C\ )$$

6- ELECCIÓN DEL PERALTE

NERVADURA CENTRAL :

Se comenzará por determinar el ancho efectivo del patín de la T, que debe ser el menor valor dado por las siguientes especificaciones :

$b \leq \frac{1}{4} L = \frac{38.5}{4} = 9.65$ pies   L = claro en pies

$b \leq 16t = 16 \times 8/12 = 10.66$ pies   t = espesor de la losa en pies.

$b \leq S = 11$ pies   S = separación entre trabes en pies.

Por consiguiente se tomará:

$$b = 9.65' = 116'' = 2.94\ m.$$

Con los datos conocidos se procederá a construir la gráfica de los momentos de inercia haciendo uso de una diagrama del folleto Continuous Concrete Bridges (fig.46 que no se ha incluido aquí).Entrando con la relación $\frac{b'}{b} = \frac{18}{116} = 0.155$ y con varias relaciones de $\frac{t}{h} = \frac{8}{h}$ se forma la tabla siguiente :

h^3	h''	$\frac{8}{h}$	C	$I = b\,C\,h^3$
15650	25	0.320	0.0271	b x 0.0271 x 15650 = 424 b
42900	35	0.228	0.0265	b x 0.0865 x 42900 = 1135 b
91000	45	0.178	0.0263	b x 0.0263 x 91000 = 2400 b
166500	55	0.145	0/0257	b x 0.0257 x 166500 = 4280 b
274000	65	0.123	0.0252	b x 0.0252 x 274000 = 6880 b
422000	75	0.107	0.0246	b x 0.0246 x 422000 = 10400 b
615000	85	0.094	0.0242	b x 0.0242 x 615000 = 14900 b
855000	95	0.084	0.0239	b x 0.0239 x 855000 = 20400 b

De la figura 47 del folleto de la Portland se obtiene el peralte en el apoyo para el primer tanteo, multiplicando los valores tabulados por la siguiente constante :

$$C = 1.05\sqrt{\frac{248}{K}} \qquad K = \tfrac{1}{2}\, f_c k\, j$$

$$K = 0.5 \times 900 \times 0.427 \times 0.858 = 165$$

de donde $\quad C = 1.05\sqrt{\frac{248}{165}} = 1.29$

$$h_s = 1.29 \times 51.5 = 66.5'' = 1.68 \text{ m.}$$

Con el valor de h_s entrando en la gráfica de momentos de inercia se obtiene:

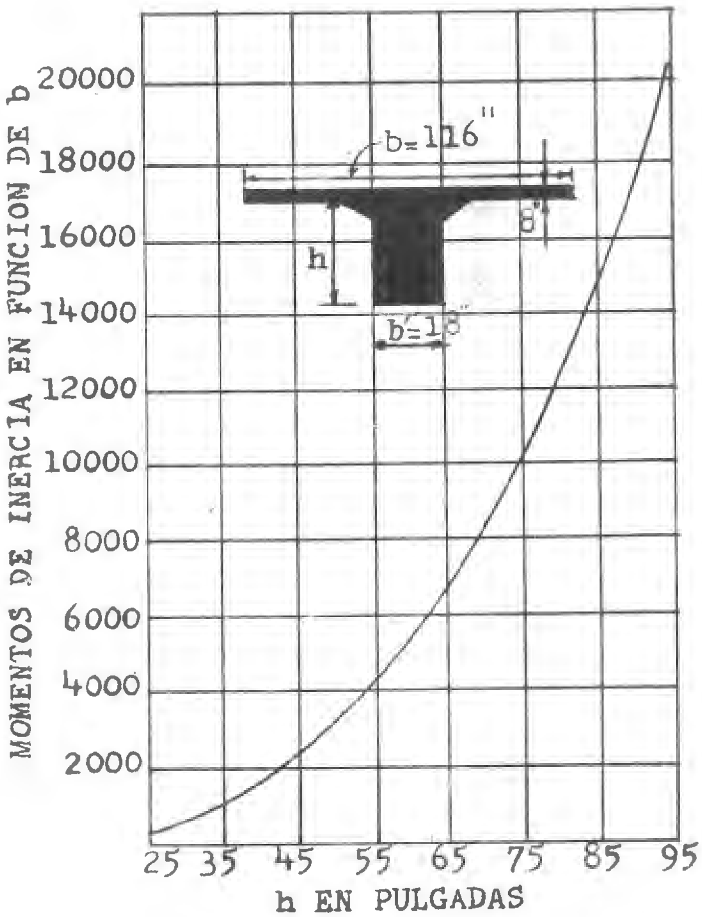
$$I_s = 7100\ b = 7100 \times 116 = 824\ 000$$

El momento de inercia al centro de los claros valdrá :

$$I_c = \frac{I_s}{(1+r_B)^3} = \frac{7100\ b}{(1+1.3)^3} = 585\ b$$

Al pie de la gráfica se han anotado valores de momentos de inercia para peraltes pequeños, de ahí se sacó que para $I_c = 585$ b , $h_c = 28''$

MOMENTOS DE INERCIA



h	I
20	225 b
21	258 b
22	294 b
23	320 b
24	375 b
25	424 b
26	474 b
27	528 b
28	586 b

7_a- Comprobación de los valores supuestos en el primer tanteo:

$$W_{BA} = W_{BC} = W = \frac{b'(h_s-h_c)150}{144} = \frac{18\ (66.5-28)150}{144} = 720 \text{ lb.}$$

$$W = 720 \text{ lb.}$$

Sustituyendo h_c y W en la ecuación B se tiene :

$M_B = -\ 317262 - 4929 \times 28 - 58.9 \times 720$

$= -455274 - 42408 = -497682$ lb.pies $= -6\ 868\ 000$ Kg.cm.

Momento total en B:

carga muerta M	$= -6\ 868\ 000$
carga viva + I M	$= -6\ 300\ 000$
momento total	$= 13\ 168\ 000$ Kg.cm.

Comprobación del valor asumido de h_s :

$$h_s = \sqrt{\frac{M}{K\ b}} = \sqrt{\frac{M}{11.55 \times 45}} = 0.0437\sqrt{M}$$

$h_s = 0.0437\sqrt{13\ 168\ 000} = 158$ cm. $= 62.5"$

Como este valor difiere un poco del asumido se hará un segundo tanteo con $h_s = 60"$:

$h_s = 60"$ $\quad I_s = 5400\ b \quad I_c = \frac{5400\ b}{12.15} = 444\ b$

$h_c = 25.5" = 64.80$ cm.

$W = 18.75\ (60-25.5) = 18.75 \times 34.5 = 648$ lb.

Sustituyendo en la ecuación B :

$M_B = -\ 317262 - 4929 \times 25.5 - 58.9 \times 648 = -317262 - 125689 - 38167 =$

$= -\ 442951 - 38167 = -\ 481118$ lb.pies $= -\ 6\ 630\ 000$ Kg.cm.

Momento total en B :

carga muerta M	$= -\ 6\ 630\ 000$
carga viva+I M	$= -\ 6\ 300\ 000$
momento total	$= -\ 12\ 930\ 000$ Kg.cm.

Comprobación de h_s :

$h_s = 0.0437\sqrt{M} = 0.0437\sqrt{12\ 930\ 000} = 151$ cm. $= 59.2"$

El valor asumido fue acertado ; por consiguiente quedará en definitiva :

$\underline{h_s = 152 \text{ cm.} = 60"}$ $\quad$ $\underline{h_c = 64.80 \text{ cm.} = 25.5"}$

El área de acero necesaria en B es la siguiente :

$$A_s = \frac{M}{f_s j\ h_s} = \frac{12\ 930\ 000}{1265 \times 0.858 \times 152} = 78\ cm^2$$

Se pondrán 16 varillas de 1" de diámetro en tres capas.

NERVADURA LATERAL :

Como es conveniente que todas las trabes descansen sobre los estribos y las pilas en el mismo plano, el peralte en el apoyo de las nervaduras laterales estará fijado por el obtenido para la central; es necesario tomar en consideración la altura del pretil.

$$h_s = 60" + 9" = 69"$$

$$h_s = 152 + 23 = 175\ cm.$$

Obtenido este valor de h_s se calculará a continuación h_c tomando como base las características geométricas asumidas :

$$r = 1.30 \qquad h_c + rh_c = h_s \quad \therefore \quad h_c = \frac{h_s}{1 + r}$$

$$h_c = \frac{69}{2.30} = 30" \ \ldots\ldots \ 76\ cm.$$

Peso de los acartelamientos :

$$W = \frac{b'(h_s - h_c)150}{144} = \frac{16(69-30)150}{144} = 648\ lb.$$

Sustituyendo en la ecuación C :

$$M_B = M_C = -309396 - 4378 \times 30 - 58.9 \times 648$$
$$= -309396 - 131340 - 38200 = -478\ 936\ lb.pies$$

$$M_B = M_C = -478\ 936\ lb.pies = -6\ 630\ 000\ kg.cm.$$

Momento total :

carga muerta	M =	- 6 630 000
carga viva + I	M =	- 3 480 000
momento total		-10 110 000 Kg.cm.

Refuerzo en el apoyo :

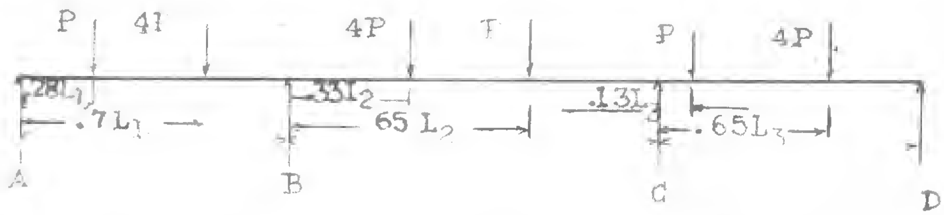
$$A_s = \frac{M}{f_s j\ d} = \frac{10\ 110\ 000}{1265 \times 0.858 \times 175} = 53\ cm^2$$

Se pondrán 11 varillas de 1" de diámetro en dos capas.

FORMACION DE LAS CURVAS DE MOMENTOS MAXIMOS PRODUCIDOS POR CARGA VIVA

Para construir las curvas de momentos máximos se necesita conocer los momentos en algunos otros puntos. El método que se empleará es el descrito en páginas anteriores.

En la figura se muestra la posición de las cargas en los tramos 1 y 3 que produce el máximo momento positivo en 0.7 L_1 y la posición en el claro 2 para producir el máximo momento negativo en el mismo punto.



$$M_B = -0.117 \times 38.5\,P - 0.13 \times 38.5 \times 4P + 0.024 \times 38.5P +$$

$$+ 0.055 \times 38.5 \times 4\,P = -0.093 \times 38.5\,P - 0.075 \times 385 \times 4P =$$

$$= -3.57\,P - 11.55\,P = -15.12\,P$$

$$M_B = -15.12\,P$$

$$M_{0.70L_1} = + (P \times 0.72 + 4P \times 0.30)0.70 \times 38.5 - 0.70 \times 15.12\,P =$$

$$= 1.92\,P \times 0.70 \times 38.5 - 10.6\,P = 51.8\,P - 10.6\,P = 41.2P$$

$$+ M_{máx.\,0.70L_1} = + 41.20\,P \qquad (a)$$

Momento máximo negativo:

$$-M_{0.70L_1} = (-0.057 \times 4P - 0.06\,P)53 = -0.288 \times 53\,P = -15.3\,P$$

$$- M_{máx.\,0.70L_1} = -15.30\,P \qquad (b)$$

Poniendo valores a las ecuaciones (a) y(b) se tiene :

Nervadura central :

$$+M_{0.70L_1} = +41.2\ P = 41.2\ (1.248 \times 2.44 \times 3000) = 41.2 \times 9160 =$$
$$+M_{0.70L_1} = 377\ 000 \text{ lb.pies} = 5\ 200\ 000 \text{ Kg.cm.}$$

$$-M_{0.70L_1} = -15.30 \times 9160\ \frac{1.28}{1.248} = -145\ 000 \text{ lb.pies} = 2 \times 10^6 \text{ Kg.cm.}$$
$$-M_{0.70L_1} = -145\ 000 \text{ lb.pies} = 2\ 000\ 000 \text{ Kg.cm.}$$

Nervadura lateral :

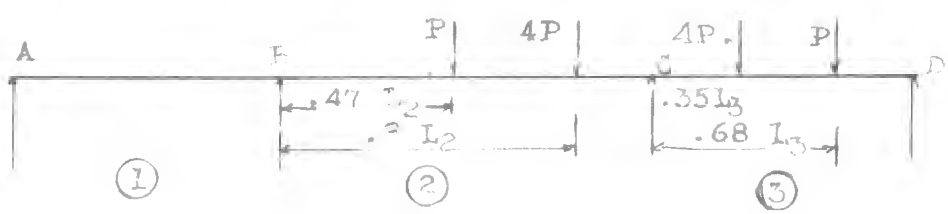
$$+M_{0.70L_1} = +377\ 000\ \frac{1.38}{2.44} = 213\ 000 \text{ lb.pies } 2\ 940\ 000 \text{ Kg.cm.}$$
$$+M_{0.70L_1} = 213\ 000 \text{ lb.pie} = 2\ 940\ 000 \text{ Kg.cm.}$$

$$-M_{0.70L_1} = -15.30\ (128 \times 1.38 \times 3000) = -15.3 \times 5300$$
$$= -81\ 000 \text{ lb.pies} = 1\ 115\ 000 \text{ Kg.cm.}$$

$$-M_{0.70L_1} = -81\ 000 \text{ lb.pies} = 1\ 115\ 000 \text{ Kg.cm.}$$

MOMENTOS MAXIMOS POSITIVO Y NEGATIVO EN $0.2\ L_2$ y $0.8\ L_2$

Por ser estos puntos simétricos en la estructura la posición de carga que produce el máximo en uno será también la simétrica de la que lo produce en el otro. Se estudiará una sección en $0.8L_2$ para lo cual se han puesto las cargas en el tramo 2 según lo muestra la figura:



$$M_B = -0.12 \times P \times 53 - 0.095 \times 40 \times 53 = -6.35\ P - 20.2P =$$
$$M_B = -26.55\ P$$

$$M_C = 0.114 \times P \times 53 + 0.082 \times 4P \times 53 = 6.04P + 17.4P =$$

$$M_C = +23.44\ P$$

$M_{0.8L_2} = M_{libre} - M_{negativo} =$

$= (0.53 \times 4 \times 0.2)\ 0.8 \times 53\ P - \left[(M_B + M_C) 0.8 - M_B \right]$

$= 56.5P - \left[(265 + 23.44) 0.8 - 23.44 \right] P = 56.5P - 16.56P =$

$M_{0.8L_2} = 39.94\ P = M_{0.2L_2}$ .... (c)

MAXIMO MOMENTO NEGATIVO EN 0.2 y0.8 L_2

Para producir el máximo momento negativo en estos puntos se cargará el tramo 3 en la forma que muestra la figura anterior.

