

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

RELATÓRIO

ESTÁGIO SUPERVISIONADO

ALUNO : AILTON MONTEIRO DE SOUSA

MATRÍCULA : Nº 8321303-0

LOCAL DO ESTÁGIO : RECIFE/PE

EMPESA : ENGEDATA - Engenharia Estrutural Ltda
Av. Santos Dumont, nº 202 - Aflitos
Fone: (081) 241-8200

ORIENTADOR : Dr. SÉRGIO OSÓRIO DE CERQUEIRA

SUPERVISOR : Milton Bezerra das Chagas Filho
PROF. MILTON BEZERRA DAS CHAGAS FILHO

ESTAGIÁRIO : Ailton Monteiro de Sousa
AILTON MONTEIRO DE SOUSA

JULHO/1987



Biblioteca Setorial do CDSA. Agosto de 2021.

Sumé - PB



D E C L A R A Ç Ã O .

Declaramos para os devidos fins, que o aluno do Curso de Engenharia Civil da UFPB. " AILTON MONTEIRO DE SOUSA ", matrícula nº 8321303-0. Realizou estágio em nossa Consultoria, no período de 05 de janeiro de 1987 a 06 de março de 1987, perfazendo uma carga horária de 180 horas. O referido aluno participou do Projeto de cálculo Estrutural do Edifício CHATEAU DU VILLANDRY, situado no Bairro de Piedade, na cidade do Recife, Estado de Pernambuco.

O referido aluno recebeu orientação dos Engenheiros Projetistas de nossa Consultoria com assiduidade e bom entendimento.

Recife, 30 de março de 1987.



Engº SERGIO OSORIO DE CERQUEIRA

- O R I E N T A D O R -

ÍNDICE

	Página
DEDICATÓRIA	ii
AGRADECIMENTOS	iii
RESUMO	iv
LISTA DE SÍMBOLOS	v
LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABELAS	viii
CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO II - ESTADO DA ARTE SOBRE O CÁLCULO DE ESTRUTURAS	
2.1 - Introdução	2
2.2 - Características dos Programas de Cálculo de Estrutura Utilizada.	3
2.3 - Métodos Aplicados Analiticamente para o Cálculo de Estruturas	3
CAPÍTULO III - MATERIAIS E MÉTODOS	
3.1 - Introdução	5
3.2 - Material de Estudo	5
3.3 - Métodos	5
CAPÍTULO IV - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	
4.1 - Introdução	7
4.2 - Cálculo e Dimensionamento de Viga.	8
4.2.1- Automáticamente	9
4.2.2- Analiticamente	14

	Página
4.3 - Dimensionamento de Pilar	29
4.3.1 - Automaticamente	30
4.3.2 - Analíticamente	31
4.4 - Dimensionamento de Sapata. . . .	34
4.4.1 - Automaticamente	36
4.4.2 - Analíticamente	40
CAPÍTULO V - CONCLUSÕES	
5.1 - CONCLUSÃO RELATIVA A COMPARAÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO	49
5.2 - CONCLUSÃO RELATIVA AOS CONCEITOS <u>AS</u> SIMILADOS	50
CAPÍTULO VI - SUGESTÕES PARA ESTÁGIOS FUTUROS	51
DETALHES DAS ARMAÇÕES	52
BIBLIOGRAFIA	55

Aos meus pais, José Monteiro e Margarida de Sousa.

À minha esposa, Ana Maria.

Aos meus filhos, Alan, Adalberto e Jaqueline.

Aos meus irmãos, Aleudo, Francisco, Socoro, Geraldo, Hamilton, Alaíde, Fátima, Ecioneide, Eneide, Edneide, Almir e Alberto.

DEDICO ESTE TRABALHO

AGRADECIMENTOS

Neste nosso modesto trabalho, é dever de gratidão mencionar o nome da ENGEDATA - Engenharia Estrutural Ltda e em particular ao Dr. Sérgio Osório de Cerqueira, o qual nas horas de minhas dúvidas, tornava-me simples os conceitos mais difíceis.

Ao professor Milton Bezerra das Chagas Filho, o qual foi um orgulho tê-lo como professor e supervisor de estágio.

À Universidade Federal da Paraíba e ao professor Ricardo Correia Lima, por ter possibilitado a ida ao Recife do professor Milton Bezerra das Chagas Filho, para a supervisão do estágio, possibilitando assim a realização do mesmo.

RESUMO

Esta dissertação apresenta os resultados do Estágio Supervisionado do aluno Ailton Monteiro de Sousa. Tendo como objetivo mostrar todas as etapas de cálculos realizados automaticamente e analiticamente. Todos os cálculos de esforços e dimensionamento foram realizados para uma estrutura de concreto armado, em construção na cidade do Recife.

A estrutura em estudo apresentou os mais variados tipos de problemas de cálculos de estrutura, tendo como exemplos: na fundação (sapatas com cargas excêntricas, sapatas com vigas composta de dois pilares com cargas excêntricas e excêntricos, sapatas com cargas centradas e vigas de equilíbrio). No teto tipo (lajes nervuradas com grandes dimensões, vigas em balanço, etc). Muros de arrimo em concreto armado, etc.

Os resultados obtidos analiticamente em algumas peças da estrutura, apresentaram certa diferença com os resultados obtidos automaticamente e os quais serão analisados posteriormente.

Os resultados obtidos automaticamente nos permitiu calcular toda a edificação composta de 22 pavimentos no tempo mais rápido possível, tornando com isto o trabalho do engenheiro calculista mais dinâmico e mais preciso.

LISTA DE SÍMBOLOS

- A_S - Área da seção de aço à tração
- A'_S - Área da seção de aço à compressão
- A_{SW} - Área da seção de aço para estribos
- d - Altura útil
- d' - Recobrimento das armaduras
- G_S - Coeficiente de minoração do aço
- G_C - Coeficiente de minoração do concreto
- G_f - Coeficiente de majoração dos esforços
- w - Abertura de fissuras
- $\#$ - Diâmetro de estribos
- \emptyset - Diâmetro das barras de armadura
- N_B - Bitolas das barras
- L - Comprimento de tramo
- q - Carga/m²
- K - Coeficiente de distribuição
- Σ - Somatório
- M - Momento fletor
- M_d - Momento fletor de dimensionamento
- Q - Esforço cortante

- Q_d - Esforço cortante de dimensionamento
- MEP - Momento de engastamento perfeito
- f'_{yd} - Tensão de cálculo na armadura de compressão na ocasião da ruptura
- f_{yd} - Tensão de escoamento do aço
- μ - Momento fletor relativo
- Fck - Resistência característica do concreto à compressão
- E'_s - Encurtamento do concreto na linha da armadura
- f_{cd} - Tensão do estado limite (tensão da cálculo)
- N - Carga no pilar
- e - Espaçamento da armadura
- \bar{p} - Tensão admissível de cisalhamento
- p_d - Tensão admissível de cisalhamento
- p_d - Tensão de cisalhamento

LISTA DE FIGURAS

FIGURAS	Página
4.1 - Diagrama de Momento Fletor	19
4.2 - Diagrama de Esforço Cortante	25

LISTA DE TABELAS

	Página
TABELA 20 - Cálculo da altura mínima de seções retangulares com armadura simples (seção normalmente armada)	41
TABELA 21 - Cálculo da armadura para seções retangulares com armadura simples	42
TABELA 16 - Seção de ferro em cm^2	43
TABELA 17B - Seção de ferro por metro para estribos de dois ramos	44
TABELA PARA ANCORAGEM DE ARMAÇÃO	45

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

O presente relatório consta das atividades desenvolvidas pelo estagiário Ailton Monteiro de Sousa, aluno do Curso de Engenharia Civil, Campus II da Universidade Federal da Paraíba (UFPb), matriculado sob o nº 8321303-0, cujo estágio foi realizado no período de 05/01/87 à 06/02/87, constando de 20 horas semanais.

O estágio se desenvolveu durante o período citado, na área de cálculo estrutural no qual o aluno participou ativamente do cálculo estrutural de um edifício de 22 pavimentos, localizado na Av. Bernardo Vieira de Melo em Piedade, Recife/Pe.

Durante este período, o estágio esteve sob a orientação do engenheiro calculista Dr. Sérgio Osório de Cerqueira, como também foi supervisionado pelo professor Milton Bezerra das Chagas Filho.

CAPÍTULO II

ESTADO DA ARTE SOBRE CÁLCULO DE ESTRUTURAS

2.1 - INTRODUÇÃO

Esta revisão abordará os tópicos pertinentes aos objetivos do estágio. Para clareza serão abordados os seguintes tópicos:

- Características dos programas de cálculo de estrutura utilizado.
- Métodos aplicados analiticamente para o cálculo de estrutura.

2.2 - CARACTERÍSTICAS DOS PROGRAMAS DE CÁLCULO DE ESTRUTURA UTILIZADO.

2.2.1 - Programa para Cálculo dos Esforços em Viga:

- O programa de cálculo dos esforços em viga, utiliza o método das equações dos três momentos para seu funcionamento, calcula os esforços em viga com até trinta tramos, com 50 cargas concentradas e 50 cargas distribuídas. Calcula vigas com inércia constante e misturada com inércia qualquer.

2.2.2 - Dimensionamento de Viga:

- O programa para dimensionamento de viga está baseado na NB1/78, é executado para qualquer aço, F_cK , γ_s , γ_c , γ_f . Utiliza diagrama retangular de tensão com verificação de fissuração.

- Para cisalhamento leva em consideração a contribuição do concreto.

2.2.3 - Programa para Dimensionamento de Pilar:

- O programa para dimensionamento de Pilar admite cinco regiões, tais como as indicadas pelo professor Jayme Ferreira da Silva as quais citaremos aqui:

- 1 - Considera as duas regiões comprimidas.
- 2 - Considera as duas regiões tracionadas.
- 3 - Considera uma região comprimida e outra tracionada.
- 4 - Considera uma região comprimida e outra teoricamente zero.
- 5 - Considera uma região tracionada e outra teoricamente zero.

- Baseado na NB1/78, é executado para qualquer aço, F_{cK} , γ_s , γ_c , γ_f . Utiliza diagrama retangular de tensão.

- Para cisalhamento leva em consideração a contribuição do concreto.

2.3 - MÉTODOS APLICADOS ANALITICAMENTE PARA O CÁLCULO DE ESTRUTURA

2.3.1 - Cálculo e Dimensionamento de Viga

- Cálculo dos esforços em viga pelo processo de CROSS
- Cálculo no estágio II
- Dimensionamento de seções retangulares com armadura simples
- Dimensionamento de seções retangulares com armadura dupla.

2.3.2 - Cálculo e Dimensionamento de Pilares

Roteiro de Cálculo de acordo com a nova NB-1/1987.

2.3.3 - Cálculo e Dimensionamento de Sapata

- Verificação da Sapata quanto ao momento fletor;
- Consideração da influência da tensão de cisalhamento devido ao efeito de punção. Segundo a nova NB-1/1978.

CAPÍTULO III

MATERIAL DE ESTUDO E MÉTODOS

3.1 - INTRODUÇÃO

Este capítulo descreve o material de estudo e métodos utilizados para o cálculo de estrutura.

3.2 - MATERIAL DE ESTUDO

O material de estudo no estágio foi um edifício de 22 pavimentos divididos da seguinte maneira:

- Pavimento do Pilotis
- Pavimento da Esplanada
- 16 pavimentos Tipo
- Piso do Duplex
- Coberta do Duplex
- Cobertura
- Coberta

3.3 - MÉTODOS DE CÁLCULO

Foi utilizado para o cálculo e dimensionamento de toda a estrutura em estudo, os programas de computador para o cálculo de estruturas, desenvolvidos pelo Engenheiro Antonio Alves Neto, engenheiro da ENGEDATA os quais foram utilizados através dos seguintes computadores:

- MICRO COMPUTADOR EXACTO DA CCE
- MICRO COMPUTADOR CP500
- MÁQUINA TEXAS PROGRAMÁVEL TI-59.

CAPÍTULO IV

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 - INTRODUÇÃO

Este capítulo trata da apresentação e análise dos resultados do estágio. Para maior clareza foi dividido em partes, a saber:

- Cálculo dos Esforços e dimensionamento em viga automaticamente.
- Cálculo dos Esforços e dimensionamento em viga analiticamente.
- Dimensionamento de Pilar automaticamente.
- Dimensionamento de Pilar analiticamente.
- Cálculo e dimensionamento de Sapata automaticamente.
- Cálculo e dimensionamento de Sapata analiticamente.

MOBILIARIA PAULO MIRANDA * EDIFICIO CHATEAU DU VILLANDRY * 8701-VIGAS DO PLOT 5 * JANEIRO DE 1987

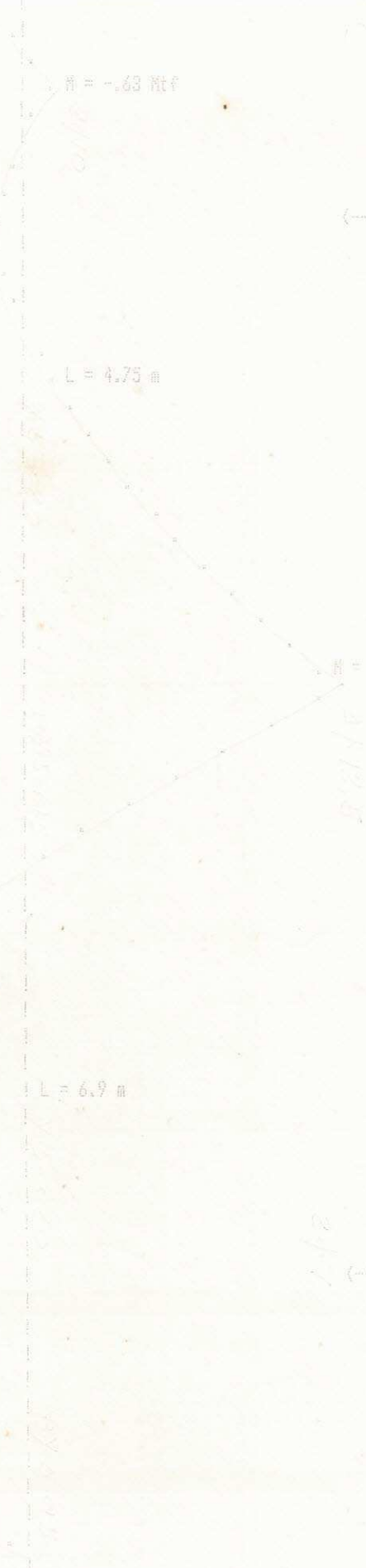
VIGA-VI

REAÇÕES E ESFORÇOS NOS APOIOS:

PÓIO	$-Q_e$ (tf)	Q_d (tf)	R (tf)	M (mtf)
1	0	2.57	2.57	0
2	3.98	3.37	7.35	-3.54
3	2.14	1.75	3.89	-1.63
4	3.54	5.47	9.01	-7.08
5	5.57	0	5.57	0



21
 16
 58 R= 3.89 tf
 33
 04
 21 s=1.2 m
 41
 56
 16
 41
 18
 09
 38
 72
 1.00
 1.48
 1.92 s=3.55 m
 2.39
 2.89
 3.43
 4.01
 4.61
 5.26
 5.93
 6.64 R= 9.01 tf
 6.63
 5.51
 4.42
 3.36
 2.34
 1.35
 .4
 52
 2.4
 2.25
 3.06
 3.84 s=4.75 m
 3.99
 5.3
 6.98
 7.62
 7.23
 7.8
 8.34
 9.85
 9.32
 9.76
 10.16
 9.41
 8.53
 7.62
 6.68
 5.7 s=2.15 m
 4.68
 3.64
 2.55
 1.44
 28 R= 5.57 tf



-1.38
 -1.69
 -1.87
 -2.12
 -1.53
 1.29
 1.05
 .81
 .56
 -.85
 -1.01
 -1.17
 -1.33
 -1.5
 -1.66
 -1.82
 -1.98
 -2.15
 -2.31
 -2.47
 -2.64
 -2.8
 -2.96
 -3.12
 -3.29
 -3.45
 5.4
 5.23
 5.07
 4.91
 4.74
 4.58
 4.42
 4.26
 4.09
 3.93
 3.77
 3.61
 3.44
 3.28
 3.12
 2.95
 2.79
 2.63
 2.47
 2.3
 2.14
 1.98
 1.82
 -4.07
 -4.23
 -4.39
 -4.56
 -4.72
 -4.88
 -5.04
 -5.21
 -5.37
 -5.53
 0

08A

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS
(feito pelo Computador)

Opções oferecidas:

- 1 - Dimensionamento a flexão
- 2 - Dimensionamento ao cisalhamento
- 3 - Inércia.

