

U. P.

Relatório do Estágio
de
CIMENTO ARMADO

Manoel Elno Pires
1946



FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

BIBLIOTECA



0000094209



U.P.

RELATORIO DO ESTAGIO DE
CIMENTO ARMADO

*Classificação
sem 27/7/1946
4*

1946

Manoel Lino Pires

N: 1261A-

guia passada em 2-5-46

L: 3

Manifesto magnificas qualidades
de aplicacao e laboriosidade.

Registe-se e envie-se para classificar aos
Snrs. Profs. Leopoldo Rodrigues

e Almeida Soares

Faculdade de Engenharia, 18 de Julho de 1946

O Director,

O presente estudo que tenho a honra de submeter
à douda apreciação dos Exmos Professores do curso de Eng.
Civil, da F.E. da U.P., constitui o meu terceiro e último
estágio, realizado nos serviços técnicos da Sociedade de
Obras Públicas e Cimento Armado L^a (O.P.C.A.) .
Diz respeito à cadeira de Cimento Armado e foi por mim
realizado sob a orientação dos Exmos Directores e Engenhei-
ros daquela Empresa, a quem exprimo o meu reconhecimento
e envio os meus melhore s agradecimentos, por todas as
indicações prestadas e pelas gentilezas com que sempre
me acolheram e distinguiram, ao receberem-me no seu gabi-
nete de trabalho.

Pôrto, Julho de 1946

Manuel Brindice

Visto
22/7/1946

Visto
Almeida
24/7/1946

Constitui a segunda parte dêste Relatório, o projecto e cálculo das vigas de sustentação para uma ponte rolante de 45 toneladas, a instalar numa fábrica em construção pertencente à Companhia Portuguesa de Siderurgia, bem como dos respectivos pilares.

As severas condições de solicitação das vigas e pilares e a sua grande extensão (2 vigas de 80 metros de comprimento cada uma e 34 pilares de cêrca de 9 metros de altura), exigiam, com vista a um possível máximo de economia, dentro da máxima eficiência e segurança, um cuidadoso estudo.

Foi êste o trabalho especial que nos foi distribuido.

Como trabalho preliminar, porém, fazemos na primeira parte do Relatório, o estudo dum pontão em betão armado, passagem superior duma via férrea reduzida, destinado a dar continuidade a uma estrada de 9,50 metros de faixa de rolagem.

Tendo em vista a solução adoptada, para o anteprojecto do pontão, (lage vigada com vigas paralelas ao eixo da via) é evidente que há analogias entre as duas partes tratadas no Relatório, nomeadamente no que diz respeito à consideração de cargas móveis. Aproveitámos, por isso, o estudo da Iª Parte, ao fazermos a determinação dos momentos e esforços cortantes máximos, para seguirmos, por vezes, vários métodos, quer analíticos quer gráficos, notando a precisão dos mesmos e a maior ou menor rapidez em obtermos as soluções procuradas.

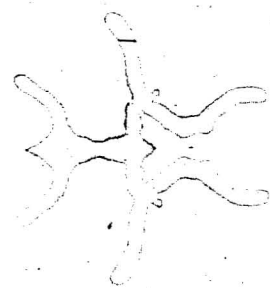
1ª PARTE

ESTUDO DUM PONTÃO
EM BETÃO ARMADO

Dr. Eng.º Ganett
Urquiza

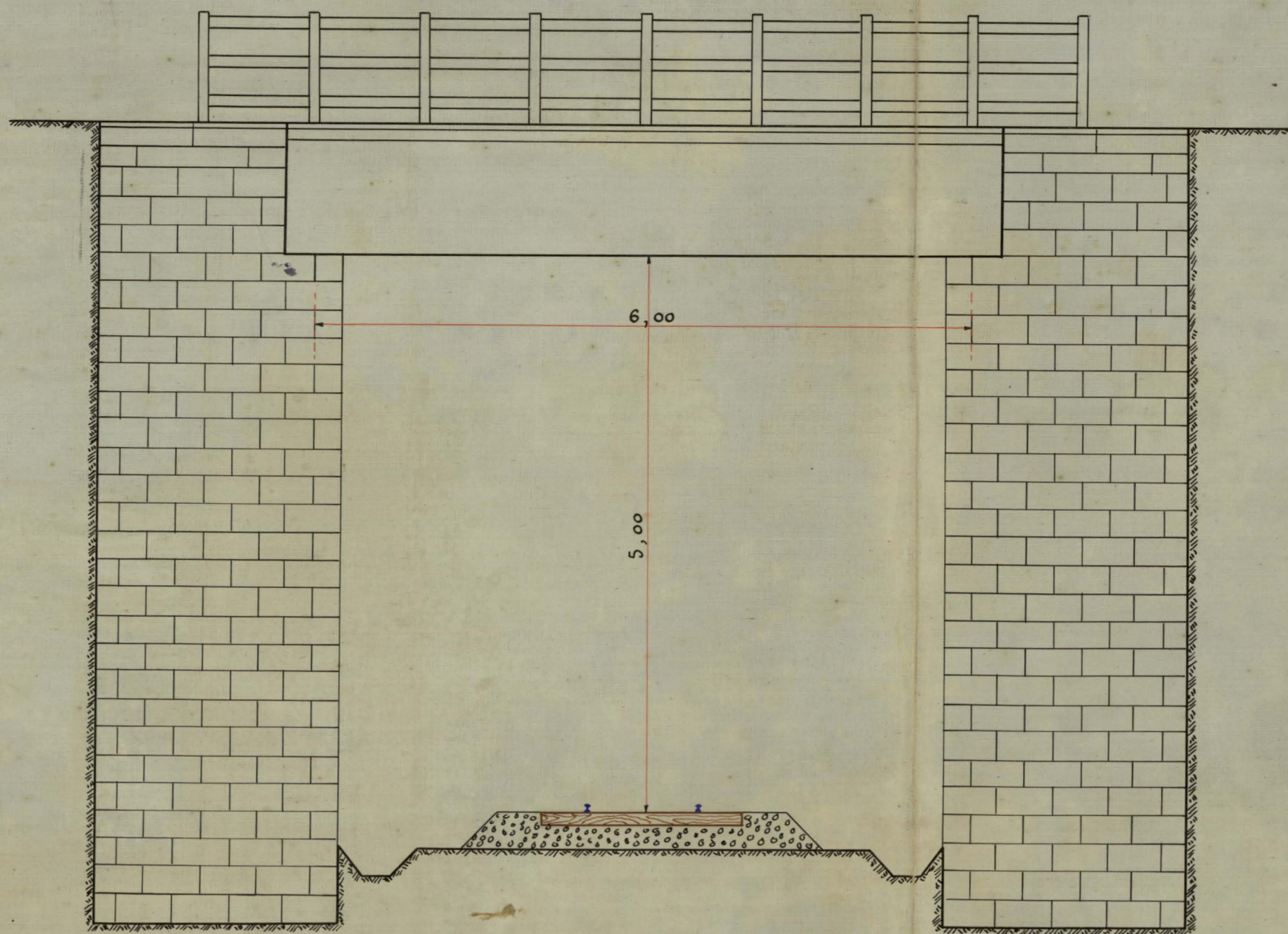
Para classificação tenho em meu poder o relatório de estágio
realizado pelo aluno, Manuel Lino Pires, na O.P.C.A..

Pôrto, Faculdade de Engenharia,
12 de Julho de 1946



O Professor

ALÇADO DO PONTÃO E CORTE
DO MURO DE SUPORTE



ESCALA 1:50

DESCRIÇÃO SUMÁRIA DA OBRA

A ponte a estudar de um só tramo, de vão livre de 6,00 metros, atravessa uma via ferrea e é constituída por uma laje vigada com vigas paralelas (longarinas) ao eixo da via.

Sob a faixa de rolagem ^{as longarinas} apresentam-se distanciadas de 2,00 m. contados de eixo a eixo. Os passeios formarão consolas, encastradas nas vigas marginais.

As grades serão também em betão armado e constituídas por peças verticais ou montantes, encastradas nas lajes dos passeios e por peças transversais que se encastrarão nos montantes. O pavimento da faixa de rolagem, com 2,9,50 m. de largura, será constituído por paralelepípedos de granito, assentes sôbre uma infra estrutura de areia que se interpõe entre a laje e os paralelepípedos para transmissão uniforme das cargas e sua degradação. Para proteger a laje das infiltrações da água, que passando atravez dos paralelepípedos e da areia se acumularia na sua face superior, dispor-se-á uma chapa hidráulica no seio da areia com a inclinação de 7% para o centro da laje, onde se abrirão furos convenientemente espaçados para que a água se possa escoar. As longarinas descarregam nos pilares - - encontros de alvanaria, convenientemente preparados para tal, prevendo-se uma placa de chumbo de 20 milímetros de espessura, anteposta entre o pilar e a longarina para assegurar a dilatação livre da obra, por acção da temperatura da contracção do betão.

As dimensões, bem como a forma construtiva do referido pontão, vão indicadas no desenho junto; representa o pontão de frente e em corte transversal.

BASES PARA O CÁLCULO

Os cálculos que seguem são efectuados de harmonia com os regulamentos em vigor - Regulamento de Pontes Metálicas e Regulamento de Betão Armado. - e nas suas referidas bases.

A dosagem do betão, por metro cúbico, é a seguinte:

300 kg de cimento

400 l de areia

800 l de gôdo

Com a resistência específica minima aos 28 dias de $180 \frac{kg}{cm^2}$.

Os materiais a utilizar terão as qualidades máximas estabelecidas na legislação aplicada.

O pêso específico do betão é de $2400 \frac{kg}{m^3}$ e o dos restantes materiais de harmonia com as instruções para aplicação do Regulamento de Pontes Metálicas .

A sobrecarga adoptada para a faixa de rolagem é do comboio - tipo de camioões do Regulamento de Pontes metálicas, afectado do coeficiente dinâmico indicado para cada peça do Regulamento de Betão Armado.

Para os passeios adoptar-se-à a sobrecarga de $400 \frac{kg}{m^2}$, sem coeficiente dinâmico. Não se considera a acção do vento, por ser de efeito insignificante, dada a pequena superficie lateral da obra.

Os cálculos de resistência são efectuados de harmonia com o R.B.A. sendo o valor do coeficiente de equivalência : $m=15$

Os limites de fadiga são os seguintes:

Betão á compressão resultante da flexão $45 \frac{kg}{cm^2}$

Aço á tracção..... $1.200 \frac{kg}{cm^2}$

Escorregamento em lajes, sem estribos ou varões dobrados..... $6 \frac{kg}{cm^2}$

Escorregamento em vigas, sem estribos ou varões dobrados..... $4 \frac{kg}{cm^2}$

Escorregamento em peças com estribos e varões dobrados..... $14 \frac{kg}{cm^2}$

Aderência, varões sem ganchos..... 5 kg/cm²

Aderência, varões com ganchos..... 12 kg/cm²

O pontão terá as dimensões seguintes:

Comprimento..... 6,00 m.

Largura da faixa de rolagem..... 4,50 m.

Largura dos passeios..... 0,80 m.

Altura das guardas..... 1,00 m.

O abaulamento da faixa de rolagem é de 1/50, com os valores seguintes:

Espessura máxima da camada de areia..... 15 cm.

Espessura mínima da camada de areia..... 5 cm.

Espessura média da camada de areia..... 10 cm.

Espessura do revestimento de paralelepípedo..... 11 cm.

Espessura da chapa hidráulica..... 3 cm.

Espessura média da faixa de rolagem..... 21 cm.

A areia, a brita, o cimento e a água de amassadura deverão satisfazer as prescrições do R.B.A. constando dos artigos 5º, 6º, 7º e 8º, e o aço empregado nas armaduras deverá satisfazer ao que se preceitua no art.º 9º. Os cálculos foram feitos de acordo com o nosso R.B.A. e com o nosso R.P. Na determinação dos momentos e esforços constantes máximos, correspondentes às posições mais desfavoráveis das sobregargas, seguiram-se por vezes varios métodos, notando a precisão dos mesmos e a maior ou menor rapidez em obter as soluções procuradas.

Tive, todavia, ocasião de constatar que o método das linhas de influência se impõe com grande vantagem, dada a rapidez com que nos leva aos resultados, bem como a precisão mais que suficiente destes.

NORMAS DE CALCULO

LIMITES DE FADIGA

FORÇAS SOLICITANTES

Os cálculos dos diferentes elementos construtivos do pontão foram feitos pela ordem seguinte:

- 1º) cálculo da laje da faixa de rolagem
- 2º) cálculo das guardas
- 3º) cálculo dos passeios
- 4º) cálculo das vigas longitudinais

Verificou-se que as tensões estão de acordo com o R.B.A.

As forças externas a considerar são:

Carga permanente - devido ao peso próprio

Sobrecarga - serão considerados dois tipos de sobrecarga segundo o artº 43º do R.P.

Pressão sobre o parapeito - O R.P. no artº 46º diz que a pressão a considerar sobre o parapeito será de 80 kg/m, à altura do corrimão.

Coefficiente dinâmico - Os momentos e os esforços transversos produzidos pelas sobrecargas serão multiplicadas por um coeficiente conforme o artº 47º do R.P. e que para os diferentes vãos o artº 25º dá os respectivos valores.

Para avaliação das cargas permanentes, adoptaram-se as densidades impostas pelos regulamentos.

Assim:

Betão armado.....	2 400 kg/m ³
Granito.....	2 800 kg/m ³
Areia.....	1 800 kg/m ³

C A L C U L O D A L A J E

I) Condições de funcionamento da laje e respectivo cálculo:

A laje considera-se funcionando como uma viga contínua apoiada nas vigas longitudinais do pontão. Arbitrando 50 cm. para largura das vigas, os vãos da laje serão de 2,00 m., conforme figura

segundo o § único do artº49º do R.B.A. esta laje, para efeitos de cálculo, pode ser considerada como formada por lajes parciais independentes encastradas nas vigas de apoio, tanto para a determinação dos momentos flectores nos vãos e nos apoios devidos à carga permanente, como para a dos momentos nos apoios devidos à sobrecarga. Os momentos a meio dos vãos produzidos pela sobrecarga serão a média aritmética dos momentos na hipótese do encastramento perfeito e do apoio livre do vão isolado.

Para ter em conta os momentos negativos dever-se-à colocar uma armadura superior, cuja secção seja pelo menos um terço da armadura inferior.

II) Forças de solicitação.

Segundo o artº 42º do R.P. as forças externas a considerar no cálculo de pontões de estrada são:

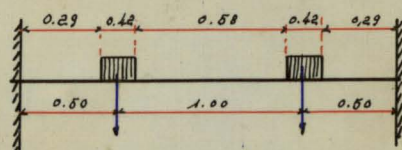
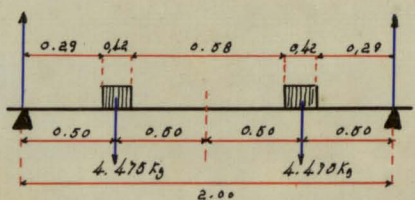
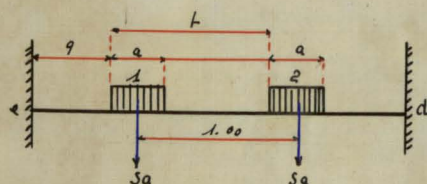
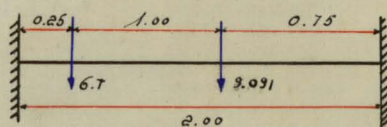
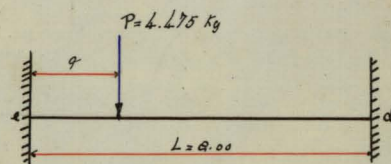
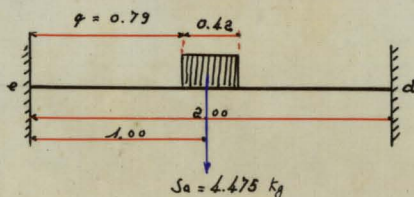
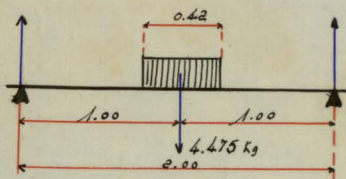
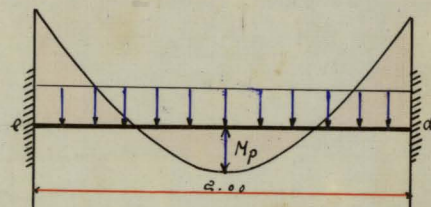
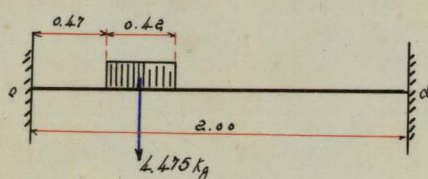
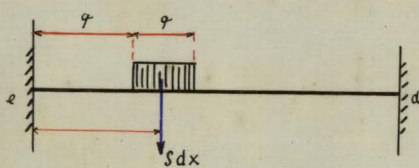
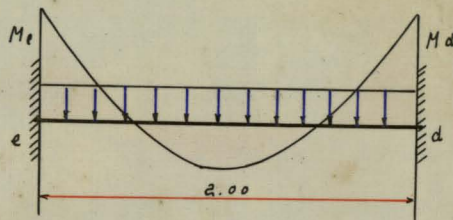
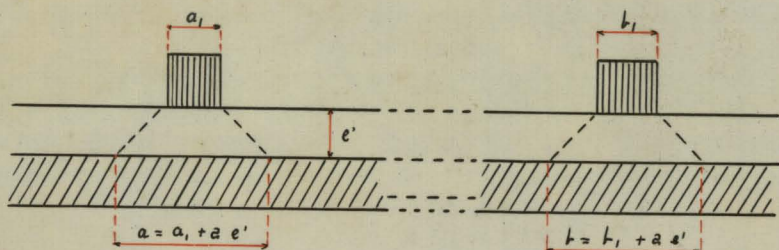
- a) carga permanente
- b) sobrecarga - segundo o artº 43

Carga permanente.- O corte transversal junto ilustra-nos quanto às cargas a considerar.

Paralelepipedos.....	2800 x 0,11 =	308 kg/m2
Areia.....	1800 x 0,10 =	180 kg/m2
Chapa hidráulica.....	1900 x 0,03 =	57 kg/m2
Betão (arbitrando para espessura da laje 23 cm).....	2400 x 0,23 =	552 kg/m2

Carga permanente por m2.....p=1097 kg/m2

ESTUDO DAS PEORES CONDIÇÕES DE SOLICITAÇÃO PARA A DETERMINAÇÃO DOS MOMENTOS MÁXIMOS NA LAJE



Sobrecarga.- Segundo, a alínea a) do artº 47º do R.B.A, podemos no cálculo das lajes dos tabuleiros de pontes de estrada fazer a distribuição das sobrecargas concentradas, a 45º com $a_1 = 0$, mas é preferível, para simplificação do cálculo, não se fazer essa distribuição e prescindir da diminuição correspondente do momento flector.

A seguir apresentam-se os cálculos das duas maneiras por onde se vê que a diferença de resultado é muito pequeno, não valendo, de facto, a pena estar a fazer a distribuição.

O artº 28º da-nos as expressões de distribuição:

A) No cálculo da flexão:

$$a = a_1 + 2 e'$$

$$b = b_1 + 2 e' \quad \text{ou} \quad b = 2/3 de l$$

podendo escolher-se para b o maior valor sujeito à condição

$$b \leq b_1 + 2 e' + 2,0 \quad (\text{m.})$$

No nosso caso:

$$a_1 = 0$$

$$e' = 21 \text{ cm}$$

$$b_1 = 10 \text{ cm} \quad (\text{segundo o artº 47º})$$

portanto,

$$a = 42 \text{ cm}$$

$$b = 10 + 42 = 52 \text{ cm} \quad \text{ou} \quad b = 2/3 \times 2,00 = 1,33 \text{ m}$$

$$b_1 + 2 e' + 2,0 = 2,52 \text{ m.}$$

logo

$$\begin{cases} a = 42 \text{ cm} \\ b = 1,33 \text{ m} \end{cases}$$

A sobrecarga por metro de comprimento em faixas de largura a, a considerar nos cálculos de flexão será:

$$P = Sa = 6000/1,33 = 4475 \text{ kg/m.}$$

B) No cálculo do esforço transversal

a - e' o mesmo

$$b = b_1 + 2 e' \quad \text{ou} \quad b = 1/3 l$$

podendo escolher-se para b o maior valor sujeito à condição:

$$b \geq b_1 + 2 e' + 1,0 \text{ (em metros)}$$

Para a sobrecarga junta ao apoio poder-se-à considerar,

$$b = 5 e \text{ em que } e \text{ é a espessura da laje.}$$

Portanto teremos:

$$a = 42 \text{ cm}$$

$$b = 52 \text{ cm} \quad \text{ou} \quad b = 1/3 \times 2 = 0,66 \text{ cm}$$

$$b_1 + 2 e' + 1 = 1,52 \text{ cm}$$

para a sobrecarga junto aos apoios, $b = 5xe = 5 \times 20 = 1,0\text{m}$

logo

$$a = 42 \text{ cm}$$

$$b = 0,66 \text{ m}$$

junto aos apoios $b = 1,0 \text{ m}$

A sobrecarga por metro de comprimento e em faixas de largura a a considerar nos cálculos de esforço transversal, será.

$$P = Sa = 6000/0,66 = 9091 \text{ kg/m}$$

$$\text{junto aos apoios } P' = Sa = 6000/1,0 = 6000 \text{ kg/m}$$

III) Momentos.