$M_B = + 0.06 \times 4P \times 53 + 0.054 \times P \times 53$

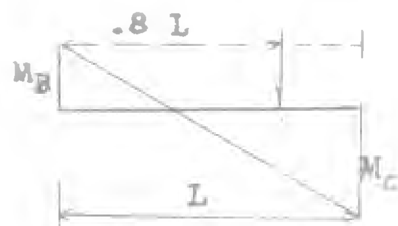
$= 12.7\ P + 2.87\ P = 15.57\ P$

$M_B = + 15.57\ P$

$M_C = - 0.142 \times 4P \times 53 - 0.132 \times P \times 53 = - 37\ P$

$M_C = -37\ P$

$$M_{0.8L_2} = -(M_B + M_c)\ 0.8 + M_B$$



$M_{0.8L_2} = - 52.57\ P \times 0.8 + 15.57\ P = -42\ P + 15.57\ P$

$M_{0.8L_2} = - 26.43\ P = M_{0.2L_2}$ .... (d)

Poniendo valores á las ecuaciones (c) y (d) se tiene:

NERVADURA CENTRAL;

$+M_{0.8L_2} = M_{0.2L_2} = 39.94 \times 1.28 \times 2.44 \times 3000 = 375\ 000$ lb.pies

$= 5\ 180\ 000$ lb.pies.

$+M_{0.2L_2} = + M_{máx.0.8L_2} = 375\ 000$ lb.pies $= 5\ 180\ 000$ Kg.cm.

$-M_{máx.0.8L_2} = -M_{máx.0.2L_2} = -26.43 \times 1.248 \times 2.44 \times 3000 =$

$-M_{máx.0.8L_2} = -M_{máx\ 0.2L_2} = -242\ 000$ lb.pies $= -3\ 320\ 000$ Kg.cm.

NERVADURA LATERAL :

+) $+M_{0.8L_2} = +M_{0.2L_2} = +375\ 000 \times \frac{1.38}{2.44} = 212\ 000$ lb.pies=

$+M_{0.8L_2} = +M_{0.2L_2} = 212\ 000$ lb.pies $= 2\ 930\ 000$ Kg.cm.

$-M_{máx.0.8L_2} = -M_{máx\ 0.2L_2} = -26.43 \times 1.248 \times 1.38 \times 3000 =$

$-M_{máx.0.8L_2} = -M_{máx.0.2L_2} = -144\ 000$ lb.pies $= 1\ 890\ 000$ Kg.cm.

MOMENTOS POSITIVOS PRODUCIDOS POR CARGA MUERTA

Nervadura central :

1) momentos producidos por la carga " w " :

$W_c = 1210 + 18.8 \times 25.5 = 1689$ lb/pie $= 2500$ Kg./m

Momento máximo :

$$M_{0.5L_1} = \frac{W_c\, L_1^2}{8} = \frac{2500 \times 11.73^2}{8} = 43\ 000 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{0.5L_1} = 4\ 300\ 000 \text{ Kg.cm.}$$

$$M_{0.5L_2} = \frac{2500 \times 16.1^2}{8} = 81\ 300 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{0.5L_1} = 8\ 130\ 000 \text{ Kg. cm.}$$

Nervadura lateral :

$W_L = 1180 + 16.7 \times 30 = 1648$ lb/pie $= 2500$ Kg/m.

Determinación de W :

$$W = 16\ (69 - 30)\ \frac{150}{144} = 648 \text{ lb.}$$

Con los valores de los momentos positivos se construirán las parábolas correspondientes o cuyas ordenadas se le sumarán los momentos libres producidos por los acartelamientos.

Como puede observarse, los valores de w y W han resultado iguales para las trabes laterales y central por lo que los momentos por carga muerta y las fuerzas cortantes serán los mismos para las tres nervaduras.

1- MOMENTOS POSITIVOS PRODUCIDOS POR LOS ACARTELAMIENTOS

NERVADURA CENTRAL Y LATERALES

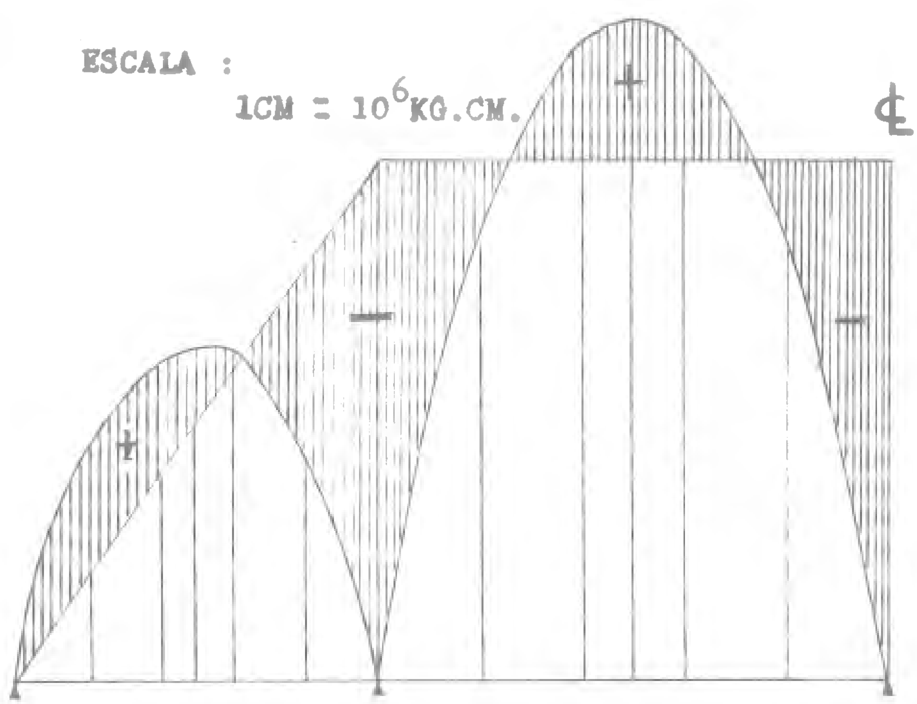
$W = 648$ lb.

Los momentos de la tabla siguiente se han calculado con auxilio de la figura 14.

L	M		
0.1 L_1	$0.002\ \dfrac{648 \times 385^2}{0.0723}$	= 26 500	Kg.cm.
0.2	0.004 x 13250000	= 53 000	"
0.35	0.0072 x "	=195 500	"
0.38	0.0078 x "	=103 000	"
0.40	0.0083 x "	=110 000	"
0.60	0.0124 x "	=164 000	"
0.70	0.0141 x "	=186 500	"
0.75	0.0144 x "	=191 000	"
0.80	0.0140 x "	=185 000	"
0.90	0.0100 x "	=132 500	"

0.10 L_2	$0.0121\ \dfrac{648 \times 53^2}{0.0723}$	=304 000	Kg.cm.
0.20	0.018 x 25200000	=452 000	"
0.30	0.0202 x "	=503 000	"
0.40	0.0207 x "	=518 000	"
0.50	0.0212 x "	=532 000	"

MOMENTOS FLEXIONANTES POR CARGA MUERTA



Tramo	Sección	Momentos por carga muerta Kg.cm.	Momentos por carga viva + I Kg.cm.	MOMENTOS TOTALES Kg.cm.
	0.00 L_1	0	0	0
	0.35	1 650 000	4 330 000	5 980 000
	0.38	1 630 000	4 430 000	6 060 000
I	0.40	1 600 000	4 480 000	6 0 80 000
	0.70	— 900 000	5 200 000	4 300 000
	0.70	— 900 000	—2 000 000	—2 900 000
	1.00	—6 630 000	—6 300 000	—12 930 000
	0/00 L_2	—6 630 000	—6 300 000	—12 930 000
	0.20	— 760 000	5 180 000	4 420 000
	0.20	— 760 000	—3 320 000	— 4 080 000
2	0.50	2 000 000	2 800 000	4 800 000
	0.80	— 760 000	5 180 000	4 420 000
	0.80	— 760 000	—3 320 000	— 4 080 000
	1.00	—6 630 000	—6 300 000	—12 930 000

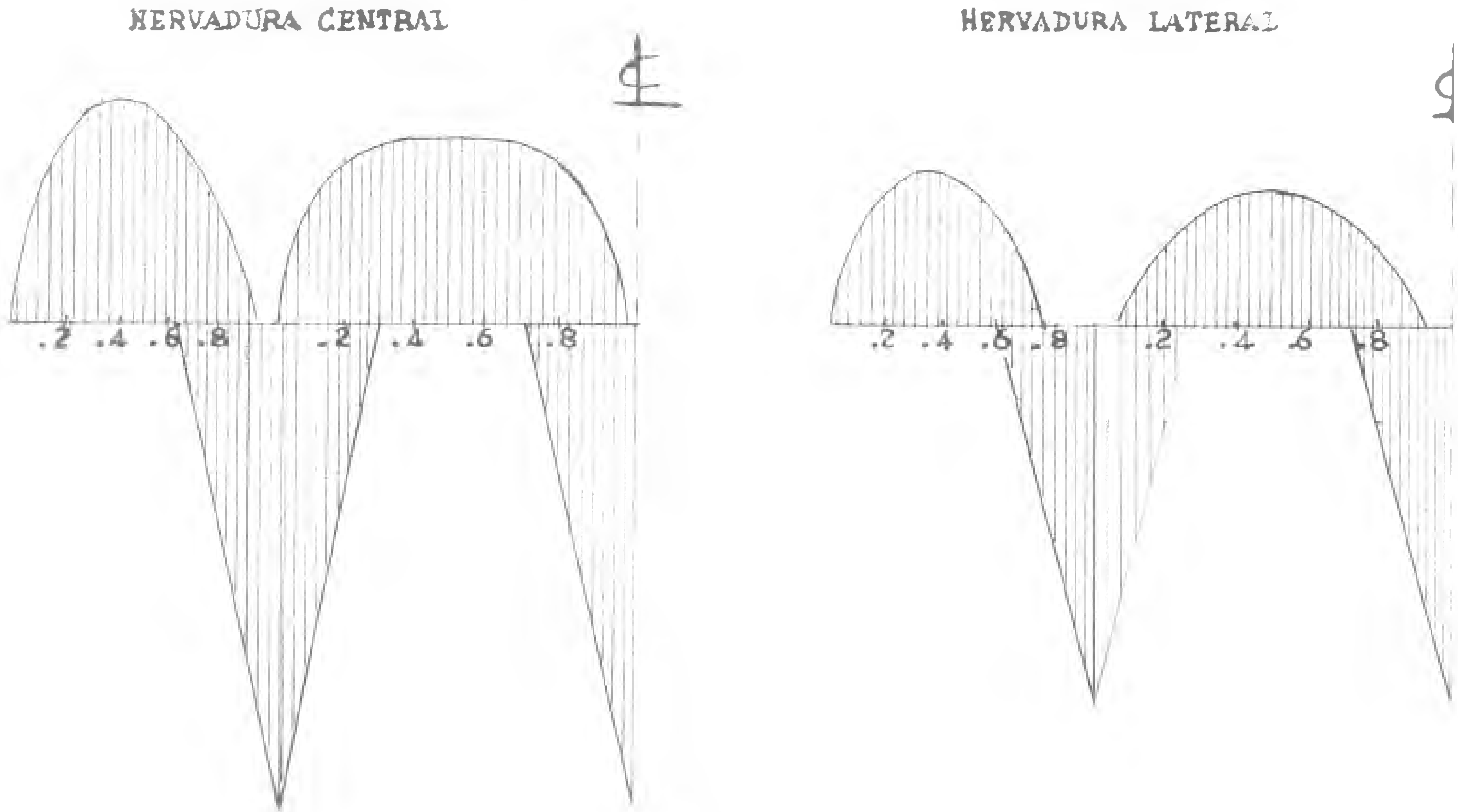
NERVADURA LATERAL

Tramo	Sección	Momentos por carga muerta Kg.cm.	Momentos por carga viva + I Kg.cm.	MOMENTOS TOTALES Kg.cm.
	0/00 L_1	0	0	0
	0.35	1 650 000	2 460 000	4 110 000
	0.38	1 630 000	2 500 000	4 130 000
1	0.40	1 600 000	2 520 000	4 120 000
	0.70	— 900 000	2 940 000	2 040 000
	0.70	— 900 000	—1 115 000	—2 015 000
	1.00	—6 630 000	—3 480 000	—10 110 000
	0.00 L_2	—6 630 000	—3 480 000	—10 110 000
	0.20	— 760 000	2 930 000	2 170 000
	0.20	— 760 000	—1 890 000	— 2 650 000
2	0.50	2 000 000	1 560 000	3 560 000
	0.80	— 760 000	2 930 000	2 170 000
	0.80	— 760 000	—1 890 000	— 2 650 000
	1.00	—6 630 000	—3 480 000	—10 110 000

DEBIDO A LA SIMETRIA DE LA ESTRUCTURA LOS MOMENTOS EN EL TRAMO 3 SON IGUALES A LOS OBTENIDOS PARA EL TRAMO 1

D I A G R A M A D E M O M E N T O S M A X I M O S

(POR CARGA MUERTA Y CARGA VIVA MAS IMPACTO)



ESCALA : 1 mm. = 200000 Kg. cm.

ESTUDIO DE LAS FUERZAS CORTANTES

Nervaduras central y laterales

FUERZAS CORTANTES POR CARGA MUERTA:

1- Debido a " w "

$w = 2500$ Kg/m. $\quad M_B = 61\,400$ Kg.m.

$$R_A = \frac{2500 \times 11.73}{2} - \frac{61400}{11.73} = 9440 \text{ Kg.}$$

$$\underline{R_{A_w} = 9440 \text{ Kg.}}$$

$$R_B = \frac{2500 \times 39.6}{2} - 9440 = 40060 \text{ Kg.}$$

$$\underline{R_{B_w} = 40060 \text{ Kg.}}$$

2- Debido a W :

$M_{B_W} = -526\,000$ Kg.cm.

P_1 = peso del acartelamiento del primer tramo

$= \frac{1}{3}\, 5.86 \times 0.875 \times 0.45 \times 2400 = 1850$ Kg.

P_2 = peso del acartelamiento del segundo tramo

$= \frac{1}{3}\, 8.05 \times 0.875 \times 0.45 \times 2400 = 2540$ Kg.