- - - - - Qual a opção desejada?

- 1 - Dimensionamento à flexão
- 3 - Inércia constante

Aço CA-50B

Coef. menor do Aço $G_s = 1.15$

Coef. menor do Concreto $G_c = 1.5$

Coef. maior dos Esforços $G_f = 1.14$

- - - - - Quer fazer alterações (S ou N)?

(Fck 150 Kgf/cm²) Fck = 180

Recob. das Armaduras (3cm) $d' = 3$

Abert. Fissuras (2mm) $W = 2mm$

Dimensionamento com armaduras nas faces mais solicitadas.

Seções oferecidas:

- 1 - Retangular
- 2 - T
- 3 - Composta

- - - - - Qual a opção desejada?

1 - Retangular

Base do retângulo (12cm) $b = 12$

Altura do retângulo (ABcm) $h = 60$

Aço CA-50B $B_f = 10\text{cm}$ $B_W = 10\text{cm}$

$G_s = 1.15$ $H_f = 48\text{cm}$ $H_t = 60\text{cm}$

$F_{cK} = 18\text{MPa}$ $d' = 3\text{cm}$ $M_1 = 9.17 \text{ Mt}_f$

$G_c = 1.14$ $G_f = 1.4$ $M_2 = 9.17 \text{ Mt}_f$

$Q_1 = 3.95 t_f$ # 5c 28cm $Q_2 = 15.70 t_f$

Momento fletor característico (M_{t_f}) $M = 2.51$

- - - - - Armadura Inferior : 3 # 10mm

- - - - - Quer fazer alterações (S ou N)?

Momento fletor característico (M_{t_f}) $M = 3.54$

- - - - - Armadura Superior : 3 # 10mm

- - - - - Quer fazer alterações (S ou N)?

Momento fletor característico (M_{t_f}) $M = 1.34$

- - - - - Armadura Inferior : 2 # 10mm

- - - - - Quer fazer alterações (S ou N)?

Momento fletor característico (M_{t_f}) $M = 0,63$

- - - - - Armadura Superior : 2 # 10mm

- - - - - Quer fazer alterações (S ou N)?

Momento fletor característico (M_{t_f}) $M = 0,56$

- - - - - Armadura Inferior : 2 # 10mm

- - - - - Quer fazer alterações (S ou N)?

Momento fletor característico (M_{t_f}) $M = - 7.08$

- - - - - Armadura Superior : 4 # 12.5mm

- - - - - Quer fazer alterações (S ou N)?

Momento fletor característico (M_{t_f}) $M = 10.16$

- - - - - Armadura Superior : 2 # 7.0mm

- - - - - Armadura Inferior : 4 # 16.0mm

- - - - - Quer fazer alterações (S ou N)?

Opções oferecidas:

1 - Dimensionamento à flexão

2 - Dimensionamento ao cisalhamento

3 - Inércia

- - - - - Qual a opção desejada?

1 - Dimensionamento ao cisalhamento

3 - Inércia constante

- - - - - Seções oferecidas:

1 - Retangular

2 - T

3 - Composta

- - - - - Qual a opção desejada?

1 - Retangular

Base do Retângulo (12cm) $b = 12$

Altura do Retângulo (48cm) $h = 60$

Aço CA-50B $B_f = 10\text{cm}$ $B_W = 10\text{cm}$

$G_s = 1.15$ $H_f = 48\text{cm}$ $H_f = 60\text{cm}$

$F_{cK} = 18\text{MPa}$ $d' = 3\text{cm}$ $M_1 = 9.17\text{Mt}_f$

$G_c = 1.4$ $G_f = 1.4$ $M_2 = -9.17\text{Mt}_f$

$$Q_1 = 3.95 \text{ tf } \# 5c 28 \quad Q_2 = 15.70 \text{ tf}$$

- - - - -

$$\text{Esf. cortante caract. (tf)} \quad Q_K = ? \quad 2.57$$

$$\text{Número de Barras (2)} \quad NB = ? \quad 2$$

$$\text{Bitolas das Barras (12.5mm)} \quad BT = ? \quad 10$$

$$A_{SW} = 1,78 \text{ cm}^2/\text{m } \# 5c \quad 20\text{cm}$$

- - - - - Quer fazer alterações (S ou N)?

$$\text{Esf. cortante caract. (tf)} \quad Q_K = ? \quad 3.98$$

$$\text{Número de Barras (2)} \quad NB = ? \quad 2$$

$$\text{Bitolas das Barras (12.5mm)} \quad BT = ? \quad 10$$

$$A_{SW} = 2,75 \text{ cm}^2/\text{m } \# 5c \quad 20\text{cm}$$

- - - - - Quer fazer alterações (S ou N)?

$$\text{Esf. cortante caract. (tf)} \quad Q_K = ? \quad 3.37$$

$$\text{Número de Barras (2)} \quad NB = ? \quad 2$$

$$\text{Bitolas de Barras (12.5mm)} \quad BT = ? \quad 10$$

$$A_{SW} = 2,33 \text{ cm}^2/\text{m } \# 5c \quad 20\text{cm}$$

- - - - - Quer fazer alterações (S ou N)?

$$\text{Esf. cortante caract. (tf)} \quad Q_K = ? \quad 2.14$$

$$\text{Número de Barras (2)} \quad NB = ? \quad 2$$

$$\text{Bitolas de Barras (12.5mm)} \quad BT = ? \quad 10$$

$$A_{SW} = 1,48 \text{ cm}^2/\text{m } \# 5c \quad 20\text{cm}$$

- - - - - Quer fazer alterações (S ou N)?

$$\text{Esf. cortante caract. (tf)} \quad Q_K = ? \quad 1.75$$

$$\text{Número de Barras (2)} \quad NB = ? \quad 2$$

$$\text{Bitolas de Barras (12.5mm)} \quad BT = ? \quad 10$$

$$A_{SW} = 1,21 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 5c \ 20\text{cm}$$

- - - - - Quer fazer alterações (S ou N)?

Esf. cortante caract. (t_f)	$Q_K = ?$	3.54
---------------------------------	-----------	------

Número de Barras (2)	NB = ?	2
----------------------	--------	---

Bitolas de Barras (12.5mm)	BT = ?	10
----------------------------	--------	----

$$A_{SW} = 2,45 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 5c \ 20\text{cm}$$

- - - - - Quer fazer alterações (S ou N)?

Esf. cortante caract. (t_f)	$Q_K = ?$	5.47
---------------------------------	-----------	------

Número de Barras (2)	NB = ?	2
----------------------	--------	---

Bitolas de Barras (12.5mm)	BT = ?	16
----------------------------	--------	----

$$A_{SW} = 3,78 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 5c \ 15$$

- - - - - Quer fazer alterações (S ou N)?

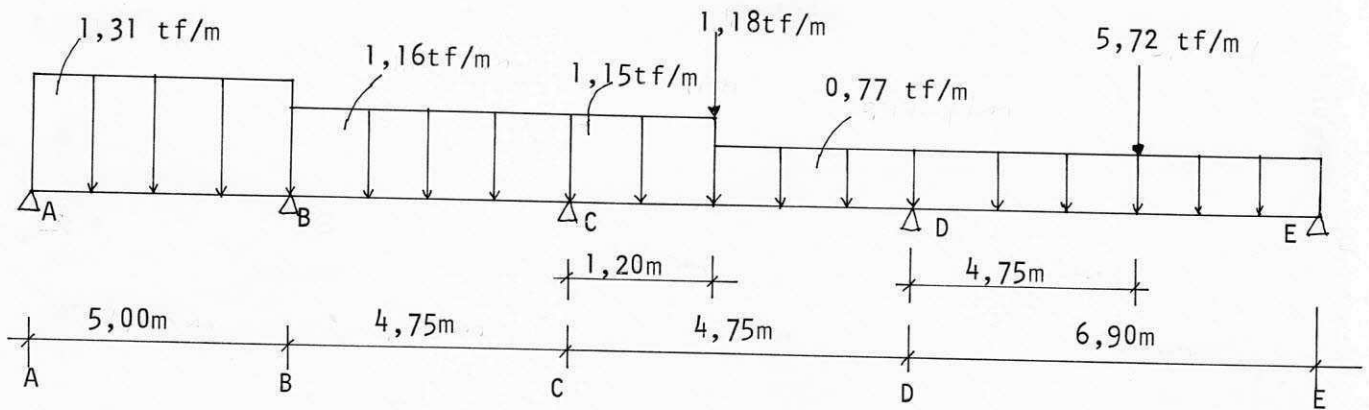
Esf. cortante caract. (t_f)	$Q_K = ?$	5.47
---------------------------------	-----------	------

Número de Barras (2)	NB = ?	2
----------------------	--------	---

Bitolas de Barras (12.5mm)	BT = ?	16
----------------------------	--------	----

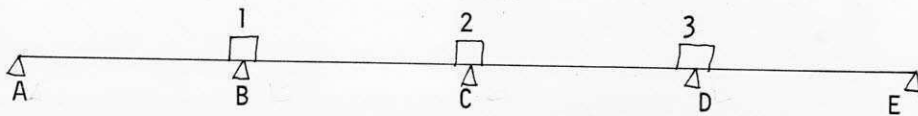
$$A_{SW} = 3,85 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 5c \ 15$$

1 - CARREGAMENTO

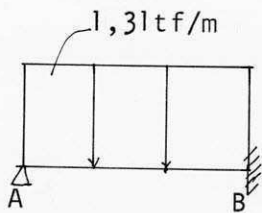


INÉRCIA CONSTANTE

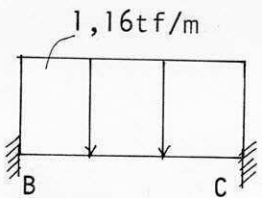
2 - SISTEMA PRINCIPAL DA ESTRUTURA



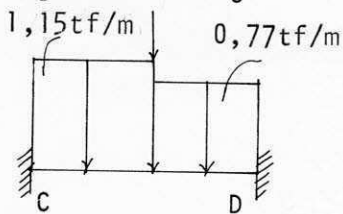
3 - CÁLCULO DOS MOMENTOS DE ENGASTAMENTO PERFEITOS



$$M_{BA} = - \frac{qL^2}{8} = - \frac{1,31 \times 5^2}{8} = - 4,1 \text{ tfm}$$

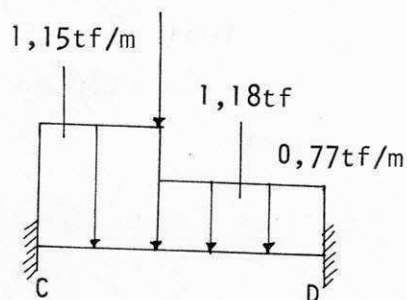


$$M_{BC} = - M_{CB} = \frac{qL^2}{12} = \frac{1,16 \times 4,75^2}{12} = 2,18 \text{ tm}$$



$$M_{CD} = \frac{qL^2}{12} + \frac{qC}{12L^2} [12ab^2 + c^2 (L - 3b)] + \frac{Pab^2}{L^2}$$

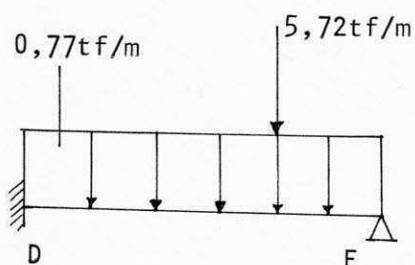
$$M_{CD} = \frac{0,77 \times 4,75^2}{12} + \frac{0,38 \times 1,2}{12} [12 \times 0,6 \times 4,15^2 + 1,2^2 (4,75 - 12,45)] + \frac{1,18 \times 1,2 \times 3,55^2}{4,75^2} = 2,43 \text{ tf.m}$$



$$M_{DC} = -\frac{qL^2}{12} - \frac{qC}{12L^2} [12a^2b + c^2(L-3a)] - \frac{Pa^2b}{L^2}$$

$$M_{DC} = -\frac{0,77 \times 4,75^2}{12} - \frac{0,38 \times 1,2}{12 \times 4,75^2} [12 \times 0,6^2 \times 4,15 + 1,2^2 (4,75 - 3 \times 0,6)] - \frac{1,18 \times 1,2^2 \times 3,55}{4,75^2}$$

$$M_{DC} = -1,75 \text{ tf.m}$$



$$M_{DE} = \frac{qL^2}{8} + \frac{Pab}{2L^2} (L+b)$$

$$M_{DE} = \frac{0,77 \times 6,9^2}{8} + \frac{5,72 \times 4,75 \times 2,15}{2 \times 6,9^2} (6,9 + 2,15) = 10,15 \text{ tfm}$$

4) CÁLCULO DOS COEFICIENTES DE DISTRIBUIÇÃO

NÓ 1

$$K_{BA} = \frac{3}{4} \times \frac{J}{L} = \frac{3}{4} \times \frac{J}{4,75} = 0,16J$$

$$K_{BC} = \frac{J}{L} = \frac{J}{4,75} = 0,21J$$

$$\Sigma K = 0,375$$

$$d_{BA} = \frac{K_{BA}}{\Sigma K} = \frac{0,165}{0,37J} = 0,43$$

$$d_{BC} = \frac{K_{BC}}{\Sigma K} = \frac{0,21J}{0,37J} = 0,57$$

N0 2

$$K_{CB} = \frac{J}{L} = \frac{J}{4,75} = 0,21J$$

$$\Sigma K = 0,425$$

$$K_{CD} = \frac{J}{L} = \frac{J}{4,75} = 0,21J$$

$$d_{CB} = \frac{K_{CB}}{\Sigma K} = \frac{0,21J}{0,42J} = 0,5$$

$$d_{CD} = \frac{K_{CD}}{\Sigma K} = \frac{0,21J}{0,42J} = 0,5$$

N0 3

$$K_{DC} = \frac{J}{L} = \frac{J}{4,75} = 0,21J$$

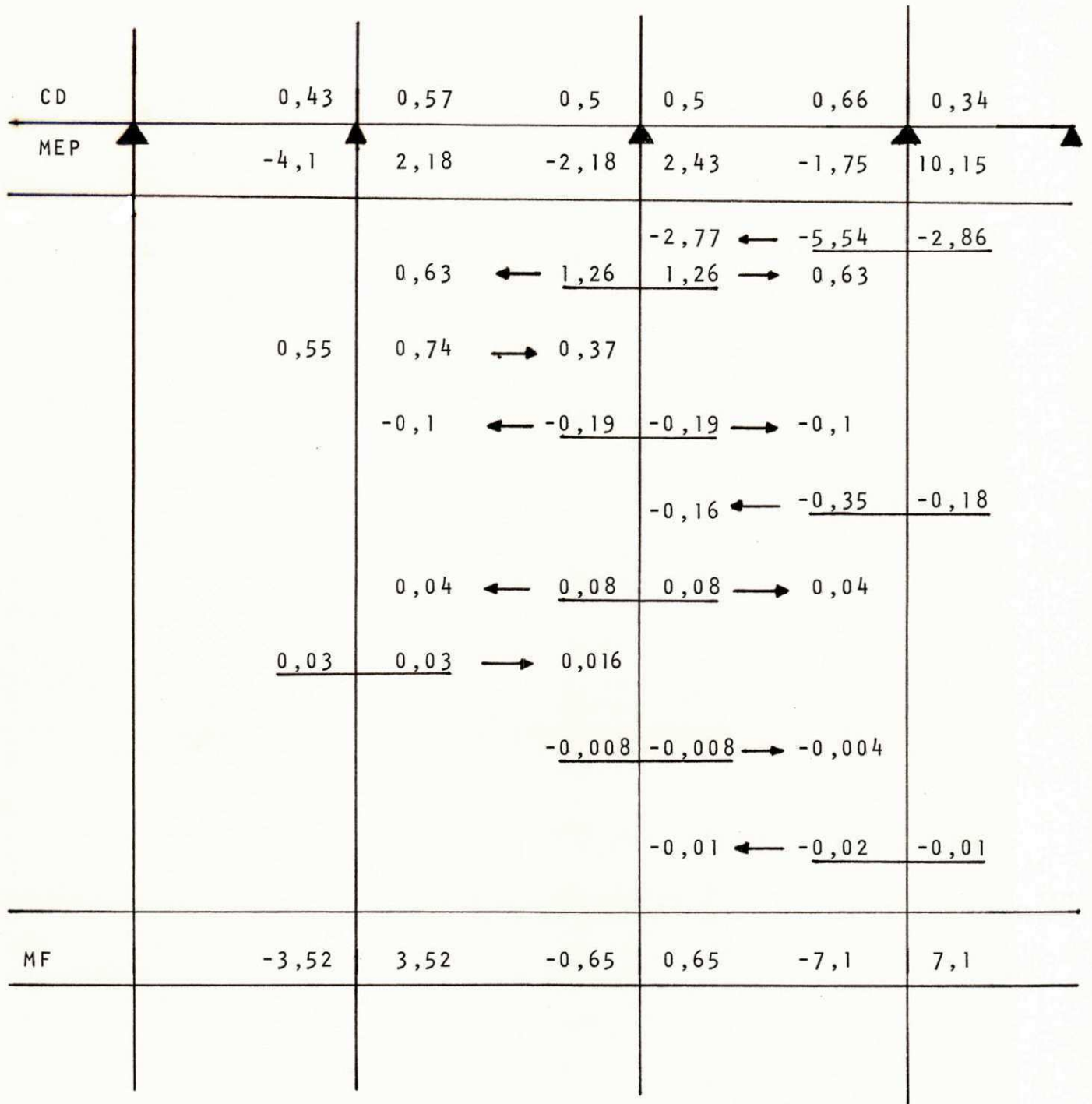
$$\Sigma K = 0,319J$$

$$K_{DE} = \frac{3}{4} \times \frac{J}{L} = \frac{3}{4} \times \frac{J}{6,9} = 0,109J$$

$$d_{DC} = \frac{K_{DC}}{\Sigma K} = \frac{0,21J}{0,319J} = 0,66$$

$$d_{DE} = \frac{K_{DE}}{\Sigma K} = \frac{0,109J}{0,319J} = 0,34$$

5) CROSS:



6) CÁLCULO DAS REAÇÕES DE APÓIOS

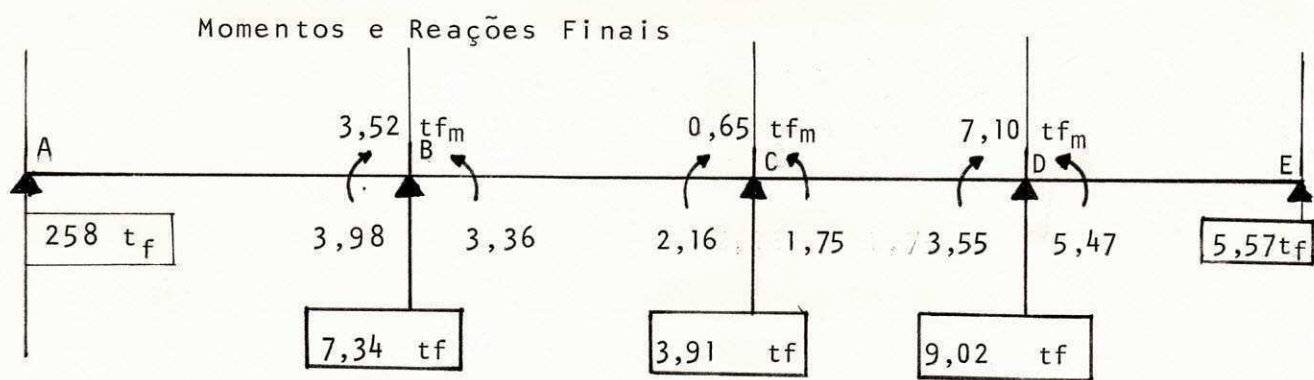
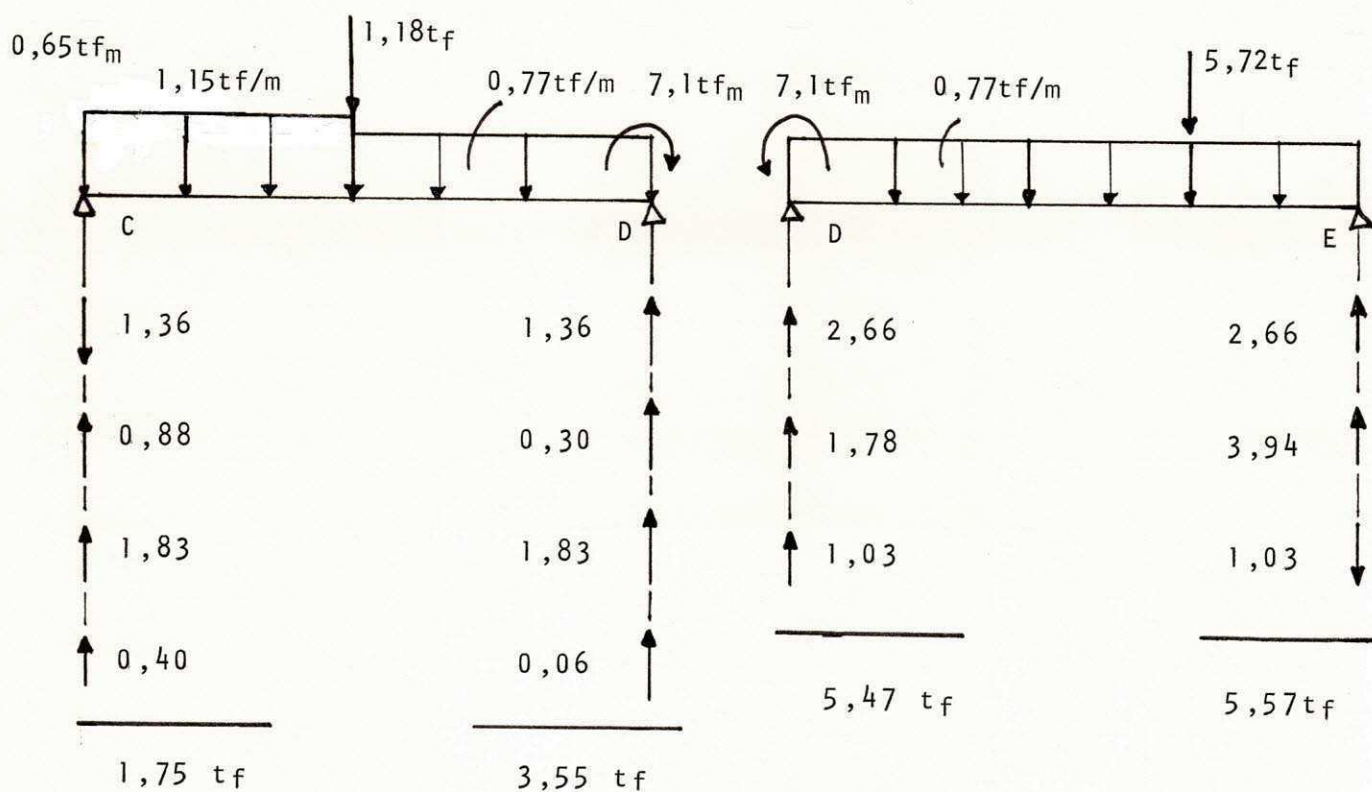
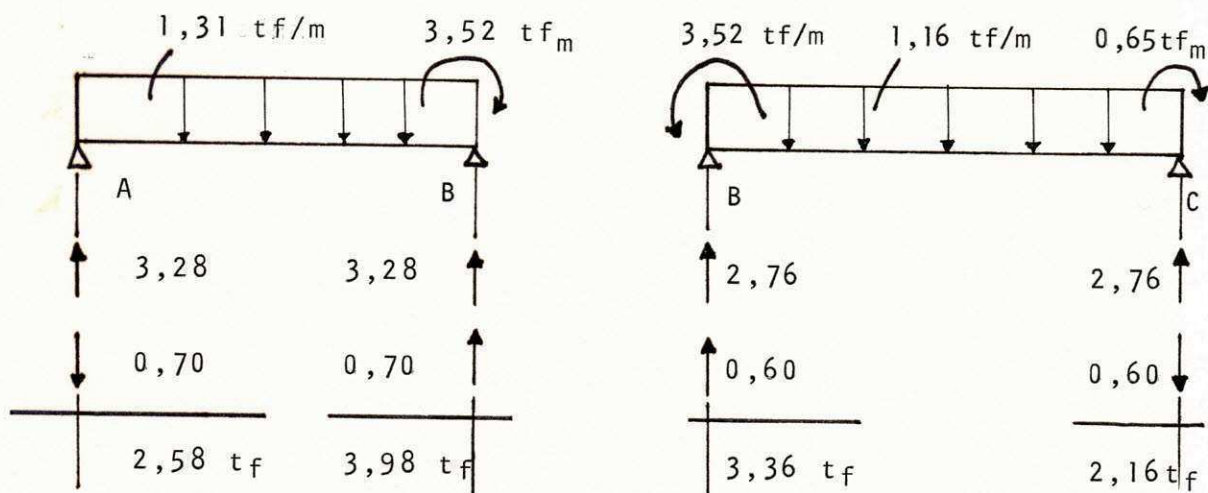
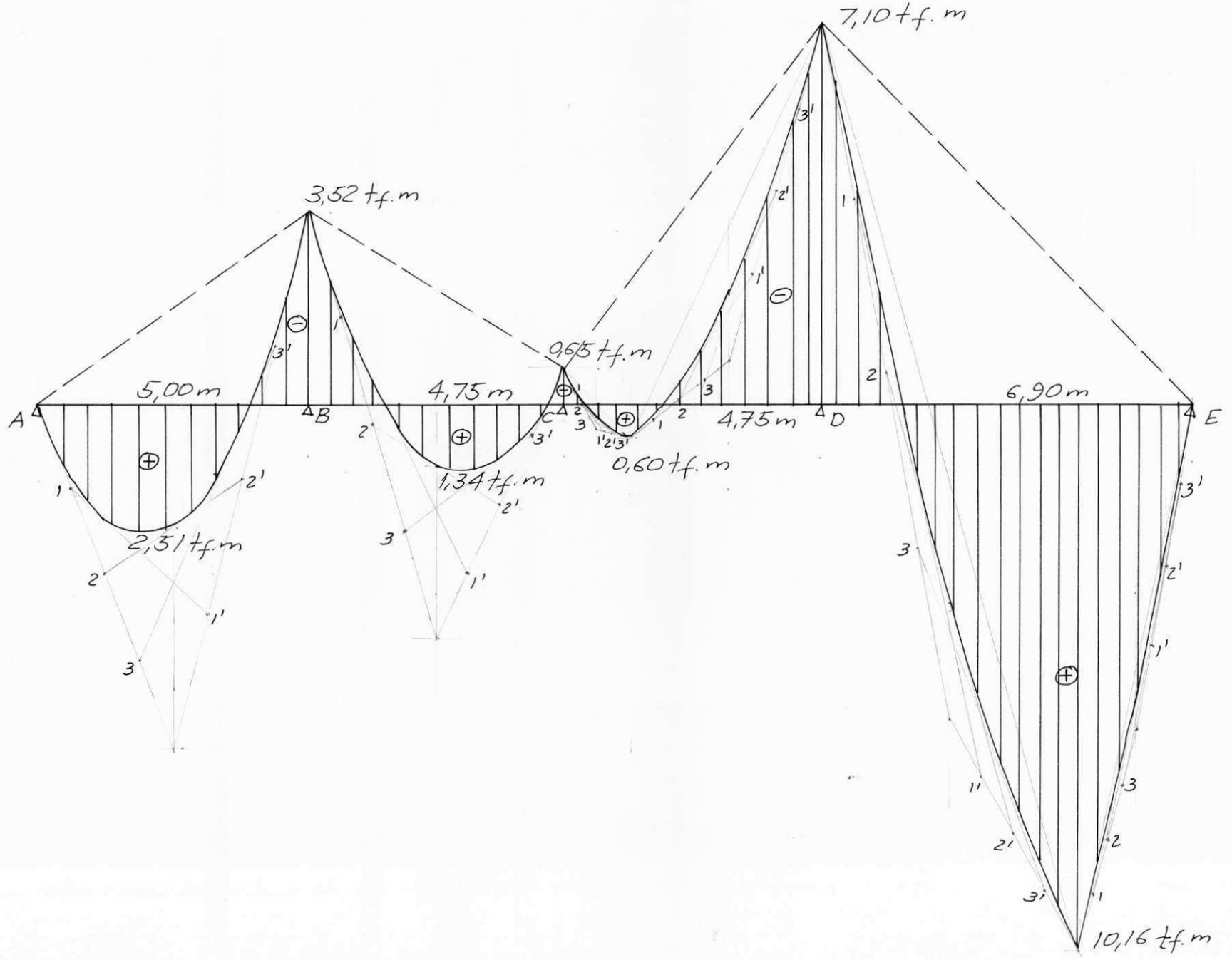


DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR

ESCALA: - 1:100



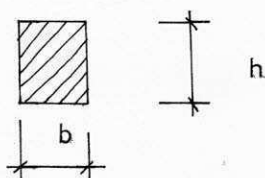
DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO FEITO ANALITICAMENTE

VIGA V_1 DO PILOTIS.

1 - Os esforços foram calculados pelo computador e analiticamente pelo processo de CROSS os quais tiveram resultados quase idênticos. Sendo assim, estou utilizando os esforços de momentos fletores e cortantes da viga calculada pelo computador, para dimensionar as armaduras e fazer uma verificação com o resultado dimensionado, feito pelo computador.

2 - Dimensionamento à flexão:

Fórmula



Aço CA-50B

$F_{cK} = 180 \text{ kg/cm}^2$ ou 18 MPa

$$d_o = r \sqrt{\frac{M_d}{b}}$$

$$M_d = 1,4 M$$

$$A_s = \frac{M_d}{\alpha d}$$

$$h = d + 2 \text{ cm}$$

$$d = h - 2 \text{ cm}$$

$$\pi \rightarrow F_{20}$$

$$\alpha \rightarrow f(r)$$

$$\alpha \rightarrow F_{21}$$

Momentos máximos na viga:

$$M_1 = 2,51 \text{ mtf}$$

$$M_5 = 0,56 \text{ mtf}$$

$$M_2 = -3,54 \text{ mtf}$$

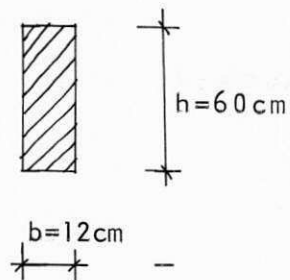
$$M_6 = -7,08 \text{ mtf}$$

$$M_3 = 1,34 \text{ mtf}$$

$$M_7 = 10,16 \text{ mtf}$$

$$M_4 = -0,63 \text{ mtf}$$

Seção da Viga 12/60



$$F_{cK} = 180 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow r = 0,174$$

$$d_o = 0,174 \sqrt{\frac{1,4 \times 2510}{0,12}} \rightarrow d_o = 30 \text{ cm} \quad \begin{array}{l} d = 60 - 2 \rightarrow \\ d = 58 \text{ cm} \end{array}$$

$d > d_o \rightarrow$ (subarmada)

$$d_o = 58$$

$$r = \frac{d}{\sqrt{\frac{Md}{b}}} = \frac{58}{\sqrt{\frac{1,4 \times 2510}{0,12}}} = 0,34 \quad F_{21} \rightarrow \alpha = 40,48$$

$$A_{S1} = \frac{1,4 \times 2510}{40,45 \times 58} = 1,5 \text{ cm}^2 \quad N\phi = \frac{A_S}{A_{S\phi}} = \frac{1,5}{0,785} \rightarrow 2\phi \text{ 10mm}$$

$$d_o = 0,174 \sqrt{\frac{1,4 \times 3540}{0,12}} = 35 \text{ cm} \quad d > d_o \rightarrow \text{(Subarmada)}$$

$$d_o = 58 \quad r = \frac{58}{\sqrt{\frac{1,4 \times 3540}{0,12}}} = 0,28 \quad F_{21} \rightarrow \alpha = 40,48$$

$$A_s = \frac{1,4 \times 3540}{40,48 \times 58} = 2,11 \text{ cm}^2 \quad N\phi = \frac{2,11}{0,785} \rightarrow 3\phi 10\text{mm}$$

$$d_o = 0,174 \sqrt{\frac{1,4 \times 1340}{0,12}} = 22\text{cm} \quad d > d_o \text{ (Subarmada)}$$

$$d_o = 58 \quad r = \frac{58}{\sqrt{\frac{1,4 \times 1340}{0,12}}} = 0,46 \quad F_{21} \rightarrow \alpha = 40,48$$

$$A_s = \frac{1,4 \times 1340}{40,48 \times 58} = 0,80 \quad N\phi = \frac{0,80}{0,385} \rightarrow 3\phi 7\text{mm}$$

$$d_o = 0,174 \sqrt{\frac{1,4 \times 630}{0,12}} = 15\text{cm} \quad d > d_o \text{ (Subarmada)}$$

$$d_o = 58 \quad r = \frac{58}{\sqrt{\frac{1,4 \times 630}{0,12}}} = 0,67 \quad F_{21} \rightarrow \alpha = 40,48$$

$$A_s = \frac{1,4 \times 630}{40,48 \times 58} = 0,37 \quad N\phi = \frac{0,38}{0,385} \rightarrow 2\phi 7\text{mm}$$

$$d_o = 58 \quad r = \frac{58}{\sqrt{\frac{1,4 \times 560}{0,12}}} = 0,71 \quad F_{21} \rightarrow \alpha = 40,48$$

$$A_s = \frac{1,4 \times 560}{40,48 \times 58} = 0,33 \quad N\phi = \frac{0,33}{0,385} = 2\phi 7\text{mm}$$

