

ALEX DE ARAUJO GERMER

**BLOCOS DE ANCORAGEM
METODOLOGIA DE DIMENSIONAMENTO**

*Atesto que esta é a
versão definitiva da Dissertação*

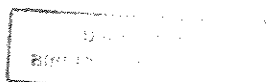
h.f.

Dissertação apresentada à Faculdade
de Engenharia da Universidade
Estadual de Campinas para obtenção
do título de Mestre em Engenharia
Civil
Área de Concentração : Estruturas

Orientador:
Prof. Dr. **GILSON B. FERNANDES**
Depto. Construção Civil-FEC-UNICAMP

Campinas, 1996

5567076



UNIDADE	BC
N.º DE REGISTRO	71037
V	E
TOMBO	30835
P.º	284/97
C	☐
D	☒
P.º DO	78.411,00
DATA	19/06/97
N.º CPD	

CM-00098228-6

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

G317b Germer, Alex de Araujo
Blocos de ancoragem: metodologia de dimensionamento / Alex de Araujo Germer. - Campinas, SP: [s.n.], 1996.

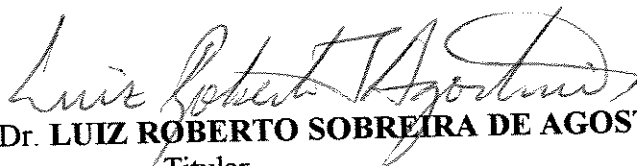
Orientador: Gilson B. Fernandes.
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.

1. Blocos de concreto. 2. Ancoragem (Engenharia de estruturas). 3. Concreto armado - Estrutura. I. Germer, Alex de Araujo. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil. III. Título.

FOLHA DE APROVAÇÃO



Prof. Dr. **GILSON B. FERNANDES**
Orientador



Prof. Dr. **LUIZ ROBERTO SOBREIRA DE AGOSTINI**
Titular



Prof.^a Dra. **IRENILZA DE ALENCAR NAAS**
Titular

ALEX DE ARAUJO GERMER

**BLOCOS DE ANCORAGEM
METODOLOGIA DE DIMENSIONAMENTO**

Dissertação apresentada à Faculdade
de Engenharia da Universidade
Estadual de Campinas para obtenção
do título de Mestre em Engenharia
Civil
Área de Concentração : Estruturas

Campinas, 1996

À minha esposa Silvia e meus filhos Guilherme
e Carina, pelo apoio, compreensão e incentivo.

AGRADECIMENTOS

O meu agradecimento a todos aqueles que me ajudaram e incentivaram durante este trabalho, em especial ao professor Gilson B. Fernandes, pela orientação, dedicação e apoio, sem os quais não teria alcançado os objetivos.

A pesquisa contou com o apoio dos acervos das bibliotecas da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP e da CPFL - Companhia Paulista de Força e Luz, em Campinas.

Agradeço também a colaboração da Divisão de Geração, da CPFL, pelo incentivo e apoio de seus gerentes e pela disponibilidade de sua estrutura e instalações.

RESUMO

Este trabalho apresenta uma metodologia de dimensionamento de blocos de ancoragem. Os blocos de ancoragem são estruturas em concreto armado, utilizadas principalmente em obras de usinas hidrelétricas, e que, apesar de sua importância como elemento estrutural responsável pela estabilidade dos condutos, onde será conduzida a água para as turbinas, não dispõe de um modelo de cálculo conhecido e difundido no meio técnico. Mesmo na literatura disponível sobre o assunto, os autores restringem-se a parte do problema que envolve o dimensionamento desta estrutura, limitando-se somente a apresentação das forças atuantes. Buscou-se aqui transmitir de forma detalhada, qual a função desta estrutura, quais são suas particularidades, onde devem ser previstos e principalmente, como devem ser dimensionadas.

SUMMARY

This work proposes a design methodology for anchor blocks. The anchor blocks are reinforced concrete structures. They are mainly used in hidro-electric power stations, and despite of their importance as structural elements for the pipe stability, there is not a known model for design. In the technical literature, the authors are limited to the structure design's problem, presenting only the acting loads. The aim of this study was to describe in details the function of this kind of structure, which are their particularities, where they are convinient and, the most important, how they must be designed.