$P_T = 2P_1 + 2P_2$ = peso total de los acartelamientos

$= 2 \times 1850 + 2 \times 2540 = 8780$ Kg.

$$\underline{P_T = 8780 \text{ Kg.}}$$

$$R_A = R_{A_{libre}} + \frac{M_B}{L_1}$$

Para hallar $R_{A\ libre}$, o sea la reacción de la viga libremente apoyada se comenzará por determinar el centro de bravedad del acartelamiento que por constituir un tímpano está situado a 0.3 de la semi-luz contando a partir del apoyo B :

$g = 0.3 \times \frac{11.73}{2} = 1.76$ con este valor y el de P_1 se puede calcular la reacción libre en A :

$$R_{A\,libre} = \frac{P_1 \times 1.76}{L_1} = \frac{1850 \times 1.76}{11.73} = 277 \text{ Kg.}$$

Por lo tanto_:

$$R_A = 277 - \frac{5260}{11.73} = 277 - 447 = -170 \text{ Kg.}$$

$$\underline{R_A = -170 \text{ Kg.}}$$

$$R_B = \frac{P_T}{2} - R_A = \frac{8780}{2} + 170 = 4390 + 170 = 4560$$

$$\underline{R_{B_V} = 4560 \text{ Kg.}}$$

<u>REACCIONES TOTALES POR CARGA MUERTA</u>

$$\underline{R_{A_T} = 9440 - 170 = 9270 \text{ Kg.}}$$

$$\underline{R_{B_T} = 40\,060 + 4560 = 44620 \text{ Kg.}}$$

<u>DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES MAXIMAS TOTALES (C.M.)</u>

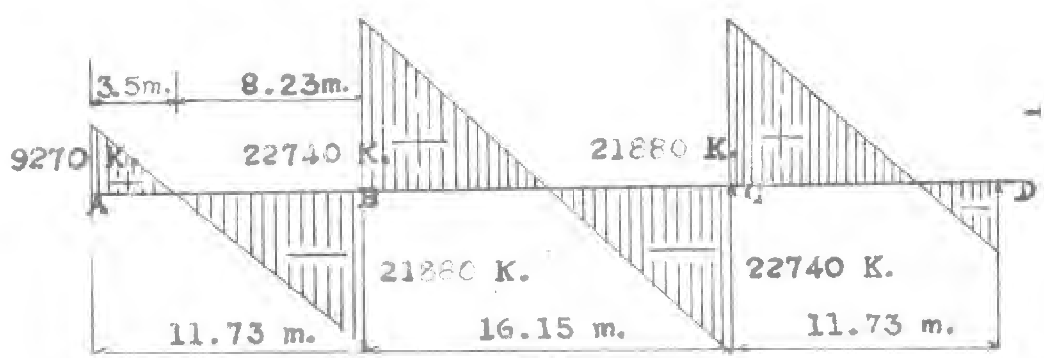
$$V_A = 9270 \text{ Kg.}$$

$$V_{B\ izq.} = wL_1 + P_1 - R_A = 2500 \times 11.73 + 1850 - 9270 = 21880 \text{ Kg.}$$

$$V_{B_1} = 21880 \text{ Kg.}$$

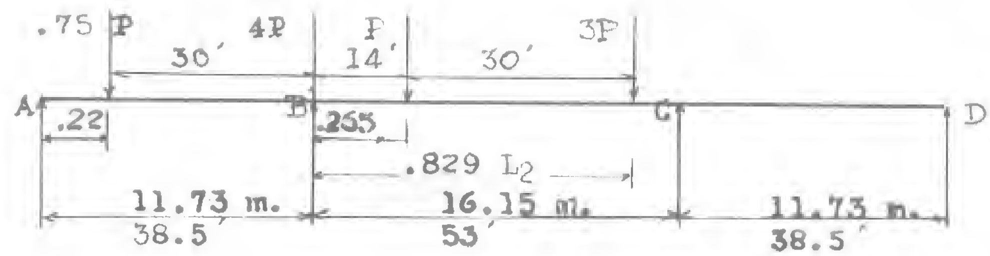
$$V_{B\ der.} = 44620 - 21880 = 22740 \text{ Kg.}$$

$$\underline{V_{Bd} = 22740 \text{ Kg.}}$$



FUERZAS CORTANTES MAXIMAS POR CARGA VIVA

La máxima fuerza cortante se produce inmediatamente a la derecha del apoyo B cuando la rueda más pesada del tren de camiones está sobre ese punto (infinitamente cerca y a la derecha) como lo muestra la figura



$$M_B = -0.094 \times 0.75P \times 38.5 - 0.104P \times 53 - 0.041 \times 3P \times 53 =$$

$$= -P\,(2.72 + 5.52 + 6.52) = -14.76\,P$$

$$\underline{M_B = -14.76\,P}$$

$$M_C = -0.04 \times 0.75P \times 38.5 + 0.062\,P \times 53 + 0.072 \times 3P \times 53 =$$

$$= +P\,(3.28 + 11.45 - 1.16) = 13.57\,P$$

$$\underline{M_C = +13.57\,P}$$

$$V_A = 0.75\,P \times 0.78 - \frac{14.76\,P}{38.5} = 0.585\,P - 0.382\,P = 0.203\,P$$

$$V_{Bi} = 0.75\,P \times 0.22 + 0.382\,P = 0.547\,P$$

$$V_{Bd} = 4\,P + 0.17 \times 3\,P + 0.735\,P + \frac{13.57\,P + 14.76\,P}{53}$$

$$= 5.779\,P$$

Reacción máxima en B por carga viva :

$$R_B = 0.547\,P + 5.779\,P = 6.326\,P$$

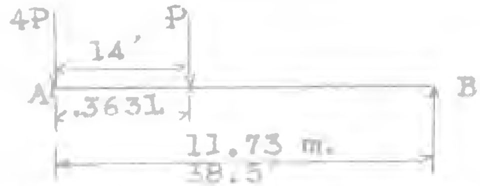
$$\underline{R_B = 6.326\,P}$$

Fuerza cortante máxima (reacción máxima)
en el apoyo izquierdo (A)

La posición que deben tomar las ruedas es la que se indica en la figura siguiente :

$M_B = - 0.14 \times P \times 38.5 = - 5.40\ P$

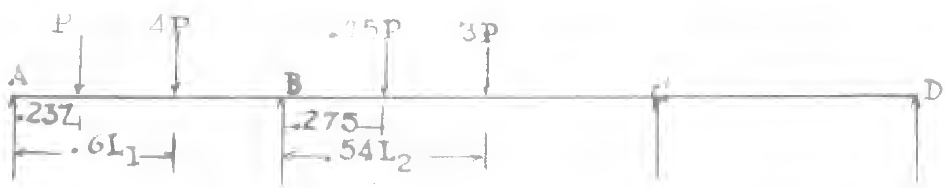
$V_A = R_A = P \times 0.637 - \frac{5.4\ P}{38.5} + 4\ P = P\ (0.637 - 0.14 + 4) = 4.497 P$



$\underline{V_A = R_A = 4.50\ P}$

FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN PUNTOS INTERIORES DE LOS CLAROS

$V_{0.6L_1}$



$M_B = - 38.5\ P\ (0.10 + 0.153 \times 4) - 53\ P(0.106 \times 0.75 + 0.11 \times 3$

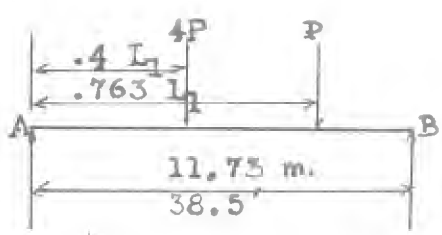
$= - 27.4\ P - 21.7\ P = - 49.10\ P$

$R_A = P \times 0.763 + 4P \times 0.4 - \frac{49.10\ P}{38.5} = 2.363\ P - 1.28\ P = 1.083\ P$

$V_{0.6L_1} = R_A - 5\ P = 1.083\ P - 5\ P = - 3.917\ P$

$\underline{V_{0.6L_1} = - 3.917\ P}$

$V_{0.4L_1}$

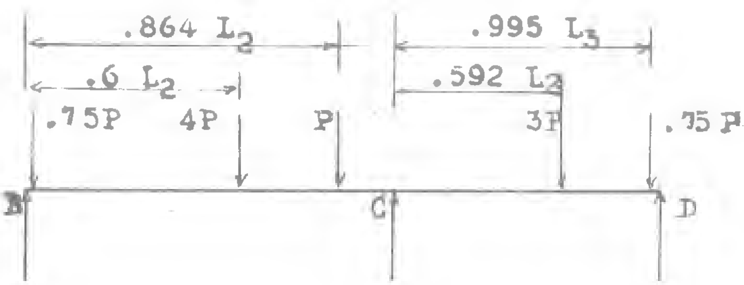


$M_B = - 38.5P\ (0.148 \times 4 + 0.112\ P) = - 27.20\ P$

$V_{0.4L_1} = 4\ P \times 0.6 + P \times 0.237 - \frac{27.20\ P}{38.5} = 1.937\ P$

$\underline{V_{0.4L_1} = + 1.937\ P}$

$V_{0.6L_2}$



$$M_B = -53\,P\,(\,0.10 \times 4 + 0.032\,) + 38.5P(0.06 \times 3 + 0.01 \times 0.75)$$

$$= -22.80\,P + 7.22\,P = -15.58\,P$$

$$M_C = 53\,P\,(0.01 \times 0.75 + 0.126 \times 4 + 0.06) +$$

$$+ 38.5\,P\,(\,0.152 \times 3 + 0.022 \times 0.75\,) = 52.38\,P + 18.2P =)$$

$$M_C = 70.58\,P$$

$$V_{B\ der.} = 4P \times 0.4 + P \times 0.136 - \frac{70.58\,P + 15.58\,P}{53}$$

$$= 1.736\,P - 1.630\,P = 0.106\,P$$

$$V_{B\ der.} = 0.106\,P$$

$$V_{0.6L_2} = -(\,0.75\,P + 4\,P\,) + 0.106\,P = -4.75P + 0.106P = -4.644\,P$$

$$\underline{V_{0.6L_2} = -4.644\,P}$$

El valor de la fuerza cortante en $0.4L$ es el mismo que el encontrado par $0.6\ L_2$, unicamente de diferente signo :

$$V_{0.4L_2} = +4.644\,P$$

RESUMEN DE FUERZAS CORTANTES MAXIMAS POR CARGA VIVA + IMPACTO

$V_A = +4.50\,P$

Nerv. Central : $V_A = 4.50 \times 3000 \times 2.44 \times 1.31 = 43000$ lb. $= 19500$ Kg.

Nerv. Lateral : $V_A = 4.50 \times 3000 \times 1.38 \times 1.31 = 24400$ lb. $= 11100$ Kg.

$V_{0.4L_1} = +1.937\,P$

Nerv. Central : $V_{0.4L_1} = 1.937 \times 9560 = 18550$ lb. $= 8400$ Kg.

Nerv. Lateral : $V_{0.4L_1} = 1.937 \times 5420 = 10500$ lb. $= 4760$ Kg.

$V_{0.6L_1} = -3.917\,P$

Nerv. Central : $V_{0.6L_1} = -3.917 \times 3000 \times 2.44 \times 1.23 = -35200$ lb.

$= -16\,000$ Kg.

Nerv.Lateral $V_{0.6L_1} = -3.917 \times 3000 \times 1.38 \times 1.23 = -19900$ Lb.
$= -9100$ kg.

$V_{B\ izq.} = -4.547\ P$

Nerv.Central : $V_{Bi} = -4.547 \times 9000 = -40900$ lb. $= -18600$ Kg.

Nerv.Lateral : $V_{Bi} = -4.547 \times 5090 = -23200$ lb. $= -10500$ Kg.

$V_{Bder.} = +5.779\ P$

Nerv.Central : $V_{Bd} = 5.779 \times 9000 = 52\ 000$ lb. $= 23\ 700$ Kg.

Nerv. Lateral : $V_{Bd} = 5.779 \times 5090 = 29\ 400$ lb. $= 13\ 300$ Kg.

$V_{0.4L_2} = 4.644P$

Nerv. Central : $V_{0.4L_2} = 4.644 \times 9000 = 41800$ lb. $= 19\ 000$ Kg.

Nerv. Lateral : $V_{0.4L_2} = 4.644 \times 5090 = 23700$ lb. $= 10750$ Kg.

$V_{0.6L_2} = -4.644\ P$

Nerv. Central : $V_{0.6L_2} = -41\ 800$ lb. $= -19\ 000$ Kg.

Nerv. Lateral : $V_{0.6L_2} = -23\ 700$ lb. $= -10\ 750$ Kg.

TRAMO	SECCION	FUERZA CORTANTE EN KG. carga muerta	carga viva + I	total
		NERVADURA CENTRAL		
1	apoyo A	9270	19500	28770
	$0.4L_1$	- 3160	8400	5240
	$0.6L_1$	- 9400	- 16000	- 25400
	Apoyo B	- 21880	- 18600	- 40480
2	Apoyo B	22740	23700	46440
	$0.4L_2$	4560	19000	23560
	$0.6L_2$	-4560	- 19000	- 23560
	Apoyo C	- 22740	- 23700	- 46440
		NERVADURA LATERAL		
1	Apoyo A	9270	11100	20370
	$0.4L_1$	- 3160	4760	1600
	$0.6L_1$	- 9400	- 9100	- 18500
	Apoyo B	-21880	- 10500	- 32380
	Apoyo B	22740	13300	36040
	$0.4L_2$	4560	10750	15310
	$0.6L_2$	- 4560	- 10750	- 15310
	Apoyo C	-22740	- 13300	- 36040

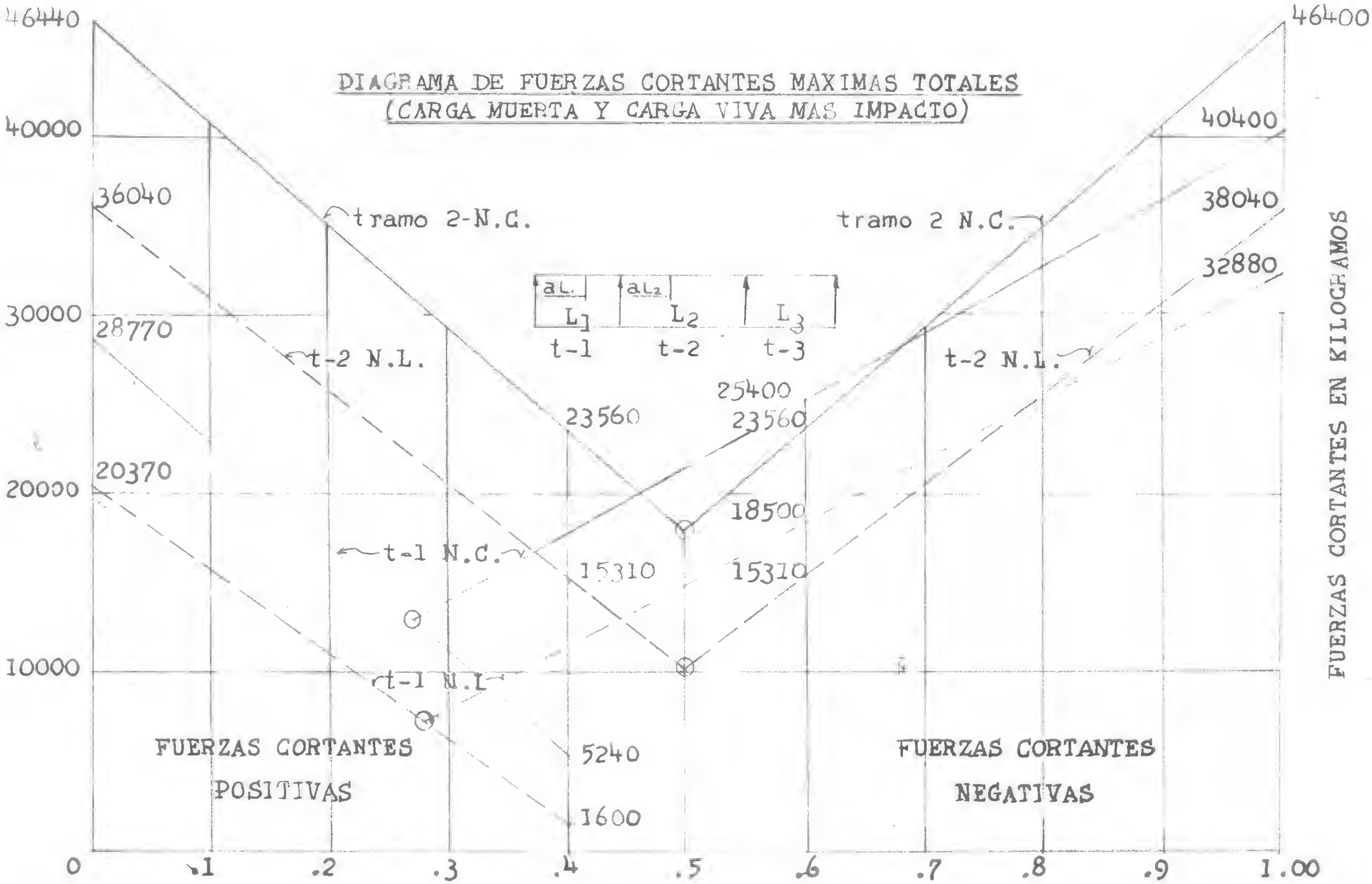


DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES MAXIMAS TOTALES
(CARGA MUERTA Y CARGA VIVA MAS IMPACTO)
46440
40000
36040
30000
28770
20000
20370
10000
0
.1
.2
.3
.4
.5
.6
.7
.8
.9
1.00
46400
40400
38040
32880
tramo 2-N.C.
tramo 2 N.C.
aL1
aL2
L1
L2
L3
t-1
t-2
t-3
t-2 N.L.
t-2 N.L.
25400
23560
23560
18500
t-1 N.C.
15310
15310
t-1 N.L.
5240
1600
FUERZAS CORTANTES POSITIVAS
FUERZAS CORTANTES NEGATIVAS
FUERZAS CORTANTES EN KILOGRAMOS