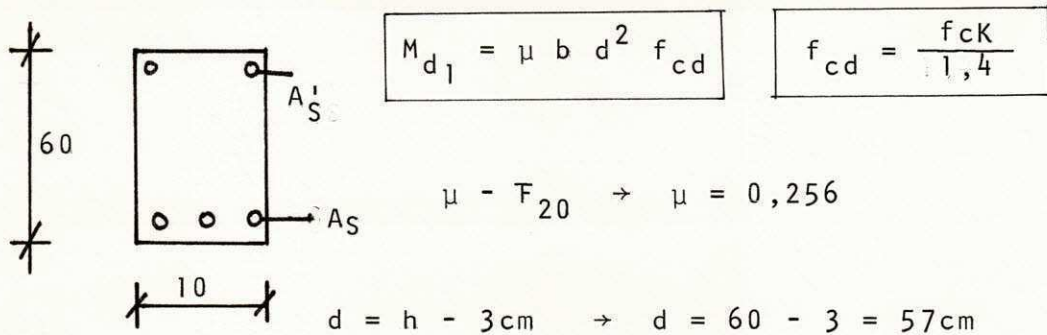
$$d_o = 0,174 \sqrt{\frac{1,4 \times 7080}{0,12}} = 50 \quad d > d_o \quad (\text{Subarmada})$$

$$d_o = 58 \quad r = \frac{58}{\sqrt{\frac{1,4 \times 7080}{0,12}}} = 0,20 \quad F_{21} \rightarrow \alpha = 38,04$$

$$A_s = \frac{1,4 \times 7080}{38,04 \times 58} = 4,49 \quad N\phi = \frac{4,49}{1,227} \rightarrow 4\phi 12,5$$

$$d_o = 0,174 \sqrt{\frac{1,4 \times 10160}{0,12}} = 60 \quad d < d_o \quad (\text{Superarmada})$$

Solução: Colocar armadura dupla



$$M_{d1} = 0,256 \times 0,12 \times 57^2 \times \frac{180}{1,4} = 12833 \text{ Kgm}$$

$$M_d = 1,4 \times 10160 = 14224 \text{ Kgm}$$

$$M_{d2} = M_d - M_{d1} = 14224 - 12833 = 1391 \text{ Kgm}$$

$$c = d - 3 \rightarrow c = 54 \text{ cm}$$

$$f'Yd = K fYd \rightarrow K \rightarrow f(E'S) \quad E'S = \frac{z - d'/d}{z} \times 3,5$$

$$d' = d - c = 3 \text{ cm} \quad z = 0,462$$

$$E'S = \frac{0,462 - 3/57}{0,462} \times 3,5 = 3,1 \text{ mm/m}$$

$$E'S = 3,10 \quad F_{19} \quad K = 0,925 \quad E'S = 3,10 \rightarrow F_{19A}$$

$$f'Yd = 0,925 \times \frac{5000}{1,15} = 4022 \text{ Kg/cm}^2 \quad f'Yd = 4040 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\boxed{A'S = \frac{M_{d2}}{Cf'Yd}} \quad A'S = \frac{1391}{0,54 \times 4040} = 0,63$$

$$N\phi = \frac{0,63}{0,385} \rightarrow 2\phi 7 \text{ mm}$$

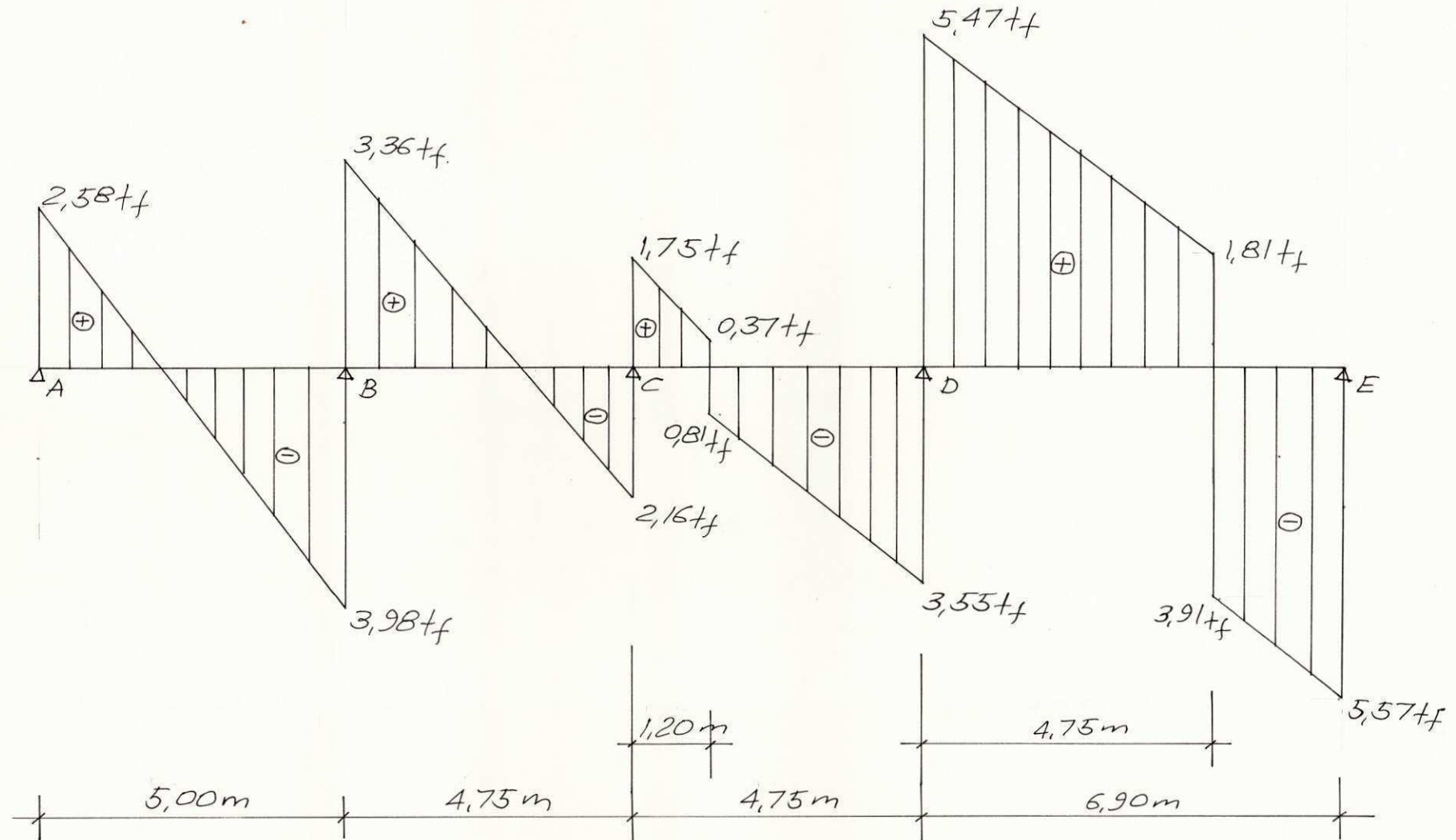
$$\boxed{A_S = \frac{M_{d1}}{\alpha d} + \frac{M_{d2}}{CfYd}} \quad \alpha F_{20} \rightarrow \alpha = 35,44$$

$$A_S = \frac{12833}{35,44 \times 57} + \frac{1391}{0,54 \times \frac{5000}{1,15}} = 6,95 \text{ cm}^2$$

$$N\phi = \frac{6,95}{2,011} \rightarrow 6\phi 12,5 \text{ mm}$$

DIAGRAMA DE ESFORÇO CORTANTE

ESCALA - 1:100



DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO FEITO ANALITICAMENTE
VIGA V₁ DO PILOTIS.

- Cisalhamento combatido somente com estribos.

Usando um sô estribo, teremos:

$$A_{SC} = \frac{Q_d}{z f_{Yd}}$$

$$z = 0,87d$$

$$Q_d = 1,4q$$

Aço CA-50B

$f_{cK} = 18 \text{ MPa}$

$f_{Yd} = \frac{5000}{1,15}$

Seção da viga em estudo: $b = 12 \text{ cm}$

$$d = h - 3 \rightarrow d = 60 - 3 \rightarrow d = 57 \text{ cm}$$

$$1) A_{SC} = \frac{1,4 \times 2570}{0,87 \times 0,57 \times \frac{5000}{1,15}} = 1,67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$p/ A_{SC} = 1,67 \text{ cm}^2/\text{m} \quad F_{17B} \# 5 \text{ C}20 \text{ cm}$$

$$2) A_{SC} = \frac{1,4 \times 3980}{0,87 \times 0,57 \times \frac{5000}{1,15}} = 2,58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$p/ A_{SC} = 2,58 \text{ cm}^2/\text{m} \quad F_{17B} \# 5 \text{ C}14 \text{ cm}$$

$$3) A_{SC} = \frac{1,4 \times 3370}{0,87 \times 0,57 \times \frac{5000}{1,15}} = 2,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$p/A_{SC} = 2,19 \text{ cm}^2/\text{m} \quad F_{17B} \# 5 \text{ C16cm}$$

$$4) A_{SC} = \frac{1,4 \times 2140}{0,87 \times 0,57 \times \frac{5000}{1,15}} = 1,38 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$p/A_{SC} = 1,38 \text{ cm}^2/\text{m} \quad F_{17B} \# 5 \text{ C24cm}$$

$$5) A_{SC} = \frac{1,4 \times 1750}{0,87 \times 0,57 \times \frac{5000}{1,15}} = 1,14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$p/A_{SC} = 1,14 \text{ cm}^2/\text{m} \quad F_{17B} \# 5 \text{ C30cm}$$

$$6) A_{SC} = \frac{1,4 \times 3540}{0,87 \times 0,57 \times \frac{5000}{1,15}} = 2,30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$p/A_{SC} = 2,30 \text{ cm}^2/\text{m} \quad F_{17B} \# 5 \text{ C15,5cm}$$

$$7) A_{SC} = \frac{1,4 \times 5470}{0,87 \times 0,57 \times \frac{5000}{1,15}} = 3,55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$p/ A_{SC} = 3,55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

F_{17B} 5 C_{10cm}

$$8) A_{SC} = \frac{1,4 \times 5570}{0,87 \times 0,57 \times \frac{5000}{1,15}} = 3,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

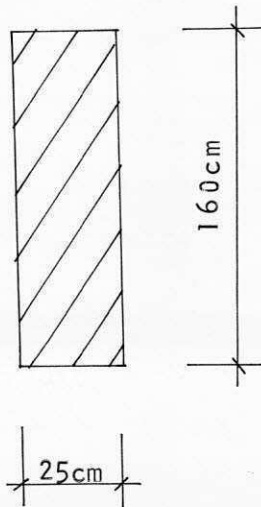
$$P/ A_{SC} = 3,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

F_{17B} 5 C_{9,5cm}

ESQUEMA DE CARGAS

5º Teto		508,20 tf
4º Teto	300 cm	538,80 tf
3º Teto	300 cm	569,40 tf
2º Teto	300 cm	603,70 tf
1º Teto	300 cm	638,50 tf
CINTAS	300 cm	639,50 tf

SEÇÃO TRANSVERSAL DO PILAR



A : ED. CHATEAU DO VILLANDRY Acc CR-50 B Fck = 190 Kgf/cm2
 ENTE: Gc = 1.4 Gs = 1.15
 A : ABRIL/87 DE = 3 Cm DH = 3 Cm

25 x 160 Cm2 N = 508.2 tf LB = 300 Cm LH = 300 Cm

TD	Nk(tf)	Gf	DIR	Mi(Mtf)	Ms(Mtf)	Mk(Mtf)	Beta	NE	T(%)	As(cm2)	BITOLAS:
	508.20	1.4	E	0.00	0.00	10.49	1.25	3	2.71	108.34	36 # 20.0 mm
			H	0.00	0.00	29.27	1.55	20	2.25	90.12	

25 x 160 Cm2 N = 30.6 tf LB = 300 Cm LH = 300 Cm

TD	Nk(tf)	Gf	DIR	Mi(Mtf)	Ms(Mtf)	Mk(Mtf)	Beta	NE	T(%)	As(cm2)	BITOLAS:
	532.80	1.4	B	0.00	0.00	10.88	1.27	3	3.02	120.86	40 # 20.0 mm
			H	0.00	0.00	30.93	1.55	20	2.58	103.12	26 # 25.0 mm
	569.40	1.4	B	0.00	0.00	11.26	1.30	3	3.83	133.29	44 # 20.0 mm
			H	0.00	0.00	32.60	1.55	20	2.90	116.12	28 # 25.0 mm

25 x 160 Cm2 N = 34.3 tf LB = 280 Cm LH = 280 Cm

TD	Nk(tf)	Gf	DIR	Mi(Mtf)	Ms(Mtf)	Mk(Mtf)	Beta	NE	T(%)	As(cm2)	BITOLAS:
	603.70	1.4	B	0.00	0.00	6.04	1.72	3	3.25	129.80	42 # 20.0 mm
			H	0.00	0.00	32.20	1.62	20	3.23	129.00	28 # 25.0 mm

25 x 160 Cm2 N = 34.8 tf LB = 300 Cm LH = 300 Cm

TD	Nk(tf)	Gf	DIR	Mi(Mtf)	Ms(Mtf)	Mk(Mtf)	Beta	NE	T(%)	As(cm2)	BITOLAS:
	638.50	1.4	B	0.00	0.00	12.11	1.34	3	4.07	162.86	34 # 25.0 mm
			H	0.00	0.00	36.34	1.99	20	3.61	144.55	