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO:	1
 CAPÍTULO I - NOÇÕES GERAIS SOBRE OS BLOCOS DE ANCORAGEM	 2
I . 1 - OBJETIVO DO TRABALHO	2
I . 2 - DEFINIÇÃO DE “BLOCO DE ANCORAGEM”	2
I . 3 - ONDE SÃO UTILIZADOS	2
I . 4 - GENERALIDADES ACERCA DOS BLOCOS DE ANCORAGEM	13
 CAPÍTULO II - AÇÕES A CONSIDERAR NOS BLOCOS DE ANCORAGEM	 27
II . 1 - FORÇAS DE ORIGEM HIDRÁULICA	27
II . 2 - FORÇAS DE ORIGEM TÉRMICA	41
II . 3 - FORÇAS ESTÁTICAS ORIUNDAS DO CARREGAMENTO E DO ESQUEMA ESTÁTICO IDEALIZADO	44
II . 4 - FORÇAS DE ATRITO	49
II . 5 - RESUMO DAS FORÇAS ATUANTES NOS BLOCOS DE ANCORAGEM	54

CAPÍTULO III - VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE E DAS TENSÕES NA FUNDAÇÃO DOS BLOCOS	56
III . 1 - VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE QUANTO AO DESLIZAMENTO	56
III . 2 - VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE QUANTO AO TOMBAMENTO	58
III . 3 - VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE QUANTO À FLUTUAÇÃO	59
III . 4 - CÁLCULO DAS TENSÕES NA FUNDAÇÃO	60
III . 5 - OPÇÃO DE SE UTILIZAR CHUMBADORES PARA SE GARANTIR A ESTABILIDADE DO BLOCO	63
 CAPÍTULO IV - DIMENSIONAMENTO	 68
IV . 1 - DIMENSIONAMENTO DA BASE	68
IV . 2 - DIMENSIONAMENTO DA SEÇÃO TRANSVERSAL (ANEL DE CONCRETO)	70
IV . 3 - DIMENSIONAMENTO DA “CABEÇA DO BLOCO”	74
IV . 4 - VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO	75
IV . 5 - DIMENSIONAMENTO DO ANEL DE ANCORAGEM	77
IV . 6 - ARMADURA MÍNIMA	78
 CAPÍTULO V - EXEMPLO DE CÁLCULO	 79

CONCLUSÕES

BIBLIOGRAFIA

NOTAÇÕES

A	= área da seção transversal do conduto
A'	= área do material do conduto numa seção transversal ao eixo deste
A_{base}	= área da base do bloco de ancoragem
A_{base}'	= área da base do bloco de ancoragem, sujeita a compressão
A_s	= armadura de tração
A_s'	= armadura de compressão
A_{smin}	= área mínima de armadura
D	= diâmetro do conduto
E	= módulo de elasticidade do material
E_a	= energia total no ponto A
E_b	= energia total no ponto B
E_c	= energia total no ponto C
F 1	= força devida à pressão a montante
F 2	= força devida à pressão a jusante
F 3	= força devida à velocidade a montante
F 4	= força devida à velocidade a jusante
F 5	= força devida à pressão sobre a redução do conduto, a montante
F 6	= força devida à pressão sobre a redução do conduto, a jusante
F 7	= força devida à velocidade sobre a redução do conduto, a montante
F 8	= força devida à velocidade sobre a redução do conduto, a jusante
F 9	= força devida à variação térmica, a montante
F 10	= força devida à variação térmica, a jusante
F 11	= força cortante junto ao bloco de ancoragem, a montante
F 12	= força cortante junto ao bloco de ancoragem, a jusante
F 13	= momento fletor junto ao bloco de ancoragem, a montante
F 14	= momento fletor junto ao bloco de ancoragem, a jusante
F 15	= força normal junto ao bloco de ancoragem, a montante
F 16	= força normal junto ao bloco de ancoragem, a jusante
F 17	= peso próprio do bloco de ancoragem
F 18	= resultante das forças de atrito entre conduto e apoios, a montante
F 19	= resultante das forças de atrito entre conduto e apoios, a jusante
F 20	= força devido ao atrito na junta de dilatação, a montante
F 21	= força devido ao atrito na junta de dilatação, a jusante
$F_{atrito\ i}$	= força devido ao atrito entre o conduto e cada berço i
$F_{chumbadores}$	= força resultante do conjunto de chumbadores
$F_{hidráulica}$	= resultante das forças hidráulicas
$F_{térmica}$	= resultante das forças de origem térmica
F_x	= resultante das forças atuantes no bloco, em relação ao eixo x
F_y	= resultante das forças atuantes no bloco, em relação ao eixo y
$F_{mecânica}$	= componente de F_y , devido as forças mecânicas
$F_{yhidráulica}$	= componente de F_y , devido as forças hidráulicas
F_z	= resultante das forças atuantes no bloco, em relação ao eixo z
FS_{desl}	= fator de segurança ao deslizamento