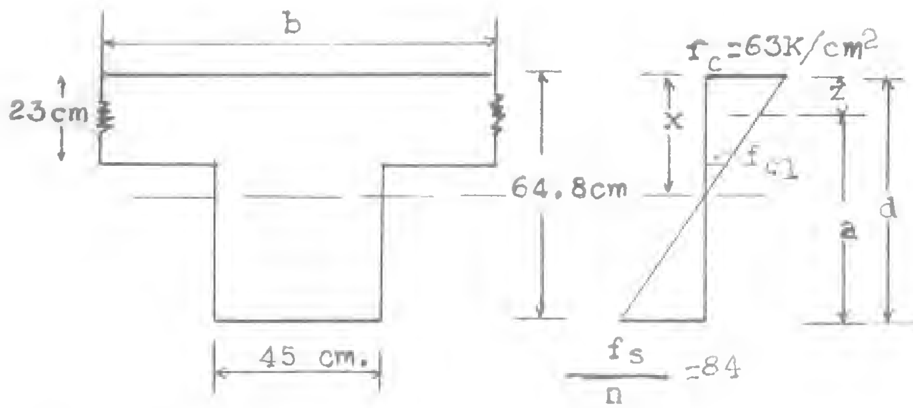
-a-

DETERMINACION DE REFUERZO NECESARIO POR MOMENTO

NERVADURA CENTRAL :

Sección $0.35\ L_1$ ..... $M = 5\ 980\ 000$ Kg.cm $d = 64.8$ cm.

El criterio que se seguirá en el proyecto de esta viga " T " se basa en la suposición de que las fatigas del concreto y del acero son simultáneas; el ancho del patín es entonces incógnita y está fijado por el valor de la fatigas.



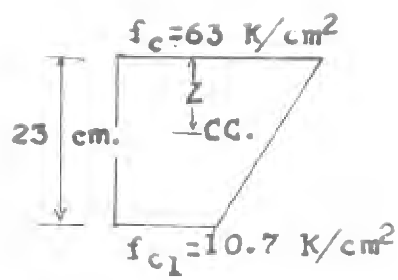
Posición de la fibra neutra :

$$x = 63\ \frac{64.8}{147} = 27.70 \text{ cm.}$$

$$f_{c1} = 63\ \frac{4.70}{27.7} = 10.70 \text{ Kg/cm}^2$$

Posición del centro de compresión :

$$Z = \frac{23}{3}\ \frac{63 + 2 \times 10.70}{63 + 10.70} = 8.80 \text{ cm.}$$



Brazo del par :

$$a = d - Z = 64.80 - 8.80 = 56.00$$

Compresión total = tensión total

$$C = T = \frac{M}{a} = \frac{5\ 980\ 000}{56} = 106\ 500 \text{ Kg} \ ; \ A_s = \frac{T}{f_s} = \frac{106\ 500}{1265} = 84 \text{ cm}^2$$

Ahora se valuará la compresión de una rebanada unitaria de patín (1 cm. de longitud)

$$C_u = \frac{f_c + f_{c1}}{2} t \times 1 \text{ cm.} = \frac{63 + 10.70}{2} 23 = 846$$

$C_u \times B = C$ de donde

$$b = \frac{C}{C_u} = \frac{108\,500}{846} = 126 \text{ cm.}$$

Como el valor mínimo de b por especificación es L/4 = 11.73/4 = 2.94 m el, obtenido está correcto.

SECCION 0.4 L_1

Este cálculo se hará extensivo para la sección 0.38 L_1 por tener momentos casi iguales y características geométricas idénticas.

Siguiendo la misma secuela anterior se tiene:

a = 56 cm C= T = 6 080 000/56 = 108 500 Kg.

A_s = 108 500 /1265 = 86 cm^2

Compresión unitaria : C_u = 846 Kg.

b = C/C_u = 108 500 / 846 = 128 cm (< 294)

SECCION 0.70 L_1

d = 78.90 cm. M = 4 300 000 Kgcm.

a = d-Z = 78.90-8.80 = 69.10 cm.

C = T = 4 300 000/69.10 = 62 000 Kg.

$A_s = T/f_s$ = 62 000 /1265 = 49 cm^2

Compresión Unitaria : C_u = 846 Kg.

Ancho del patín : b = 61 800/846 = 73 cm (< 294)

Diseño para momento negativo :

M = — 2 900 000

En este caso la viga ya no trabaja como " T " sino como rectangular :

$$A_s = \frac{M}{f_s j\, d} = \frac{2\,900\,000}{1265 \times 0.858 \times 78.9} = 34 \text{ cm}^2 \ (-)$$

SECCION 1.00 L_1

Apoyo B

A_s = 78 cm (ya se había calculado)

SECCION $0.2L_2$

$M = -3\ 800\ 000$ Kg. cm.

$A_s = M/f_s j\ d = 3\ 800\ 000 / 1265 \times 0.858 \times 96.1 =$

$A_s = 36.30\ cm^2$ (-)

SECCION $o.5L_2$

$M = 4\ 800\ 000$ Kg. cm. $\quad d = 64\ 80$ cm.

$a = 64.8 - 8.8 = 56$ cm.

$C = T = M/a = 4\ 800\ 000 / 56 = 85\ 600$ Kg.

$A_s = T/f_s = 85\ 600 / 1265 = 67.80\ cm^2$

$A_s = 67.80\ cm^2$

SECCION 0.8 y $0.2\ L_2$

$M = 4\ 420\ 000$ Kg. cm $\quad d = 96.10$

$a = 96.10 - 8.8 = 87.30$

$C = T = 4\ 420\ 000 / 87.30 = 50\ 500$ Kg.

$A_s = T/f_s = 50500/1265 = 40\ cm^2$

$M = -4\ 080\ 000$ Kg.cm.

$A_s = M/f_s j\ d = 4\ 080\ 000 / 1265 \times 0.858 \times 96.10 =$

$A_s = 39\ cm^2$ (-)

SECCION $1.00L_2$ (APOYO C)

$M = -12\ 930\ 000$ Kg.cm $\quad d = 152$ cm.

$A_s = M/f_s j\ d = 12\ 930\ 000 / 1265 \times 0.858 \times 152 =$

$A_s = 78\ cm^2$ (-)

N E R V A D U R A   C E N T R A L

SECCION	MOMENTO M en Kg.cm.	PERALTE d en cm.	A_s cm^2	N°DE VARILLAS Ø 1 abajo +M	arriba −M
0.00 L_1	0	0	0	0	0
0.10	3 150 000	64.8	44.502	9	
0.20	4 700 000	"	66.00	13	
0.35	5 980 000	"	84.80	17	
0.38	6 060 000	"	86.00	17	
0.40	6 080 000	"	86.00	17	
0.70	4 300 000	78.9	49.00	10	
0.70	−2 900 000	"	34.00		7
0.80	−6 250 000	96.3	60.00		12
0.90	−9 500 000	120.8	72.00		14
1.00L_1	−12 930 000	152.0	78.00		16
--------- X ---------					
0.00L_2	-12 930 000	152.0	78.00		16
0.10	- 8 700 000	121.0	66.00		13
0.20	4 420 000	96.1	40.00	8	
0.20	- 4 080 000	"	39.00		8
0.50	4 800 000	64.8	67.80	14	
0.80	4 420 000	96.1	40.00	8	
0.80	4 080 000	96.1	39.00		8
1.00L_2	-12 930 000	152.00	78.00		16

DISEÑO DEL REFUERZO A LA TENSION DIAGONAL

NERVADURA CENTRAL :

El diseño del acero que tomará los esfuerzos provocados por la tensión diagonal se hará siguiendo el procedimiento norteamericano que permite al concreto tomar una parte del esfuerzo cortante determinado por la expresión siguiente :

$$v_c = 0.02\ f'_c = 0.02 \times 140 = 2.80\ \text{Kg./cm}^2$$

Primeramente se hará rl diseño con sólo estribos a reserva de usar después el acero de tensión como refuerzo a la tensión diagonal en aquellos lugares en que se puedan doblar las varillas eliminando así algunos estribos.

Haciendo uso del diagrama de fuerzas cortantes se tiene :

DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES
N.C.

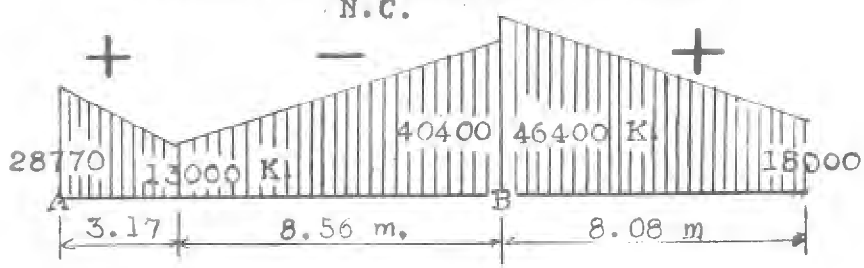


DIAGRAMA DE ESFUERZOS CORTANTES
N.C.

$$v = \frac{V}{b\ j\ d}$$

$v_1 = 28770 / 45 \times 0.858 \times 84.8 = 28770 / 3280 = 8.75\ \text{Kg/cm}^2$

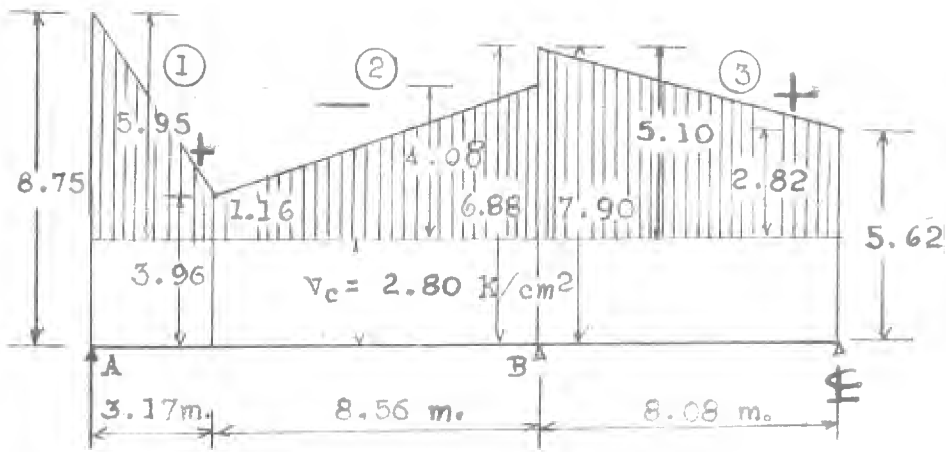
$v_2 = 13\ 000 / 3280 = 3.96\ \text{Kg./cm}^2$

$v_3 = 40\ 400 / 45 \times 0.858 \times 152 = 40400/5870 = 6.88\ \text{Kg/cm}^2$

$v_4 = 46\ 440 / 5870 = 7.90\ \text{Kg./cm}^2$

$v_5 = 18\ 000 / 3200 = 5.62$

DIAGRAMA DE ESFUERZOS CORTANTES



La parte sombreada es la que se va a reforzar pues el resto del esfuerzo lo toma el concreto como se expuso al principio.

Las fuerzas que deben tomar los estribos son las siguientes :

$$T_1 = (5.95 + 1.16) \frac{317}{2} 45 = 80\ 700 \text{ Kg.}$$

$$T_2 = (4.08 + 1.16) \frac{856}{2} 45 = 101\ 000 \text{ Kg.}$$

$$T_3 = (5.10 + 2.82) \frac{808}{2} 45 = 144\ 000 \text{ Kg.}$$

CAPACIDAD DE LOS ESTRIBOS

Se usarán estribos en forma de W de una sola pieza por ser más económicos ~~por ser~~ que los formados de varias y además su colocado es más sencillo.

Debido a la sección determinada para las trabes la altura de los estribos irá variando de acuerdo con el peralte efectivo de las mismas.

El esfuerzo de que es capaz cada estribo depende de su sección activa y de su resistencia unitaria; la sección efectiva de un estribo W es cuatro veces su sección normal considerando que son cuatro las ramas que trabajan a tensión.

Se ha creido conveniente aceptar como resistencia unitaria a la tensión en el acero de refuerzo a la tensión diagonal el 75 % de la resistencia del acero a la tensión producida por flexión ; esto se hace por dos motivos; en primer lugar para disminuir la magnitud de las grietas de tensión diagonal y en segundo porque la longitud de anclaje que tiene el estribo para desarrollar su esfuerzo, es generalmente reducida.

Por consiguiente la capacidad de un estribo de forma [illegible] es la siguiente :

$$t = 4\ A_s \times 0.75\ f_s$$

Usando varilla de Ø [illegible]" $A_s = 1.22\ cm^2$

$$t = 4 \times 1.22 \times 0.75 \times 1265 = 4640\ Kg.$$

Número de estribos :

$$n = T/t$$

$n_1 = 50\ 700 / 4640 \doteq 11$ estribos de Ø [illegible]"

$n_2 = 101000 / 4640 \doteq 22$ " " "

$n_3 = 144000 / 4640 \doteq 31$ " " "

Distancias sucesivas de los estribos, a partir del apoyo A

Zona (1)   1 a 15 cm , 5 a 20 cm , 6 a 30 cm.