Os momentos para as sobrecargas serão sempre considerados na posição mais desfavorável destas.

Temos de fazer uns cálculos para os tramos extremos e outros para o tramo médio da laje, onde, como se vê na figura seguinte, podem estar duas rodas ao mesmo tempo.

A figura representa quatro camiões regulamentares simetricamente dispostos sobre o tabuleiro.

Por ela se vê que os camiões tem a mobilidade de 25 cm. no sentido transversal.

Os cálculos a fazer são calcular o momento máximo positivo e negativo do tramo carregado só com uma roda, e do momento máximo positivo e negativo com o tramo carregado por duas rodas à distância de um metro, e depois vêr quais são os maiores.

Veremos que as linhas de influência nos conduzem aos resultados rapidamente, mas começemos por fazer os cálculos analiticamente,

entrando com a distribuição de cargas e comparando com os valores obtidos sem a distribuição.

Tramo carregado só com uma roda.

1 - Momentos negativos

a) devido à carga permanente:

$$M_{pe} = M_{pd} = pl^2/12 = 1097 \times 4/12 = 366 \text{ kg} \times \text{m}$$

$$M_{pe} = M_{pd} = 366 \text{ kg} \times \text{m}$$

b) devido à carga concentrada:

Temos de começar por determinar a expressão que nos dá o momento máximo negativo para uma viga encastrada nas duas extremidades, solicitada por uma carga uniformemente distribuída numa extensão a.

Teremos:

$$dM_{se} = Sdx \times X \times (L - x)^2/L^2$$

$$M_{se} = \int_q^{q+a} S/L^2 \times X \times (L - X)^2 dx$$

$$M_{se} = S/L^2 \int_q^{q+a} (x^3 - 2Lx^2 + L^2x) dx$$

$$M_{se} = S/L^2 \left[x^4/4 - 2Lx^3/3 + L^2x^2/2 \right]_q^{q+a}$$

$$M = S/L^2 \left[1/4 a^4 + aq^3 + 3/2 a^2 q^2 - 2/3 L a^3 - 2La^2q - 2Laq^2 + L^2a^2/2 + L^2aq \right]$$

Ou ordenando em ordem a q teremos:

$$M_{se} = Sa/L^2 \left[q^3 + 1/2 (3a - 4L) q^2 + (L-a)^2 q + a/12 (3a^2 - 8La + 6L^2) \right]_{\text{apoição}}$$

Para obtermos para a qual M é máximo, não temos mais que derivar em ordem a q e igualar a 0:

$$dM/dq = 0$$

$$3q^2 + (3a - 4L) q + (L - a)^2 = 0$$

$$q = \frac{-3a + 4L}{6} \pm \sqrt{\frac{9a^2 + 16L^2 - 24aL - 12L^2 - 12a^2 + 24aL}{36}}$$

$$q = \frac{-3a + 4L}{6} \pm \sqrt{\frac{4L^2 - 3a^2}{6}}$$

a que podemos dar a forma:

$$q = \frac{2}{3} L - \frac{1}{2} a - \sqrt{\frac{L^2}{9} - \frac{a^2}{12}}$$

No nosso caso:

$$a = 0,42 \text{ cm}$$

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

portanto,

$$q = 1,333 - 0,21 - \sqrt{0,4445 - 0,01485}$$

$$q = 1,333 - 0,21 - 0,655 = 0,468$$

$$q \approx 0,47 \text{ cm.}$$

Substituindo este valor na expressão que dá o momento máximo teremos para:

$$q = 0,47 \text{ cm.}$$

$$a = 0,42 \text{ cm.}$$

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

$$S_a = 4\,475 \text{ kg} \quad M_{se} = 1296 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$q = 0,667 \text{ m}$$

e então:

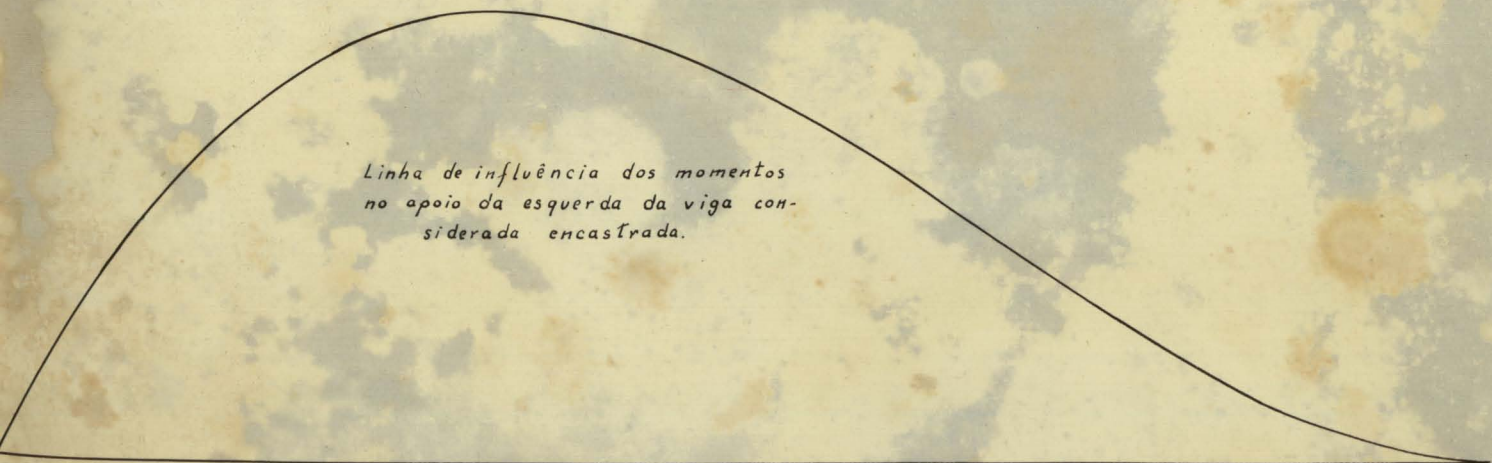
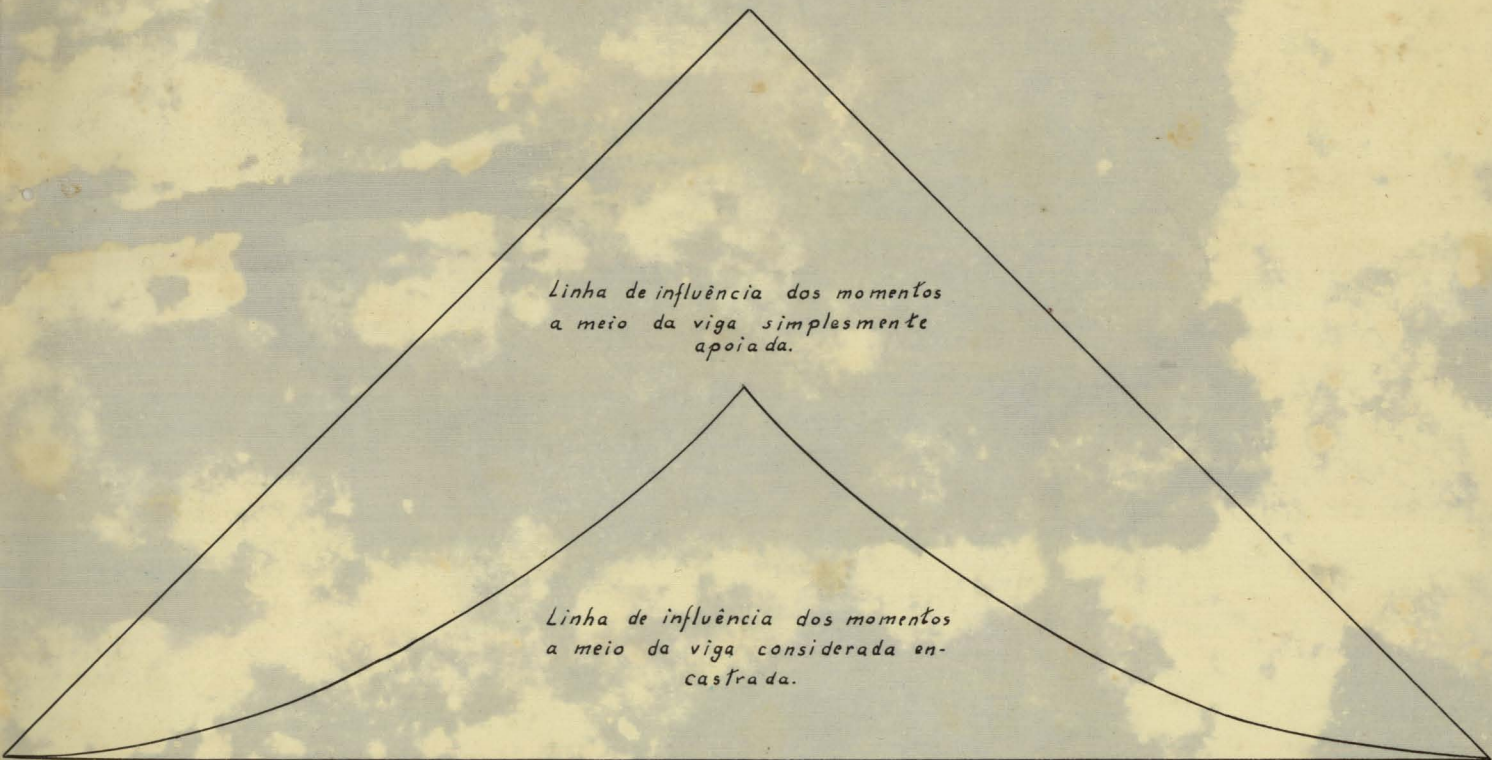
$$M_{es} = 4\,475 \times 0,667 \times \frac{1,333^2}{4} = 1.323 \text{ kg.}$$

Comparando este valor com o anteriormente calculado, supondo a sobrecarga distribuída, vemos que este é superior sendo a diferença muito pequena.

Ora este valor é muito fácil de obter pelo método das linhas de influência.

De facto basta ter traçado as linhas de influência para o momento no apoio, que se encontra definida por pontos em qualquer livro de resistência ou manual, e para a posição de máximo momento, medir a ordenada e multiplicar pelo valor da carga. É o que fazemos a seguir. As linhas de influência encontram-se num desenho no fim deste capítulo.

LINHAS DE INFLUÊNCIA DUMA VIGA D'UM ÚNICO TRAMO



ESCALAS { Comprimentos 1:10
 { Ordenadas 1:5

Note-se que mesmo com as linhas de influência, nos podíamos ter determinado a posição de momento máximo, supondo a carga distribuída e determinar o valor desse momento para o que bastava medir a área entre as ordenadas extremas de largura a e a curva dos momentos e multiplicar essa área pelo valor de s .

Assim medindo a ordenada máxima da linha de influência,

$$y = 6 \text{ cm.}$$

$$Y = y \times \text{escala}$$

$$Y = 6 \times 5 = 30 \text{ cm.}$$

$$M_{se} = 4\,475 \times 0,30 = 1\,342 \text{ kg. m}$$

Como vemos a diferença é pequena.

2 - Momento positivo.

a) devido à carga permanente:

$$M_p = pL^2/24 = 1/2 \times 336 = 183 \text{ kgm.}$$

b) devido à sobrecarga:

1) como simplesmente apoiada

$$M'_s = 2\,238 \times 1 - 2\,238 \times 0,105$$

$$M'_s = 2\,238 - 235 = 2\,003 \text{ kgm.}$$

2) como encastrado

$$\begin{array}{ccc} M''_s & & M'_s \\ \uparrow & & \uparrow \\ M & = & M - M \\ \text{a meio} & & \text{apoio} \quad \text{a meio suposta apoiada} \end{array}$$

Para determinar M apoio, servimo-nos da fórmula deduzida atrás, em q tem agora por valor:

$$q = 0,79 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{apoio}} = 4\,475/4 [0,79^3 - 3,37 \times 0,79^2 + 1,58^2 \times 0,79 + 0,633]$$

$$M_{\text{apoio}} = 4\,475/4 [0,493 - 2,103 + 1,972 + 0,633]$$

$$M_{\text{apoio}} = 4\,475/4 \times 0,985 = 1\,103$$

Portanto:

$$M''_s = M'_s - M_{\text{apoio}}$$

$$M''_s = 2\,003 - 1\,103 = 900 \text{ kgm.}$$

Se tivermos feito o cálculo pela linha de influência da seção a meio, encontraríamos:

$$M''_s = 4\,475 \times Y$$

$$Y = y \times 5 = 0,05 \times 5 = 0,25 \text{ m.}$$

$$M''_s = 4\,475 \times 0,25 = 1\,120 \text{ kgm.}$$

Como vemos pouco maior dá.

$$M_{se} = 4\,475/4 \left[0,47^3 + 1/2 (1,26 - 8) \times 0,47^2 + 1,58^2 \times 0,47 + 0,42/12 (3 \times 0,42^2 - 16 \times 0,42 + 24) \right]$$

$$M_{se} = 4\,475/4 \left[0,104 - 0,745 + 1,175 + 0,42/12 (0,529 - 6,72 \times 24) \right]$$

$$M_{se} = 4\,475/4 \left[0,104 - 0,745 + 1,175 + 0,42/12 \times 17,809 \right]$$

$$M_{se} = 4\,475/4 \left[0,104 - 0,745 \times 1,175 + 0,623 \right]$$

$$M = 4\,475/4 \times 1,157 = 1\,296 \text{ kgm.}$$

Se não tivéssemos feito a distribuição da sobrecarga, como de resto aconselha o R.B.A. no seu artº 47º, teríamos:

$$M_{se} = P \times q \times (L - q)^2 / L^2$$

$$dM_{se}/dq = 0$$

$$(L-q)^2 - 2(L-q)q = 0$$

$$3q^2 - 4Lq + L^2 = 0$$

$$q = 2L \pm \sqrt{4L^2 - 3L^2} / 3 = L/3$$

(valor que se encontra em qualquer manual)

No nosso caso como $L = 2,0 \text{ m.}$, teremos:

O momento final, a meio, devido à sobrecarga será:

$$M_s = (2003 + 900)/2 = 1\,452 \text{ kgm.}$$

Tramo carregado com 2 rodas à distância de 1 m.

1 - Momentos negativos.

a) devido à carga permanente:

$$M_{pe} = 366 \text{ kgm (já calculado)}$$

b) devido às cargas concentradas:

Começemos por determinar a posição de momento máximo bem como a expressão desse momento:

$$M_{se} = M'_{se} + M''_{se}$$

em que, como já vimos:

$$M'_{se} = Sa/L^2 \left[q^3 + 1/2(3a-4L)q^2 + (L-a)^2q + a/12 (3a^2-8La+6L^2) \right]$$

e M'' se obtém-se de M'_{se} substituindo q por $q + b$, o que dá, já para

$$M_{se} = Sa/L^2 \left[2q^3 + (3a+3b-4L)q^2 + \left\{ 2(L-a)^2 + b(3a+3b-4L) \right\} q + \right. \\ \left. + a/6(3a^2-8La+6L^2) + b^3 + 1/2 b^2(3a-4L) + (L-a)^2 b \right]$$

O máximo será dado por:

$$dM/dq = 0$$

$$6q^2 + 2(3a + 3b - 4L)q + 2(L-a)^2 + b(3a + 3b - 4L) = 0$$

$$q = (-3a - 3b + 4L - \sqrt{9a^2 + 9b^2 + 16L^2 + 18ab - 24aL - 24bL - 12L^2 - 12a^2 + 24aL -$$

$$\sqrt{-18ab - 18b^2 + 24bL}}/6$$

$$q = 2/3 L - 1/2 a - 1/2 b - \sqrt{L^2/9 + a^2/12 + b^2/4}$$

No nosso caso:

$$a = 0,42 \text{ m.}$$

$$b = 1 \text{ m.}$$

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

vem pois:

$$q = 1,333 - 0,210 - 0,500 \sqrt{4/9 - 0,1764/12 - 1/4}$$

$$q = 1,333 - 0,210 - 0,500 - 0,425 = 0,20 \text{ m.}$$

Esta posição dos comboios é perfeitamente possível como se vê pela figura.

Substituindo na expressão que dá M_{se} :

$$q = 0,20 \text{ m}$$

$$L = 2,00 \text{ m}$$

$$a = 0,42 \text{ m}$$

Vem:

$$M_{se} = 4 \cdot 475/4 \left[0,016 + (1,26 + 3 - 8) \times 0,04 + (4,99 - 3,73) \times 0,29 + \right. \\ \left. + 0,42/6 \times 17,805 + 1 + 1/2 \times (-6,74) + 2,49 \right]$$

$$M_{se} = 4 \cdot 475/4 \left[0,016 - 0,150 + 0,252 + 1,246 + 1 - 3,37 + 2,49 \right]$$

$$M_{se} = 4 \cdot 475/4 \times 1,484 = 1 \cdot 660 \text{ kgm.}$$

Este momento como se vê é maior do que o devido à uma só roda, o que de resto se via imediatamente pelas linhas de influência.

Não fazemos agora o cálculo por esse processo

2 - Momentos positivos.

a) devido à carga permanente:

$$M_p = 183 \text{ kgm (já calculado)}$$

b) devido à sobrecarga:

1) como simplesmente apoiado

$$M'_s = 4\,475 - 4\,475 \times 0,50 = 4\,475 - 2\,238 = 2\,237 \text{ kgm}$$

2) como encastrado

$$M''_s = M \text{ apoiado} - M'_{se}$$

$$q = 0,29 \text{ cm.}$$

$$M'_{seio} = Sa/L^2 \left[q^3 + 1/2(3a-4L)q^2 + (L-a)q + a/12(3a^2-8La+6L^2) \right]$$

$$M'_{seio} = 4\,475/4 \left[0,049 - 3,74 \times 0,29^2 + 1,26 \times 0,29 + 1,246 + 1 - 3,37 + 2,49 \right]$$

$$M'_{se} = 4\,475/4 \left[0,049 - 0,315 + 0,366 + 1,246 + 1 - 3,37 + 2,49 \right]$$

$$M'_{se} = 4\,475/4 \times 1,466 = 1\,640 \text{ kgm.}$$

Teremos pois:

$$M''_s = 2\,237 - 1\,640 = 597 \text{ kgm.}$$

Finalmente:

$$M_s = (2\,237 + 597)/2 = 1\,417 \text{ kgm.}$$

Como vemos o momento positivo devido a uma só carga a meio é maior que o devido a 2 cargas distanciadas de 1 m. Por meio das linhas de influência chegamos imediatamente a essa conclusão. (Ver linhas de influência no fim deste capítulo).

Feito o estudo para as piores condições de solicitação da laje vamos entrar no seu cálculo. Temos a considerar:

I) - Momento positivo.

É máximo, como vimos, a meio do tramo de 2,00 m. (considerado para cálculo, e quando aí passa a roda de 6 T. do comboio de cargas).

Considerando já o coeficiente dinâmico para a sobrecarga, o seu

valor é:

a) carga permanente.....	183 kgm.
b) sobrecarga.....(1.452 x 1,4).....	2.032 kgm.
	<hr/>
Total.....	2.215 kgm.

II) - Momento negativo.

O máximo momento negativo observa-se para o trem de 2 rodas à distância de 1,0 m. sobre o tramo considerado. Como o pontão tem 9,50m. de faixa de rolagem e os vãos da laje são de 2 m., podem estar sobre ele (ao mesmo tempo) quatro combóios tipo de cargas. O cálculo é, depois, feito diferentemente para as vigas centrais e para as marginais.

$M = 1660 \times 1,4 + 366 \approx 2690 \text{ kgm}$

Espessura da laje.

A espessura da laje é calculada para o momento máximo positivo, conservando-se esta espessura em toda a sua extensão.