CÁLCULO ANALÍTICO

CÁLCULO DO PILAR P6 NO 1º, 2º, 3º, 4º e 5º TETO

	$N = 638 \text{ tf} - 1^\circ \text{ Teto}$	$N = 603,70 \text{ tf} - 2^\circ \text{ Teto}$
Dados	$A_c = 160 \times 25 = 4000 \text{ cm}^2$	$N = 569,40 \text{ tf} - 3^\circ \text{ Teto}$
	Calcular $A_s = ?$	$N = 538,80 \text{ tf} - 4^\circ \text{ Teto}$
	$F_{cK} = 180 \text{ Kgf/cm}^2$	$N = 508,20 \text{ tf} - 5^\circ \text{ Teto}$
	$Aço = \text{CA-50B}$	

$$A_{c1} = \frac{W N_d}{0,85 f_{cd} + \rho \min F_y 'd} \rightarrow A_s = \frac{W N_d - 0,85 f_{cd} A_c}{f_y 'd}$$

$$W = 1 + \frac{6}{b} \rightarrow W = 1 + \frac{6}{25} \rightarrow W = 1,24$$

$$F_{cd} = \frac{F_{cK}}{1,4} \rightarrow F_{cd} = \frac{180}{1,4} \rightarrow F_{cd} = 128 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\lambda = \frac{f/amb}{0,289b} \rightarrow \lambda = \frac{300}{0,289 \times 25} \rightarrow \lambda = 41,5 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda \leq 30 \rightarrow \rho = 0,5 \rightarrow \text{super robusto} \\ 0,8\% \leq \rho \leq 6\% \rightarrow \lambda_{\text{qualquer}} \end{array} \right.$$

$$\lambda_{\text{máx}} \leq 140$$

$$N_d = 1,4 \times 638000 \rightarrow N_d = 893200 \text{ Kgf}$$

$$A_{c1} = \frac{1,24 \times 893200}{0,85 \times 128 + \frac{0,8}{100} \times 3550} \rightarrow A_{c1} = \frac{1107568}{108,8 + 28,4} = A_{c1} = 8073$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{C1} = 8073 \text{ cm}^2 \\ A_C = 4000 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} A_C < A_{C1}$$

$$A_S = \frac{1,24 \times 893200 - 0,85 \times 128 \times 4000}{2550} = 189,4 \text{ cm}^2 \rightarrow 40 \phi 25$$

p/ 1º TETO, teremos 38 ϕ 25 mm

$$N = 603,70 \text{ tf} \quad A_C = 4000 \text{ cm}^2 \quad N = 1,24 \quad F_{cd} = 128 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$N_d = 845 \text{ tf} \quad \lambda = \frac{280}{0,289 \times 25} = 38,8 \text{ cm}$$

$$A_{C1} = \frac{1,24 \times 845000}{0,85 \times 128 + \frac{0,8}{100} \times 3550} \rightarrow A_{C1} = \frac{1047800}{108,8 + 28,4} \rightarrow A_{C1} = 7637 \text{ cm}^2$$

$$A_C < A_{C1}$$

$$A_S = \frac{1,24 \times 845000 - 0,85 \times 128 \times 4000}{3550} = 172,6 \text{ cm}^2 \rightarrow 36 \phi 25$$

p/ 2º TETO, teremos 36 ϕ 25 mm

$$N = 569,40 \text{ tf} \rightarrow N_d = 1,4 \times 569400 \rightarrow N_d = 797160 \text{ Kgf}$$

$$A_{C1} = \frac{1,24 \times 797160}{137,2} \rightarrow A_{C1} = 7205 \text{ cm}^2$$

$$A_C < A_{C1}$$

$$A_S = \frac{1,24 \times 797160 - 435200}{3550} = 155,9 \text{ cm}^2 \rightarrow 32 \phi 25$$

p/ 3º TETO, teremos 32 ϕ 25mm

$$N = 538,8 \text{ tf}$$

$$N_d = 754320 \text{ Kgf}$$

$$A_{C1} = \frac{1,24 \times 754320}{137,2} = 6818 \text{ cm}^2$$

$$A_C < A_{C1}$$

$$A_S = \frac{1,24 \times 754320 - 435200}{3550} = 140,9 \text{ cm}^2 \rightarrow 28 \phi 25$$

p/ 4º TETO, teremos 28 ϕ 25mm

$$N = 508,2$$

$$N_d = 1,4 \times 508200 = 711480 \text{ Kgf}$$

$$A_{C1} = \frac{1,24 \times 711480}{137,2} \rightarrow A_{C1} = 6430 \quad A_C < A_{C1}$$

$$A_S = \frac{1,24 \times 711480 - 435200}{3550} = 125,9 \text{ cm}^2 \rightarrow 26 \phi 25\text{mm}$$

p/ 5º TETO, teremos 26 ϕ 25mm

DIMENSIONAMENTO DA SAPATA - SP6

a) Cálculo das dimensões da sapata:

$$N = 639 \text{ tf}$$

N = Carga na fundação

$$\sigma_t = 40 \text{ t/m}^2$$

σ_t = Tensão admissível do terreno

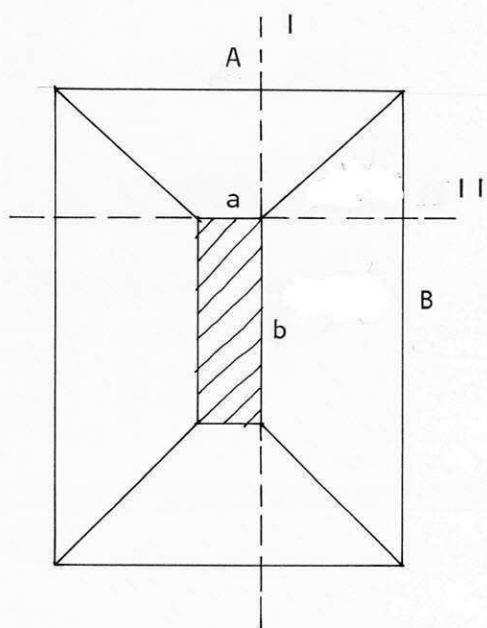
$$A_n = \frac{1,05 \times N}{\sigma_t}$$

A_n = Área necessária da sapata

$$A_n = \frac{1,05 \times 639}{40} = 16,77 \text{ m}^2$$

$$B = A_n \pm \frac{b - a}{2}$$

B = Lado maior da sapata retangular



$$B = 16,77 \pm \frac{1,6 - 0,25}{2} = 4,80 \text{ m}$$

$$A = \frac{A_n}{B} \rightarrow A = \frac{16,77}{4,80} = 3,50 \text{ m}$$

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

$$b = 160 \text{ cm}$$

b) Cálculo dos momentos fletores na sapata:

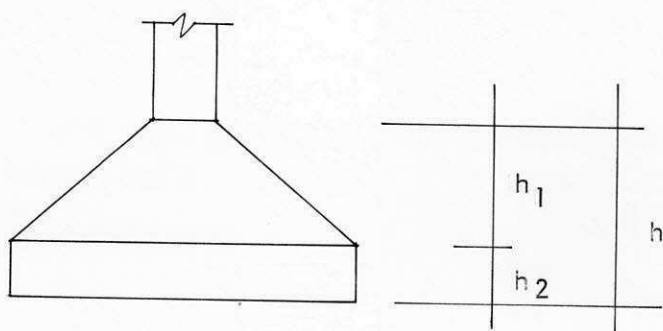
$$M_I = \sigma_t \times B \times \left(\frac{A - a}{2}\right)^2 \times 0,5$$

$$M_I = 40 \times 4,80 \times \left(\frac{3,5 - 0,25}{2}\right)^2 \times 0,5 = 253,5 \text{ t}_m$$

$$M_{II} = \sigma_t \times A \times \left(\frac{B - b}{2}\right)^2 \times 0,5$$

$$M_{II} = 40 \times 3,50 \times \left(\frac{4,80 - 1,60}{2}\right)^2 \times 0,5 = 179,2 \text{ tm}$$

c) Cálculo da altura da sapata verificando a punção no limite.



$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$h_1 \cong 0,2h \leq 30 \text{ cm (Tábua)}$$

$$d = (-0,5 \times C_{(m)} + 0,25 \times C^2 + 0,016 \times N_{(t)}) \times 0,5 \quad (m)$$

Considerando $f_{cK} = 150 \text{ Kgf/cm}^2$

$$C = a + b \quad \text{se} \quad b \leq 3 \times a$$

$$C = 4a \quad \text{se} \quad b > 3a$$

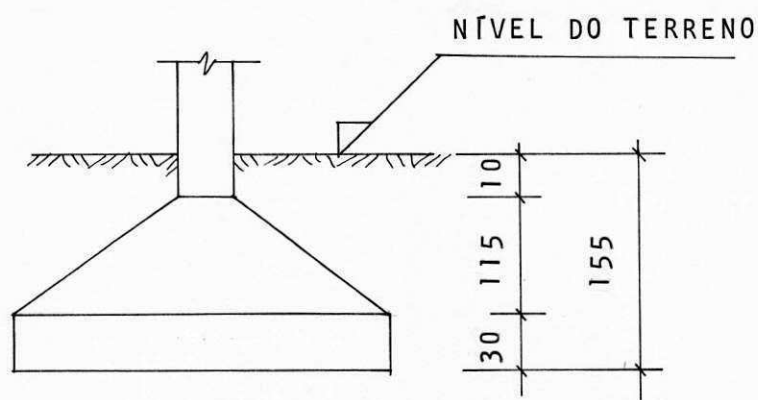
$$d = (-0,5 \times 1,00 + 0,25 \times 1,00^2 + 0,016 \times 639) \times 0,5 = 1,37 \text{ m}$$

$$h = 1,37 + 0,05 = 1,42 \text{ m} \cong 1,45 \text{ m}$$

$$h_1 = 0,2 \times 1,45 = 0,29 \cong 0,3 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

$$h_2 = 1,45 - 0,3 = 1,15\text{m} \approx 115\text{cm}$$

- d) A cota da fundação ficou definida em função da sondagem dada a
- 1,55m



- e) Dimensionamento da sapata SP6 automaticamente.

A sapata é dimensionada à flexão, sendo que entramos com os dados no computador para uma viga com seção composta. E, então, o computador nos fornece a seção de aço para os respectivos momentos.

- Hipótese do Programa:

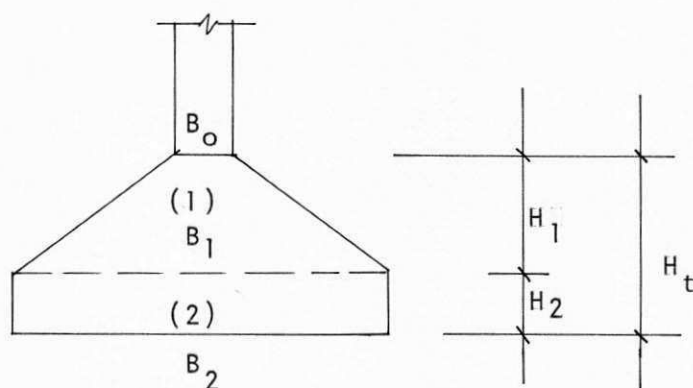
- | | |
|--|---------------------|
| - Aço a ser usado | - Aço CA-50B |
| - Coeficiente Menor do Aço | - $G_S = 1,5$ |
| - Coeficiente Menor do Concreto | - $G_C = 1,4$ |
| - Coeficiente Maior dos esforços | - $G_S = 1,4$ |
| - F_{cK} (150 Kg/cm^2) | - $F_{cK} ? 150$ |
| - Recobrimento das armaduras ($d' = 3\text{cm}$) | - $d' = 4\text{cm}$ |

- Seções Oferecidas:

- 1 - Retangular
- 2 - T
- 3 - Composta

- Seção escolhida Seção Composta

Esquema da Seção Composta para dados no computador



(1) - Elemento 1

(2) - Elemento 2

H_t - Altura da Seção

B_0 - Base Superior do elemento 1

B_1 - Base Inferior do elemento 1

H_1 - Altura do elemento 1

B_2 - Base Inferior do elemento 2

H_2 - Altura do elemento 2

1) Cálculo da armadura da sapata para o 1º momento característico.

- Altura da Seção (cm) $H_t = 145$
- Base Superior do elemento 1 (cm) . . . $B_0 = 25$
- Base Inferior do elemento 1 (cm) . . . $B_1 = 350$
- Altura do elemento 1 (cm) $H_1 = 115$
- Base Inferior do elemento 2 $B_2 = 350$
- Altura do elemento 2 $H_2 = 30$

Para a Seção em estudo a mesma suportará os seguintes esforços:

$$M_1 = 363,04 \text{ Mt}_f$$

$$M_2 = -1321,00 \text{ Mt}_f$$

$$Q_1 = 19,76 \text{ t}_f$$

$$Q_2 = 67,44 \text{ t}_f$$

$$\text{- Momento fletor característico (Mt}_f) = 253,51 \text{ tf.m}$$

$$1 - \text{Armadura Inferior } A_S = 70,21 \text{ cm}^2$$

2) Cálculo da armadura na sapata para o 2º momento característico.

- Altura da Seção (cm) $H_t = 145$
- Base Superior do elemento 1 (cm) . . $B_0 = 160$
- Base Inferior do elemento 1 (cm) . . $B_1 = 480$
- Altura do elemento 1 (cm) $H_1 = 115$

- Base Inferior do elemento 2 (cm) . $B_2 = 480$

- Altura do elemento 2 (cm) $H_2 = 30$

Para a Seção em estudo a mesma suportará os seguintes esforços:

$$M_1 = 497,88 \text{ Mt}_f$$

$$M_2 = -1811,65 \text{ Mt}_f$$

$$Q_1 = 27,11 \text{ t}_f$$

$$Q_2 = 92,49 \text{ t}_f$$

- Momento fletor característico (M_{t_f}) = 179,2 tf.m

2 - Armadura Inferior $\rightarrow A_S = 43,12 \text{ cm}^2$

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DA SAPATA SP6

Direção 1

$$p / A_{S1} = 70,21 \text{ cm}^2 \rightarrow 57 \phi 12,5$$

Espaçamento da armadura

$$e = \frac{475}{56} \rightarrow e = 8,5 \text{ cm}$$

Teremos então na direção 1 - 57 ϕ 12,5 - e 8,5cm

Direção 2

$$p / A_{S2} = 43,12 \text{ cm}^2 \rightarrow 35 \phi 12,5$$

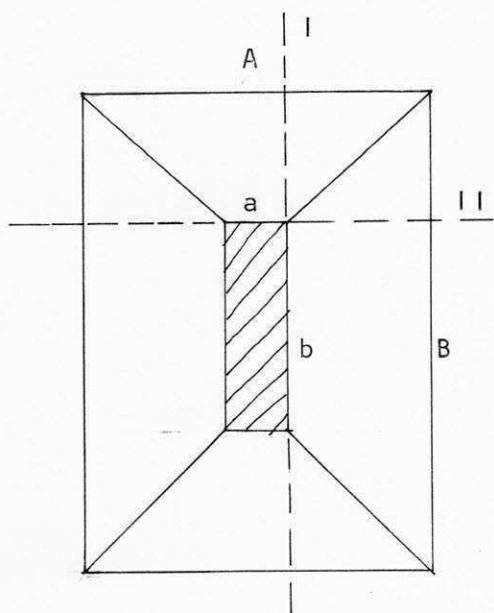
Espaçamento da armadura:

$$e = \frac{345}{34} \rightarrow e = 10 \text{ cm}$$

Teremos então na direção 2 - 35 ϕ 12,5 - e 10cm

DIMENSIONAMENTO DA SAPATA DO PILAR P6

Dimensionamento feito analiticamente



DADOS:

$$N = 639 \text{ t}$$

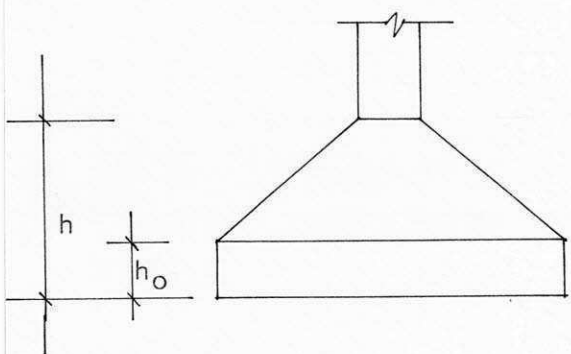
$$F_{yd} = 3550 \text{ Kg/cm}^2$$

$$r = 0,191$$

$$\bar{p} = 4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = 0,25 \text{ m}$$

$$b = 1,60 \text{ m}$$



$$S = \frac{P}{\bar{p}}$$

$$A = \sqrt{\frac{N}{\sigma_t}} - \frac{(b - a)}{2}$$

$$B = \sqrt{\frac{N}{\sigma_t}} + \frac{(b - a)}{2}$$

$$M_I = \frac{N}{4} \left(\frac{B}{3} - \frac{b}{2} \right)$$

$$Z_d = \frac{N_d}{4h(h + a)}$$

$$M_{II} = \frac{N}{4} \left(\frac{A}{3} - \frac{a}{2} \right)$$

$$d \leq d \quad h = d + 3 \text{ cm}$$

$$d = \frac{\sqrt{F_c K}}{1,4}$$

$$A_s = \frac{M_d}{\alpha d}$$

$$r = \frac{h}{\sqrt{\frac{M_d}{a}}}$$

CÁLCULOS

$$S = \frac{639000}{4} = 159750 \text{ cm}^2$$

$$B = \sqrt{\frac{639}{40}} + \frac{(1,6 - 0,25)}{2} \quad B = 4,70 \text{ m}$$

$$A = \frac{S}{B} \quad A = \frac{159750}{4,70} \quad A = 3,40 \text{ m}$$

$$M_I = \frac{639}{4} \left(\frac{4,70}{3} - \frac{1,6}{2} \right) \quad M_I = 123 \text{ t}_m$$

$$M_{II} = \frac{639}{4} \left(\frac{3,40}{3} - \frac{0,25}{2} \right) \quad M_{LL} = 161 \text{ t}_m$$

$$Md_I = 1,4 \times 123 = 172,2 \text{ t}_m = 172200 \text{ Kgf.m}$$

$$Md_{II} = 1,4 \times 161 = 225,4 \text{ t}_m = 225400 \text{ Kgf.m}$$

$$d = 0,191 \sqrt{\frac{225400}{0,25}} \quad h = 181 + 3 \quad h = 184 \text{ cm}$$

$$d = 181 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{1,4 \times 639000}{4 \times 181 (181 + 25)} = 6,0 \quad \bar{\sigma}_d = 6,0 \text{ Kgf/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_d < \bar{\sigma}_d = 6,0 < 8,75$,fazendo com que $\bar{\sigma}_d$ fique no limite, teremos:

$$d = \frac{1,4 \times 639000}{1,4 \times d (d + 25)} = 8,75 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$d = \frac{150}{1,4} = 8,75 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$894600 = 35 d^2 + 875d$$

$$35d^2 + 875d - 894600 = 0$$

$$d = \frac{-875 + \sqrt{875^2 + 4 \times 35 \times 894600}}{2 \times 35} = 148 \text{ cm}$$

$$d = 148 \text{ cm} \quad h = 148 + 3 \rightarrow h = 151 \text{ cm}$$

Tomando $d = 148 \text{ cm}$, calculamos \bar{z}_d

$$\bar{z}_d = \frac{1,4 \times 639000}{4 \times 148 \times (148 + 25)} = 8,73 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\bar{z}_d < \bar{z} \quad 8,73 \text{ Kg/cm}^2 < 8,75 \text{ Kg/cm}^2$$