Distancias sucesivas de los estribos, a partir del apoyo B y hacia la izquierda :

Zona (2) 3 a 20 cm. 4 a 32 cm. 4 a 36 cm. 4 a 39 cm. 4 a 42 cm. 3 a 45 cm

Distancias sucesivas de los estribos, a partir del apoyo B y hacia la derecha :

Zona (3) 5 a 23 cm 5 a 24 cm. 5 a 25 cm. 5 a 26 cm. 5 a 27 cm 5 a 28 cm.

Nota : La separación de los estribos se determinó por medio de gráficas.

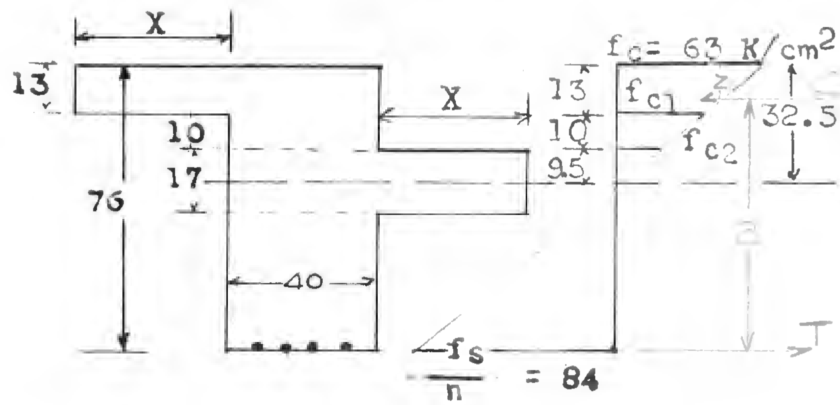
DETERMINACION DEL REFUERZO NECESARIO POR MOMENTO

NERVADURA LATERAL ;

Para la determinación del refuerzo de tensión en las nervaduras laterales se seguirá el mismo criterio empleado para la trabe central ;es decir, se supondrá que las fatigas de los materiales son simultáneas; el ancho del patín es la incógnita y está fijado por el valor de las fatigas.

SECCION e.35 L_1

$M = 4\,110\,000$ Kg. cm. $\quad d = 76$ cm.



$$kd = 63 \; \frac{76}{147} = 32.5 \text{ cm.}$$

$f_{c1} = 19.5 \times 63/32.5 = 37.80$ Kg/cm² ; $f_{c2} = 9.5 \times 63/32.5 = 18.4$

$Z = 32.5/3 = 10.80$; Brazo del par: $a = d - Z$

$$a = 76 - 10.80 = 65.20 \text{ cm.}$$

$C = T = M/a = 4\,110\,000 / 65.2 = 63\,000$ Kg.

$A_s = T/f_s = 63\,000 / 1265 = 48.80$ cm²

Se pondrán 10 varillas Ø 1" (A_s = 5 .30 cm²)

Ancho del patín :

$$C = \frac{63 + 37.8}{2}\, 13\,(x+40) + \left(\frac{18.4 \times 9.5}{2}\right)(x+40) + \left(\frac{37.8+18.4}{2}\right)400 =$$

$$= 655(x+40) + 87.5(x+40) + 11240 =$$

$$= 742.5(x+40) + 11240 = 742.50\,x + 40940$$

$$C = 742.5\,x + 40940 \quad \ldots\ldots (1)$$

Igualando el valor de (1) con el obtenido anteriormente (C = 63 000 Kg.) se tiene :

$742.5\ x + 40940 = 63\ 000$ de donde, $x = \dfrac{63000 - 40940}{742.5} = 31$ cm.

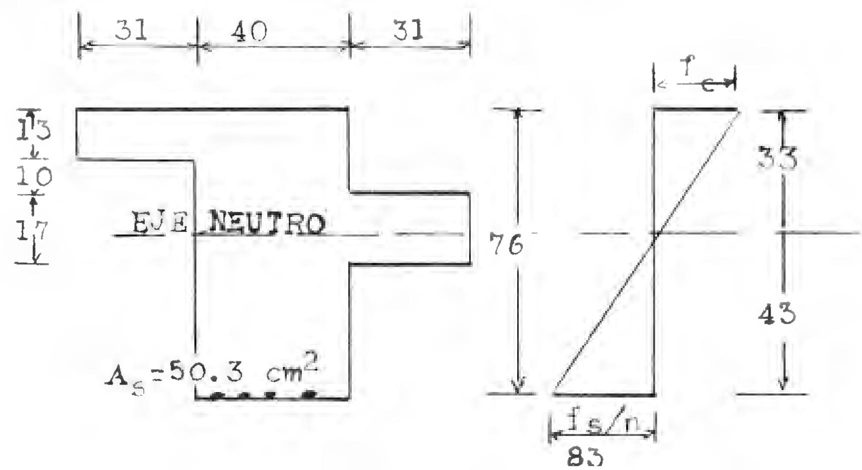
$b = 40 + 2\ x = 40 + 62 = 102$ cm.

Haciendo válidas las especificaciones del Joint Committee referentes a vigas T, para esta sección particular, se considera aceptable el valor de b.

$102 < l/2 = 354.5/2 = 177.25$

VERIFICACION DE LAS FATIGAS :

Conocidos todos los datos de la sección, se puede hacer uso de la sección transformada para localizar la fibra neutra y verificar los valores de las fatigas.



Se tomarán momentos de la sección transformada con respecto a la fibra neutra :

$71 \times 13\ (kd-6.5) + 10 \times 40\ (kd-18) + 71 \times 17\ (kd-31.5) =$

$= 15 \times 50.30\ (76-kd)$

$923\ kd - 6000 + 400\ kd - 7200 + 1210\ kd - 38100 = 57300 - 755 kd$

$3288\ kd = 108600$ de donde $kd = 33$ cm.

$z = kd/3 = 33/3 = 11$ cm. $\quad a = d-z = 76 - 11 = 65$ cm.

$f_s = M/f_s j\ d = 4\ 110\ 000/65 \times 50.30 = 1250\ Kg./cm^2$

$f_c = 33 \times 83/43 = 63.80\ Kg/cm^2$

Como puede apreciarse, el valor de las fatigas f_s y f_c es completamente aceptable.

SECCION 0.40 L_1

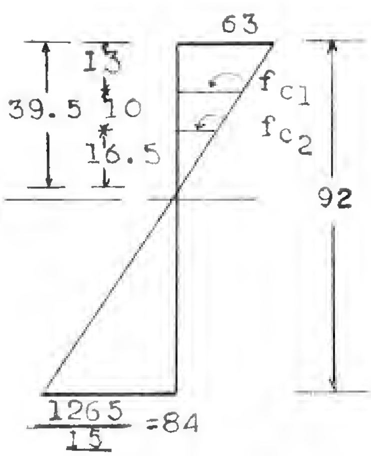
$M = 4\ 130\ 000$ Kg. cm. $d = 76$ cm.

Como las características de esta sección difieren muy poco de las de la anterior, se dejará la misma área de refuerzo.

$A_s = 50.30\ cm^2$ (10. varillas ⌀ 1")

SECCION 0.70 L_1

$M = 2\ 040\ 000$ Kg.cm. $d = 92$ cm.



$kd = 63 \times 92/147 = 39.50$ cm.

$f_{c_1} = 26.5 \times 63/39.5 = 42.25\ K/cm^2$

$f_{c_2} = 16.5 \times 63/39.5 = 26.30$ "

$z = kd/3 = 39.5/3 = 13.16$ cm.

$a = d - z = 92 - 13.16 = 78.84$ cm.

$C = T = M/a = 2\ 040\ 000\ /78.84 =$

$C = T = 25900$ Kg.

$A_s = T/f_s = 25900/1265 = 20.50\ cm^2$

Se pondrán 4 varillas ⌀ 1"

Ancho del patín :

$$C = \left(\frac{63 + 42.25}{2}\right) 13\ (x + 40) + \left(\frac{26.3 \times 16.5}{2}\right)(x + 40) +$$
$$+ \left(\frac{46.25 + 26.30}{2}\right) 400$$

$C = 902\ x + 50590$: igualando este valor al antes obtenido

para C : $902\ x + 50590 = 25900$

de donde $x = 24690/902 = 27$ cm.

$b = 40 + 2\ x = 40 + 54 = 94$ cm. ($<$ 177.25 cm)

SECCION 0.70 L_1 (momento negativo)

$M = -\ 2\ 015\ 000$ Kg.cm. $d = 92$ cm.

$A_s = M\ /f_s j\ d = 2\ 015\ 000\ /1265 \times 0.858 \times 92 = 20.10$

Se pondrán 4 varillas ⌀ 1" (20.12 cm^2)

SECCION 1.00 L_1

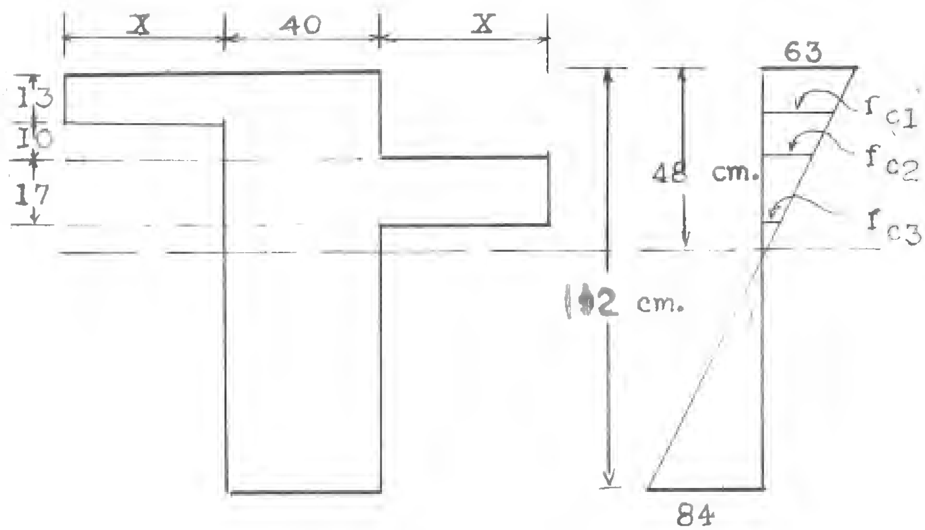
$M = -10\ 110\ 000$ Kg.cm. $\quad d = 175$ cm.

$A_s = M/f_s j\ d = 10\ 110\ 000/1265 \times 0.858 \times 175 =$

$A_s = 53.20\ cm^2$... 11 varillas Ø 1" ($55.60\ cm^2$)

SECCION 0.20 L_2

$M = 2\ 170\ 000$ Kg.cm. $\quad d = 112$ cm.



Posición de la fibra neutra :

$kd = 63 \times 112/147 = 48$ cm.

Posición del centro de compresión :

$f_{c3} = 8 \times 63/48 = 10.50\ Kg/cm^2$

$Z = \frac{40}{3}\ \frac{63 + 2 \times 10.50}{63 + 10.5} = 15.30$ cm.

$a = d - Z = 112 - 15.30 = 96.70$

$C = T = M/a = 2\ 170\ 000/96.70 = 22400$ Kg.

$A_s = T/f_s = 22400/1265 = 17.70\ cm^2$

Se pondrán 4 varillas Ø 1"

Ancho del patín:

$f_{c1} = 35 \times 63/48 = 46.00\ Kg/cm^2$

$f_{c2} = 25 \times 63/48 = 32.80\ Kg/cm^2$

$$C = \left(\frac{63 + 46}{2}\right) 13 \,(x + 40) -- \frac{32.8 + 10.50}{2}\, 17\,(x + 40) +$$

$$+ \left(\frac{46 + 32.8}{2}\right) 400 = 710(x+40) + 368(x+40) + 15760$$

$$C = 1078\,(x + 40) + 15760 = 1078\,x + 58880$$

Igualando los valores obtenidos de C :

$$1078\,x + 58880 = 22400$$

$$x = 36480/1078 \doteq 34$$

$b = 40 + 2x = 40 + 68 = 108$ cm. ($<$ 177.25 cm.)

SECCION $0.2L_2$ (momento negativo)

$M = -2\,650\,000$ Kg.cm. $d = 112$ cm.

$A_s = M/f_s jd = 2\,650\,000/1265 \times 0.858 \times 112 = 21.8\ cm^2$

Se pondrán 5 varillas ϕ1"

SECCION $0.5\ L_2$

$M = 3\,560\,000$ Kg.cm. $d = 76$ cm.

$kd = 63 \times 76/147 = 32.50$ cm.

Nota : este cálculo es idéntico al de la sección $0.35L_1$ excepto por lo que respecta al área de acero.

$A_s = M/f_s a = 3\,560\,000/1265 \times 65.2 = 43.20\ cm^2$

Se pondrán 9 varillas ϕ 1" (45.27 cm^2)

SECCION 0.8 L2

$M = 2\,170\,000$ $d = 112$

$A_s = M/a\,f_s = 2\,170\,000 / 96.70 \times 1265 = 17.70\ cm^2$

4 varillas ϕ 1" ($A_s = 20.12\ cm^2$)

SECCION $0.8\ L_2$ (momento negativo)

$M = -\ 2\,650\,000$ Kg.cm. $d = 112$ cm.

$A_s = M/f_s j\,d = 2\,650\,000/1265 \times 0.858 \times 112 = 21.7\ cm^2$

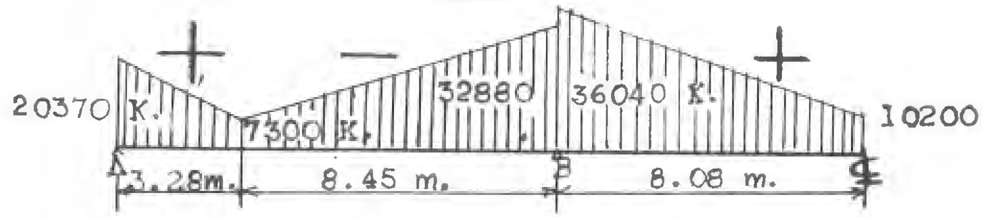
4 varillas ϕ 1"

TODOS LOS DETALLES DE ARMADO APARECEN EN EL PLANO GENERAL

DISEÑO DEL REFUERZO DE TENSION DIAGONAL

NERVADURA LATERAL :

DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES
N.L.



Determinación de los esfuerzos cortantes :

$v_c = 0.02\ f'_c = 0.02 \times 140 = 2.80\ Kg/cm^2$

$v = V / b\ j\ d =$

$v_1 = 20370/40 \times 0.858 \times 76 = 7.80\ Kg./cm^2$

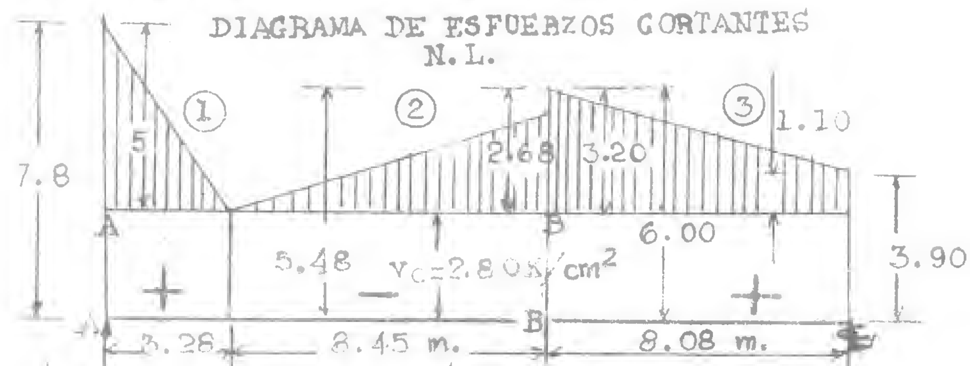
$v_2 = 7300/\ 2610 = 2.80\ Kg./cm^2$

$v_3 = 32880\ /40 \times 0.858 \times 175 = 32880/6000 = 5.48\ K/cm^2$

$v_4 = 36040\ /6000 = 6.00\ Kg/cm^2$

$v_5 = 10200\ /2610 = 3.90\ Kg/cm^2$

DIAGRAMA DE ESFUERZOS CORTANTES
N.L.