Teremos:

$$h = \beta \sqrt{M/b}$$

$$h = 0,375 \sqrt{221500/100} = 18 \text{ cm.}$$

Contando com 2 cm. para revestimento, temos para espessura total da laje:

$$H = 18 + 2 = 20 \text{ cm.}$$

A altura ^{útil} será de 23 cm. (que eu tinha arbitrado em principio) visto ter necessidade dela para absorver os esforços transversos, como adiante se verá.

Sobre as vigas precisamos para altura da laje:

$$h' = 0,375 \sqrt{2690}$$

$$h' = 19,5 \text{ cm.}$$

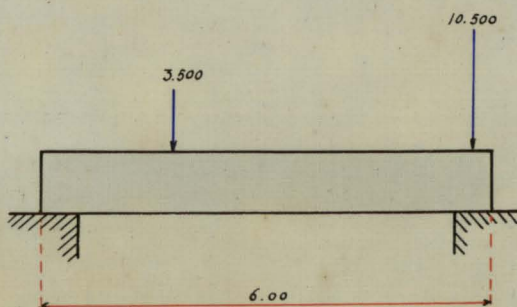
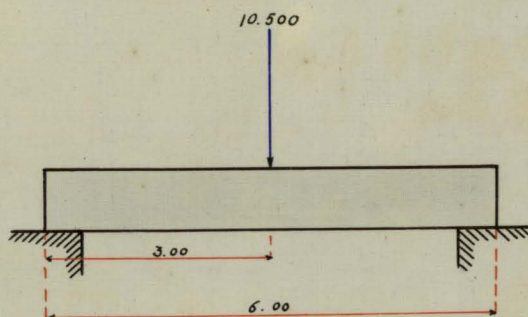
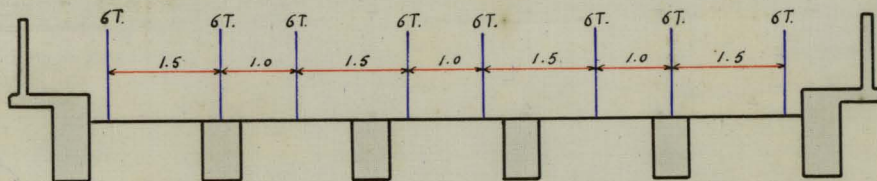
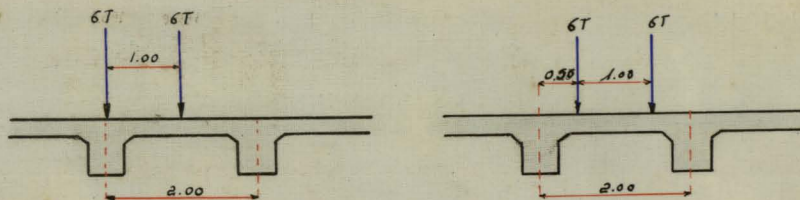
Reforçaremos, pois, a laje com esquadros, na altura dos apoios. Este reforço vai ser também necessário para absorver o esforço transversal.

Verificação da laje aos esforços transversos.

Para verificar a laje aos esforços transversos temos de pro-

POSIÇÕES MAIS DESFAVORÁVEIS DAS CARGAS

ACTUANTES



curar o esforço transverso máximo correspondente à posição mais desfavorável das sobrecargas, que é a indicada nas figuras juntas.

Este cálculo também se podia fazer pelas linhas de influencia. Vamos, porém, fazê-lo analiticamente.

Segundo a alínea b do artº 28º a sobrecarga pode ser distribuída na faixa de largura, $a = b_1 + 2 e' = 42$ cm.

e comprimento, $b = b_1 + 2 e' = 52$ ou $b = 1/3 \times 2 = 0,66$ m.

no nosso caso seria:

$$b = 0,66 \text{ m.}$$

$$\text{E então: } S_a = 6.000 \times 0,66 = 9.091 \text{ kg}$$

O regulamento diz que para a sobrecarga junto ao apoio poderia considerar-se: $b = 5 \times e = 5 \times 20 = 1.00$ m

$$\text{E então seria: } S_a = 6.000$$

a) Esforço transverso devido à carga permanente:

$$T = pl/2 = 1.097 \text{ kg}$$

b) Esforço transverso devido à sobrecarga:

$$\text{Seria: } T_{se} = T'_{se} + \frac{M_e - M_d}{e}$$

$$T'_{se} = \frac{9091 \times 1,75 + 6.000 \times 0,75}{2} = 10.205 \text{ kg}$$

$$M_e = \frac{6.000 \times 0,25 \times 1,75^2}{4} + \frac{9091 \times 1,25 \times 0,75^2}{4}$$

$$M_e = 1.140 + 1.818 = 2.958$$

$$M_d = \frac{6.000 \times 1,75 \times 0,25^2}{4} + \frac{9.091 \times 0,75 \times 1,25^2}{4}$$

$$M_d = 166 + 2.633 = 2.799$$

$$M_e - M_d = 159$$

$$\frac{M_e - M_d}{2} = 79$$

Portanto:

$$T_{se} = 10.205 + 79 = 10.284 \text{ kg}$$

Esforço transverso total

1) devido à carga permanente 1.097

2) devido à sobrecarga ($10.284 \times 1,4 = 14.398$)

$$\text{Total } 1.097 + 14.398 = 15.495$$

Tensão tangencial

1) junto aos apoios

$$t = \frac{15.495}{b_z} = \frac{15.495}{100 \times 0,9 \times 30} = 5,5 < 6$$

Verifica-se o disposto no artº 23º do R.B.A.

2) na parte onde não há esquadros

$$T = 15.495 - (6.000 + 274) = 9.221$$

$$t = \frac{9.221}{100 \times 0,9 \times 21} = 5,1 < 6$$

Também se verifica o disposto no artº 23º do R.B.A.

Armaduras

1) Armadura de tracção

a) A meio dos tramos

$$A_a = \frac{M}{R_a z} = \frac{221.500}{1200 \times 0,9 \times 21} = 9,8 \text{ cm}^2$$

Empregarei:

14 ϕ 3/8" c/ 9,97 cm²

b) Sobre os apoios

$$A_a = \frac{M}{R_a z} = \frac{269000}{1200 \times 0,9 \times 30} = 8,4 \text{ cm}^2$$

Empregarei 12 ϕ 3/8" c/ 8,54 cm² p.m.l.

Armadura superior nos vãos

$$A'_a = \frac{1}{3} 9,8 \text{ cm}^2 = 3,27 \text{ cm}^2$$

Empregarei 4 ϕ 7/16" c/ 3,87 cm² p.m.l.

Armadura de distribuição

$$1/4 \times 9,8 = 2,45 \text{ cm}^2$$

Empregarei 8 ϕ 1/4" c/ 2,53 cm² p.m.l.

No desenho junto a este relatório poderá ver-se a disposição de todas estas armaduras. Quanto à tensão de aderência, como o diâmetro adoptado para os ferros é de 9,52mm, portanto menor que 20 mm, observar-se-à o disposto no artº 24º do R.B.A. (no que respeita a pontes de estradas) amar-

rando convenientemente as armaduras cruzadas ou de distribuição às armaduras principais ou de resistência.

Cálculo dos passeios

1) Guardas

As guardas são constituídas por montantes espaçados de 1,00 m. e travessas horizontais que encastram nestes montantes.

a) Cálculo dos montantes

$$M = 80 \text{ kg/m}$$

$$h = 0,375 \sqrt{8.000/8}$$

$$h = 0,375 \times 33$$

$$h = 12,37 \text{ cm}$$

Fixaremos a altura total em $H = 15 \text{ cm}$.

A secção dos montantes ficará pois 15×8 .

A armadura $A_a = \frac{M}{R_a \times z} = \frac{8.000}{1.200 \times 0,89 \times 12,3} = 0,61 \text{ cm}^2$

$A_a = 2 \phi 1/4'' \text{ c/ } 0,63 \text{ cm}^2$

Colocaremos $4 \phi 1/4''$ em cada canto e estribos de $3/16''$ espaçados de 10 cm

b) Cálculo das travessas

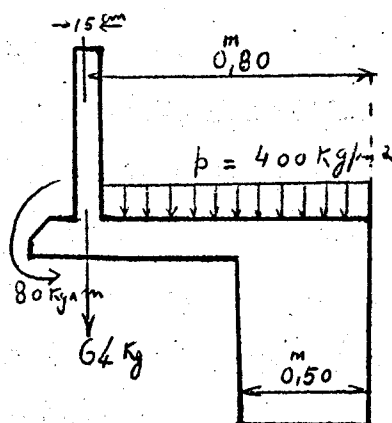
$M = 40 \times 0,5 = 20 \text{ kg}$

$h = 0,375 \sqrt{2.000/8}$

$h \approx 2 \text{ cm}$

Tomaremos a secção pratica de $5 \times 10 \text{ cm}$; um ferro em cada canto de $1/4''$ e estribos de $3/16''$ espaçados de 10 cm

2) Passeios



Carga permanente

Guardas:

mont.	$0,08 \times 0,15 \times 2.400 =$	28 kg
trav.	$3 \times 0,05 \times 0,10 \times 2400 =$	36 kg
	<u>64 kg</u>	

Pêso próprio $0,90 \times 0,15 \times 2400 = 322 \text{ kg}$

Betonilha $0,90 \times 0,02 \times 2000 = 36 \text{ kg}$

358 kg

Pêso total: $64 \text{ kg} + 358 = 422 \text{ kg}$

Sobrecarga

400 kg/m² e um momento de 80 kgxm

Momento de encastramento

$$M = 64 \times 60 + 358 \times 30 + 400 \times 30 + 8000$$

$$M = 3840 + 10740 + 12000 + 8000$$

$$M = 34580 \text{ kg x cm}$$

• Espessura das lajes dos passeios

$$h = 0,518 \sqrt{34580/100}$$

$$h \approx 10 \text{ cm}$$

tomamos $R_l = 30 \text{ kg}$, porque com a flexão própria da viga marginal, os efeitos adicionam-se

Cálculo do esforço transversal

$$T = 422 + 400 + 8000/60$$

$$T = 422 + 400 + 133 = 955 \text{ kg}$$

Para resistir aos esforços transversos precisamos:

$$h = 955 / (100 \times 0,9 \times 6) \approx 13 \text{ cm}$$

Tomaremos

$$H = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Armadura } A_a = 34580 / (1200 \times 0,9 \times 13) = 2,46 \text{ cm}^2 = 8 \text{ } \phi \text{ } 1/4'' \text{ com } 2,53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armadura de distribuição: } - 7 \text{ } \phi \text{ } 3/16'' \text{ com } 1,25 \text{ cm}^2$$

Cálculo das longarinas

Farei o cálculo considerando-as como vigas rectangulares e como vigas T, para dessa maneira se poder estabelecer uma comparação nitida entre as vantagens de cálculo duma e doutra forma.

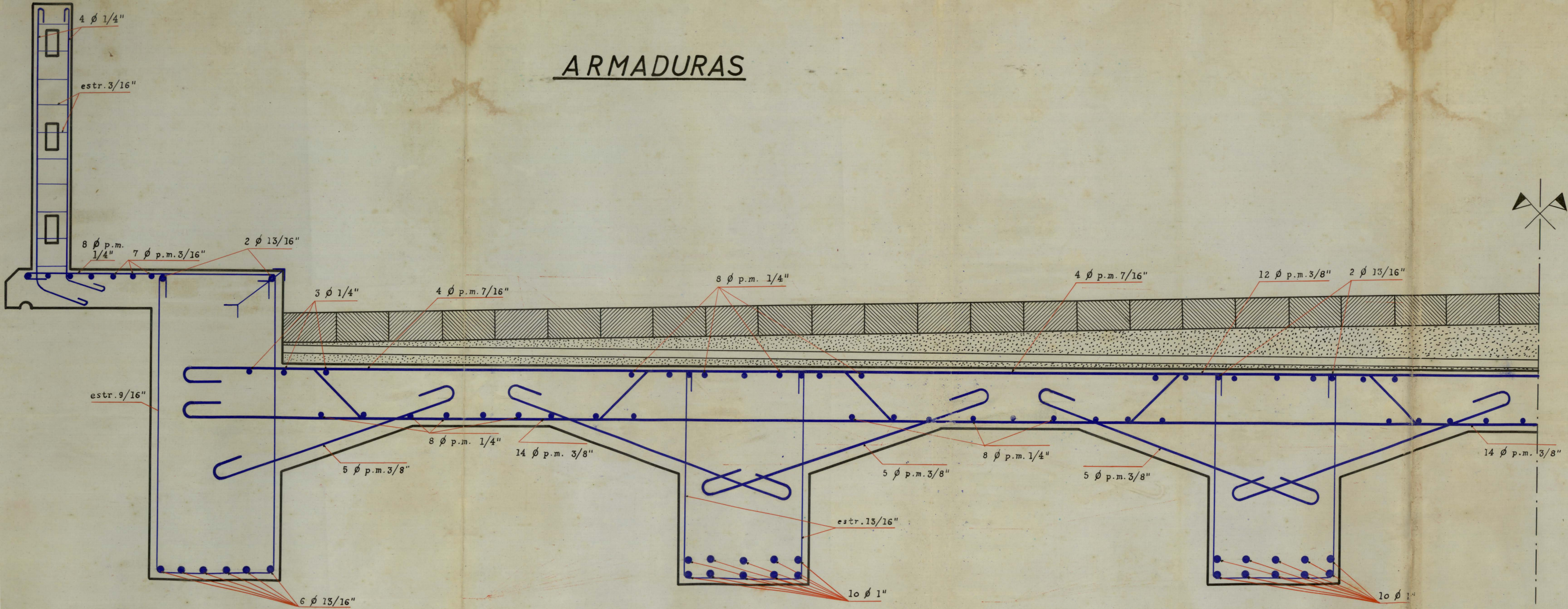
Como viga rectangular

Cácularei para o momento máximo, mantendo a altura constante.

A posição dos quatro comboios tipo que provocam nas longarinas maiores solicitações vai indicada numa figura junta.

A maior carga que as rodas de/traz transmitem às longarinas por intermédio da laje é:

ARMADURAS



esc. 1:10

$$2 R_a = 6000 \times 0,50 + 2 \times 6000 + 6000 \times 1$$

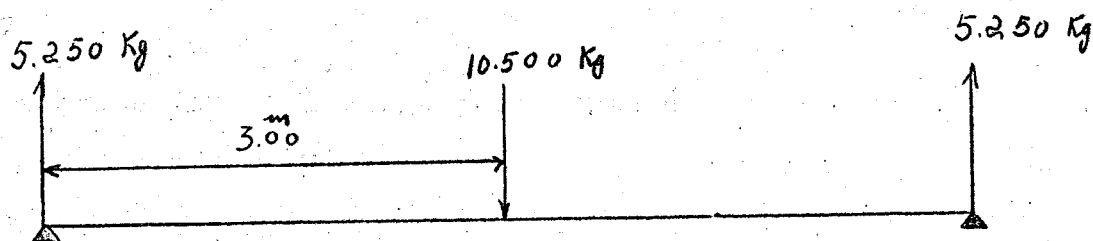
$$R_a = 10500 \text{ kg}$$

Para as rodas da frente será:

$$2R_a = 2000 \times 2 + 2000 \times 0,5 + 2000 \times 1$$

$$R_a = 3500 \text{ kg}$$

Teremos então o momento máximo positivo com os comboios tipo na posição indicada na figura junta, e quando as rodas de traz estão a meio do vão. Supomos a laje, nas considerações feitas, composta por tramos simplesmente apoiados.



Cálculo dos momentos

a) Devido à carga permanente

Laje	0,23 x 2 x 2400	=	1104	kg
Pavimento	545 x 2	=	1090	kg
Pêso próprio	1 x 0,50 x 2400	=	1200	kg
			3394	kg
Total				

Portanto :

$$M = pl^2/8 = 3394 \times 36/8 = 15273 \text{ kg x m}$$

b) Devido à sobrecarga

$$M = Pl/4 = 10500 \times 6/4 = 15750$$

Portanto:

$$M_{\text{max}} = 15273 + 15750 \times 1,4 = 37323 \text{ kg x m}$$

Altura da viga

$$h = \sqrt[3]{M/b} = 0,375 \sqrt[3]{3732300/50}$$

$$h = 102 \text{ cm}$$

Contando com 6 cm para revestimento (visto haver 2 camadas de ferro) vem:

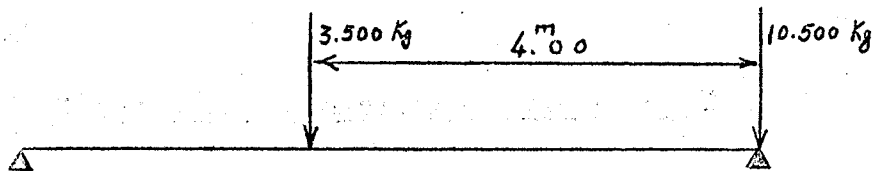
$$H = 1,10 \text{ m}$$

Cálculo da armadura

$$A_a = M/R_a Z = 3732300 / (1200 \times 0,9 \times 102) = 33,80 \text{ cm}^2$$

Empregarei 10 ϕ 15/16" c/44,5 cm²

Verificação ao esforço transversal



• Tem o valor máximo para a posição das forças actuantes indicadas na figura acima e que é:

$$T_{\text{max}} = 11.667 \text{ kg}$$

O esforço de corte devido à carga permanente é:

$$T = pl/2 = 3.394 \times 6/2 = 10182$$

O esforço de corte total é:

$$11667 \times 1,4 + 10182 = 26516 \text{ kg}$$

$$t = 26516 / (50 \times 0,9 \times 102) = 5,7 \text{ kg/cm}^2$$

Precisarei portanto de calcular estribos

Determinação das tensões de trabalho.

$$R_b^I = Mv/I$$

$$R_g = mM (h-y)/I$$

Determinação da posição da f.n.

Método analítico

$$by^2/2 = mA_a (h-y)$$

$$25 y^2 = 15 \times 44,5 \times 102 - 15 \times 44,5 \times y$$

$$25 y^2 + 667,5 y - 68085 = 0$$

$$y = -667,5 \pm \sqrt{667,5^2 + 6808500/50} = 40,5 \text{ cm}$$

$$y = 40,5 \text{ cm}$$

Cálculo de I

$$I = b y^3/3 + mA_a (h-y)^2 =$$

$$I = 1107169 + 2524652 = 3631821 \text{ cm}^4$$

Cálculo de R_b^j e R_a

$$R_b^j = My/I = 151158150/3631821 = 42 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_b^j = 42 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_a^j = mM(h-y)/I = 3443046750/3631821 = 949 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_a = 949 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo das longarinas como vigas T

- Calcularei a viga para o momento máximo positivo, mantendo a altura constante. A viga foi considerada como simplesmente apoiada. Para esta segunda solução (viga T) obtive, como previa, uma grande diminuição de altura. Quanto à armadura (e para atender a uma economia de ferro) dividirei a viga por troços, determinando o momento máximo em cada um para a posição de cargas mais desfavorável, e colocando-lhe a armadura respectiva.

Para o esforço de corte farei o mesmo, como adiante se verá.

Poderia fazer este estudo pelo método das linhas de influencia.

Fa-lo-ei, porém, analiticamente.

Pelo estudo que a seguir se verá, determinei para M máximo o valor 37.323 kgxm, com o qual determinei a secção da viga e a respectiva armadura. Segue-se o calculo da viga T, segundo o Salliger.

Calculo das longarinas como vigas T

$$M = 37323 \text{ kgxm}$$

$$b = 2,60 \text{ m}$$

Segundo a tabela 8I temos:

$$1/\epsilon\sqrt{M/(b \times \sigma_b)} = 1,25$$

Portanto:

$$h = a'\sqrt{M/(b \times \sigma_b)} = 2,61 \times 25 = 65,25 \text{ cm}$$

$$H = 80 \text{ cm.}$$

Calculo da Armadura

$$A_a = M/(R_a \times Z) = 3732300/(1200 \times 0,9 \times 74) = 46,7 \text{ cm}^2$$

$A_a = 46,70 \text{ cm}^2$

Emprego 10 ϕ 1" c/50,7.

Adiante se fará a verificação das tensões.

Determinação dos momentos máximos nas varias secções das longarinas.

Determinarei o momento máximo em cada uma delas, que se verifica como sabemos, quando o comboio de cargas tipo se desloca ao longo do pontão e passa sobre a secção em estudo.

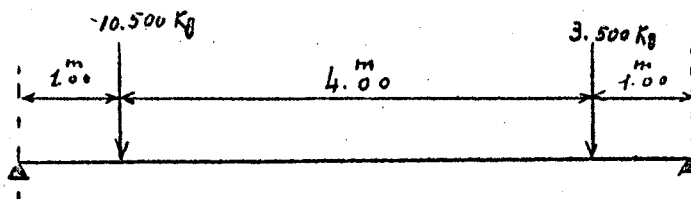
A folhas 19 e 20 deste estudo eu tenho já calculada a maior carga que as rodas trazeiras e da frente transmitem às longarinas mais esforçadas, que são as mais próximas das longarinas marginais, conforme se poderá ver pelas figuras juntas, onde se indica a posição dos quatro comboios tipo sobre o tabuleiro do pontão.