$FS_{\text{tomb.}}$	= fator de segurança ao tombamento
$FS_{\text{flutuação}}$	= fator de segurança à flutuação
$H_{a \rightarrow b}$	= perda de carga entre os pontos A e B
$H_{b \rightarrow c}$	= perda de carga entre os pontos B e C
$H_{b \rightarrow d}$	= perda de carga entre os pontos B e D
L_{curva}	= comprimento do desenvolvimento da curva
L_g	= comprimento da gaxeta
M_{direito}	= momento fletor do lado direito do bloco
M_{esquerdo}	= momento fletor do lado esquerdo do bloco
M_{kk}	= momento fletor na seção kk
M	= momento fletor, de cálculo
M_d	= momento fletor, de dimensionamento
N	= força normal, de cálculo
N_d	= força normal, de dimensionamento
I_x	= momento de inércia em relação ao eixo x
I_x'	= momento de inércia em relação ao eixo x'
I_y	= momento de inércia em relação ao eixo y
I_y'	= momento de inércia em relação ao eixo y'
J	= momento de inércia da seção de concreto
K	= perda de carga localizada
L	= comprimento do conduto
L_g	= comprimento da gaxeta de vedação da junta de dilatação
M_x	= momento em relação ao eixo x
M_x'	= momento em relação ao eixo x'
$M_{x_{\text{base}}}$	= resultante dos momentos em relação ao eixo x e em relação à base do bloco
M_y	= momento em relação ao eixo y
M_y'	= momento em relação ao eixo y'
$M_{y_{\text{base}}}$	= resultante dos momentos em relação ao eixo y e em relação à base do bloco
N_i	= força normal em cada berço de apoio "i"
P	= máxima pressão interna no ponto do conduto considerado
P_{conjunto}	= peso do conduto mais fluido
P_{conduto}	= peso do conduto
P_{fluido}	= peso do fluido
$P_{\text{próprio}}$	= peso próprio do bloco
P_{erim}	= perímetro do furo executado na rocha
Q	= vazão
R_{atrito}	= resultante das forças de atrito entre o B.A. e a junta de dilatação.
R_{dir}	= resultante das forças de atrito que agem do lado direito do bloco
R_{esq}	= resultante das forças de atrito que agem do lado esquerdo do bloco
Re	= número de Reynolds
S	= resultante da sub-pressão
V	= velocidade do fluido
VOL_{bloco}	= volume do bloco
Z_i	= cota do ponto i