Fuerzas que deberán tomar los estribos :

$T_1 = 5 \times 328 \times 40\ /2 = 32800\ Kg.$

$T_2 = 2.68 \times 845 \times 40/2 = 45300\ Kg.$

$T_3 = \frac{(3.20 + 1.10)}{2}\ 808 \times 40 = 69500\ Kg.$

Capacidad de un estribo U de ½" de diámetro :

$$t = 4640 \text{ Kg.}$$

Número de estribos :

$$N = T/t$$

$$N_1 = 32800 / 4640 \doteq 7 \text{ estribos}$$

$$N_2 = 45300 / 4640 \doteq 10 \quad "$$

$$N_3 = 69500 / 4640 \doteq 15 \quad "$$

SEPARACION DE LOS ESTRIBOS :

Zona (1) Distancia de los estribos al apoyo A

12-40-64-100-132-180-256 cm.

Zona (2) Distancia de los estribos al apoyo B.

20-80-120-160-220-300-350-430-560-700 cm.

Zona (3) Distancia de los estribos al apoyo B

25-75-120-160-200-242-282-335-385-435-485-540-605-680-765 m.

APOYO O ASIENTO DE LAS TRABES

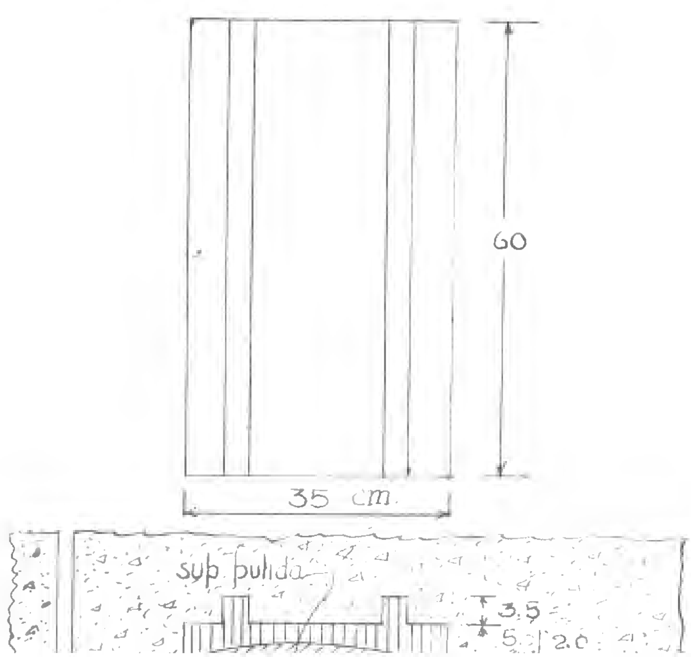
La elección del tipo de apoyo a asiento de las trabes sobre las pilas y estribos, se ha hecho después de revisar en algunos tratados de puentes las ventajas de duración y buen funcionamiento que han presentado después de largo tiempo de uso.

En el libro "Reinforced Concrete Bridges" de Taylor Thompson and Smulski, aconsejan los autores para puentes de claros como el que nos acupa, un apoyo que facilita la expansion y la libreo rotación al mismo tiempo ; su mecanismo es sumamente sencillo pues está compuesto de dos láminas de acero separadas por una capa de plomo; las primeras se amarran alestribo o pila por medio de dos filos del mismo material; la capa de plomo va suelta, es decir simplemente colocada sobre la lámina inferior.

El movimiento longitudinal, provocado por un cambio de temperatura, se realiza al resbalar la lámina superior de acero sobre la capa de plomo, pra esto, la cara en contacto con este último debe ir bien pulida. El moviemiento de rotación, originado al tomar la estructura una cierta flecha, se tremite al apoyo por mediod de la lámina superior, la que aplasta la capa de plomo facilitando de este maneras el movimiento.

Las dimensiones mínimas de las placas, para este caso son las que proporcionen una fatiga admisible sobre el concreto y al mismo tiempo amplitud para realizar todos los movimientos. En la figura puedenapreciarse las dimensiones dadas, 60 x 35 cm. con lo cual se obtiene una superficie de apoyo de 2100 cm^2 suficiente para no sobrepasar la fatiga de trabajo del concreto a la compresión.

DETALLE DEL APOYO



I N F R A E S T R U C T U R A

DISEÑO DE LAS PILAS :

Las pilas se diseñarán de concreto reforzado y del tipo que se muestra en la figura de la hoja siguiente.

Determinación de las cargas :

Peso propio

corona : $7.50 \times 0.70 \times 7.82 \times 2400 = 99\ 000$ Kg.

corona : $8 \times 0.30 \times 0.80 \times 2400 = 4\ 620$ "

base : $8 \times 0.50 \times 1.60 \times 2400 = 15\ 400$ "

$119\ 020$ Kg.

$\underline{P_p = 119\ 020 \text{ Kg.}}$

Carga muerta (superestructura)

$P_m = 3 \times 44620 = 133\ 860$ Kg.

$\underline{P_m = 133\ 860 \text{ Kg.}}$

Carga viva + impacto

$P_{v+I} = 2 \times 23800 + 42300 = 89\ 900$ Kg.

$\underline{P_{v+I} = 89\ 900 \text{ Kg.}}$

$P_m + P_v + I = 133\ 860 + 89\ 900 = 223\ 760$ Kg.

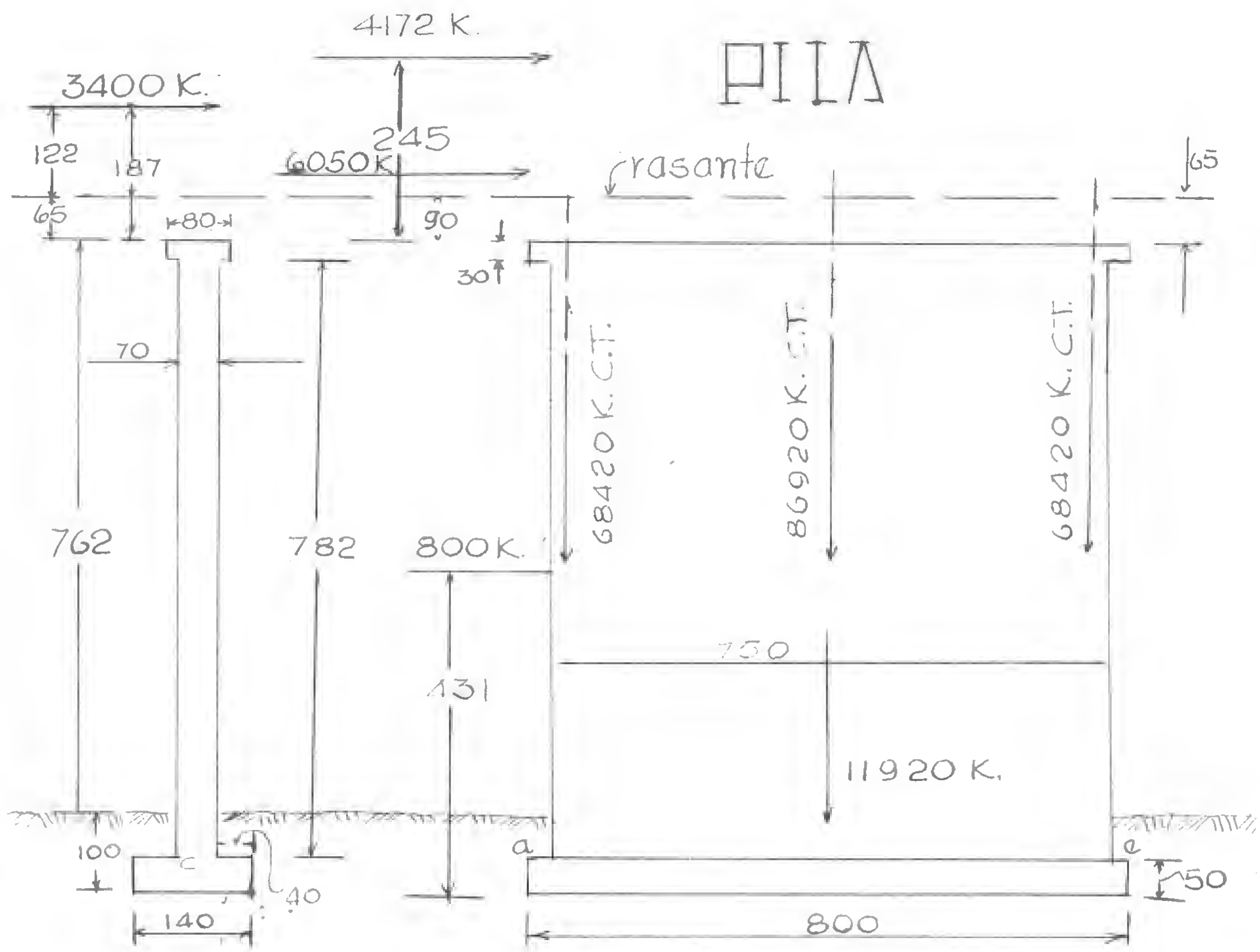
FUERZA DEL VIENTO :

sobre la estructura:

Recomiendan las especificaciomes que se tome una carga de 150 Kg/m^2 (30 lb/pie^2) sobre 1.5 veces la proyección vertical de la estructura y sobre 0.5 el área vertical de las vigas que excedan de dos. Se tomará como zona de influencia del viento sobre cada pila la comprendida entre centros de claros contiguos.

$$P_{se} = 16.74 \times 1.5 \times 150 + 1.5 \times 14 \times 0.40 \times 1.50$$

$$+ 13.65 \times 0.80 \times 150 = 6050 \text{ Kg.}$$


PILA
4172 K.
3400 K.
245
6050 K.
rasante
122
187
65
80
90
30
65
70
762
782
800 K.
68420 K. C.T.
86920 K. C.T.
68420 K. C.T.
750
431
11920 K.
100
c
40
140
a
e
50
800

Viento sobre la carga viva :

Según las especificaciones, se debe considerar una carga de 298 Kg./m (200 lb./pie) con punto de aplicación a 1.80m (6 pies) arriba de la rasante .

$$P_{W_V} = 298 \times 14 = 4172 \text{ Kg.}$$

Viento sobre la pila :

$$P_{W_p} = 7.62 \times 0.70 \times 150 = 800 \text{ Kg.}$$

El punto de aplicación esta a 3.81 abajo de la corona.

SUMA DE CARGAS VERTICALES :

$$\sum P_V = 2 \times 68420 + 86920 + 119\ 020 = 342\ 780 \text{ Kg.}$$

Presión uniforme sobre el terreno :

$$\frac{P}{A} = \frac{\sum P_V}{A} = \frac{342\ 780}{800 \times 140} = 3.06 \text{ Kg/cm}^2$$

El momento que tiende a volcar la pila tiene el siguiente valor:

$$M = 4172 \times 11.07 + 6050 \times 9.52 + 800 \times 4.31 = 107\ 148 \text{ Kg.m.}$$

$$\underline{M = 107\ 148 \text{ Kg.m.}}$$

Momento de inercia de la base con respecto a su eje centroidal :

$$I = b\,h^3/12 = 140 \times 800^3/12 = 364 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

Distancia del eje de rotación a la fibra más alejada :

$$v = 800/2 = 400 \text{ cm.}$$

Valores de la fatiga en los bordes de la base; puntos a y e .

$$f_a = P/A - M\,v/I = 3.06 - 107\ 148 \times 400/364 \times 10^6$$

$$f_a = 3.060 - 0.118 = 2.94 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_e = P/A + M\,v/I = 3.06 + 0.115 = 3.18 \text{ Kg/cm}^2$$

ANALISIS DE LA SECCION TRANSVERSAL

Fuerza de tracción :

Esta fuerza de tracción que se considera actuando longitudinalmente se toma como medida de previsión contra los paros bruscos de la carga viva sobre el puente. Para los cálculos se estima en un 10 % de la carga viva sobre la estructura y su punto de aplicación a 1.22 m (4') sobre el piso.La parte del tren de camiones que ocupa el puente, esta formado por un camión de 15 ton.inglesas (13 600 Kg.) y dos de 11¼ ton (10200 Kg.)

$$W = 13600 + 20400 = 34\ 000\ Kg.$$

$$0.1W = 3400\ Kg.$$

Momento con respecto al plano inferior de la base :

$$M = 3400 \times 10.49 = 35700\ Kg.m.$$

La fatiga máxima por tracción tiene el valor siguiente :

$$v = 70\ cm. \quad I = 800 \times 140^3/12 = 18.4 \times 10^6$$

$$f = M\ v\ /I = 35700 \times 70\ /18.4 \times 10^6 = 0.136\ Kg/cm^2$$

Sumando este último valor al máximo obtenido en el análisis longitudinal se obtiene la fatiga total máxima sobre el borde de la base.

$$f_{t_{máx}} = 3.18 + 0.136 = 3.316\ Kg/cm^2$$

Las dimensiones asumidas para el cimiento fueron aceptables ya que el valor de la fatiga obtenida es menor de 4.88 K/cm^2 fijada como máxima permisible.

Momento en la sección CC del cimiento :

$$M_{CC} = 3.316 \times 100 \times 40 \times 20 - (0.40 \times 0.50 \times 2400)20$$

$$M_{CC} = 265\ 000 - 9600 = 255\ 400\ Kg.cm.$$

$$A_s = M/f_s j\ d \ldots\ldots\ j = 0.858 \ldots\ d = 42\ cm.$$

$$A_s = 255\ 400\ /1265 \times 0.858 \times 42 = 5.60\ cm^2$$

Se pondrán varillas de Ø ½" 20 cm. c. a c.