As longarinas centrais darei a mesma secção, quer em ferro quer em betão. Vimos, pois, que as rodas trazeiras transmitem a estas longarinas a carga de 10500 kg, e as da frente 3500 kg.

São, pois, estas cargas que nós vamos considerar deslocando-se ao longo do pontão, para fazer a determinação dos momentos máximos nas várias secções. Mais adiante se fará o mesmo para o esforço de corte.

Considero para este estudo o comboio tipo entrando pela esquerda.

As secções simétricas em relação ao meio da viga serão armadas igualmente prevendo a outra hipótese de entrada do comboio tipo pela direita.



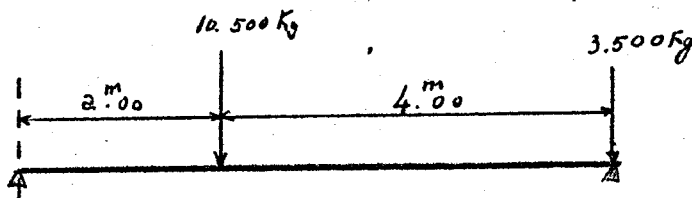
Momento a um metro do apoio da esquerda.

$R_a = 9334$

$R_b = 4666$

$M_{a \ 1,00 \ m} = 9334 \text{ kg} \times \text{m}$

Momento a 2,00 m do apoio da esquerda

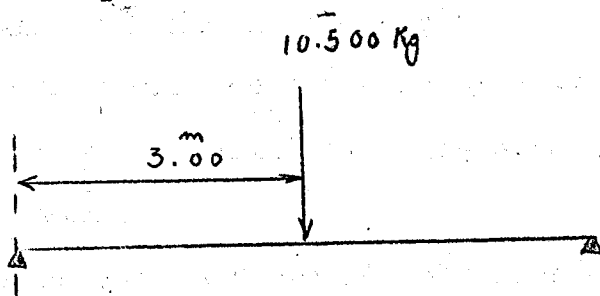


$R_a = 7.000$

$R_b = 7.000$

$$M_a \text{ a } 2,00 \text{ m} = 14000 \text{ kg} \times \text{m}$$

Momento a 3,00 m do apoio da esquerda (meio da viga)



$$R_a = R_b = 5250$$

$$M_a \text{ meio} = 5250 \times 3 = 15750 \text{ kg} \times \text{m}$$

É como previa o ponto de momento máximo. Na outra meia viga, continuando com o comboio a deslocar-se repetiam-se estes valores em relação ao apoio da direita. Agora, vou ao diagrama dos momentos para a carga permanente e para a carga uniformemente distribuída (parábola dos momentos) e vejo os valores deles em cada um destes pontos. Como-o ao determinado analiticamente e tenho o momento nessa secção. Em seguida vejo no diagrama dos momentos resistentes se a secção de ferro é ou não suficiente.

Assim:

$$M = 9334 \times 1,4 + 8613 = 21680 \text{ kg} \times \text{m} \text{ a } 1,00$$

$$M = 14000 \times 1,4 + 13.781 = 33.381 \text{ kg} \times \text{m} \text{ a } 2,00 \text{ m}$$

$$M = 15.750 \times 1,4 + 15.273 = 37.323 \text{ kg} \times \text{m} \text{ a meio}$$

Pelo diagrama dos momentos resistentes tiramos:

$$M = 16.365 \text{ kg} \times \text{m} \text{ a } 1,00 \text{ m}$$

$$M = 28.710 \text{ kg} \times \text{m} \text{ a } 2,00 \text{ m}$$

$$M = 37.323 \text{ kg} \times \text{m} \text{ a meio}$$

Portanto:

A 1.00 m preciso de

$$A_a = 2168000 / (1200 \times 0.9 \times 74) = 27,2 \text{ cm}^2$$

A 2.00 m preciso de

$$A_{1a} = 3338100 / 79920 = 42,00 \text{ cm}^2$$

Ora a 1,00 m do apoio da esquerda eu tenho 6 ϕ 1" c/ 30,4 cm² que me absorvem o momento nessa secção.

A 2.00 m do mesmo apoio tenho 9 ϕ 1" c/ 45,7 cm² o que me dá uma secção em ferro suficiente para absorver o momento nessa parte da viga.

A meio terei a secção em ferro já calculada ou seja:

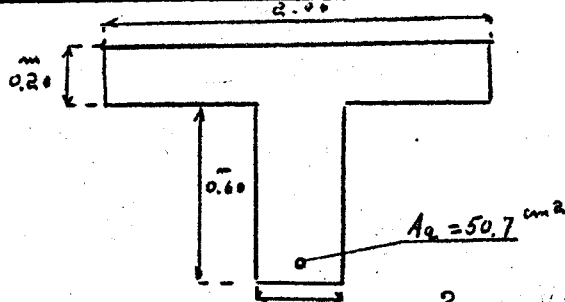
10 ϕ 1" c/50,7

Na outra metade da viga colocarei as mesmas armaduras.

As duas longarinas centrais serão armadas com os mesmos ferros que as outras visto a diferença de momentos sêr insignificante. As duas longarinas marginais é que serão objecto de um estudo á parte não só porque as cargas actuantes são bastante menores,mas tambem porque as condições de solicitação são menos severas.

Em todas as considerações feitas,partimos do principio de que numa secção á distancia X do apoio o momento é maximo quando sobre ela passa um rodado do comboio-tipo,o que evita de calcularmos para cada posição das cargas rolantes os momentos em relação a secções onde não actuam cargas.

Verificação das tensões nas longarinas T centrais e na secção mais esforcada



Começarei por determinar o valor de $by^2/2$ e o de $mA_g(h-y)$ para assim ver se a f.n.cai na nervura ou na laje.

Ora $by^2/2 = 200 \times 23^2 / 2 = 52900$

E

$m A_g(h-y) = 15 \times 50,7 \times 51 = 38786$

Infere-se daqui que a f. n. cai dentro da laje

Pela igualdade entre os momentos estaticos vem:

$$100 y^2 + 760,5 y - 56277 = 0$$

$$y = - 760,5 + 4805,2/200 = 20,2 \text{ cm}$$

Calculo de I

$$I = by^3/3 + m A_a (h-y)^2$$

$$I = (200 \times 20,2^3)/3 + 15 \times 50,7 \times 54^2$$

$$I = 533333 + 2217618 = 2750951 \text{ cm}^4$$

Calculo de R'_b

$$R'_b = M \times y/I = 3732300 \times 20/2750951$$

$$R'_b = 30 \text{ kg/cm}^2$$

Calculo de R_a

$$R_a = m.M (h-y)/I = 3023163000/2750951$$

$$R_a = 1099 \text{ kg/cm}^2$$

Fazendo uso das tabelas de Salliger obtinhamos os seguintes valores:

Para

$$M = 3732300 \text{ kgxcm}$$

$$b = 200 \text{ cm}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

$$h = 74 \text{ cm}$$

$$A_a = 50,7$$

obtemos os seguintes valores:

Posição da f. n.

$$X = 0,273 \times 74 = 20,2 \text{ cm}$$

$$R'_b = 30 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_a = 1094 \text{ kg/cm}^2$$

Como vemos os numeros obtidas diferem de muito pouco.

Verificação ao esforço transverso

Como já vimos atraz, ao fazer o estudo da viga rectangular,

o esforço de corte maximo é:

$$T = 11667 \times 1,4 + 10182 = 26516 \text{ kg}$$

$$t = 26516 / (50 \times 0,9 \times 74) = 7,9 \text{ kg/cm}^2$$

O esforço de corte unitario é,pois, bastante superior ao regulamentar e maior (como já previa) do que o que se verificava na viga rectangular.

Terei,pois, que calcular os estribos necessarios para absorverem o esforço de corte.

Eu poderia determinar o valor maximo do esforço de corte e armar a viga em todo o seu comprimento com os estribos calculados para esse esforço maximo.

Todavia, como sabemos, o esforço de corte diminue dos apoios para o meio da viga, e então não seria economico empregar a mesma secção de estribos em todo o comprimento.

Terei,pois, de considerar o esforço de corte para varias posições das cargas actuantes e empregar os estribos conforme o valor do esforço de corte nessas secções.

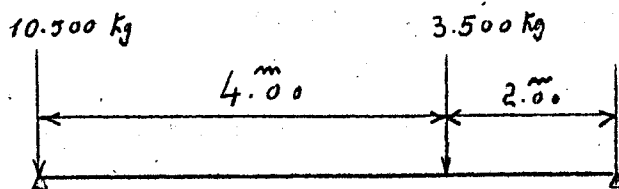
É claro que terei de considerar o comboio-tipo entrando pela direita da ponte ou pela esquerda.

Farei o estudo, considerando a entrada dele pela esquerda, e armarei a viga nos varios troços segundo o corte nos mesmos.

Nas secções simetricas em relação ao meio da viga, colocarei os mesmos estribos, dado o facto do comboio poder entrar pela direita e ocupar, portanto uma posição simetrica á que ocupava, entrando pela esquerda.

Determinação do esforço transversal

Sobre o apoio da esquerda:



$$R_a = 11667$$

$$R_b = 2333$$

Calculo dos estribos para este esforço de corte

Eu sei que

$$T \times d = n \times w_e \times 1200 \times 0,9 \times 74$$

$$10182 + 11667 \times 1,4 \times 20 = n \times w_e \times 1200 \times 0,9 \times 74$$

$$n \times w_e = 530320 / 79920 = 6,64 \text{ cm}^2$$

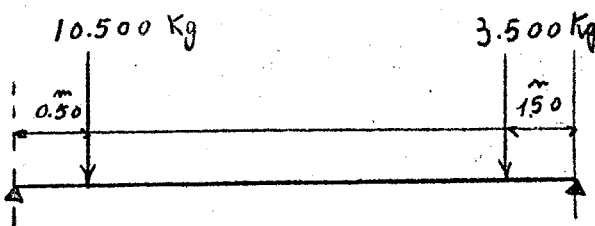
Empregarei estribos de 2 ramos, de 13/16" c/6,67 cm² e distan-
ciados de 20 cm. Isto numa extensão de 0,50 a contar do apoio es-
querdo. Ficamos, pois, com uma certa margem de segurança nesta parte
da viga, visto que numa secção imediatamente á direita o esforço
de corte baixa logo de 10500 kgs.

Esforço de corte e estribos a 0,50 do apoio

$$R_a = 10500 \times 5,5 + 3500 \times 1,5/6$$

$$R_a = 10500$$

$$R_b = 3500$$



Entrando em conta com o coeficiente dinâmico e com o esforço
de corte devido ao pêso proprio temos:

$$T = 10500 \times 1,4 + 9333,5$$

visto que o T devido ao pêso proprio da laje, pavimento e viga é:

$$T = p \times l/2 = 9333,5$$

será, pois,

$$T = 24.033$$

Calculo dos estribos

$$T \times d = n \times w_e \times R_a \times Z$$

Empregando estribos de 2 ramos de 13/16" c/6,67 cm²

vem:

$$24033 \times d = 6,67 \times 79920$$

$d = 22 \text{ cm}$

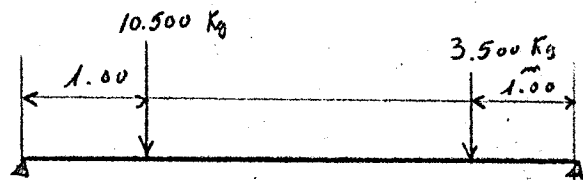
Emprego, portanto estribos de 2 ramos de $13/16''$ c/6,67 cm^2 espaçados de 22 cm.

Coloco, pois, a mesma secção de ferros para os estribos na extensão de 0,50 a 1,00 m.

Esforço de corte e estribos a 1,00 m do apoio

$$R_a = 9334 \text{ kg}$$

$$R_b = 4667 \text{ kg}$$



Devido ao peso proprio:

$$T_1 = 8485$$

O T total será :

$$T = 9334 \times 1,4 + 8485 = 21553$$

Calculo de d

$$21553 \times d = 533066,4$$

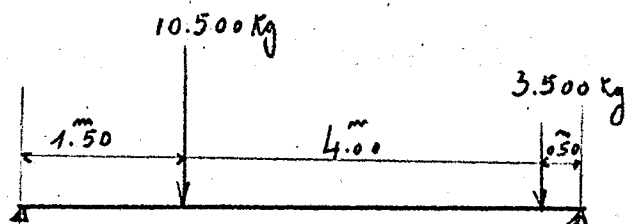
$$d = 25 \text{ cm}$$

Emprego estribos de 2 ramos de $13/16''$ c/6,67 cm^2 distanciam, dos de 25 cm, na extensão que vai de 1,00 a 1,50 m.

Calculo de T e dos estribos a 1,50 do apoio

$$R_a = 8166 \text{ kg}$$

$$R_b = 5834 \text{ kg}$$



$$T = 8166 \times 1,4 + T_1$$

$$T_1 = 7637 \text{ kg}$$

$$T = 19069 \text{ kg}$$

Calculo de d

$$T \times d = n \times w_e \times R_a \times Z$$

$$19069 \times d = 533064,4$$

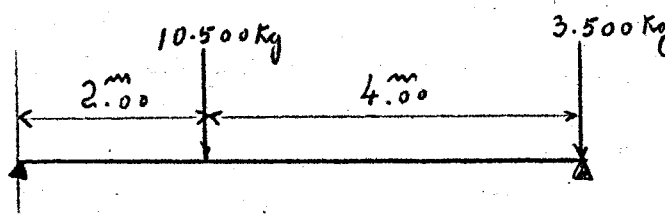
$$d = 28 \text{ cm.}$$

Emprego estribos de 2 ramos de 13/16" c/6,67 cm² distanciados de 28 cm.

Calculo de T e do espaçamento a dar aos estribos de 2.00 a 3.00 m do apoio (meio da viga)

$$R_a = 7000 \text{ kg}$$

$$R_b = 7000 \text{ kg}$$



$$T = 9800 + 6788 = 16588 \text{ kg}$$

Calculo de d

$$16588 \times d = 533.064,4$$

$$d = 32 \text{ cm.}$$

Portanto de 2.00 m do apoio até ao meio da viga emprego estribos de 2 ramos de 13/16" c/6,67 cm² distanciados de 32 cm.

A outra metade da viga arma-se da mesma maneira que esta.

Calculo das Armaduras para as longarinas marginais

Entendo dever fazer um estudo á parte para estas longarinas pelas

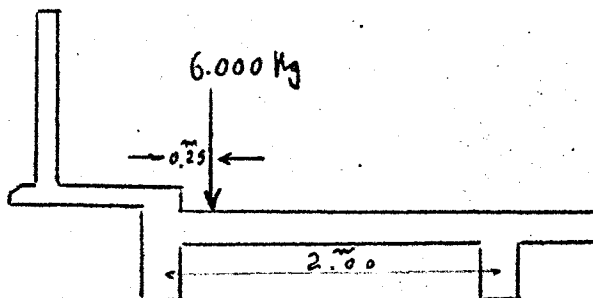
razões já atrás expostas.

Determinação dos momentos actuantes

Temos a considerar um momento constante ,proveniente da consola que constitui o passeio e cujo valor é,segundo vimos atrás, igual a 34580 kg x cm e que provoca na viga acções diferentes, consoante caminhamos do apoio para o meio.

Alem deste,temos o momento devido ao pêsso proprio da viga,o devido á carga rolante de 6 T deslocando-se ao longo do tabuleiro da ponte e o devido a 0,75 da laje.

Momento devido á carga rolante



$$2R_a = 6000 \times 1,75$$

$$R_a = 5250 \text{ kg}$$

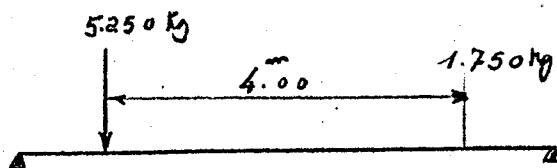
Para as rodas da frente do caminhão-tipo será :

$$2 R_a = 2000 \times 1,75$$

$$R_a = 1750 \text{ kg}$$

Portanto:

Momento a 1,00 m do apoio da esquerda



$$R_a = 4666 \text{ kg}$$

$$M = 4666 \text{ kgxm}$$

A 2.00 m teremos:

$$M = 7000 \text{ kg x m}$$

A meio da viga

$$M = 7875 \text{ kg x m}$$

Na determinação destes momentos imaginei as cargas de 5250 e 1750 kg ,déslocando-se ao longo da viga marginal.

Vêr figura junta

Devido ás cargas permanentes

Temos a considerar o pêso permanente por m.l. devido a

a) pêso proprio da viga

$$1,15 \times 0,50 \times 1 \times 2400 = 1380 \text{ k p.m.l.}$$

b) pêso proprio de 0,75 de laje

$$0,75 \times 23 \text{ xl} \times 2400 = 414 \text{ k p. m. l.}$$

c) devido ao passeio em consola

1) pêso das guardas p.m.l.

$$0,08 \times 0,15 \times 2400 = 28 \text{ kg}$$

2) pêso das travessas p.m.l.

$$3 \times 0,05 \times 0,10 \times 2400 = 36 \text{ kg}$$

3) betonilha = 36 kg

4) sobrecarga no passeio400 kg/m²

Total:

$$1380 + 414 + 28 + 36 + 36 + 400 = 2294 \text{ kg p.m.l.}$$

O momento devido á carga permanente será então:

A meio da viga

$$M = 2294 \times 36/8 = 10323 \text{ kgxm. .l.}$$

A 2.00 m do apoio :

$$M = 6882 \times 2 - 2294 \text{ xl} = 9176 \text{ kgxm}$$

A 1.00 m do apoio: /

$$M = 6882 \times 1 - 2294 \text{ xl} \times 0,5$$

$$M = 5735 \text{ kgxm}$$

Calculo das Armaduras

$$A_a = 466600 \times 1,4 + 573500 / 1200 \times 0,9 \times 100 = 11,4$$

Empregarei no trôço da viga que vai do apoio até 1.00 m 4 ϕ 13/16" c/13,3 cm²

_____ x _____

$$A_{1a} = 700000 \times 1,4 + 917600 / 1200 \times 0,9 \times 100 = 16,3 \text{ cm}^2$$

Empregarei no trôço que vai de 1.00 m do apoio a 2.00 5 ϕ 13/16" c/16,7 cm²

_____ x _____

$$A_{2a} = 1032300 + 787500 \times 1,4 / 1200 \times 0,9 \times 100 = 19,7 \text{ cm}^2$$

Empregarei no trôço que vai de 2.00 m do apoio até o meio da viga 6 ϕ 13/16" c/20.00 cm²

Verificação ao esforço de corte

Calculo dos estribos

Determinarei o esforço de corte devido á carga permanente e o devido á carga rolante.

a) devido á carga permanente:

No apoio:

$$T = pl/2 = 6882 \text{ kg}$$

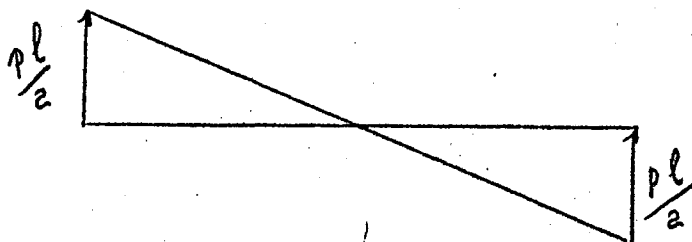
A 1.00 m do apoio:

$$T_1 = 6882 - 2294 = 4588 \text{ kg}$$

A 2.00 m do apoio:

$$T_2 = 6882 - 4588 = 2294$$

A meio da viga é nulo como sabemos, pois o diagrama é:



b) devido à carga rolante:

No apoio da esquerda:

$$T = 5250 \times 6 + 1750 \times 2/6 = 5834$$

$$T = 5834$$

A 1,00 m do apoio

$$T_1 = 5250 \times 5 + 1750 \times 1/6 = 4666 \text{ kg}$$

A 2,00 m do apoio

$$T_2 = 5250 \times 4/6 = 3500 \text{ kg}$$

A meio da viga

$$T_3 = 5250 \times 3/6 = 2625 \text{ kg}$$

Cálculo dos estribos

$$T \times d = n \times W_e \times R_a \times Z$$

$$(6882 + 5834 \times 1,4) \times d = 3,21 \times 1200 \times 0,9 \times 100$$

$$d = 346680/15050 = 23 \text{ cm.}$$

Emprego no trecho que vai do apoio até 1.00 m. estribos de 2 ramos de 9/16" c/3,21 cm² espaçados de 23 cm.