Adotando $d = h = 150$, teremos:

$$r = \frac{150}{\sqrt{\frac{225400}{0,25}}} = 0,158 \rightarrow \alpha = 29,35 \text{ F } 3$$

$$A_{S1} = \frac{M_d}{\alpha d} \rightarrow A_{S1} = \frac{225400}{29,35 \times 150} \rightarrow A_{S1} = 52 \text{ cm}^2$$

$$r = \frac{150}{\sqrt{\frac{172200}{1,60}}} = 0,457 \rightarrow \alpha = 40,48 \text{ F } 3$$

$$A_{S2} = \frac{M_d}{\alpha d} \rightarrow A_{S2} = \frac{172200}{40,48 \times 150} \rightarrow A_{S2} = 29 \text{ cm}^2$$

DEFINIÇÃO DAS ARMADURAS NA SAPATA

Direção 1

$$p / M_{d1} = 225400 \rightarrow A_{S1} = 52 \text{ cm}^2 \rightarrow 43 \phi 12,5$$

Espaçamento da armadura

$$e = \frac{470}{42} \rightarrow e = 11,0$$

teremos então na direção 1:

43 ϕ 12,5 C 11cm

Direção 2

$$p / M_{d2} = 172200 \rightarrow A_{S2} = 29 \text{ cm}^2 \rightarrow 37 \phi 10$$

Espaçamento da armadura

$$e = \frac{340}{36} \rightarrow e = 9,5 \text{ cm}$$

teremos então na direção 2

37 ϕ 10 C 9,5 cm

Cálculo da altura mínima de seções retangulares com armadura simples
(seção normalmente armada)

$$d_{min} = r \sqrt{\frac{M_d}{b}} \quad A_s = \frac{M_d}{\alpha d}$$

$$f_{yd} = \mu b d^2 f_{cd} \quad A_s = \frac{M_{1d}}{\varphi f_{yd} \times d} \quad d_{min} = \sqrt{\frac{M_d}{b \mu f_{cd}}} \quad \begin{matrix} x = \xi d \\ y = s d \end{matrix}$$

M_d em kgm, b em m, A_s em cm^2 , d em cm

(Fórmulas adimensionais)

Aço	f_y	f_{yd}	ξ	s	φ	μ	α	Valores de r para $\gamma_c = 1,4$ e f_{ck} (kg/cm ²) igual a:													
								90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220
CA-25	2 500	2 174	0.772	0.618	0.691	0.363	15.02	0.207	0.196	0.1	0.179	0.172	0.166	0.160	0.155	0.150	0.146	0.142	0.139	0.135	0.132
CA-32	3 200	2 733	0.725	0.580	0.710	0.350	19.75	0.211	0.200	0.1	0.182	0.175	0.169	0.163	0.158	0.153	0.149	0.145	0.141	0.138	0.135
CA-40A	4 000	3 478	0.679	0.543	0.718	0.336	25.34	0.215	0.204	0.2	0.186	0.179	0.172	0.167	0.161	0.156	0.152	0.148	0.144	0.141	0.138
CA-40B	4 000	3 478	0.489	0.391	0.804	0.267	27.93	0.241	0.229	0.2	0.209	0.201	0.193	0.187	0.181	0.175	0.170	0.166	0.162	0.158	0.154
CA-50A	5 000	4 348	0.628	0.503	0.749	0.320	32.55	0.220	0.209	0.1	0.191	0.183	0.177	0.178	0.165	0.160	0.156	0.152	0.148	0.144	0.141
CA-50B	5 000	4 348	0.462	0.370	0.815	0.256	35.44	0.246	0.234	0.2	0.213	0.205	0.198	0.191	0.185	0.179	0.174	0.170	0.165	0.161	0.158
CA-60A	6 000	5 217	0.585	0.468	0.766	0.305	39.97	0.226	0.214	0.2	0.196	0.188	0.181	0.175	0.169	0.164	0.160	0.155	0.152	0.148	0.144
CA-60B	6 000	5 217	0.438	0.351	0.825	0.246	43.03	0.252	0.239	0.2	0.218	0.209	0.202	0.195	0.189	0.183	0.178	0.173	0.169	0.165	0.161
Valores de f_{cd} para entrada quando $\gamma_c \neq 1,4$:								64	71	77	86	93	100	107	114	121	129	136	143	150	157

TABELA 20A

Cálculo da altura mínima de seções retangulares com armadura simples
(seção normalmente armada)

$$d_{min} = r_o \sqrt{\frac{M}{b}} \quad A_s = \frac{M}{\alpha_o d}$$

$$M_1 = \mu_o b d^2 f_{cd} \quad A_s = \frac{M_1}{\varphi_o f_{yd} d} \quad d_{min} = \sqrt{\frac{M}{b \mu_o f_{cd}}} \quad \begin{matrix} x = \xi d \\ y = s d \end{matrix}$$

M em kgm, b em m, A_s em cm^2 , d em cm

(Fórmulas adimensionais)

Aço	f_y	f_{yd}	ξ	s	φ_o	μ_o	α_o	Valores de r_o para f_{ck} (kg/cm ²) igual a:													
								90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220
CA-25	2 500	2 174	0.772	0.618	0.494	0.259	10.73	0.245	0.232	0.2	0.212	0.203	0.196	0.189	0.183	0.178	0.173	0.168	0.164	0.160	0.156
CA-32	3 200	2 733	0.725	0.580	0.507	0.250	14.11	0.249	0.237	0.2	0.216	0.208	0.200	0.193	0.187	0.182	0.176	0.172	0.167	0.163	0.160
CA-40A	4 000	3 478	0.679	0.543	0.520	0.240	18.10	0.255	0.241	0.2	0.220	0.212	0.204	0.197	0.191	0.185	0.180	0.175	0.171	0.167	0.163
CA-40B	4 000	3 478	0.489	0.391	0.575	0.191	19.98	0.285	0.271	0.2	0.247	0.237	0.229	0.221	0.214	0.208	0.202	0.196	0.191	0.187	0.183
CA-50A	5 000	4 348	0.628	0.503	0.535	0.229	23.25	0.261	0.248	0.2	0.226	0.217	0.209	0.202	0.196	0.190	0.185	0.180	0.175	0.171	0.167
CA-50B	5 000	4 348	0.462	0.370	0.582	0.183	25.31	0.292	0.277	0.2	0.253	0.243	0.234	0.226	0.219	0.212	0.206	0.201	0.196	0.191	0.187
CA-60A	6 000	5 217	0.585	0.468	0.547	0.218	28.55	0.267	0.254	0.2	0.232	0.223	0.214	0.207	0.201	0.195	0.189	0.184	0.179	0.175	0.171
CA-60B	6 000	5 217	0.438	0.351	0.589	0.176	30.73	0.298	0.282	0.2	0.258	0.248	0.239	0.231	0.223	0.217	0.211	0.205	0.200	0.195	0.190
Valores de f_{cd} para entrada quando $\gamma_c \neq 1,4$:								64	71	77	86	93	100	107	114	121	129	136	143	150	157

Cálculo da armadura para seções retangulares com armadura simples

$$r = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_d}{b}}} \quad A_s = \frac{M_d}{\alpha d}$$

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} \quad A_s = \frac{M_d}{\varphi f_{yd} d} \quad y = s d$$

M_d em kgm, b em m, d em cm, A_s em cm^2

(Fórmulas adimensionais)

s	φ	μ	Valores de α para aço:					Valores de r para $\gamma_c = 1,4$ e f_{ck} (kg/cm ²) igual a:													
			25	32	40	50	60	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220
0.048	0.931	0.041	20.24	25.91	32.38	40.48	48.57	0.616	0.584	0.557	0.533	0.513	0.494	0.477	0.462	0.448	0.436	0.424	0.413	0.403	0.394
0.138	0.931	0.109	20.24	25.91	32.38	40.48	48.57	0.378	0.358	0.342	0.327	0.314	0.303	0.293	0.283	0.275	0.267	0.260	0.253	0.247	0.242
0.140	0.930	0.111	20.22	25.88	32.35	40.43	48.52	0.375	0.356	0.339	0.325	0.312	0.301	0.290	0.281	0.273	0.265	0.258	0.252	0.245	0.240
0.150	0.925	0.118	20.11	25.74	32.17	40.22	48.26	0.363	0.344	0.329	0.315	0.302	0.291	0.281	0.272	0.264	0.257	0.250	0.244	0.238	0.232
0.160	0.920	0.125	20.00	25.60	32.00	40.00	48.00	0.353	0.334	0.319	0.305	0.293	0.283	0.273	0.264	0.257	0.249	0.243	0.237	0.231	0.226
0.170	0.915	0.132	19.89	25.46	31.83	39.78	47.74	0.343	0.325	0.310	0.297	0.285	0.275	0.266	0.257	0.250	0.243	0.236	0.230	0.225	0.219
0.180	0.910	0.139	19.78	25.32	31.65	39.57	47.48	0.234	0.317	0.302	0.270	0.278	0.268	0.259	0.251	0.243	0.236	0.230	0.224	0.219	0.214
0.190	0.905	0.146	19.67	25.18	31.48	39.35	47.22	0.326	0.310	0.295	0.283	0.271	0.262	0.253	0.245	0.237	0.231	0.225	0.219	0.214	0.209
0.200	0.900	0.153	19.56	25.04	31.30	39.13	46.96	0.319	0.303	0.288	0.276	0.265	0.256	0.247	0.239	0.232	0.226	0.220	0.214	0.209	0.204
0.210	0.895	0.160	19.46	24.90	31.13	38.91	46.70	0.312	0.296	0.282	0.270	0.260	0.250	0.242	0.234	0.227	0.221	0.215	0.209	0.204	0.200
0.220	0.890	0.166	19.35	24.77	30.96	38.70	46.43	0.306	0.290	0.277	0.265	0.254	0.245	0.237	0.229	0.222	0.216	0.210	0.205	0.200	0.196
0.230	0.885	0.173	19.24	24.63	30.78	38.48	46.17	0.300	0.285	0.271	0.260	0.250	0.240	0.232	0.225	0.218	0.212	0.206	0.201	0.196	0.192
0.240	0.880	0.180	19.13	24.49	30.61	38.26	45.91	0.294	0.279	0.266	0.255	0.245	0.236	0.228	0.221	0.214	0.208	0.203	0.198	0.193	0.188
0.250	0.875	0.186	19.02	24.35	30.43	38.04	45.65	0.289	0.274	0.262	0.251	0.241	0.232	0.224	0.217	0.211	0.205	0.199	0.194	0.189	0.185
0.260	0.870	0.192	18.91	24.21	30.26	37.83	45.39	0.284	0.270	0.257	0.246	0.237	0.228	0.220	0.213	0.207	0.201	0.196	0.191	0.186	0.182
0.270	0.865	0.199	18.80	24.07	30.09	37.61	45.13	0.280	0.266	0.253	0.242	0.233	0.224	0.217	0.210	0.204	0.198	0.193	0.188	0.183	0.179
0.280	0.860	0.205	18.70	23.93	29.91	37.39	44.87	0.276	0.262	0.249	0.239	0.229	0.221	0.214	0.207	0.201	0.195	0.190	0.185	0.181	0.176
0.290	0.855	0.211	18.59	23.79	29.74	37.17	44.61	0.272	0.258	0.246	0.235	0.226	0.218	0.210	0.204	0.198	0.192	0.187	0.182	0.178	0.174
0.300	0.850	0.217	18.48	23.65	29.57	36.96	44.35	0.268	0.254	0.242	0.232	0.223	0.215	0.208	0.201	0.195	0.189	0.184	0.180	0.175	0.171
0.310	0.845	0.223	18.37	23.51	29.39	36.74	44.09	0.264	0.251	0.239	0.229	0.220	0.212	0.205	0.198	0.192	0.187	0.182	0.177	0.173	0.169
0.320	0.840	0.228	18.26	23.37	29.22	36.52	43.83	0.261	0.248	0.236	0.226	0.217	0.209	0.202	0.196	0.190	0.185	0.180	0.175	0.171	0.167
0.330	0.835	0.234	18.15	23.23	29.04	36.30	43.57	0.258	0.245	0.232	0.223	0.214	0.207	0.200	0.193	0.188	0.182	0.177	0.173	0.169	0.165
0.340	0.830	0.240	18.04	23.10	28.87	36.09	43.30	0.255	0.242	0.230	0.221	0.212	0.204	0.197	0.191	0.185	0.180	0.175	0.171	0.167	0.163
0.350	0.825	0.245	17.93	22.96	28.70	35.87	43.04	0.252	0.239	0.228	0.218	0.210	0.202	0.195	0.189	0.183	0.178	0.173	0.169	0.165	0.161
0.360	0.820	0.251	17.83	22.82	28.52	35.65	42.78	0.249	0.236	0.225	0.216	0.207	0.200	0.193	0.187	0.181	0.176	0.171	0.167	0.163	0.159
0.370	0.815	0.256	17.72	22.68	28.35	35.43	42.52	0.246	0.234	0.223	0.213	0.205	0.198	0.191	0.185	0.179	0.174	0.170	0.165	0.161	0.158
0.380	0.810	0.262	17.61	22.54	28.17	35.22	42.26	0.244	0.231	0.221	0.211	0.203	0.196	0.189	0.183	0.177	0.172	0.168	0.164	0.160	0.156

s	φ	μ	Valores de α para aço:							
			25	32	40	50	60	90	100	110
0.390	0.805	0.267	17.50	22.40	28.00	35.00	42.00	0.241	0.229	0.218
0.400	0.800	0.272	17.39	22.26	27.83	34.78	41.74	0.239	0.227	0.216
0.410	0.795	0.277	17.28	22.12	27.65	34.57	41.48	0.237	0.225	0.214
0.420	0.790	0.282	17.17	21.98	27.48	34.35	41.22	0.235	0.223	0.212
0.430	0.785	0.287	17.07	21.84	27.30	34.13	40.96	0.233	0.221	0.211
0.440	0.780	0.292	16.96	21.70	27.13	33.91	40.70	0.231	0.219	0.209
0.450	0.775	0.296	16.85	21.57	26.96	33.70	40.43	0.229	0.217	0.207
0.460	0.770	0.301	16.74	21.43	26.78	33.48	40.17	0.227	0.216	0.206
0.470	0.765	0.306	16.63	21.29	26.61	33.26	39.91	0.226	0.214	0.204
0.480	0.760	0.310	16.52	21.15	26.43	33.04	39.65	0.224	0.213	0.203
0.490	0.755	0.314	16.41	21.01	26.26	32.83	39.39	0.222	0.211	0.201
0.500	0.750	0.319	16.30	20.87	26.09	32.61	39.13	0.221	0.210	0.200
0.510	0.745	0.323	16.20	20.73	25.91	32.39	38.87	0.220	0.208	0.199
0.520	0.740	0.327	16.09	20.59	25.74	32.17	38.61	0.218	0.207	0.197
0.530	0.735	0.331	15.98	20.45	25.57	31.96	38.35	0.217	0.206	0.196
0.540	0.730	0.335	15.87	20.31	25.39	31.74	38.09	0.216	0.204	0.195
0.550	0.725	0.339	15.76	20.17	25.22	31.52	37.83	0.214	0.203	0.194
0.560	0.720	0.343	15.65	20.03	25.04	31.30	37.57	0.213	0.202	0.193
0.570	0.715	0.346	15.54	19.90	24.87	31.09	37.30	0.212	0.201	0.192
0.580	0.710	0.350	15.43	19.76	24.70	30.87	37.04	0.211	0.200	0.191
0.590	0.705	0.354	15.32	19.62	24.52	30.65	36.78	0.210	0.199	0.190
0.600	0.700	0.357	15.22	19.48	24.35	30.43	36.52	0.209	0.198	0.189
0.610	0.695	0.360	15.11	19.34	24.17	30.22	36.26	0.208	0.197	0.188
0.620	0.690	0.364	15.00	19.20	24.00	30.00	36.00	0.207	0.196	0.187
0.630	0.685	0.367	14.89	19.06	23.83	29.78	35.74	0.206	0.195	0.186
0.640	0.680	0.370	14.78	18.92	23.65	29.57	35.48	0.205	0.195	0.186
0.650	0.675	0.373	14.67	18.78	23.48	29.35	35.22	0.204	0.193	0.185
0.660	0.670	0.376	14.56	18.64	23.30	29.13	34.96	0.203	0.193	0.184
0.670	0.665	0.379	14.46	18.50	23.13	28.91	34.70	0.203	0.192	0.183
0.680	0.660	0.381	14.35	18.37	22.96	28.70	34.43	0.202	0.192	0.183
0.690	0.655	0.384	14.24	18.23	22.78	28.48	34.17	0.201	0.191	0.182
0.700	0.650	0.387	14.13	18.09	22.61	28.26	33.91	0.201	0.190	0.181
0.710	0.645	0.389	14.02	17.95	22.43	28.04	33.65	0.200	0.190	0.181