Refuerzo por temperatura :

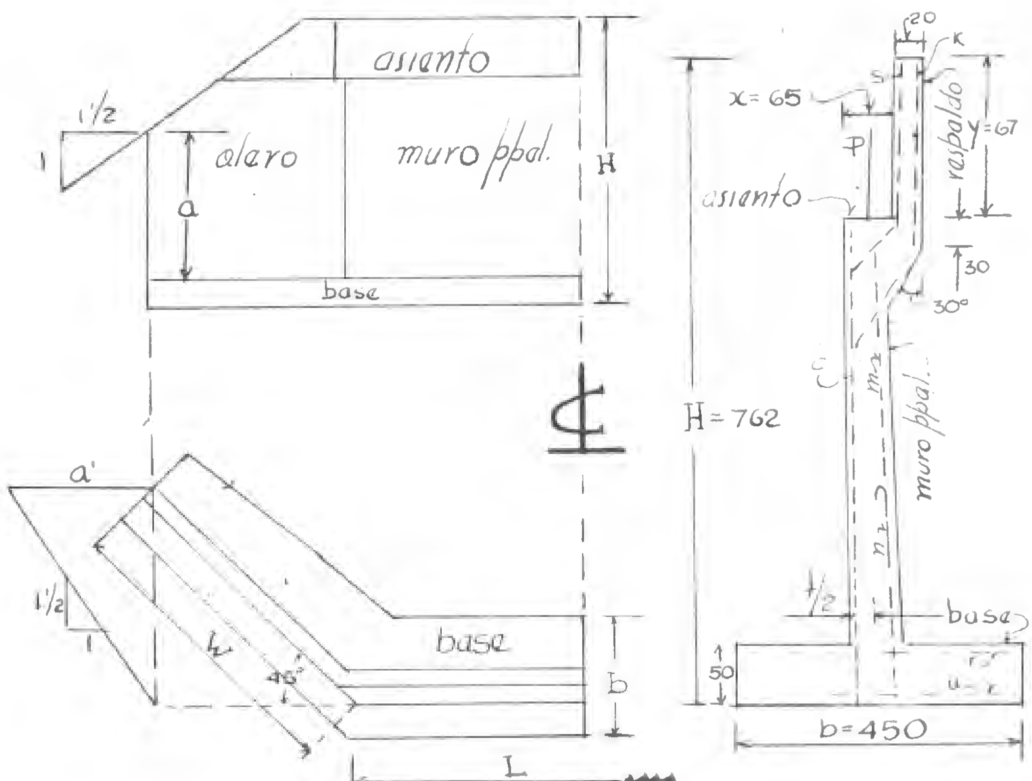
$$A_s = 0.003\ b\ h = 0.003 \times 100 \times 50 = 15\ cm^2$$

Todos los detalles restantes aparecen en el plano general.

DISEÑO DE LOS ESTRIBOS :

Los estribos también se diseñarán de concreto reforzado y de tipo cantilever; como puede verse en la figura, el muro vertical viene siendo un cantilever sostenido por una losa que constituye el pedestal o base del estribo.

La longitud L del muro principal será de 8 m. y el ancho X del asiento de 65 cm. como puede verse en el detalle del apoyo. Se ha elegido un ancho para la base de 4.50 m.; la distanciad del muro principal al extremo de la base, o sea la parte volada tendrá una longitud de 1.90 m. La longitud W de las alas debe ser suficiente para impedir que el relleno deslice sobre el cauce; esto se satisface cuando a es iguala a a'



Diseño del muro :

Se comenzará por calcular la presión total que ejerce el rellemo sobre el muro; para esto se usará la fórmula de Coulomb que que da el valor de E en la forma siguiente :

$$E = \frac{w\,h^2}{2}\;\frac{\operatorname{sen}^2(\theta + \phi)}{\operatorname{sen}^2\theta \operatorname{sen}(\theta + z)\left\{1 + \sqrt{\dfrac{\operatorname{sen}(\phi - \int)\operatorname{sen}(\phi + z)}{\operatorname{sen}(\theta - \int)\operatorname{sen}(\theta + z)}}\right\}^2}$$

Las literales tienen el siguiente significado:

w = peso volumétrico de la tierra = 1800 Kg/m^3
h = altura del muro = 7.62 m.
θ = ángulo con la horizontal que forma la cara del muro en contacto cone el terraplén = 90^0
ϕ = ángulo de fricción interna de la tierra = 35^0
$\int$ = pendiente del terreno arriba del muro. = 0^0
z = coeficiente de frección entre la tierra y el concreto = 30^0

Poniendo valores a la ecuación anterior y generalizando para un valor cualquiera X de h , se tiene :

$$E = \frac{1800x^2}{2}\;\frac{\operatorname{sen}^2(90 - 35)}{\operatorname{sen}^2 90 \operatorname{sen}(90 + 30)\left(1 + \sqrt{\left(\dfrac{\operatorname{sen}(35-0)\operatorname{sen}(35+30)}{\operatorname{sen}(90-0)\operatorname{sen}(90+30)}\right)}\right)^2}$$

$$E = 900x^2 \frac{\operatorname{sen}^2 125^0}{\operatorname{sen}^2 90 \operatorname{sen} 120^0 \left\{1 + \sqrt{\dfrac{\operatorname{sen} 35 \operatorname{sen} 65}{\operatorname{sen} 90 \operatorname{sen} 120}}\right\}^2}$$

$$E = 900\,x^2 \frac{0.672}{0.866\left(1 + \sqrt{\dfrac{0.573 \times 0.906}{0.866}}\right)^2}$$

$$\underline{E = 147\,X^2}$$

Sobre carga :

Se llama sobre carga a la altura de tierra equivalente al peso de los vehículos colocados sobre el terraplén de acceso y muy próximas al estribo. En puentes como el que nos ocupa, proyectados para camiones de 13600 Kg. se acostumbra asignar una sobrecarga nula cuando se analicen secciones 7 m. o más, abajo de la rasante y de 1.20 m. para las secciones más próximas.

CON UN [illegible] DEL MURO " S "

z = ángulo que forma E con la horizontal = 30°

E_v = E sen30 = $147 X^2\ 0.50 = 73.50 X^2$

E_h = E cos 30 = $147 X^2\ 0.866 = 127 X^2$

$$\underline{E_v = 73.50 X^2} \qquad \underline{E_h = 127 X^2}$$

Momento en el plano de unión del muro con el pedestal o base :

X = sobre carga + (7.62 - 0.75)
= 1.20 + 6.87 = 8.07

$$M_1 = 127 \times \frac{8.07^3}{3} = 22\ 200 \text{ Kg.m.}$$

M_1 = 2 220 000 Kg.cm.

Suponiendo d = 70 cm. y analizando una faja de 100 cm. de ancho se tiene :

$j = 0.858, k = 0.427$ $\quad kd = 70 \times 0.427 = 29.89$

$a = d - kd/3 = 70 - 9.96 = 60.04$ cm.

$C = T = M/a = 2\ 220\ 000 / 60.04 = 36\ 800$ Kg.

Por otra parte, del triángulo de fatigas se tiene :

$f_c\ kd\ b/2 = C$ de donde $f_c = 2\ C / kd\ b$

Por consiguiente : $f_c = 2 \times 36800/29.89 \times 100 = 24.7$ Kg/cm²

Este valor está dentro de los límites permisibles.

$A_s = C/f_s = 36800/1265 = 29.00$ cm²

Se pondrán varillas Ø 1" a 16 cm c.a c.

El 50 % de las varillas se doblará en un punto donde donde el momento sea de la mitad del obtenido.

$$M = 127\ (x + 1.20)^3/3 = 11100$$

$$x \doteq 5.20$$

el resto de las varillas se prolongará hasta el asiento del estribo. (ver varillas m y n en la figura)

MOMENTO MAXIMO (en el plano de apoyo)

$M = 127\ x^3/3 \qquad x = 0.67 + 1.20 = 1.87$ m.

$$M = 127 \times 1.87^3/3 = 278 \text{ Kg.m.}$$

Suponiendo d = 20 cm. $kd = 0.427 \times 20 = 8.54$

$$a = d - kd/3 = 20 - 2.85 = 17.15$$

$C = T = M/a = 27800/17.15 = 1630$ Kg. $f_c = 2C/kd\ b$

$$f_c = 2 \times 1620/8.54 \times 100 = 3.82 \text{ Kg/cm}^2$$

Este valor es muy reducido, lo que se podría remediar rediciendo el espesor del respaldo, pero esto no es posible ya que está limitado por razones de construcción.

$$A_s = T/f_s = 1630/1265 = 1.29 \text{ cm}^2$$

Como este valor es muy pequeño se proporcionará el refuerzo con el área especificada por temperatura :

$$A_s' = 0.003\ b\ d = 0.3 \times 20 = 6 \text{ cm}^2$$

Se pondrán varillas de 3/82 de diámetro a 12 cm.c. a c.(var.K) Al frente de estas varillas marcadas con K en la figura, o sea en el otro paño del muro se han puesto otras del mismo diámetro y separación (var.S) para prevenir la posibilidad de un momento de sentido contrario ocasionado durante la construcción del puente.

DISEÑO DE LA BASE :

Se ha supuesto un ancho de base b= 3.00 m. La superestructura transmite las siguientes cargas :

Nervadura central :	carga muerta .... =	9270 Kg.
	carga viva + I =	19500 "
	carga total ..... =	28770 Kg.
Nervaduras laterales:	carga muerta......=	18540 Kg.
	carga viva + I =	22200 "
	carga total...... =	40740 Kg.

Descarga total : P = 28770 + 40740 = 69510 Kg.

$$P_t = 69510 \text{ Kg.}$$

Como la carga va distribuida sobre el estribo que tiene 8 m. de ancho, se dividirá entre 8 para analizar una faja de 1 m.

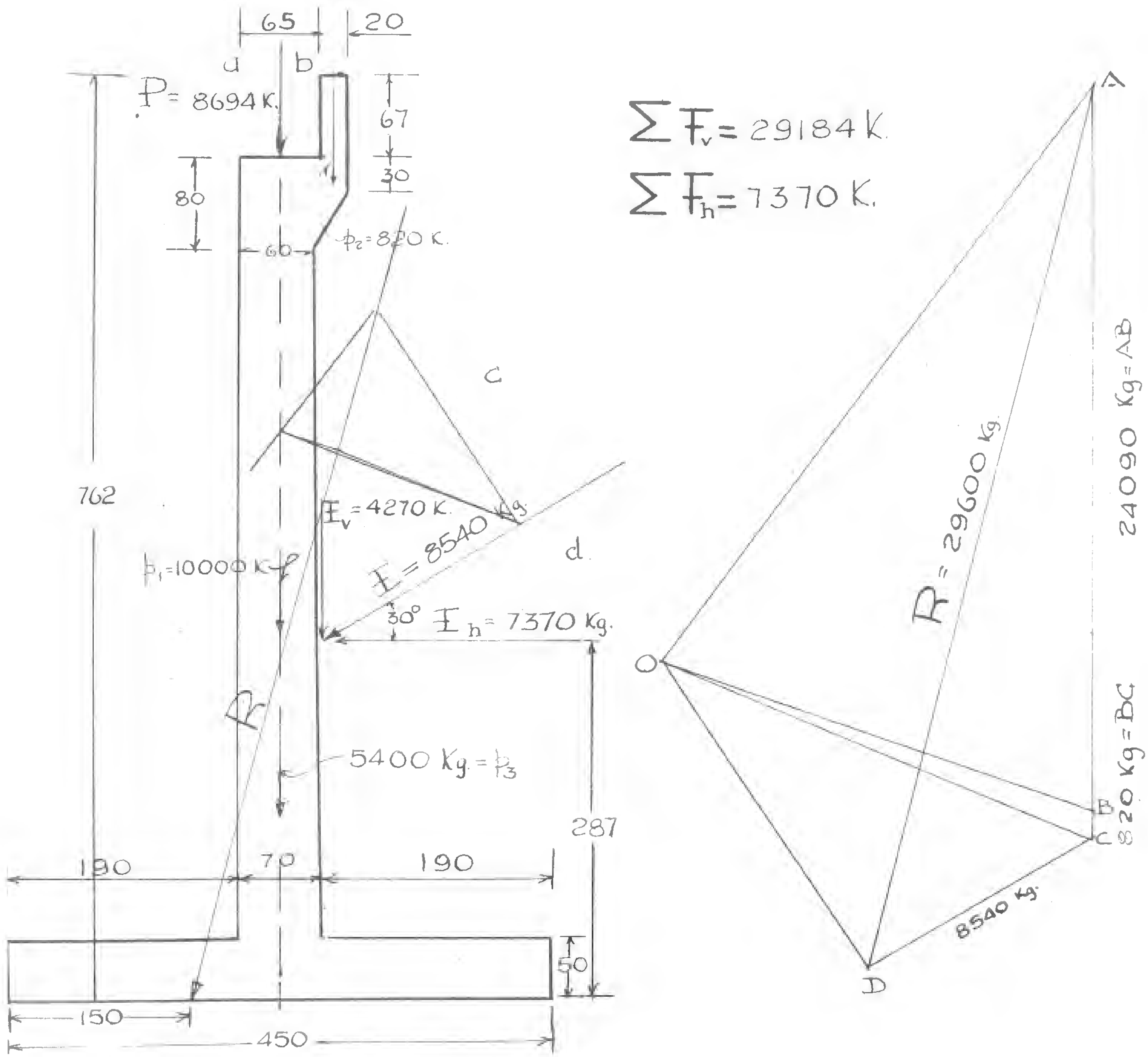
$$P_t/8 = 69510/8 = 8694 \text{ Kg.}$$

Peso propio del estribo :

muro principal: $p_1 = \{(70 + 0.60)645/2\}\ 2400 = 10\ 000$ Kg.

respaldo....... $p_2 = \{(1.77 + 0.97)0.25/2\}\ 2400 = 820$ Kg.

base........... $p_3 = 4.5 \times 0.3 \times 2400 = 5400$ Kg.



65
20
a
b
P= 8694 K.
67
30
80
60
p_2=820 K.
c
762
E_v=4270 K.
E = 8540 Kg.
d
p_1=10000 K
30°
E_h= 7370 Kg.
R
5400 Kg. = p_3
287
190
70
190
50
150
450
ΣFv = 29184 K.
ΣFh = 7370 K.
A
24090 Kg = AB
R = 29600 Kg.
O
820 Kg = BC
B
C
8540 Kg.
D

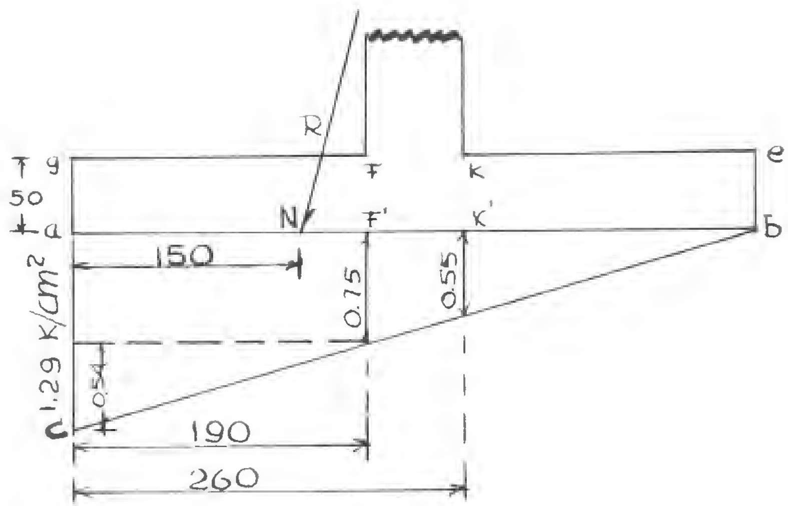
EMPUJE TOTAL DEL TERRAPLEN :

$$E = 147\ h^2 = 147 \times 7.62^2 = 8540\ \text{Kg.}$$

$$E_v = 73.5h^2 = 73.5 \times 7.62^2 = 4270\ \text{Kg.}$$

$$E_h = 127\ h^2 = 127 \times 7.62^2 = 7370\ \text{Kg.}$$

Gráficamente se han determindo la magnitud, sentido y posición de la resultante de todas las cargas ; como puede verse en la figura esta fuerza corta a la base en un punto distante 1.50 m. de la orilla con lo cual se consigue que la fibra neutra caiga en el borde de la base y el diseño resulte correcto.