X

$$T \times d = n \times W_e \times R_a \times Z$$

$$(4588 + 4666 \times 1,4) \times d = 346680$$

$$d = 31 \text{ cm.}$$

No trecho de 1.00 m. a 2.00 m. do apoio emprego estribos de 2 ramos de 9/16" c/3,21 cm² espaçados de 31 cm.

X

$$2625 \times d \times 1,4 = 0,95 \times 1200 \times 0,9 \times 100$$

$$d = 30 \text{ cm.}$$

No trecho que vai de 2.00 m. do apoio a meio da viga emprego estribos de 3 ramos de 1/4" c/0,95 cm² espaçados de 30 cm.

Verificação das tensões nas longarinas marginais

Comecei por estabelecer a igualdade entre os momentos estaticos da laje em consola do passeio e da armadura de tracção. Como este era maior constatei que a f.n. teria que descer. Considerei depois a soma dos momentos estaticos da laje do passeio em consola e da parte tracejada. Constatai que era maior que $m A_a (h-y)$

o que me leva a concluir que a f.n. cairá dentro da área tracejada.

Assim:

$$95 y^2/2 - 45 (y - 15)^2/2 = m A_a (h-y)$$

$$95 y^2 - 45 (y^2 + 15^2 - 30y) = 2m A_a (h-y)$$

$$95 y^2 - 45y^2 + 10125 + 1350 y = 65400 - 600 y$$

Ordenando:

$$50 y^2 + 1950 y - 75275 = 0$$

$$y^2 + 39 y - 1510,5 = 0$$

$$y = (-39 + 87)/2 = 24 \text{ cm}$$

Cálculo de I

$$I = by^3/3 + mA_a (h-y)^2$$

$$I = 95 \times 24^3/3 + 45 \times 9^3/3 + 15 \times 20 \times 85^2$$

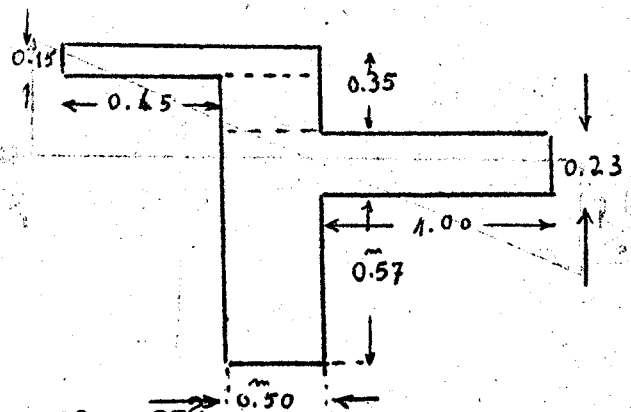
$$I = 437760 - 10935 + 2167500 = 2594325 \text{ cm}^4$$

Cálculo de R_b^I e R_a

$$R_b^I = My/I = 2134800 \times 24/2594325 = 20 \text{ kg/cm}^2$$

O valôr de M foi o calculado a meio da viga. A verificação é portanto feita nessa secção.

$$R_a = mM(h-y)/I = 1050 \text{ kg/cm}^2$$



X

Segue-se a verificação da estabilidade do muro de suporte e dos muros de ala.

TRAÇADO DA PARÁBOLA DOS
MOMENTOS.

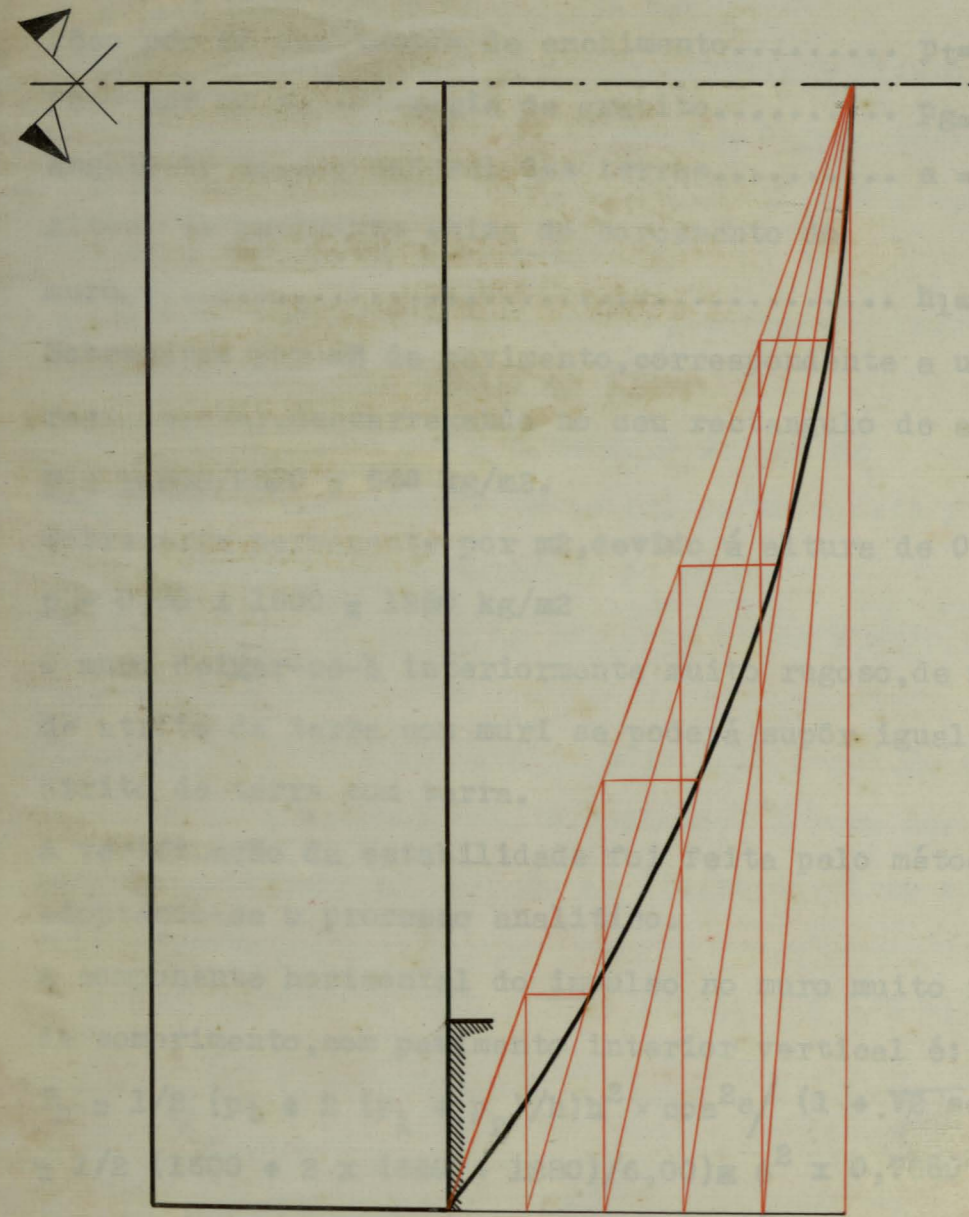
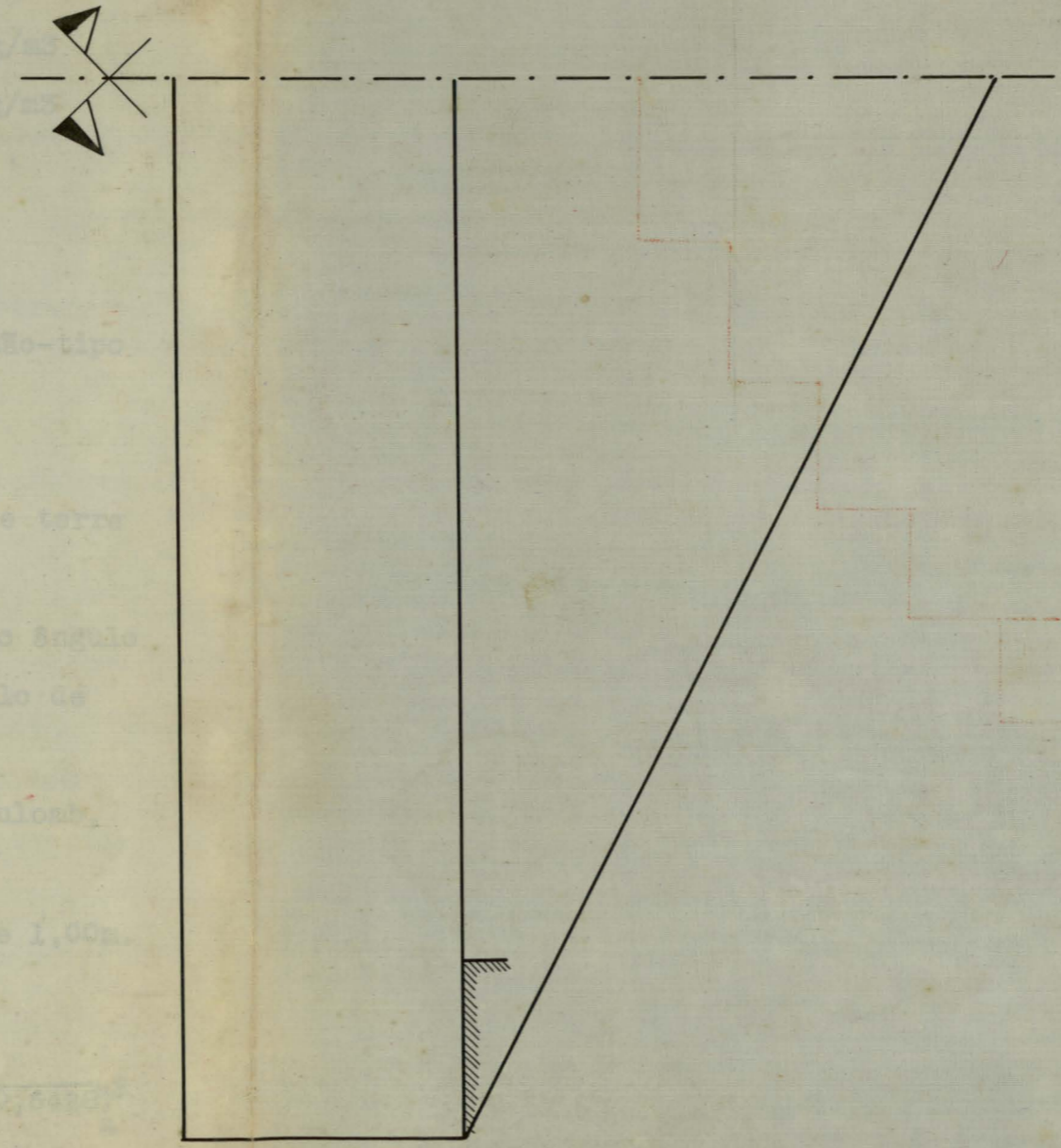


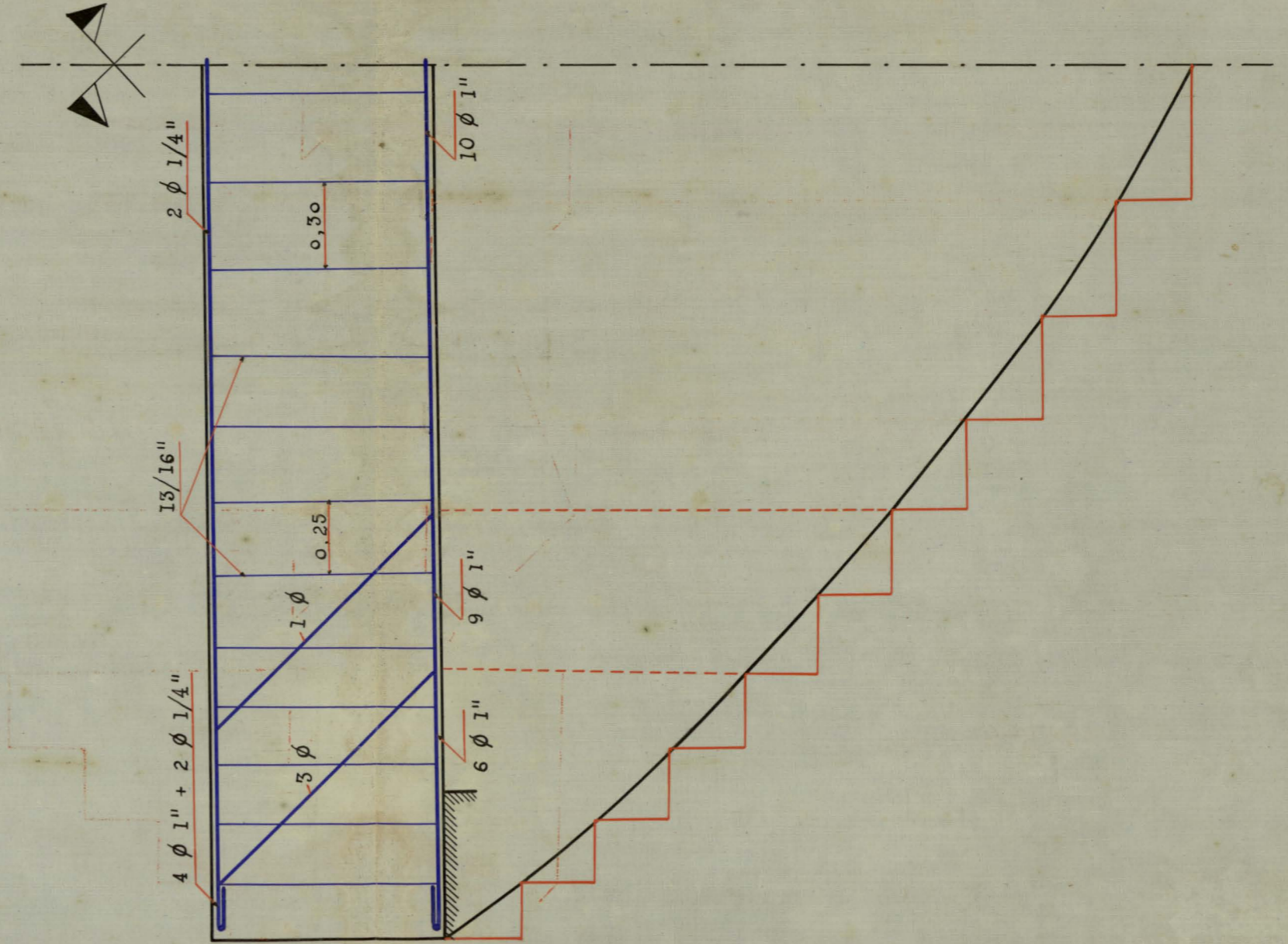
DIAGRAMA DOS MOMENTOS DEVIDOS À
CARGA CONCENTRADA A MEIO.



ESTUDO PARA UMA LONGARINA CENTRAL

DIAGRAMA DA SOBREPOSIÇÃO DOS MOMENTOS FLECTORES

DIAGRAMA DOS MOMENTOS RESISTENTES



ESC.^s | Comp. - 1:20
| Mom. - 1cm - 2.871 Kgm.

Verificação da estabilidade dos encontros

Os encontros, de alvenaria de granito, terão secção rectangular, por se considerar que, não havendo jorramento exterior, é esta a secção mais económica.

A sua estabilidade foi verificada para a acção do impulso devido às terras de enchimento, á sobrecarga sobre o pavimento, ao peso proprio e à carga transmitida pela ponte.

Eis as dimensões e características principais da obra:

Altura..... h = 6,00 m.

Espessura..... e =

Peso por m³ das terras de enchimento..... p_t = 1600 kg/m³

Peso por m³ de alvenaria de granito..... p_g = 2500 kg/m³

Ângulo de talude natural das terras..... a = 40°

Altura do pavimento acima do coroamento do

muro,..... h₁ = 0,80 m.

Sobrecarga por m² de pavimento, correspondente a um caminhão-tipo regulamentar, descarregando no seu rectângulo de apoio

$$p_1 = 16000/2500 = 640 \text{ kg/m}^2.$$

Sobrecarga permanente por m², devido á altura de 0,80 m. de terra

$$p_2 = 0,80 \times 1600 = 1280 \text{ kg/m}^2$$

O muro deixar-se-á interiormente muito rugoso, de modo que o ângulo de atrito da terra com muro se poderá supôr igual ao ângulo de atrito de terra com terra.

A verificação da estabilidade foi feita pelo método de Coulomb, adoptando-se o processo analítico.

A componente horizontal do impulso no muro muito rugoso, de 1,00m. de comprimento, com pavimento interior vertical é:

$$\begin{aligned}
T_h &= 1/2 (p_t + 2 (p_1 + p_2)/h) h^2 \times \cos^2 a / (1 + \sqrt{2} \sin a)^2 = \\
&= 1/2 (1600 + 2 \times (640 + 1280)/6,00) \times 6^2 \times 0,7660^2 / (1 + \sqrt{2} \times 0,6428)^2 = \\
&= 1/2 (1600 + 1920/3) \times 36 \times 0,586756 / (1 + 1,415 \times 0,6428)^2 = \\
&= 18 \times (1600 + 640) \times 0,586756 / 1,912^2 = 18 \times 2240 \times 0,586756 / 3,65 = \\
&= 6470 \text{ kg}
\end{aligned}$$

A componente vertical tem o valor

$$T_v = T_h t_g a = 6470 \times 0,839 = 5430 \text{ kg}$$

O impulso total:

$$T = T_h / m a = 6470 / 0,766 = 8450 \text{ kg}$$

A base inferior do trapézio de impulso, notando que a altura total das terras é de

$$6,00 + 0,80 + 340/1600 = 6,00 + 0,80 + 0,40 = 7,20 \text{ m}$$

Tem o comprimento

$$B = 2 \times 8450 / 720 \times 1600 = 1,47 \text{ m.}$$

A base superior tem

$$b = 1,47 \times 1,20 : 7,20 = 0,245 \text{ m.}$$

O centro de impulso cai por consequência à altura de

$$h (B + 2b) / 3(B + b) = 6 (1,47 + 2 \times 0,245) : 3 (1,47 + 0,245) = 2 (1,47 + 0,49) : 1,715 = 2 \times 1,96 : 1,715 = 2,28 \text{ m.}$$

medida a partir da base inferior.

A pressão transmitida pela ponte, carregada (supondo a sobrecarga sem coeficiente dinâmico) é de:

$$P = 11667 + 10182 / 2,0 = 21849 / 2,0 = 10924 \text{ kg}$$

referida já ao comprimento de 1m. do muro. Esta pressão descarrega a 0,25 m. da face exterior do muro.