Valores de r para $\gamma_0 = 1,4$ e f_{ck} (kg/cm ²) igual a:										
120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220
0.209	0.201	0.194	0.187	0.181	0.176	0.171	0.166	0.162	0.158	0.154
0.207	0.199	0.192	0.185	0.179	0.174	0.169	0.165	0.160	0.157	0.153
0.205	0.197	0.190	0.184	0.178	0.172	0.168	0.163	0.159	0.155	0.152
0.203	0.195	0.188	0.182	0.176	0.171	0.166	0.162	0.158	0.154	0.150
0.202	0.194	0.187	0.180	0.175	0.169	0.165	0.160	0.156	0.152	0.149
0.200	0.192	0.185	0.179	0.173	0.168	0.163	0.159	0.155	0.151	0.148
0.198	0.191	0.184	0.177	0.172	0.167	0.162	0.158	0.154	0.150	0.147
0.197	0.189	0.182	0.176	0.171	0.165	0.161	0.156	0.153	0.149	0.145
0.195	0.188	0.181	0.175	0.169	0.164	0.160	0.155	0.151	0.148	0.144
0.194	0.186	0.180	0.174	0.168	0.163	0.158	0.154	0.150	0.147	0.143
0.193	0.185	0.178	0.172	0.167	0.162	0.157	0.153	0.149	0.145	0.142
0.191	0.184	0.177	0.171	0.166	0.161	0.156	0.152	0.148	0.145	0.141
0.190	0.183	0.176	0.170	0.165	0.160	0.155	0.151	0.147	0.144	0.140
0.189	0.182	0.175	0.169	0.163	0.159	0.154	0.150	0.146	0.143	0.140
0.188	0.180	0.174	0.168	0.163	0.158	0.153	0.149	0.145	0.142	0.139
0.187	0.179	0.173	0.167	0.162	0.157	0.152	0.148	0.145	0.141	0.138
0.186	0.178	0.172	0.166	0.161	0.156	0.152	0.147	0.144	0.140	0.137
0.185	0.177	0.171	0.165	0.160	0.155	0.151	0.147	0.143	0.140	0.136
0.184	0.176	0.170	0.164	0.159	0.154	0.150	0.146	0.142	0.139	0.136
0.183	0.175	0.169	0.163	0.158	0.153	0.149	0.145	0.141	0.138	0.135
0.182	0.175	0.168	0.163	0.157	0.153	0.148	0.144	0.141	0.137	0.134
0.181	0.174	0.167	0.162	0.157	0.152	0.148	0.144	0.140	0.137	0.134
0.180	0.173	0.167	0.161	0.156	0.151	0.147	0.143	0.139	0.136	0.133
0.179	0.172	0.166	0.160	0.155	0.151	0.146	0.142	0.139	0.135	0.132
0.178	0.171	0.165	0.160	0.154	0.150	0.146	0.142	0.138	0.135	0.132
0.178	0.171	0.164	0.159	0.154	0.149	0.145	0.141	0.138	0.134	0.131
0.177	0.170	0.164	0.158	0.153	0.149	0.144	0.141	0.137	0.134	0.131
0.176	0.169	0.163	0.158	0.153	0.148	0.144	0.140	0.137	0.133	0.130
0.176	0.169	0.163	0.157	0.152	0.148	0.143	0.140	0.136	0.133	0.130
0.175	0.168	0.162	0.156	0.151	0.147	0.143	0.139	0.136	0.132	0.129
0.174	0.167	0.161	0.156	0.151	0.146	0.142	0.139	0.135	0.132	0.129
0.174	0.167	0.161	0.155	0.150	0.146	0.142	0.138	0.135	0.131	0.128
0.173	0.166	0.160	0.155	0.150	0.146	0.141	0.138	0.134	0.131	0.128

TABELA 16

Diâmetro em polegadas	Diâmetro em milímetros	Peso por metro linear em kg	SEÇÃO DE FERROS EM cm ²														
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
3/16	4,76	0,141	0,18	0,36	0,53	0,71	0,89	1,07	1,25	1,43	1,60	1,78	1,96	2,14	2,32	2,50	2,68
1/4	6,35	0,250	0,32	0,64	0,95	1,27	1,58	1,90	2,22	2,54	2,86	3,18	3,50	3,82	4,14	4,46	4,82
5/16	7,94	0,383	0,49	0,98	1,47	1,96	2,47	2,96	3,45	3,94	4,43	4,92	5,41	5,90	6,39	6,88	7,37
3/8	9,52	0,563	0,71	1,43	2,14	2,85	3,56	4,27	4,98	5,70	6,41	7,12	7,83	8,54	9,25	9,96	10,67
1/2	12,70	0,885	1,27	2,53	3,80	5,07	6,33	7,60	8,87	10,14	11,41	12,68	13,95	15,22	16,49	17,76	19,03
5/8	15,87	1,148	1,98	3,96	5,94	7,92	9,90	11,88	13,85	15,83	17,81	19,79	21,77	23,75	25,73	27,72	29,70
3/4	19,05	1,420	2,85	5,70	8,55	11,40	14,25	17,10	19,95	22,80	25,65	28,50	31,35	34,20	37,05	39,90	42,75
7/8	22,22	1,700	3,40	6,80	10,20	13,60	17,00	20,40	23,80	27,20	30,60	34,00	37,40	40,80	44,20	47,60	51,00
1	25,40	2,000	4,00	8,00	12,00	16,00	20,00	24,00	28,00	32,00	36,00	40,00	44,00	48,00	52,00	56,00	60,00
1 1/8	28,57	2,312	4,62	9,24	13,86	18,48	23,10	27,72	32,34	36,96	41,58	46,20	50,82	55,44	60,06	64,68	69,30
1 1/4	31,75	2,625	5,25	10,50	15,75	21,00	26,25	31,50	36,75	42,00	47,25	52,50	57,75	63,00	68,25	73,50	78,75
—	3,4	0,071	0,09	0,18	0,27	0,36	0,45	0,54	0,64	0,73	0,82	0,91	1,00	1,09	1,18	1,27	1,36
—	4,2	0,108	0,14	0,28	0,42	0,56	0,69	0,83	0,97	1,11	1,25	1,39	1,53	1,66	1,80	1,94	2,08
—	4,8	0,130	0,17	0,33	0,49	0,66	0,83	1,00	1,16	1,33	1,49	1,66	1,83	1,99	2,16	2,33	2,49

TABELA 17 B
 SECÇÃO DE FERRO POR METRO PARA ESTRIBOS
 DE DOIS RAMOS

c	3/16"	1/4"	5/16"	3/8"	3,4 mm	4,2 mm	4,6 mm
5,0	7,12	12,68	19,80	28,48	3,64	5,54	6,64
5,5	6,48	11,52	18,00	25,88	3,30	5,04	6,04
6,0	5,94	10,56	16,50	23,74	3,02	4,62	5,54
6,5	5,48	9,74	15,24	21,92	2,80	4,26	5,12
7,0	5,08	9,06	14,14	20,36	2,60	3,96	4,74
7,5	4,74	8,44	13,20	19,00	2,42	3,70	4,44
8,0	4,44	7,92	12,38	17,82	2,26	3,46	4,16
8,5	4,18	7,46	11,64	16,76	2,14	3,26	3,92
9,0	3,96	7,04	11,00	15,84	2,02	3,08	3,70
9,5	3,74	6,68	10,42	15,00	1,92	2,92	3,50
10,0	3,56	6,34	9,90	14,24	1,82	2,78	3,32
10,5	3,40	6,04	9,42	13,56	1,72	2,64	3,16
11,0	3,24	5,76	9,00	12,94	1,66	2,52	3,02
11,5	3,10	5,50	8,60	12,38	1,58	2,40	2,90
12,0	2,96	5,28	8,26	11,86	1,52	2,30	2,76
12,5	2,84	5,06	7,92	11,40	1,46	2,22	2,66
13,0	2,74	4,88	7,62	10,96	1,40	2,14	2,56
13,5	2,64	4,70	7,34	10,54	1,34	2,06	2,46
14,0	2,54	4,52	7,08	10,18	1,30	1,98	2,38
14,5	2,46	4,38	6,82	9,82	1,26	1,92	2,30
15,0	2,38	4,22	6,60	9,50	1,22	1,84	2,22
15,5	2,30	4,08	6,38	9,18	1,18	1,78	2,14
16,0	2,22	3,96	6,18	8,90	1,14	1,74	2,08
16,5	2,16	3,84	6,00	8,64	1,10	1,68	2,02
17,0	2,10	3,72	5,82	8,38	1,06	1,62	1,96
17,5	2,04	3,62	5,66	8,14	1,04	1,58	1,90
18,0	1,98	3,52	5,50	7,92	1,00	1,54	1,84
18,5	1,92	3,42	5,36	7,70	0,98	1,50	1,80
19,0	1,88	3,34	5,22	7,50	0,96	1,46	1,74
19,5	1,82	3,24	5,08	7,30	0,94	1,42	1,70
20,0	1,78	3,16	4,96	7,12	0,90	1,38	1,66
22,0	1,62	2,88	4,50	6,48	0,82	1,26	1,52
24,0	1,48	2,64	4,12	5,94	0,76	1,16	1,38
26,0	1,36	2,44	3,80	5,48	0,70	1,06	1,28
28,0	1,28	2,26	3,54	5,08	0,64	0,98	1,18
30,0	1,18	2,12	3,30	4,76	0,60	0,92	1,10
32,0	1,12	1,98	3,10	4,46	0,55	0,86	1,04
34,0	1,04	1,86	2,92	4,20	0,54	0,82	0,98

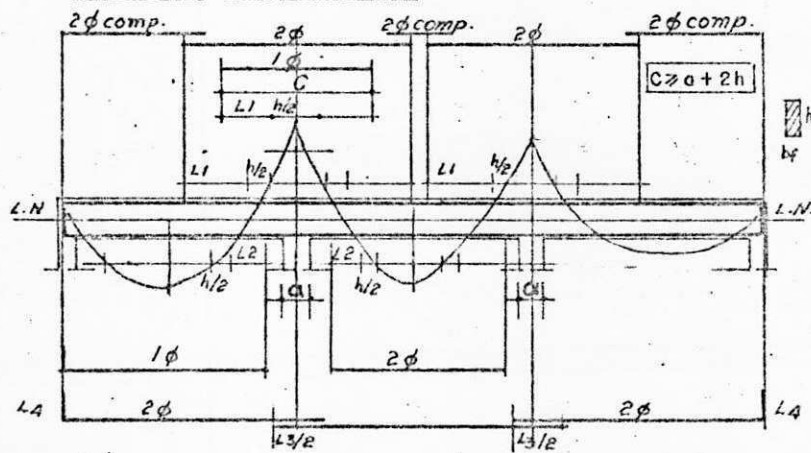
NB-1/78

ANCORAGENS E DISTRIBUIÇÃO DE FERROS POR CAMADAS

φ (mm)	5	6.3	7	8	10	12.5	16	20	22.2	25	
p (Pol)	3/16	1/4		5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1"	
AS (cm)	0.196	0.312	0.395	0.503	0.735	1.227	2.011	3.142	3.871	4.900	
P (kg/m)	0.154	0.245	0.302	0.395	0.617	0.963	1.578	2.486	3.038	3.853	
L1 (cm)	40	50	55	65	80	100	130	165	180	205	
L2 (cm)	30	35	40	45	55	70	85	110	120	135	
L3 (cm)	25	30	30	35	45	55	70	90	100	110	
L4 (cm)	15	20	20	25	30	35	45	55	60	70	
φ (mm)	5	6.3	7	8	10	12.5	16	20	22.2	25	
N	2	7	7	8	8	8	9	9	10	11	12
3	10	10	10	10	11	12	13	14	15	17	
4	12	13	13	13	14	15	16	18	20	22	
5	14	15	16	16	17	18	20	22	24	27	
6	17	18	18	19	20	22	24	26	29	32	
7	20	20	21	22	23	25	27	30	33	37	
8	22	23	24	24	26	28	31	34	36	42	
9	25	26	26	27	29	31	34	38	42	47	
10	27	28	29	30	32	35	38	42	46	52	
11	30	31	32	33	35	38	42	46	51	57	
12	32	34	34	36	38	41	45	50	55	62	

$b_f \geq (2n-1)\phi - 4$ e $b_f \geq n(\phi+2)+2$ $\phi_f = 5\text{mm}$

DETALHE DA FERRAGEM



φ p/ pilares

- φ 10 - φ 5 c 12⁵
- φ 12 - φ 5 c 15
- φ 16 - φ 5 c 20
- φ 20 - φ 6.3 c 20

$L3 \leq 2L2 - a$

26/02/87

CONCLUSÃO

Este estágio, serviu em grande parte, para sanar dúvidas e aumentar os conhecimentos com relação ao cálculo estrutural de edifícios atingindo, a princípio, o objetivo almejado no que concerne mostrar a realidade das atividades técnicas do Engenheiro, dentro dos padrões das normas brasileiras.

O estagiário, com a teoria adquirida nos livros e com os professores, necessita de exercícios práticos, no sentido de haver uma maior incidência da teoria com a prática, o que nesta oportunidade houve grande aproveitamento.

Todos os métodos empregados para os cálculos da edificação, foram vistos pelo estagiário na Universidade, o que facilitou muito, para o entendimento das estruturas.

A grande oportunidade dada ao estagiário foi no que diz respeito, ao lançamento de estrutura, onde o mesmo já tinha alguns conceitos, os quais foram aumentados. No presente relatório, apresentamos uma prancha de forma do pavimento Pilotis do edifício em estudo e uma prancha com detalhes de algumas peças do mesmo.

Concluimos então que o estágio teve grande aproveitamento, dando ao estagiário, uma ampla visão de cálculo de estruturas de concreto armado.