Se sabe que la componente vertical de la resultante tiene por valor 28864 Kg. y que debe pasar por el centro de gravedad del triángulo abc; de lo expuesto se deduce que

$$(N\ b) = 2\ (Na) = 2 \times 1.50 = 3.00\ \text{m.}$$

Fatiga máxima de compresión :

$$\sum F_v = f_{máx} \frac{(ab)100}{2}$$

$$29184 = f_m \frac{450 \times 100}{2}$$

$$f_{máx} = \frac{2 \times 29184}{45000} = 1.29\ \text{Kg/cm}^2$$

Fatiga en la sección FF':

$$f_{FF'} = 260 \times 1.29/450 = 0.75\ \text{Kg/cm}^2$$

Fatiga en la sección KK' :

$$f_{kk'} = 190 \times 1.29/450 = 0.55 \text{ Kg/cm}^2$$

Fuerza cortante en FF' :

$$V_{FF'} = (1.29 + 0.75)190 \times 100/2 - \text{peso ag}FF'$$

$$\text{peso ag}FF' = 1.90 \times 0.50 \times 1 \times 2400 = 2280 \text{ Kg.}$$

$$V_{FF'} = 19400 - 2280 = 17120 \text{ Kg.}$$

Fuerza cortante unitaria en la sección FF':

$$v_{FF'} = \frac{V_{FF'}}{b\ j\ d} = \frac{17120}{100 \times 0.858 \times 50} = 4.00 \text{ Kg/cm}^2.$$

El valor máximo permisible, cuando las varillas llevan anclaje en los extremos es $v = 0.003\ f'_c = 0.003 \times 140 = 4.20$ Kg./cm^2; por consiguiente el valor obtenido está dentro de la tolerancia.

MOMENTO EN F F' :

$$M_{FF'} = 0.54 \times 190 \times 100 \times 126/2 + 0.75 \times 190 \times 100 \times 95 -$$

$$- \text{peso ag}FF' \times 95 = 647000 + 1350000 - 2280 \times 95$$

$$= 1\,997\,000 - 217\,000 = 1\,780\,000 \text{ Kg.cm}$$

$$\underline{M_{FF'} = 1\,780\,000 \text{ Kg.cm.}}$$

Revisión de la fatiga del concreto (f_c) :

$kd = 0.427 \times 45 = 19.30$ $\quad a = d - kd/3 = 45 - 6.43 = 38.57$ cm.

$C = T = M/a = 1\,780\,000 / 38.57 = 46\,000$ Kg.

$f_c = 2\ C / kd\ b = 92\,000 / 19.30 \times 100 = 47.70$ Kg./cm^2

El valor de la fatiga es aceptable ya que no sobrepasa el máximo de 63 Kg/cm^2 que se ha fijado en este proyecto.

CALCULO DEL REFUERZO ;

$$A_s = T / f_s = 46\,000 / 1265 = 36.30 \text{ cm}^2$$

Como la fuerza cortante tiene un valor bastante grande, se revisará por adherencia :

$\sum o = V / u\ j\ d$ $\quad \sum o$ = suma de perímetros de las varillas

u = fatiga permisible de adherencia = $0.05\ f'_c = 0.05 \times 140 = 7$ K/cm^2

$$\sum_0 = 17120 / 7 \times 0858 \times 45 = 63.20 \text{ cm}$$

Este perímetro se cubre con 8 varillas ϕ 1" cuya area es 40.24 cm^2. Por consiguiente este refuerzo queda regido por la adherencia; la separación de las varillas será de 12 cm c.a c.

FUERZA CORTANTE EN LA SECCION K'K :

$$V_{K'K} = E_v - \text{peso}(K'K\ e\ b) - 0.55 \times 0.90 \times 100/2 =$$

$$E_v = 4270 \text{ Kg.};\text{peso}(K'K\ e\ b) = 2280 \text{ Kg.}$$

$$V_{K'K} = 4270 + 2280 - 5220 = 1330 \text{ Kg.}$$

Fuerza cortante unitaria en K'K:

$$v_{K'K} = V/b\ j\ d = 1330/100 \times 0.858 \times 45 = 0.35 \text{ K/cm}^2$$

Como puede observarse el esfuerzo cortante carece de importancia.

MOMENTO EN LA SECCION K'K

$$M_{K'K} = -(712 \times 190 \times 100 \times 0.0018 + 2280)95 + \frac{0.55 \times 190 \times 100 \times 63}{2} =$$

$$= -(24400 + 2280)95 + 329\ 000 =$$

$$= -2\ 540\ 000 - 329\ 000 = 2\ 211\ 000 \text{ Kg. cm.}$$

$$\underline{M_{K'K} = 2\ 211\ 000 \text{ Kg.cm.}}$$

$$C = T = M/a = 2\ 211\ 000 / 38.57 = 57\ 000 \text{ Kg.}$$

$$f_c = 2C/b\ kd = 114\ 000 / 100 \times 19.30 = 57.20 \text{ Kg./cm}^2 (\text{aceptado} < 63)$$

Cálculo del refuerzo :

$$A_s = M/f_s j\ d = 2\ 211000/1265 \times 0.858 \times 45 = 45.30 \text{ cm}^2$$

Se pondrán varillas de ϕ 1" a 10 cm. c. a c.

Los detalles del armado aparecen en el plano final.

DEFLEXIONES POR CARGA MUERTA

No obstante que las deflexiones en puentes de claros de longitud moderada son muy pequeñas, se hará su determinación con objeto de prevenir desperfectos al terminar la estructura; una vez con los datos que proporciona este cálculo, la obra falsa se podrá levantar lo necesario para que cuando sobrevenga la deflexión la rasante queda en su debida posición.

Las deflexiones por carga viva, no se determinarán por tener un valor reducido y sobre todo porque su determinación requeriría el estudio de una gran variedad de posiciones de carga, trabajo laborioso y de escasa utilidad práctica.

Como en los desarrollos anteriores, en este calculo se ha seguido el procedimiento que para este fin trae el folleto mencionado al principio de este trabajo. A continuación se anotan los datos necesarios para entrar en las tablas y sólo se hará el estudio para la nervadura central pues los resultados pueden extenderse a las laterales ya que las constantes son muy semejantes.

$h_c = 25.5"$ $r_{AB} = 0$ $r_{BA} = r_{BC} = r_{CB} = 1.35$

$w = 1689$ lb. $W = 648$ lb. $I_c = 51500$ pul^4

$M_B = M_C = -481\ 118$ lb.pies.

Para los claros 1 y 3

$$\frac{w\,L^4}{E_c\,I_c} = \frac{1689 \times 38.5^4}{1.5 \times 10^6 \times 51500} = 0.0482$$

$$\frac{W\,L^4}{E_c\,I_c} = \frac{648 \times 38.5^4}{1.5 \times 10^6 \times 51500} = 0.0185$$

$$\frac{M\,L^2}{E_c I_c} = \frac{-481\ 118 \times 38.5^2}{1.5 \times 10^6 \times 51500} = -0.0092$$

Para el claro 2 :

$$\frac{w\,L^4}{E_c I_c} = \frac{1689 \times 53^4}{1.5 \times 10^6 \times 51500} = 0.173$$

$$\frac{W\,L^4}{E_c I_c} = \frac{648 \times 53^4}{1.5 \times 10^6 \times 51500} = 0.067$$

$$\frac{M\,L^2}{E_c I_c} = \frac{-481118 \times 53^2}{1.5 \times 10^6 \times 51500} = -0.0178$$

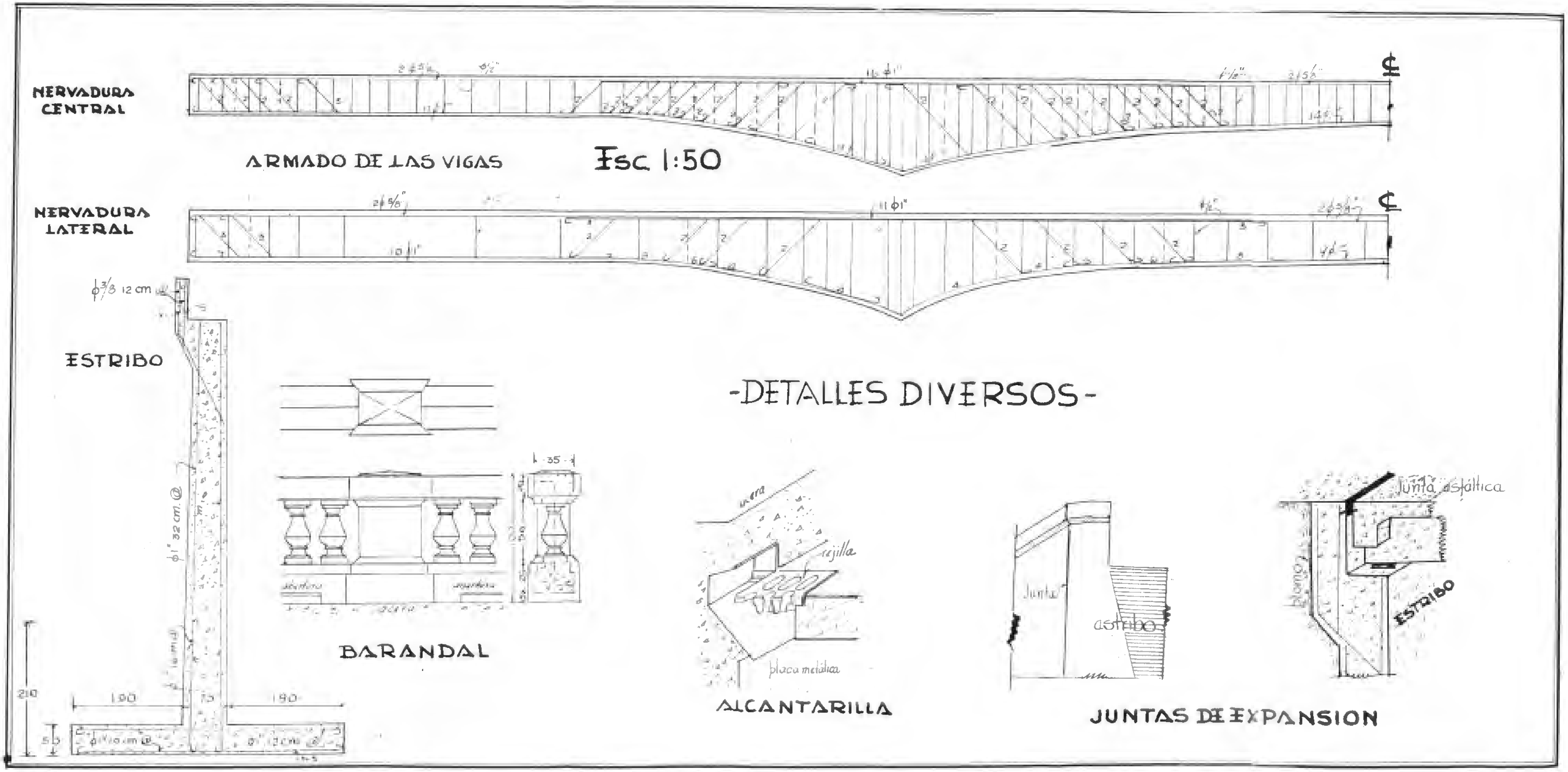
Las deflexiones se han dividido en tres partes ; las producidas por w, las producidas por W y las que origina el Momento en el apoyo. En el folleto Continuos Concrete Bridges, de la Portland Cement Association aparecen gráficas (figs.59 a 63) en las que entrando con r se obtiene el coeficiente que multiplicado por las relaciones anteriores dan la flecha correspondiente. La tabla siguiente se explica por si sola.

DEFLEXIONES EN LOS CLAROS 1 y 3

Punto	Carga unif. W coef.	Carga unif. W Deflex. pulg.	Carga unif. W Deflex. cm.	Carga parab. W coef.	Carga parab. W Deflex. pulg.	Carga parab. W Deflex. cm.	Mom. M en apoyo coef.	Mom. M en apoyo Deflex. pulg.	Mom. M en apoyo Deflex. cm.	Deflexiones totales pulg.	Deflexiones totales cm.
	0.0482			0.0185			0.0092				
.1	6.40	0.31	0.79	0.47	0.009	0.02	23.0	-0.21	-0.53	0.11	0.28
.2	12.10	0.58	1.48	0.91	0.017	0.04	44.38	-0.41	-1.0	-0.19	0.48
.3	15.30	0.78	1.98	1.27	0.023	0.06	62.0	-0.57	-1.4	0.23	0.58
.4	19.00	0.92	2.34	1.52	0.028	0.07	74.2	-0.68	-1.7	0.27	0.69
.5	19.35	0.93	2.36	1.63	0.030	0.08	80.0	-0.74	-1.9	0.22	0.56
.6	17.70	0.85	2.16	1.56	0.029	0.07	77.1	-0.71	-1.8	0.17	0.43
.7	14.30	0.69	1.76	1.32	0.024	0.06	65.5	-0.60	-1.5	0.11	0.28
.8	9.90	0.48	1.22	0.94	0.017	0.04	47.6	-0.44	-1.1	0.06	0.15
.9	5.00	0.24	0.61	0.49	0.009	0.02	24.8	-0.23	-0.6	0.02	0.05

DEFLEXIONES EN EL CLARO 2

	0.173			0.067			0.0178				
.1	4.40	0.76	1.93	0.80	0.054	0.14	41.0	-0.70	-0.18	0.11	0.28
.2	8.70	1.50	3.81	1.58	0.106	0.27	75.8	-1.30	-0.33	0.31	0.79
.3	12.50	2.16	5.48	2.25	0.151	0.38	111.0	-1.9	-0.48	0.41	1.04
.4	15.30	2.65	6.73	2.74	0.184	0.47	134.0	-2.3	-0.58	0.53	1.35
.5	16.25	2.82	7.16	2.90	0.195	0.50	143.0	-2.4	-0.61	0.62	1.57
.6	15.30	2.65	6.73	2.74	0.184	0.47	134.0	-2.3	-0.58	0.53	1.35
.7	12.50	2.16	5.48	2.25	0.151	0.38	111.0	-1.9	-0.48	0.41	1.04
.8	8.70	1.50	3.81	1.58	0.106	0.27	75.0	-1.3	-0.33	0.31	0.79
.9	4.40	0.76	1.93	0.80	0.054	0.14	41.0	-0.7	-0.18	0.11	0.28


NERVADURA CENTRAL
ARMADO DE LAS VIGAS
Esc 1:50
NERVADURA LATERAL
ESTRIBO
-DETALLES DIVERSOS-
BARANDAL
ALCANTARILLA
rejilla
placa metálica
Junta
estribo
Junta asfáltica
ESTRIBO
JUNTAS DE EXPANSION