O peso por m. corrente de muro, que actua a meio da base, é:

$$Q = 6 \times e \times 2500$$

Estabelecendo a espessura do muro pela condição de não haver tracção na alvenaria, isto é, anulando a soma dos momentos das forças actuantes em relação ao limite do terço médio da base inferior, vem:

$$6 \times e \times 2500e/6 - 6470 \times 2,28 + 5430 \times 2 e/3 - 10924 \times (e/3 - 0,25) = 0$$

$$2500 \times e^2 - 14730 + 3620 \times e - 3641 \times e + 2731 = 0$$

$$2500 \times e^2 - 21 \times e - 11999 = 0$$

$$e = 21 + \sqrt{440 + 11999 \times 10^4 / 5000} = 2,19 \text{ m.}$$

Esfôrço de compressão maximo na base

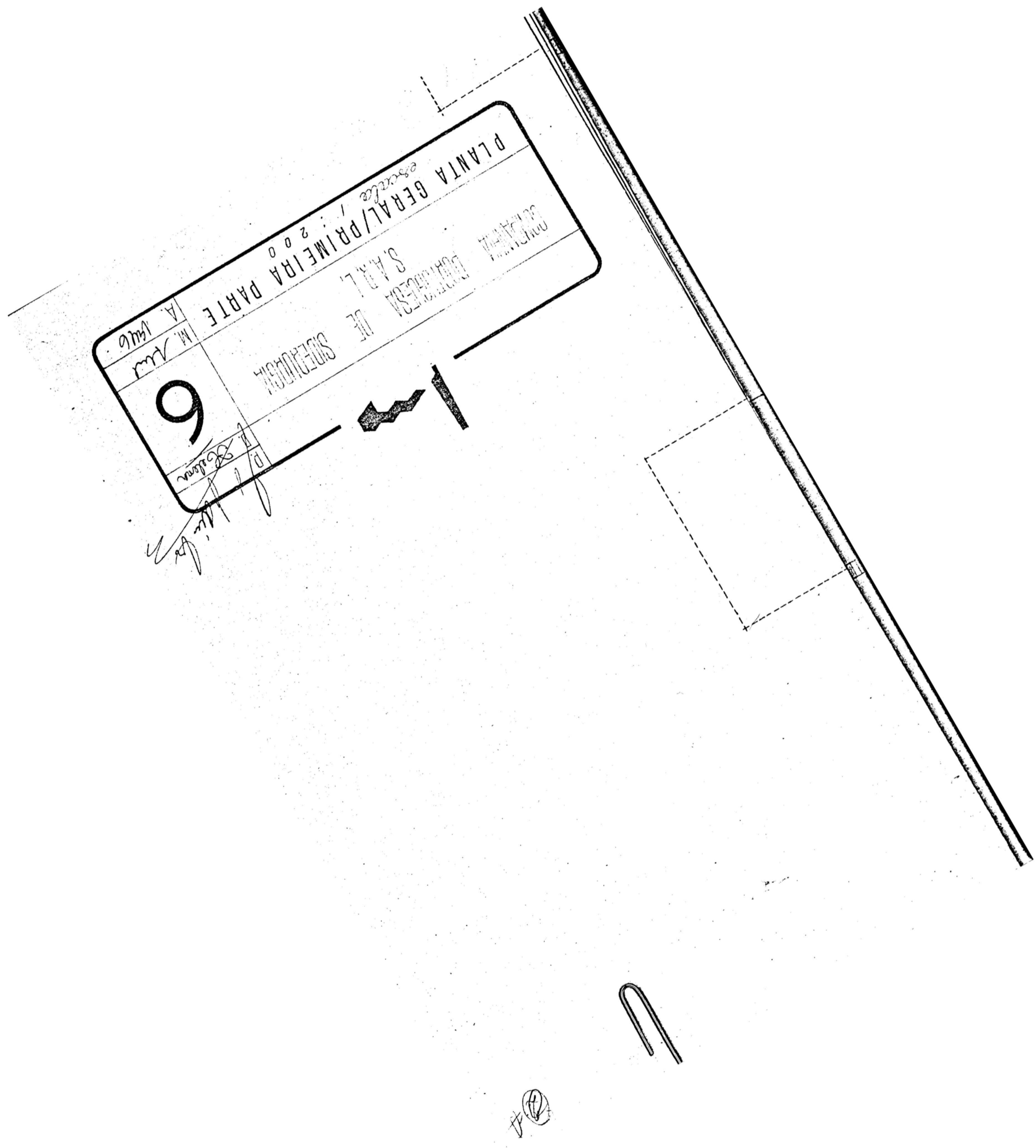
$$R = \frac{2 \times (2500 \times 2,19^2 + 5430 \times 2 \times 2,19/3 + 10924)}{2,19}$$

$$R = 2,82 \text{ kg/cm}^2$$

Como se verifica, a compressão máxima na secção da base, está dentro dos limites de resistência admissíveis para um terreno normal.

2º PARTE

PILARES E VIGAS DE
SUSTENTAÇÃO DA
PONTE ROLANTE



CARACTERISTICAS E NORMAS DE CALCULO.

A Planta Geral da Fábrica da Companhia Portuguesa da Siderurgia, bem como os respectivos cortes que nos foram fornecidos, e que juntámos ao relatório, permitem fazer um a ideia de conjunto dos elementos que se pretendem calcular, e das condições de solicitação. Esses elementos encontram-se devidamente assinalados nos referidos desenhos.

Trata-se de projectar e calcular 2 VIGAS de SUSTENTAÇÃO para uma grua-ponte, rolante, de 45 toneladas e os correspondentes PILARES de apoio.

As vigas assentam sobre pilares espaçados de 5 metros de eixo a eixo e tem uma extensão total de 80 metros .

Para efeito de cálculo foram porém as vigas divididas em troços de 20 metros, prevendo-se, dada a extensão das vigas, juntas de dilatação entre troços consecutivos .

Cada um dos troços encontra-se em idênticas condições de solicitação máxima, e foi considerado como viga contínua apoiada sobre apoios de rotação livre, transmitindo as cargas provenientes da ponte rolante e do peso próprio, aos pilares sobre que se apoia.

A ponte rolante é essencialmente constituída por uma estrutura rígida metálica, standardizada, dispondo em cada tremidade de um par de rodas, espaçadas de 4 metros de eixo a eixo. Estas rodas assentam, por sua vez, nas vigas de sustentação, à quais transmitem as cargas.

A carga máxima total (carga útil e peso morto) por roda da ponte era de 33,50 toneladas .

As cargas, estáticamente já bastante elevadas, traduzem-se nos elementos a calcular por efeitos ainda mais consideráveis, quando atendemos à sua verdadeira natureza: cargas concentradas, móveis ao longo das vigas.

Aos grandes efeitos de solicitação correspondem, necessariamente grandes secções de betão e ferro, o que junto à extensão dos elementos, conduzem a uma cubicagem e preço de custo elevado. Qualquer pequena economia de secção que um cálculo cuidadoso permitisse realizar, resultaria, pois, numa muita sensível redução dêsse preço de custo.

O método que aplicamos na determinação dos momentos fletores e esforços transversos, nas secções mais desfavoravelmente solicitadas, foi o método das linhas de influência (G. Magnel) que resulta de grande vantagem neste caso..

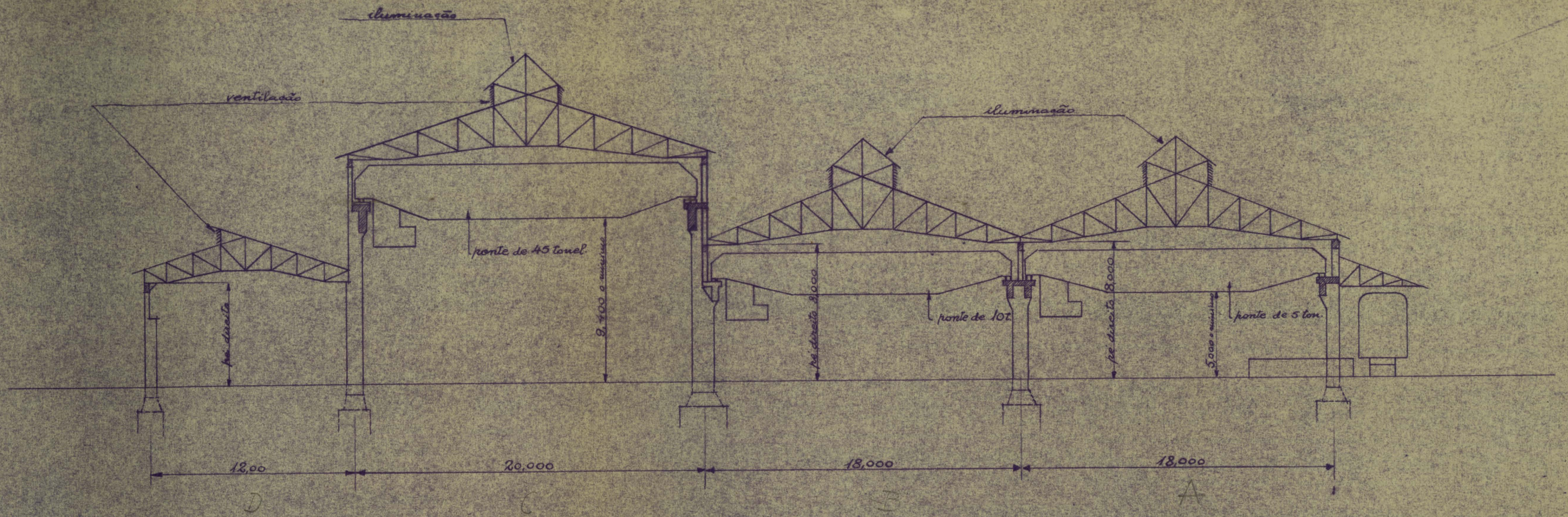
Fizemos gráficamente o estudo da distribuição das armaduras de tração e das armaduras de absorção dos esforços cortantes, a partir dos respectivos diagramas, com vista a uma solução mais racional, por nos parecer ser este processo o que melhor se adaptava às condições expostas.

Não se entrou em consideração com os efeitos de variação de temperatura e contracção de betão, dada a existência de juntas de dilatação de 20 em 20 metros.

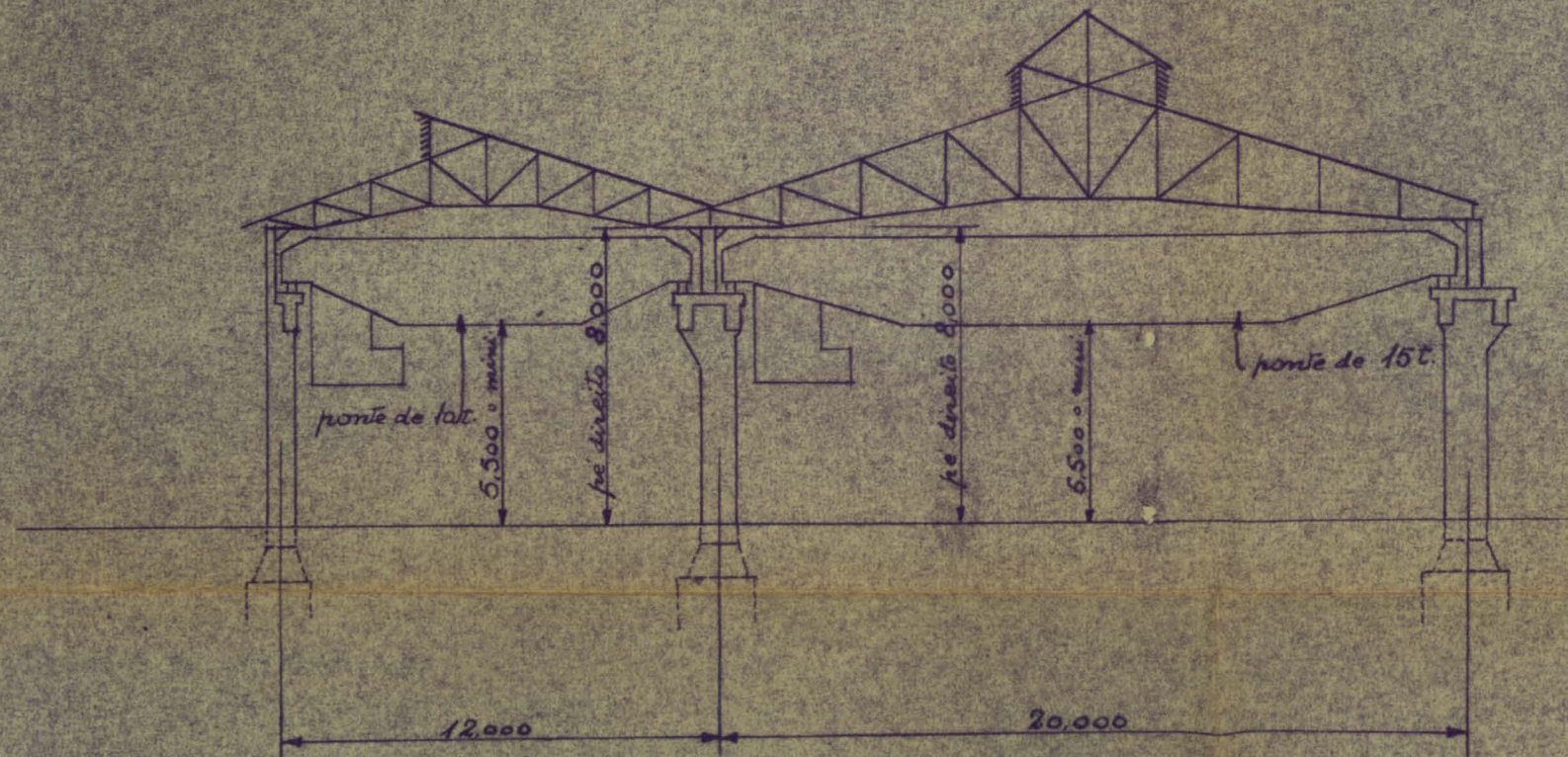
BASES PARA O CALCULO

Os cálculos de resistência são efectuados de harmonia com os Regulamentos em vigor e nas bases já referidas na primeira parte dêste trabalho.

CORTE - 1-1 -



CORTE - 2-2 -



COMPANHIA PORTUGUESA DE SIDERURGIA

Escala 1/200

VIGA DE SUSTENTAÇÃO DA PONTE ROLANTE DE 45 T

CÁLCULO

Cada uma das vigas de sustentação considera-se dividida, como dissemos, em em troços de 20 metros, em condições idênticas de solicitação e separados por juntas de dilatação, na vertical do eixo do pilar respectivo. Calcularemos um só desses elementos.

Cada elemento constitui uma viga contínua, de 4 tramos iguais, apoiando-se sobre apoios simples (pilares), sendo de 5,00 metros o espaçamento constante entre eixos de pilares.

Supomos que a transmissão das cargas da ponte rolante às vigas, por intermédio das rodas, se faz directamente, actuando as cargas no plano médio longitudinal das vigas.

A necessidade de dispor na parte superior da viga dum ma largura suficiente que permitisse o transito dum homem de modo a facilitar futuras inspecções ou reparações, levou a considerar um pequeno banzo que assegurando uma mais conveniente ligação ao pilar, é favorável sob o ponto de vista da absorção dos momentos positivos.

A Secção arbitrada, após várias tentativas, apresentava as seguintes características:

Largura da nervura	0,50 metros
Altura total	$H = 1,10$
Espessura do banzo	0,32
Largura do banzo	$b = 0,75$

Determinação das cargas

Carga permanente

pêso próprio

$$p = 1,92 \text{ T. p.m.}$$

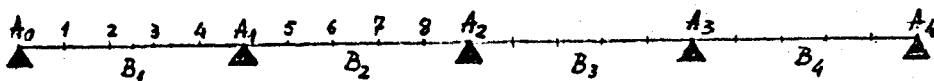
Sobre carga

Comboio constituído por duas cargas verticais e iguais
espaçadas de 4 m e de valor: $P = 33,55 \text{ T}$

Determinação dos momentos flectores máximos

Método das linhas de influência (Pratique de Calcul du
Béton Armé - G.Magnel II volume)

A) devidos à carga permanente



I) - Momentos sôbre os apoios

$$M_{A1} = - 0,1072 \cdot p \cdot L^2 = - 0,1072 \cdot 1,92 \cdot 5^2 = - 5,14 \text{ T.m.}$$

$$M_{A2} = - 0,0714 \cdot p \cdot L^2 = - 0,0714 \cdot 1,92 \cdot 5^2 = - 3,43 \text{ T.m.}$$

2) - Momentos a meio vão

$$M_{B1} = + 0,0714 \cdot p \cdot L^2 = 0,0714 \cdot 1,92 \cdot 5^2 = + 3,43 \text{ T.m.}$$

$$M_{B2} = + 0,0357 \cdot p \cdot L^2 = + 0,0357 \cdot 1,92 \cdot 5^2 = + 1,713 \text{ T.m.}$$

3) - Momentos nos pontos intermédios

Expressão geral (vigas contínuas):

$$M_x = \frac{p}{2} (l_x - x^2) + M_k + \frac{M_{k+1} - M_k}{l_k} \cdot x$$

$$\begin{aligned}
M_1 &= 1,92/2 \cdot (5 \cdot 1 - 1) + -1,028 \cdot 1 = + 2,61 \text{ T.m.} \\
M_2 &= 1,92/2 \cdot (5 \cdot 2 - 4) - 1,028 \cdot 2 = + 3,70 \text{ T.m.} \\
M_3 &= 1,92/2 \cdot (5 \cdot 3 - 9) - 1,028 \cdot 3 = + 2,68 \text{ T.m.} \\
M_4 &= 1,92/2 \cdot (5 \cdot 3 - 16) - 1,028 \cdot 4 = - 0,27 \text{ T.m.} \\
M_5 &= 1,92/2 \cdot (5 \cdot 1 - 1) - 5,14 + 0,342 \cdot 1 = - 0,96 \text{ T.m.} \\
M_6 &= 1,92/2 \cdot (5 \cdot 2 - 4) - 5,14 + 0,342 \cdot 2 = + 1,30 \text{ T.m.} \\
M_7 &= 1,92/2 \cdot (5 \cdot 3 - 9) - 5,14 + 0,342 \cdot 3 = + 1,65 \text{ T.m.} \\
M_8 &= 1,92/2 \cdot (5 \cdot 4 - 16) - 5,14 + 0,342 \cdot 4 = + 0,07 \text{ T.m.}
\end{aligned}$$

b) - Devidos à sobrecarga

I) Momentos maximos positivos

$$\begin{aligned}
M_1 &= + 0,1497 \cdot \text{P.L} = + 0,1497 \cdot 33,55 \cdot 5 = + 25,11 \text{ T.m.} \\
M_2 &= + 0,0204 \cdot \text{P.L} = + 0,0204 \cdot 33,55 \cdot 5 = + 34,22 \text{ T.m.} \\
M_{BI} &= + 0,1998 \cdot \text{P.L} = + 0,1998 \cdot 33,55 \cdot 5 = + 33,51 \text{ T.m.} \\
M_3 &= + 0,1783 \cdot \text{P.L} = + 0,1783 \cdot 33,55 \cdot 5 = + 29,90 \text{ T.m.} \\
M_4 &= + 0,0982 \cdot \text{P.L} = + 0,0982 \cdot 33,55 \cdot 5 = + 16,47 \text{ T.m.} \\
M_{AI} &= (+ 0,0214 + 0,0051) \cdot \text{P.L} = + 0,0265 \cdot 33,55 \cdot 5 = + 4,44 \\
M_5 &= + 0,1023 \cdot \text{P.L} = + 0,1023 \cdot 33,55 \cdot 5 = + 17,16 \text{ T.m.} \\
M_6 &= (+ 0,1651 - 0,0172) \cdot \text{P.L} = + 0,1479 \cdot 33,55 \cdot 5 = + 24,81 \text{ T.m.} \\
M_{B2} &= (+ 0,1730 - 0,0310) \cdot \text{P.L} = + 0,1420 \cdot 33,55 \cdot 5 = + 23,82 \text{ T.m.} \\
M_7 &= (+ 0,1635 - 0,0185) \cdot \text{P.L} = + 0,1450 \cdot 33,55 \cdot 5 = + 24,82 \text{ T.m.} \\
M_8 &= + 0,0934 \cdot \text{P.L} = + 0,0934 \cdot 33,55 \cdot 5 = + 16,50 \text{ T.m.} \\
M_{A2} &= + 0,0274 \cdot \text{P.L} = + 0,0274 \cdot 33,55 \cdot 5 = + 4,59 \text{ T.m.}
\end{aligned}$$

2)-Momentos máximos negativos

$$\begin{aligned}
M_1 &= (-0,0153 + 0,0021) \cdot \text{P.L} = -0,0132 \cdot 33,55 \cdot 5 = - 2,21 \text{ T.m.} \\
M_2 &= (-0,0316 + 0,0069) \cdot \text{P.L} = - 0,0247 \cdot 33,55 \cdot 5 = - 4,14 \text{ T.m.} \\
M_{BI} &= (-0,0395 + 0,0086) \cdot \text{P.L} = -0,0309 \cdot 33,55 \cdot 5 = - 5,18 \text{ T.m.}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_3 &= (-0,0458+0,0062).P.L = - 0,0394.33,55.5 = - 6,60 \text{ T.m.} \\
M_4 &= (-0,0611+0,0083).P.L = - 0,0528.33,55.5 = - 8,85 \text{ T.m.} \\
M_{AI} &= (-0,1029-0,0791).P.L = - 0,1820.33,55.5 = -30,53 \text{ T.m.} \\
M_5 &= - 0,0768.P.L = - 0,0768 . 33,55 . 5 = - 12,88 \text{ T.m.} \\
M_6 &= - 0,0506.P.L = - 0,0506 . 33,55 . 5 = - 8,49 \text{ T.m.} \\
M_{B2} &= - 0,0378.P.L = - 0,0378 . 33,55 . 5 = - 6,34 \text{ T.m.} \\
M_7 &= - 0,0351.P.L = - 0,0351 . 33,55 . 5 = - 5,89 \text{ T.m.} \\
M_8 &= (-0,0619+0,0091).P.L = - 0,0528.33,55.5 = - 8,86 \text{ T.m.} \\
M_{A2} &= (-0,0857-0,0857).P.L = - 0,1714.33,55,5 = -28,75 \text{ T.m.}
\end{aligned}$$