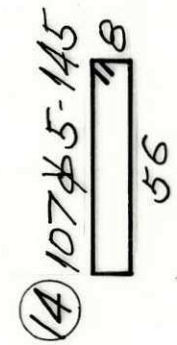
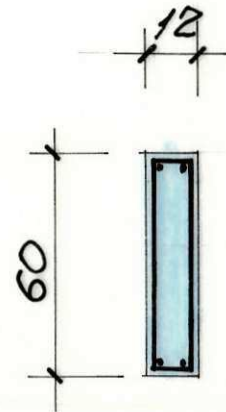
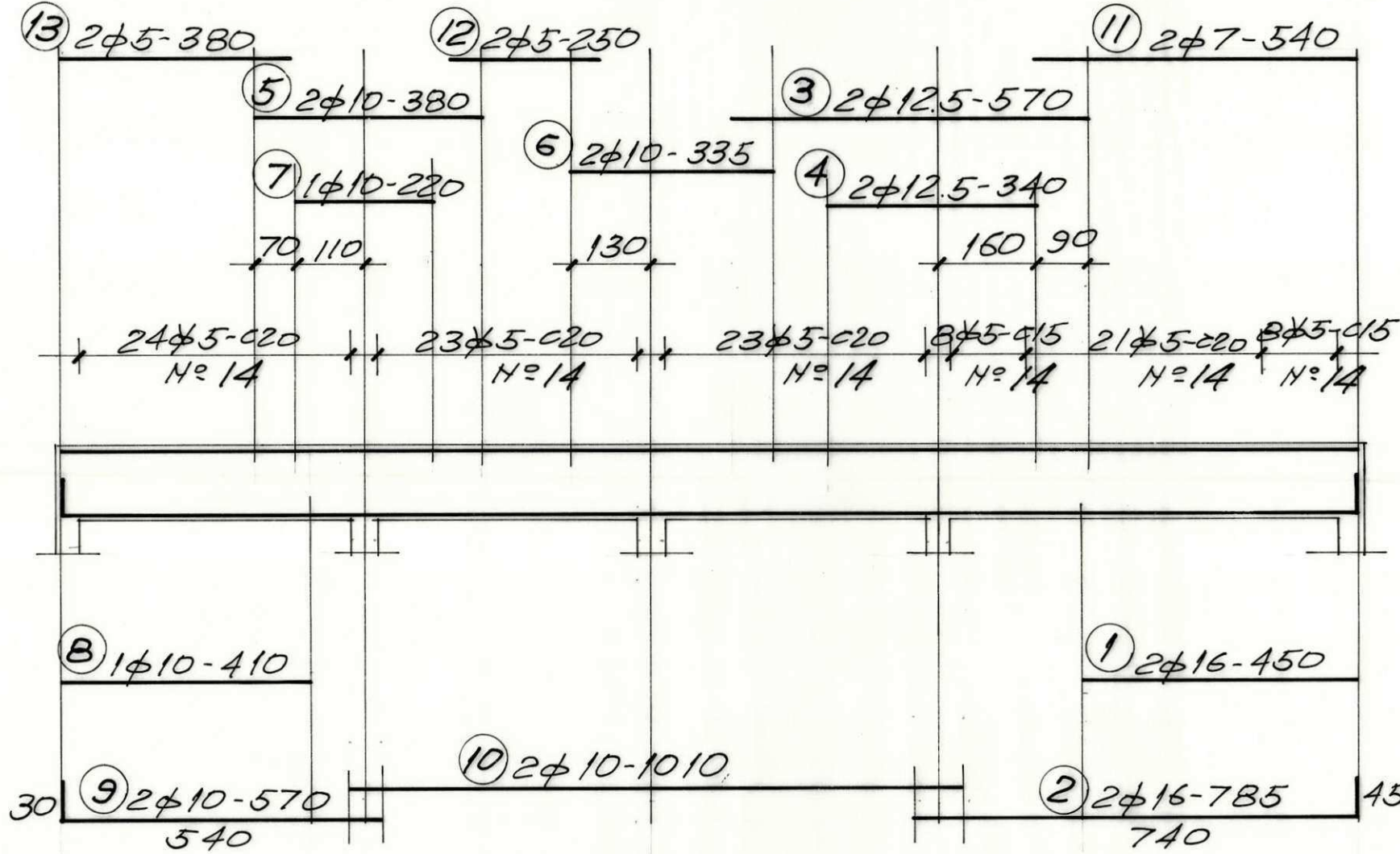
CAPÍTULO VI

SUGESTÕES PARA ESTÁGIOS FUTUROS

- 6.1 - O ESTUDANTE DEVE TER CONHECIMENTO E SEGURANÇA DOS SEUS OB
JETIVOS.
- 6.2 - ESTAR ATUALIZADO COM OS CONTEÚDOS DAS DISCIPLINAS, ESTABI-
LIDADE DAS CONSTRUÇÕES, CONCRETO ARMADO I, CONCRETO ARMA
DO II, ARQUITETURA E URBANISMO, FUNDAÇÕES E EMPUXOS DE TER
RA, MECÂNICA DOS SOLOS.
- 6.3 - TER NOÇÃO DE LANÇAMENTO DE ESTRUTURA, DETALHES DE ARMADU
RAS E ARQUITETURA EM FIM UMA VISÃO DE PROJETO DE ESTRUTURA
E ARQUITETURA.
- 6.4 - NÃO TER MÊDO DE FAZER PERGUNTAS E TIRAR TODAS AS DÚVIDAS ,
POIS ESTÁ ALÍ PARA APRENDER.
- 6.5 - TER SEGURANÇA EM SÍ PRÓPRIO E SABER QUE ELE É CAPAZ DE ES
TAR ESTAGIANDO.
- 6.6 - SABER MANUSEAR COM COMPUTADOR.

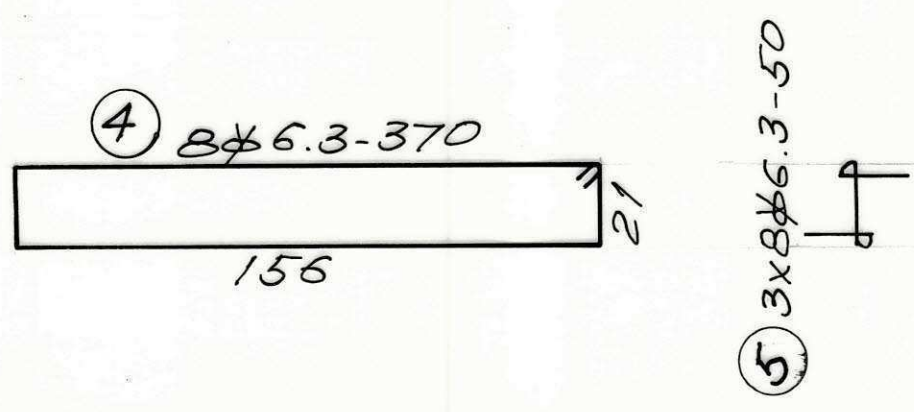
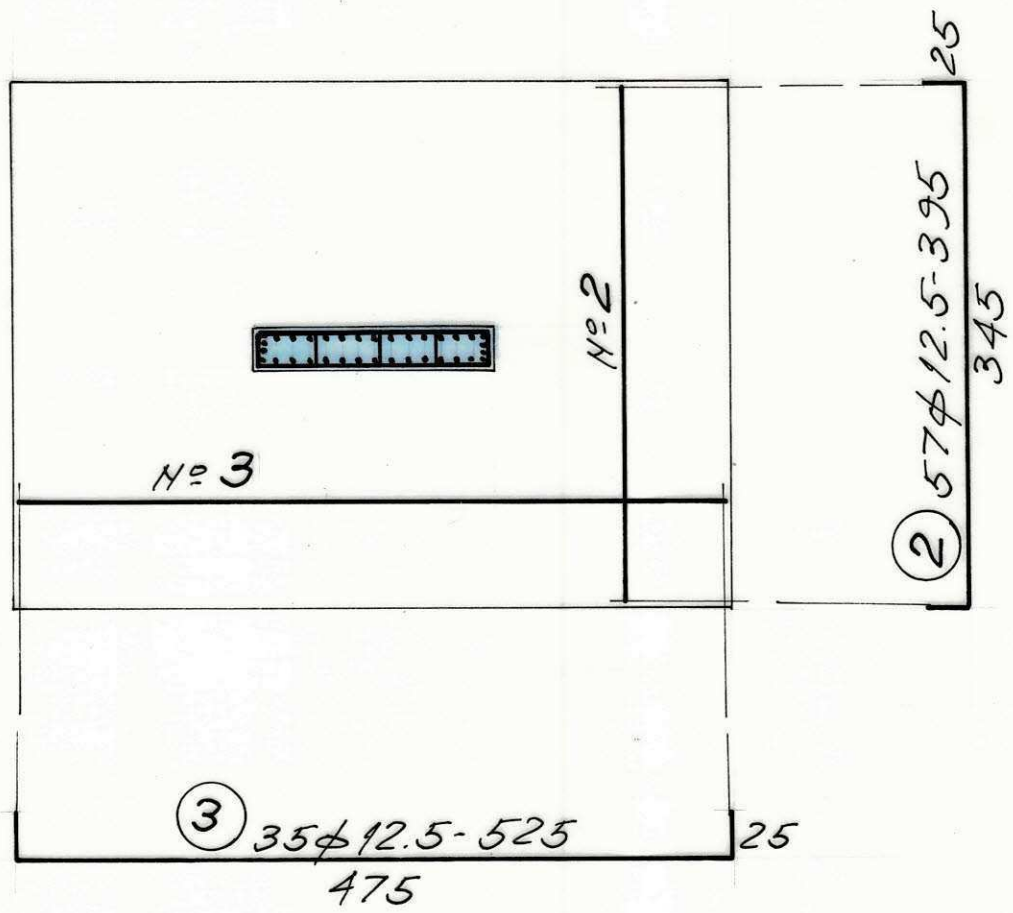
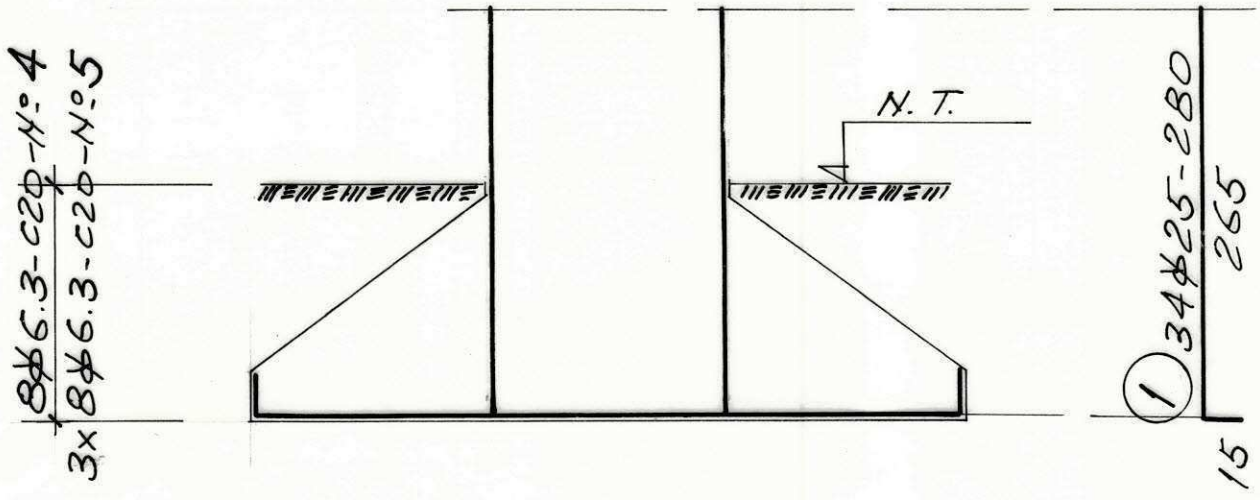
DETALHE DA ARMAÇÃO DA VI-12/60

ESCALA - 1:100 - 1:20



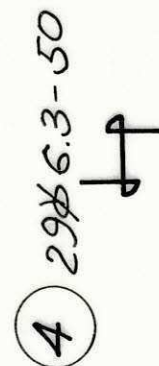
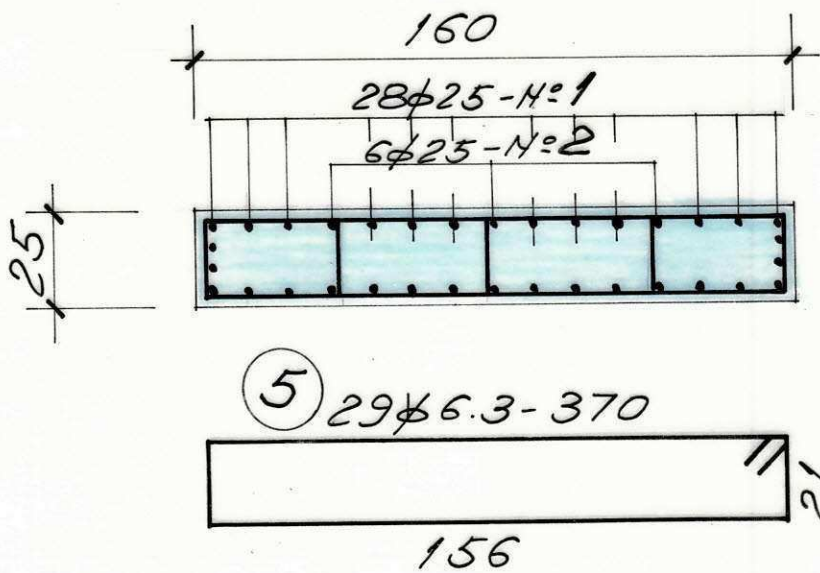
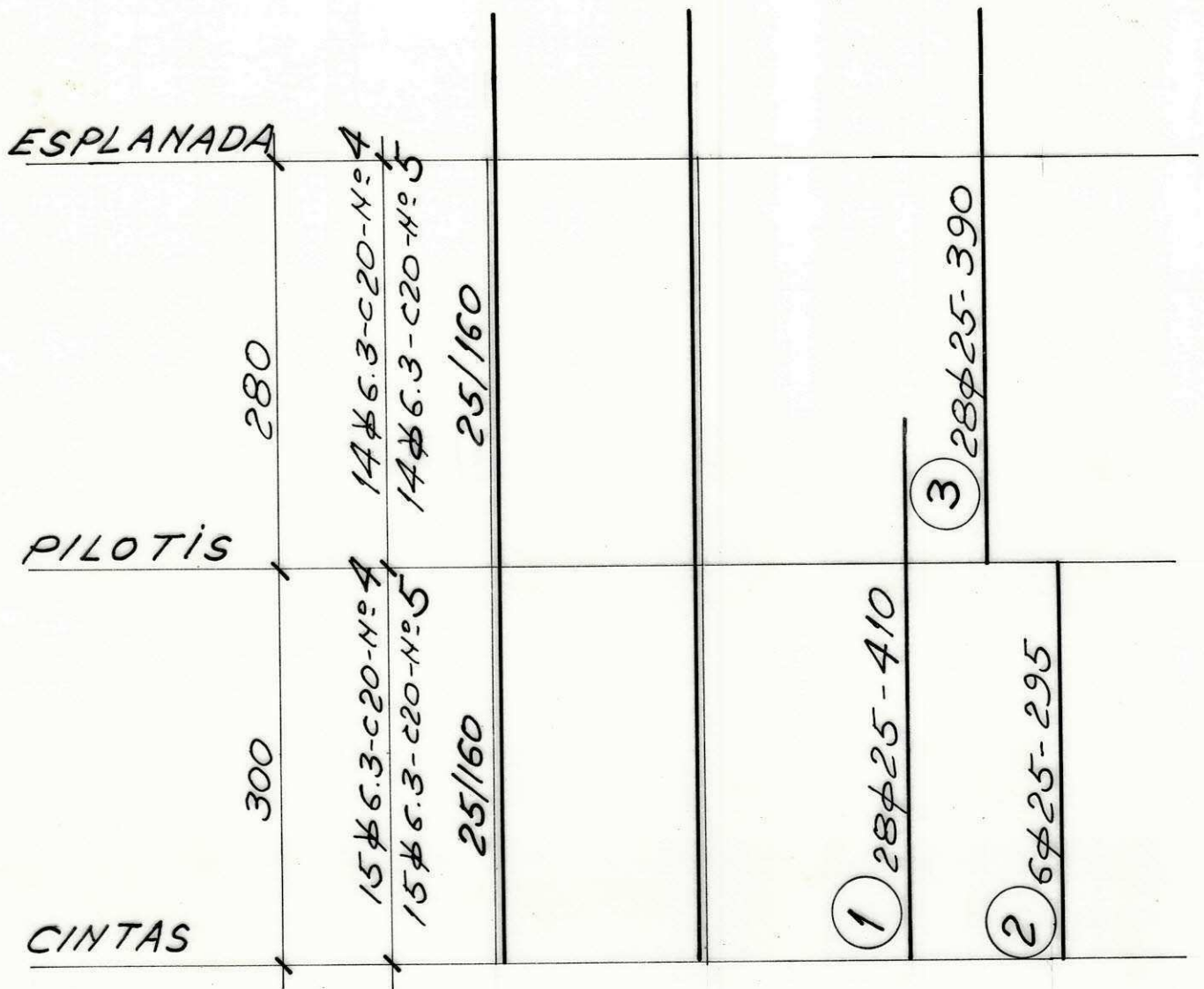
DETALHE DE ARMAÇÃO DA SAPATA - SP6

ESCALAS - 1:50 - 1:20



DETALHE DE ARMAÇÃO DO PILAR - P6

ESCALAS - 1:50 - 1:20



BIBLIOGRAFIA

1. CURSO DE ANÁLISE ESTRUTURAL, Volume 3.
- José Carlos Sussekind
2. CONCRETO ARMADO, Volume 1, 2, 3.
- Aderson Moreira da Rocha
3. CURSO DE CONCRETO, Volume 1, 2.
- José Carlos Sussekind
4. NOTAS DE AULAS DO PROF. PERYLLO RAMOS BORBA
- UFPB. Campus II
5. NOTAS DE AULAS DO PROF. MILTON BEZERRA DAS CHAGAS FILHO
- UFPB. Campus II
6. NORMAS BRASILEIRAS
7. NB-1/78