-Momentos máximos totais

a)-Mom.flectores maximos negativos

$M_1 = - 2,21 + 2,61 = + 0,40$	T.métricas
$M_2 = - 4,14 + 3,70 = - 0,44$	T.métricas
$M_{BI} = - 5,18 + 3,43 = - 1,75$	T.métricas
$M_3 = - 6,60 + 2,68 = - 3,92$	T.métricas
$M_4 = - 8,85 - 0,27 = - 9,12$	T.métricas
$M_{AI} = - 30,53 - 5,14 = -35,67$	T.métricas
$M_5 = - 12,38 - 0,96 = -13,84$	T.métricas
$M_6 = - 8,49 + 1,30 = -7,19$	T.métricas
$M_{B2} = - 6,34 + 1,71 = - 4,63$	T.métricas
$M_7 = - 5,89 + 1,65 = - 4,24$	T.métricas
$M_8 = - 8,86 + 0,07 = - 8,79$	T.métricas
$M_{A2} = -28,75 - 3,43 = -32,18$	T.métricas

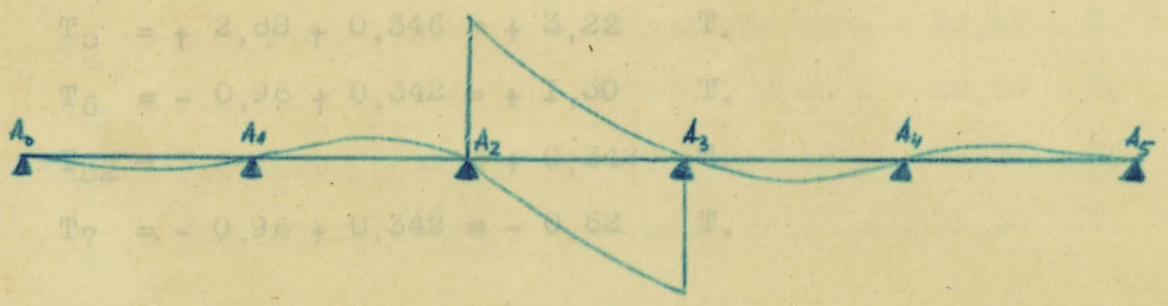
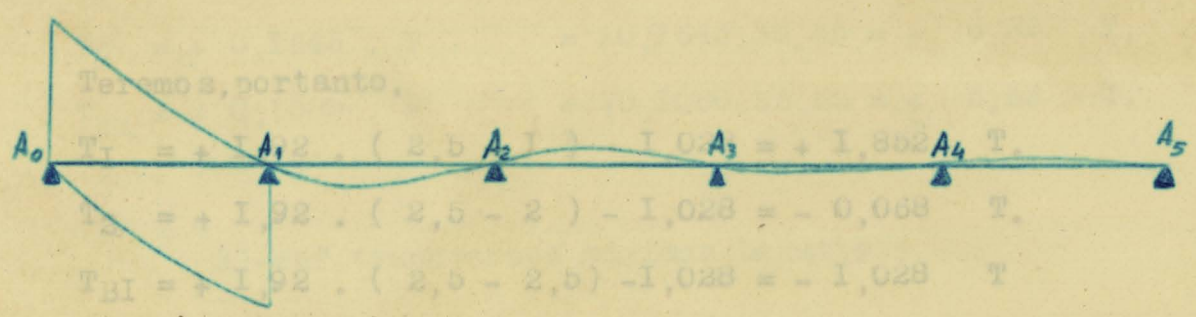
B)-Mom.flectores máximos positivos

$M_2 = +25,11 + 2,61 = + 27,72$	T.métricas
$M_2 = + 34,22 + 3,70 = + 37,92$	T.métricas

$$\begin{aligned}
 M_{BI} &= + 33,51 + 3,43 = + 36,94 \text{ T.m.} \\
 M_3 &= + 29,90 + 2,68 = + 32,58 \text{ T.m.} \\
 M_{AI} &= + 4,44 - 5,14 = - 0,70 \text{ T.m.} \\
 M_4 &= + 16,47 - 0,27 = + 16,20 \text{ T.m.} \\
 M_5 &= + 17,16 - 0,96 = + 16,20 \text{ T.m.} \\
 M_6 &= + 24,18 - 1,30 = + 22,88 \text{ T.m.} \\
 M_{B2} &= + 23,82 - 1,71 = + 22,11 \text{ T.m.} \\
 M_7 &= + 24,82 - 1,65 = + 23,17 \text{ T.m.} \\
 M_8 &= + 16,50 - 0,07 = + 16,43 \text{ T.m.} \\
 M_{A2} &= + 4,59 - 3,43 = + 1,16 \text{ T.m.}
 \end{aligned}$$

Determinação dos esforços cortantes máximos

(Linhas de influência)



a) -Devidos à carga permanente

1) - esf. transversos nos apoios

$$T_{A0} = + 0,393 \cdot p \cdot L = + 0,393 \cdot 1,92 \cdot 5 = + 3,77 \text{ T.}$$

$$T_{A1} = - 0,607 \cdot p \cdot L = - 0,607 \cdot 1,92 \cdot 5 = - 5,83 \text{ T.}$$

$$T_{A1} = + 0,500 \cdot p \cdot L = + 0,500 \cdot 1,92 \cdot 5 = + 4,80 \text{ T.}$$

$$T_{A2} = - 0,500 \cdot p \cdot L = - 0,500 \cdot 1,92 \cdot 5 = - 4,80 \text{ T.}$$

2) - esf. transversos nos pontos intermédios

Expressão geral (vigas contínuas):

$$T_x = p \cdot \left(\frac{1}{2} - x \right) + \frac{M_{k+1} - M_k}{l}$$

Para o primeiro tramo, vem: $\frac{M_{k+1} - M_k}{l} = - 5,14/5 = - 1,028 \text{ T}$

Para o segundo tramo, $\frac{M_{k+1} - M_k}{l} = (-3,43 + 5,14)/5 =$
 $= + 0,342 \text{ T.}$

Teremos, portanto,

$$T_1 = + 1,92 \cdot (2,5 - 1) - 1,028 = + 1,852 \text{ T.}$$

$$T_2 = + 1,92 \cdot (2,5 - 2) - 1,028 = - 0,068 \text{ T.}$$

$$T_{B1} = + 1,92 \cdot (2,5 - 2,5) - 1,028 = - 1,028 \text{ T}$$

$$T_3 = + 1,92 \cdot (2,5 - 3) - 1,028 = - 1,988 \text{ T.}$$

$$T_4 = + 1,92 \cdot (2,5 - 4) - 1,028 = - 2,908 \text{ T.}$$

$$T_5 = + 2,88 + 0,346 = + 3,22 \text{ T.}$$

$$T_6 = - 0,96 + 0,342 = + 1,30 \text{ T.}$$

$$T_{B2} = \quad \quad \quad = + 0,342 \text{ T.}$$

$$T_7 = - 0,96 + 0,342 = - 0,62 \text{ T.}$$

$$T_8 = - 2,88 + 0,342 = - 2,54 \quad T.$$

b) -Devidos à sobrecarga, nas suas posições
mais desfavoráveis

I:-esf.transversos máximos positivos

$$T_{AO} = (+1,0000+0,1239).P = +1,1239.33,55 = + 37,70 \quad T.$$

$$T_I = + 0,7485 . P = + 0,7485.33,55 = + 25,11 \quad T.$$

$$T_2 = + 0,5100 . P = +0,5100.33,55 = + 17,11 \quad T.$$

$$T_{BI} = + 0,3995 . P = +0,3995.33,55 = +13,40 \quad T.$$

$$T_3 = + 0,2971 . P = +0,2971.33,55 = + 9,96 \quad T.$$

$$T_4 = + 0,1239 . P = + 0,1239.33,55 = + 4,15 \quad T.$$

$$T_{AI} = + 0,0000 . P = 0 \quad T.$$

$$T_{AI} = (+1,000+0,1643).P = +1,1643.33,55 = + 39,06 \quad T.$$

$$T_5 = (+0,8357+0,0848).P = +0,9205.33,55 = + 30,88 \quad T.$$

$$T_6 = (+0,6175+0,1080).P = +0,7255.33,55 = + 24,34 \quad T.$$

$$T_{B2} = (+0,500+0,1038).P = +0,6038.33,55 = + 20,25 \quad T.$$

$$T_7 = (+0,3825+0,0871).P = +0,4696.33,55 = + 15,75 \quad T.$$

$$T_8 = + 0,1643 . P = +0,1643.33,55 = + 5,51 \quad T.$$

$$T_{A2} = + 0,1080 . P = +0,1080.33,55 = + 3,62 \quad T.$$

2)-esf.transversos máximos negativos

$$T_{AO} = - 0,0790 . P = -0,0790.33,55 = - 2,65 \quad T.$$

$$T_I = - 0,2515 . P = -0,2515.33,55 = -8,43 \quad T.$$

$$T_2 = (-0,4900-0,0638).P = -0,5538.33,55 = - 18,57 \quad T.$$

$$T_{BI} = (-0,6005-0,0758).P = -0,6763.33,55 = - 22,68 \quad T.$$

$$T_3 = (-0,7029-0,0790).P = -0,7819.33,55 = - 26,23 \quad T.$$

$$T_4 = (-0,8761-0,0628).P = -0,9389.33,55 = - 31,50 \quad T.$$

$$T_{AI} = (-1,0000-0,2515) \cdot P = -1,2515 \cdot 33,55 = -41,99 \quad T.$$

$$T_{AI} = -0,1080 \cdot P = -0,1080 \cdot 33,55 = -3,62 \quad T.$$

$$T_5 = -0,1643 \cdot P = -0,1643 \cdot 33,55 = -5,51 \quad T.$$

$$T_6 = (-0,3825-0,0871) \cdot P = -0,4696 \cdot 33,55 = -15,75 \quad T.$$

$$T_{B2} = (-0,5000-0,1038) \cdot P = -0,6038 \cdot 33,55 = -20,25 \quad T.$$

$$T_7 = (-0,6175-0,1080) \cdot P = -0,7255 \cdot 33,55 = -24,34 \quad T.$$

$$T_8 = (-0,8357-0,0843) \cdot P = -0,9205 \cdot 33,55 = -30,88 \quad T.$$

$$T_{A2} = (-1,0000-0,1643) \cdot P = -1,1643 \cdot 33,55 = -39,00 \quad T.$$

Esforços transversos máximos totais

a)-Esforços transversos máximos positivos

$$T_{AO} = + 37,70 + 3,77 = + 41,47 \quad \text{Toneladas}$$

$$T_I = + 25,11 + 1,85 = + 26,96$$

$$T_2 = + 17,11 - 0,07 = + 17,04$$

$$T_{BI} = + 13,40 - 1,03 = + 12,37$$

$$T_3 = + 9,96 - 1,99 = + 7,97$$

$$T'_{AI} = + 0 - 5,83 = - 5,83$$

$$T_4 = + 4,15 - 2,91 = + 1,24$$

$$T'_{AI} = + 39,06 + 4,8 = + 43,86$$

$$T_5 = + 30,88 + 3,22 = + 34,10$$

$$T_6 = + 24,34 + 1,30 = + 25,64$$

$$T_{B2} = + 20,25 + 0,34 = + 20,59$$

$$T_7 = + 15,75 - 0,62 = + 15,13$$

$$T_8 = + 5,51 - 2,54 = + 2,97$$

$$T_{A2} = + 3,62 - 4,80 = - 1,18$$

b)-Esforços transversos máximos negativos

$$T_{AO} = - 2,65 + 3,77 = - 1,12 \quad \text{Toneladas}$$

$T_1 = - 8,43 - 1,85 = - 6,58$	T
$T_2 = - 18,57 + 0,07 = - 18,64$	T
$T_{BI} = - 22,68 - 1,03 = - 22,71$	T
$T_3 = - 26,23 - 1,99 = - 28,22$	T
$T_4 = - 31,50 - 2,91 = - 34,41$	T
$T_{AI} = - 41,99 - 5,83 = - 47,82$	T
$T_{AI} = - 3,62 + 4,80 = + 1,18$	T
$T_5 = - 5,51 + 3,22 = - 2,29$	T
$T_6 = - 15,75 + 1,30 = - 14,45$	T
$T_{B2} = - 20,25 + 0,34 = - 19,91$	T
$T_7 = - 24,34 - 0,62 = - 24,96$	T
$T_8 = - 30,88 - 2,54 = - 33,42$	T
$T_{A2} = - 39,00 - 4,30 = - 43,80$	T

DETERMINAÇÃO DAS SECÇÕES

Em virtude das tensões unitárias de corte virem muito elevadas, determinámos a secção em betão por consideração do esforço transversal. Por razões de ordem económica não conviria que o esforço transversal unitário ultrapassasse os 7 kg/cm^2 . Sendo assim, teremos no apoio (secção de máximo esforço):

$$t = T/b_0 z = 7 \quad \text{em que } T = 47,82 \text{ T}$$

$$e \quad b_0 = 0,50 \text{ m}$$

$$z = \frac{47820}{50 \times 7} = 137 \text{ cm}$$

altura útil necessária :

$$\frac{z}{0,9} = 156 \text{ cm}$$

Tomamos para altura útil nos tramos, $h = 103$ cm e para altura total

$$H = 110 \text{ cm}$$

Nos apoios, empregaremos esquadros de 53×160 cm (com a inclinação de $1/3$) o que nos permite dispor duma altura útil de $h = 156$ cm suficiente para absorver o máximo esforço transversal, nas condições exigidas.

DETERMINAÇÃO DAS ARMADURAS

a) - a meio do 1º tramo

$$A_a = \frac{3792000}{1200 \times 0,28 \times 103} = 34,8 \text{ cm}^2 \quad 9 \text{ } \phi \text{ } 7/8'' \text{ c/ } 34,89 \text{ cm}^2$$

b) - a meio do 2º tramo

$$A_a = \frac{2647000}{1200 \times 0,88 \times 103} = 24,2 \text{ cm}^2 \quad 7 \text{ } \phi \text{ } 7/8'' \text{ c/ } 27,14 \text{ cm}^2$$

c) - no apoio A_1

$$A_a = \frac{3567000}{1200 \times 0,88 \times 156} = 22,2 \text{ cm}^2 \quad 6 \text{ } \phi \text{ } 7/8'' \text{ c/ } 23,26 \text{ cm}^2$$

d) - no apoio A_2

$$A_a = \frac{3218000}{1200 \times 0,88 \times 156} = 19,8 \text{ cm}^2 \quad 4 \text{ } \phi \text{ } 7/8'' - 2 \text{ } \phi \text{ } 3/4'' \text{ c/ } 21,21 \text{ cm}^2$$

VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NAS SECÇÕES MAIS ESFORÇADAS

a) - no 1º tramo

$$y = \frac{15 \times 34,8}{75} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 75 \times 103}{15 \times 34,8}} \right) = 31,5 \text{ cm}$$

$$z = 103 - 31,5 : 3 = 92,5 \text{ cm}$$

$$R_b = \frac{2 \times 3792000}{75 \times 31,5 \times 92,5} = 34,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_a = \frac{3792000}{34,8 \times 92,5} = 1180 \text{ kg/cm}^2$$

b)-no 2º tramo

$$y = \frac{15 \times 27,14}{75} = \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 75 \times 103}{15 \times 27,14}} \right) = 29,5 \text{ cm}$$

$$z = 103 - 29,5 : 3 = 93,5 \text{ cm}$$

$$R_b = \frac{2 \times 2647000}{75 \times 29,5 \times 93,5} = 25,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_a = \frac{2647000}{27,14 \times 93,5} = 1040 \text{ kg/cm}^2$$

c)-no apoio A_1

$$y = \frac{15 \times 23,26}{50} = \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 50 \times 156}{15 \times 23,26}} \right) = 41 \text{ cm}$$

$$z = 156 - 41 : 3 = 143,7 \text{ cm}$$

$$R_b = \frac{2 \times 3567000}{50 \times 41 \times 143,7} = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_a = \frac{3567000}{23,26 \times 143,7} = 1040 \text{ kg/cm}^2$$

d)-no apoio A_2

$$y = \frac{15 \times 21,21}{50} = \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 50 \times 156}{15 \times 21,21}} \right) = 38,7 \text{ cm}$$

$$z = 156 - 38,7 : 3 = 144,4 \text{ cm}$$

$$R_b = \frac{2 \times 3218000}{50 \times 38,7 \times 144,4} = 23 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_a = \frac{3218000}{21,21 \times 144,4} = 1050 \text{ kg/cm}^2$$

TENSÕES UNITARIAS MAXIMAS DE CORTE

$$t_{A_0} = \frac{41470}{50 \times 137} = 6,03 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_E = \frac{21200}{50 \times 91} = 4,65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{extremo do esquadro}$$

$$t_2 = \frac{18640}{50 \times 91} = 4,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_{E'} = \frac{30900}{50 \times 91} = 6,8 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{extremo do esquadro}$$

$$t_{AI} = \frac{47820}{50 \times 137} = 7 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_{AI''} = \frac{43860}{50 \times 137} = 6,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_{E''} = \frac{28900}{50 \times 91} = 6,38 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{extremo do esquadro}$$

$$t_{B2} = \frac{20590}{50 \times 91} = 4,54 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_{E''' } = \frac{28100}{50 \times 91} = 6,18 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{extremo do esquadro}$$

$$t_{A2} = \frac{43800}{50 \times 137} = 6,4 \text{ kg/cm}^2$$

Para absorver o esforço transversal, admitimos a acção simultânea de varões levantados e dos estribos, dando preponderância, tanto quanto possível, aos primeiros.

Os varões são dobrados nas secções determinadas pelo diagrama dos momentos.

O espaçamento dos varões levantados não deverá exce-

der, para efeito de absorção dos esforços transversos, $0,75 \cdot z = p = 68 \text{ cm.}$ Como se vê pelo diagrama, este espaçamento nunca se ultrapassou. Todos os espaçamentos e mais detalhes se encontram suficientemente claros e a sua interpretação não oferece dificuldades.

O diagrama envolvente dos esforços máximos, mostra as secções onde podem ser levantados ferros e, aquelas onde é necessário introduzir novos ferros.

Na absorção dos esforços transversos houve a preocupação de entregar aos varões levantados 40% , pelo menos, dos esforços totais a absorver, como é de boa norma (G. Magnel e Professor Eng. Almeida Garrett).

Utilizámos estribos de $\varnothing 3/8 \text{ "}$, resistindo com duas secções, e espaçados de acordo com as indicações do diagrama.

O diagrama dos esforços unitários de corte foi construído sobre um segmento de recta a 45° , sobre o eixo da viga.

Para o cálculo do esf. unit. de corte a absorver por ferros levantados ou por estribos verticais , utilizámos respectivamente as fórmulas:

$$t.b.d = A_a \cdot R_a \cdot \sqrt{2}$$

$$t.b.p = n \cdot A_e \cdot R_a$$

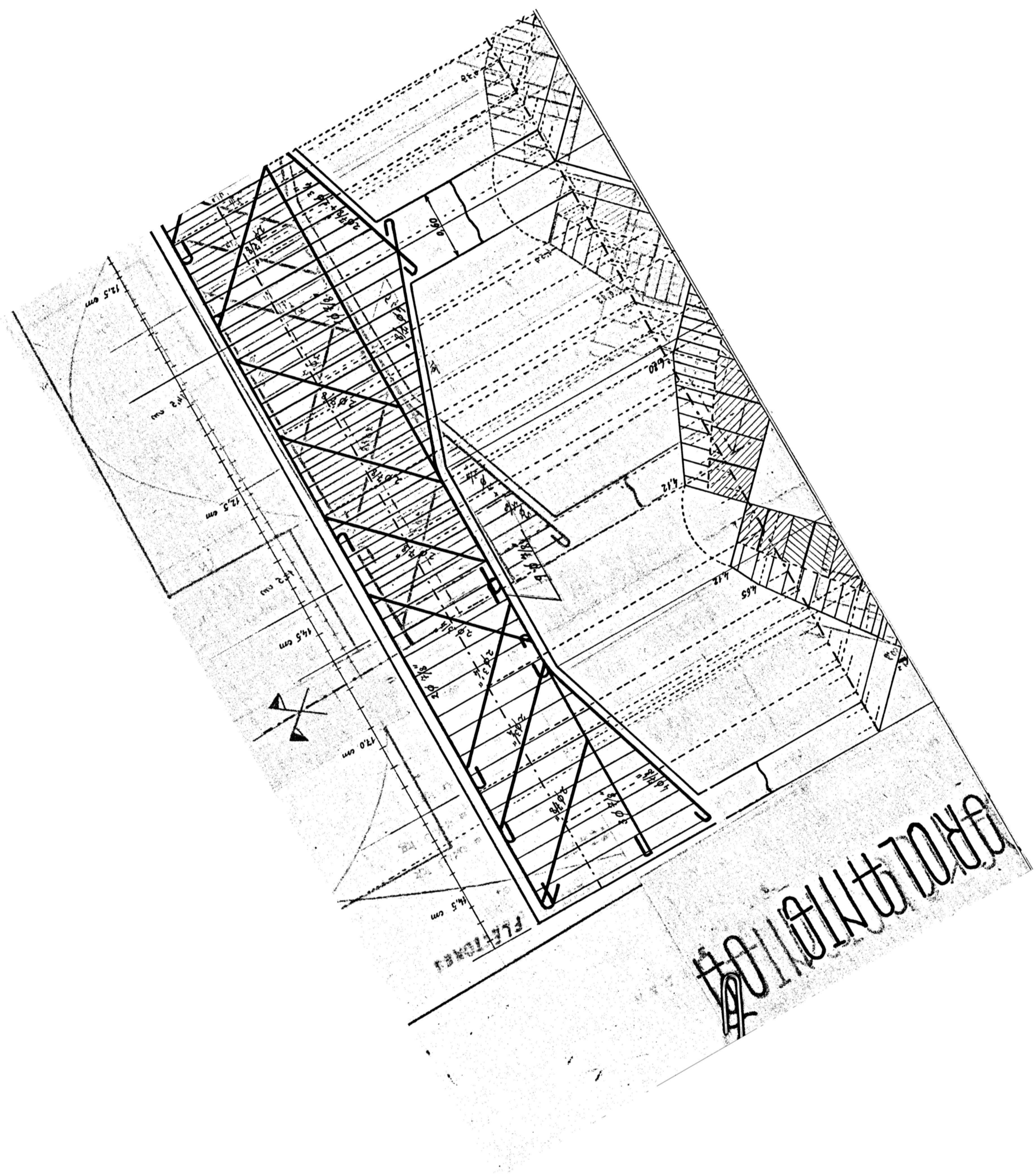
As armaduras terão a disposição indicada nos gráficos de harmonia com o diagrama de momentos cuja variação suposta parabólica não acarreta qualquer erro apreciável.

TENSÃO MÁXIMA DE ADERÊNCIA

$$t_o = \frac{T}{2uz} = \frac{I}{.2} \cdot \frac{47820}{6 \times 6,98 \times 143,7} = 3,97 \text{ kg/cm}^2$$

Embora a tensão limite de aderência não seja excedida, todas as barras terão as extremidades dobradas em gancho.

§§§§§§§§§§§§§§§§



CALCULO DO PILAR

DETERMINAÇÃO DAS CARGAS

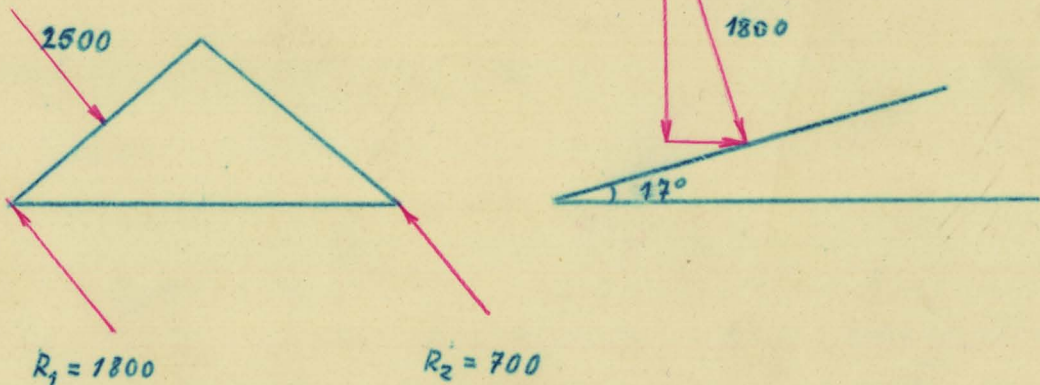
Hipótese de carga mais desfavorável: vento a soprar da esquerda e ponte rolante.

Ação do vento no telhado

Componente vertical $P_v = 5 \cdot 7 \cdot 150 = 5250 \text{ kg}$

Componente normal ao telhado $P_n = 2500 \text{ kg}$

Por nó : $\frac{2500}{5} = 500 \text{ kg}$



$$V = 1800 \cdot \cos 17^\circ = 1800 \cdot 0,95 = 1710 \text{ kg}$$

$$H^I = 1800 \cdot \sin 17^\circ = 1800 \cdot 0,29 = 520 \text{ kg}$$

$$H^{II} = 700 \cdot \sin 17^\circ = 700 \cdot 0,29 = 200 \text{ kg}$$

$$H = \frac{520 + 200}{2} = \underline{360 \text{ kg}} \quad \text{em cada cabeça de pilar}$$

Pêso próprio da asna

$$II \cdot 5 \cdot (20 + 25) = 2470 \text{ kg}$$

Pêso próprio da viga de contraventamento

$$0,30 \cdot 0,40 \cdot 5 \cdot 2400 = 1440 \text{ kg}$$

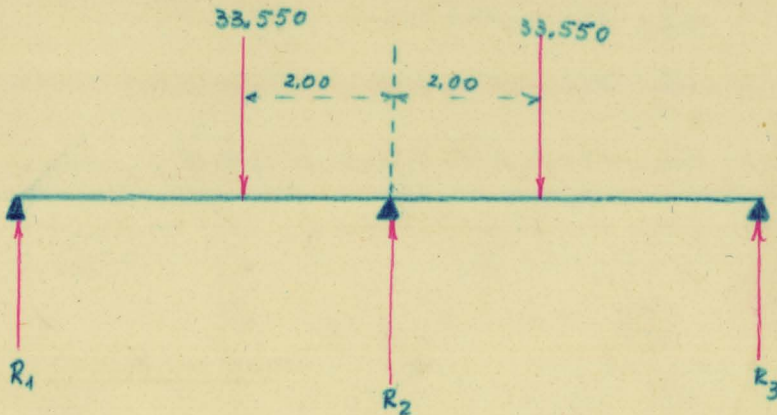
Pêso total na cabeça do pilar

$$P_I = 1710 + 2470 + 1440 = \underline{5700} \text{ kg}$$

Ponte rolante

Carga da ponte por roda, afastadas estas de 4,00 m :

$$33.550 \text{ kg}$$



Supondo cada tramo separado :

$$R_I \cdot 5 = 33550 \quad \text{donde} \quad R_I = 13500 \text{ kg}$$

$$R_2 = 20050 \text{ kg}$$

$$2 \cdot R_2 = 40100 \text{ kg} \quad \text{tomamos } 45.000 \text{ kg}$$

Pêso próprio da viga de apoio da ponte (5 m de viga)

$$\approx 5 \cdot 2500 = 12.500 \text{ kg}$$

Carga total : $45.000 + 12.500 \text{ kg} = P_2 = 57.500 \text{ kg}$

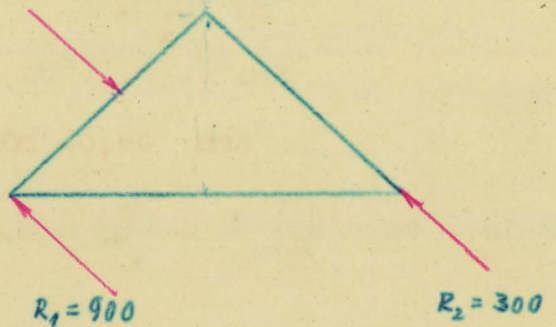
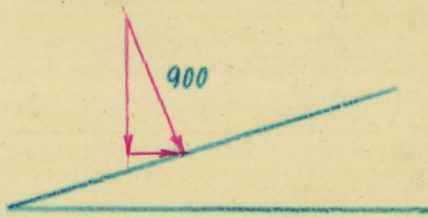
Ação lateral do vento na parede

supondo o vento horizontal e exercendo a pressão de 150/kg/m² de superfície normal à sua direcção,

$$p = 150 \cdot 4,40 \cdot 5 = 3300 \text{ kg}$$

distribuido pelos dois lados dá 1650 kg , actuando a 10,80 metros do solo.

Ação do vento na cobertura pequena



$$V' = 900 \cdot \cos 17^\circ = 860 \text{ kg}$$

$$H' = 900 \cdot \sin 17^\circ = 260 \text{ kg}$$

$$H'' = 300 \cdot \sin 17^\circ = 80 \text{ kg}$$

$$H = \frac{260 + 80}{2} = 170 \text{ kg}$$

Pêso próprio da asna

$$6 \cdot 5 \cdot 45 = 1350 \text{ kg}$$

Carga total vertical

$$1350 + 860 = 2210 \text{ kg}$$

VERIFICAÇÃO DA SECÇÃO À FLEXÃO COMPOSTA, AOS 4,20 METROS DO CIMO DO PILAR

Momento (em relação à linha média da secção)

$$M = + 5700 \cdot 7,5 - 360 \cdot 420 - 1650 \cdot 210 + 1200 \cdot 7,5$$

$$= + 42700 - 151000 - 346000 + 9000 = - 445300 \text{ kg.cm}$$

Pêso do pilar até aos 4,20 m

$$0,30 \cdot 0,55 \cdot 3 \dots\dots\dots 0,495$$

$$0,55 \cdot 0,55 \cdot 1,2 \dots\dots \underline{0,363}$$

$$0,858 \cdot 2400 = 2060 \text{ kg}$$

Carga vertical

$$P = 5700 + 2060 = 7760 \text{ kg}$$

excentricidade

$$e' = \frac{445300}{7760} = 57,4 \text{ cm}$$

$$e = 15 - 57,4 = -42,4 \text{ cm}$$

Secção

$$h = 30 \text{ cm} \quad b = 55 \text{ cm}$$

$$F_e = 0,01 \cdot 30 \cdot 55 = 16,55 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ } \varnothing \text{ } 3/4 \text{ " com } 25,65 \text{ cm}^2$$

$$x^3 - 3ex^2 + \frac{6M}{b} \cdot F_e (h - 2e) \cdot x - \frac{6M}{b} \cdot F_e [(h - a)^2 - eh - a^2] = 0$$

$$x^3 - 127,2 \cdot x^2 - 1,635 \cdot 25,65 (30 + 84,8) \cdot x + \\ - 1,635 \cdot 25,65 [(30 - 4)^2 + 42,4 \cdot 30 + 16] = 0$$

$$x^3 - 127,2 \cdot x^2 - 4800 \cdot x = 32000$$

$$x = 12,6 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2Px}{bx^2 + 2nF_e(2x - H)} =$$

$$= \frac{2 \cdot 7760 \cdot 12,6}{55 \cdot 158 + 30 \cdot 25,65 (25,2 - 30)} =$$

$$\sigma_b = \frac{195000}{8680 - 3680} = \frac{195000}{5000} = 39 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{n\sigma_b}{x} (h - a - x) = \frac{15 \cdot 39}{12,6} (30 - 4 - 12,6) =$$

$$= 46,4 \cdot 13,4 = 620 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{tensão de tracção}$$

$$\sigma_e' = \frac{n\sigma_b}{x} (x - a') = \frac{15 \cdot 39}{12,6} (12,6 - 4) =$$

$$= 46,4 \cdot 8,6 = 386 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{tensão de compressão}$$

$$x^3 - 32,4 \cdot x^2 - 4010 \cdot x = 408000$$

$$x = 65,7 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{2Px}{bx^2 + 2nF(2x - h)} = \\ &= \frac{2 \cdot 73410 \cdot 65,7}{55 \cdot 4280 + 30 \cdot 31,35 \cdot 31,4} = \\ &= \frac{9680000}{236000 + 29600} = 36,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ tensão no betão} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_e &= \frac{n \sigma_b}{x} (h - a x) = \frac{15 \cdot 36,5}{65,7} (100 - 5 - 65,7) = \\ &= 8,32 \cdot 22,3 = 186 \text{ kg/cm}^2 \text{ tensão de tracção} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_e' &= \frac{n \sigma_b}{x} (x - a') = 8,32 (65,7 - 5) = \\ &= 506 \text{ kg/cm}^2 \text{ tensão de compressão} \end{aligned}$$

VERIFICAÇÃO DO PILAR NA SECÇÃO AO NÍVEL DO SOLO

momento (em relação à linha média da secção)

$$\begin{aligned} M &= + 5700 \cdot 25 - 360 \cdot 1300 - 1650 \cdot 1080 + \\ &\quad - 57500 \cdot 30 + 2210 \cdot 5 - 170 \cdot 60 \\ &= - 3821000 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Pêso do pilar até ao nível do terreno

0,30 . 0,55 . 3	0,495	
0,55 . 0,55 . 1,2	0,365	
1,00 . 0,55 . 8,8	<u>4,840</u> . 2400	11.600 kg
	5,698 . 2400	13.650

Carga vertical

$P = 5700 + 57500 + 2210 + 13650 = 79060 \text{ kg}$

$h = 100 \text{ cm} \quad b = 55 \text{ cm} \quad F_e = 11 \text{ } \phi \text{ } 7/8 \text{ " } (42,65)$

$e' = \frac{3821000}{79100} = 48,3 \text{ cm}$

$e = 50 - 48,3 = 1,7 \text{ cm}$

$x^3 - 3ex^2 + \frac{6n}{b} F_e(h - 2e) \cdot x - \frac{6n}{b} F_e [(h - a)^2 - eh + a^2] = 0$

$x^3 - 5,1 \cdot x^2 + 1,635 \cdot 42,65 \cdot 96,6 \cdot x - 1,635 \cdot 42,65 \cdot 8880 = 0$

$x^3 - 5,1 \cdot x^2 + 6710 \cdot x = 618000$

$x = 61,2 \text{ cm}$

$\sigma_b = \frac{2Px}{bx^2 + 2nF_e(2x - h)} = \frac{2 \cdot 79100 \cdot 61,2}{55 \cdot 3745 + 30 \cdot 42,65 \cdot 22,4}$
 $= \frac{9670000}{206000 + 28700} = \frac{9670000}{234700} = 41,2 \text{ kg/cm}^2$

Tracção $\sigma_e = \frac{n \sigma_b}{x} (h - a - x) = \frac{15 \cdot 41,2}{61,2} \cdot 33,8$
 $= 341 \text{ kg/cm}^2$

Compressão $\sigma_e' = \frac{n \sigma_b}{x} (x - a') = \frac{15 \cdot 41,2}{61,2} \cdot 56,2$
 $= 10,1 \cdot 56,2 = 567 \text{ kg/cm}^2$

VERIFICAÇÃO DA SAPATA E CHUMBADOUROS

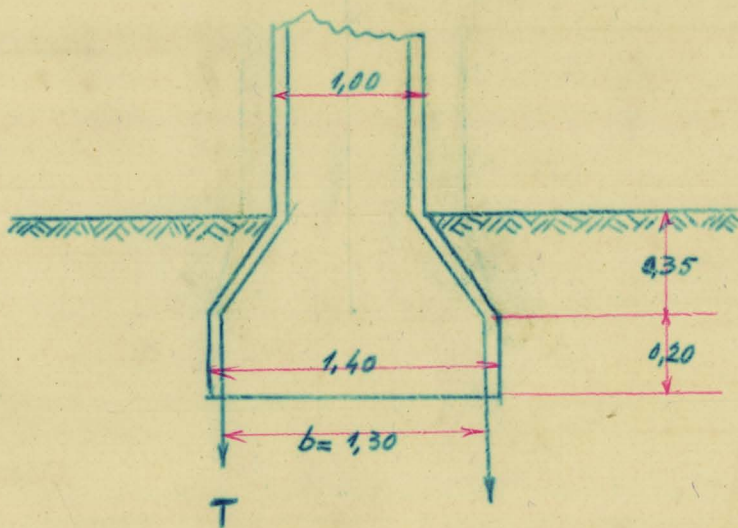
Momento ao nível do terreno

$$M = - 3821000 \text{ kg/cm}$$

braço $b = 1,30 \text{ m}$ $M = b \cdot T$

portanto,

$$T = \frac{3821000}{1,30} = 32000 \text{ kg}$$



$$5 = t = \frac{T}{u \cdot e} = \frac{32000}{76,8 \cdot e} \quad \text{portanto,}$$

$$e = \frac{32000}{5 \cdot 76,8} = 83 \text{ cm}$$

Perímetro de II $\varnothing 7/8'' = II \cdot 6,98 = 76,8 \text{ cm}$

Entrando com um coeficiente de segurança igual a 2 ,
vem a ancoragem,

$$\underline{e = 1,65 \text{ m}}$$

TENSÕES NO TERRENO

$$p = 1,35$$

$$R_1 = R_2 = 2500 \cdot 2,45 \cdot 1,15 \cdot 1,35 \\ = 9500 \text{ kg}$$

$$R_3 = 2500 \cdot 2,4 \cdot 1,4 \cdot 1,35 \\ = 11.350 \text{ kg}$$

$$\text{Pêso do maciço} \quad \frac{2,4 \cdot 1,4 + 1,50 \cdot 0,9}{2} \cdot 2,45 \cdot 2400$$

$$= 13.800 \text{ kg}$$

$$\text{Pêso da sapata} \quad 1,30 \cdot 0,8 \cdot 0,24 \quad 0,206$$

$$0,35 \cdot \frac{1,3 \cdot 0,8 + 1,0 \cdot 0,55}{2} \quad 0,276$$

$$0,482 \cdot 2400 = 1100$$

Momento

$$+ 5700 \cdot 45 - 3600 \cdot 1600 - 1650 \cdot 1380 - 57500 \cdot 10 + \\ + 2210 \cdot 70 - 170 \cdot 900 + 11200 \cdot 200 + 13800 \cdot 7,5 \\ = - 420.000 \text{ kg.cm}$$

Nota-só consideramos o pêso próprio do pilar
até 8,50 acima do solo, ou seja,
 $0,55 \cdot 1,00 \cdot 8,5 \cdot 2400 = 11.200 \text{ kg}$

Pêso total até à fundação

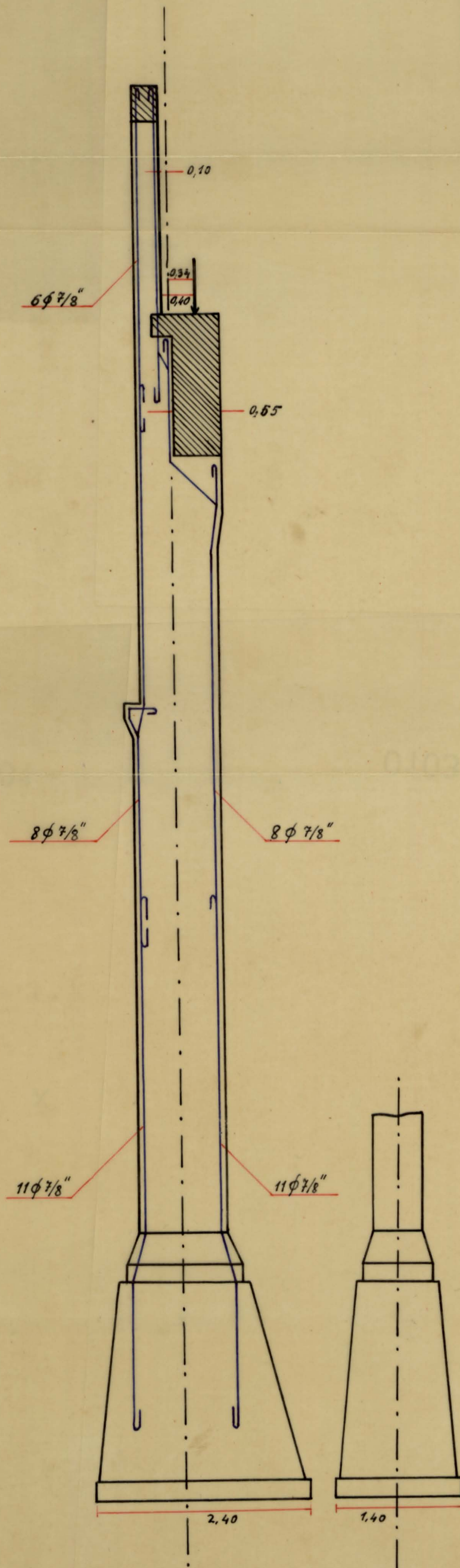
$$P = 5700 + 57500 + 2210 + 11200 + 13800 + 1100 \\ = 91.500 \text{ kg}$$

$$e = \frac{420000}{91500} = 4,6 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{P}{bh} \left(1 \pm \frac{6e}{h} \right) =$$

$$= \frac{91500}{140 \cdot 240} \left(1 + \frac{6 \cdot 4,6}{240} \right) =$$
$$= 2,72 (1 + 0,115) = \begin{cases} 3,03 \\ 2,40 \end{cases} \text{ kg/cm}^2$$

ESCALA 1/30



? ¿S. Carter?