a	= largura da base do bloco, no sentido do momento considerado
b	= distância entre o CG do conjunto dos chumbadores e o ponto de análise de tombamento (ponto "o").
b_w	= largura da seção transversal
c	= coesão do terreno
c'	= valor de cálculo, minorado, da coesão do terreno
e	= espessura do conduto
e_x	= excentricidade
e_s	= excentricidade em relação à armadura de tração
f	= fator de atrito da fórmula de Darcy
f_{yd}	= tensão de escoamento da armadura
g	= aceleração da gravidade
h	= altura total da seção transversal
h_m	= altura média da seção de concreto, para fins de dimensionamento
$l_{\text{ancoragem}}$	= comprimento de ancoragem do chumbador
n	= número de chumbadores necessários para garantir o FS_{tomb} desejado
n'	= número de chumbadores necessários para garantir o FS_{desl} desejado
p	= pressão no ponto de interesse
q_{conj}	= carga uniformemente distribuída, relativa ao peso do conduto + fluido
r_{ug}	= rugosidade da superfície da tubulação,
$r_{ug \text{ rel}}$	= rugosidade relativa da superfície da tubulação
α	= ângulo de divergência do alinhamento do conduto
α'	= coeficiente de dilatação térmica
ΔL	= variação do comprimento do conduto
Δt	= variação de temperatura
β_x	= coeficiente adimensional que fornece a posição relativa da LN na seção
β_{x1}	= valor de β_x para μ igual a μ_{sd}
ϕ	= ângulo de atrito interno do terreno.
ϕb	= diâmetro das barras de armação do bloco de ancoragem
γ_{fluido}	= peso específico do fluido
γ_{mat}	= peso específico do material do conduto
$\gamma_{\text{material do bloco}}$	= peso específico do material do bloco
γ_s	= peso específico do solo
ε	= deformação específica
λ_1	= coeficiente de correção da tensão normal, para flexão oblíqua
μ	= coeficiente de atrito
μ_g	= coeficiente de atrito entre conduto e gaxeta
μ_{sd}	= momento reduzido
u_d	= normal reduzida
ρ	= densidade do fluido
ρ_r	= taxa geométrica da armadura na seção transversal de concreto
σ	= tensão normal no material do conduto
$\sigma_{\text{chumb.}}$	= tensão normal admissível do material do chumbador
$\sigma_{\text{max}+}$	= máxima tensão normal de compressão
$\sigma_{\text{max}-}$	= máxima tensão normal de tração

$\sigma_{\text{max corrig}}$	= máxima tensão normal de compressão, corrigida
σ_s	= tensão normal de serviço na armadura
σ_{solo}	= tensão admissível do solo (do terreno de fundação)
$\sigma_{\text{solo,borda}}$	= tensão máxima de borda, (do terreno de fundação)
$\tau_{\text{admissível}}$	= tensão de cisalhamento admissível do material.
τ_{bu}	= tensão de cisalhamento entre aço e concreto
τ_{at}	= tensão de cisalhamento entre o material de preenchimento do furo, no caso de chumbadores, e a parede do mesmo
ν	= viscosidade cinemática do fluido

LISTA DE FIGURAS

	pag.
FIGURA 1 - Canal de adução a céu aberto - Usina Hidrelétrica de Pinhal/CPFL	04
FIGURA 2 - Câmara de carga - Usina Hidrelétrica de Pinhal/CPFL	05
FIGURA 3 - Obras para implantação dos condutos forçados com concretagem de um bloco de ancoragem - Usina Hidrelétrica de Pinhal/CPFL	06
FIGURA 4 - Vista dos condutos forçados concluídos - Usina Hidrelétrica de Pinhal/CPFL	07
FIGURA 5 - Detalhe do bloco de ancoragem já concretado - Usina Hidrelétrica de Pinhal/CPFL	08
FIGURA 6 - Condutos de adução - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL	09
FIGURA 7 - Condutos de adução - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL	10
FIGURA 8 - Chaminé de equilíbrio - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL	11
FIGURA 9 - Condutos forçados saindo da chaminé de equilíbrio em direção à casa de máquinas - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL)	12
FIGURA 10 - Detalhe das dimensões dos blocos de ancoragem - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL	14
FIGURA 11 - Detalhe da armação do bloco - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL	15
FIGURA 12 - Detalhe do alargamento da base em relação à “cabeça do bloco” - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL.	16
FIGURA 13 - Bloco de ancoragem apoiado em rocha - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL .	17
FIGURA 14 - Detalhe de uma junta de dilatação - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL.	18
FIGURA 15 - Construção dos berços de apoio do conduto de adução - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL.	19
FIGURA 16 - Berço de apoio do conduto de adução concluído - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL	20
FIGURA 17 - Construção dos berços de apoio do conduto forçado - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL	21
FIGURA 18 - Berços de apoio entre blocos de ancoragem - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL	22
FIGURA 19 - Apoio móvel sobre roletes - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL	23
FIGURA 20 - Detalhe dos roletes - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL	24
FIGURA 21 - Apoio móvel sobre papelão grafitado - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL	25
FIGURA 22 - Detalhe do papelão grafitado entre a chapa do tubo e a chapa metálica fixada no berço de concreto - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL	26

FIGURA 23 - Esquema geral de um reservatório com nível NA constante (ponto A), e com escoamento livre através do conduto com as seções indicadas B-C	28
FIGURA 24 - Esquema geral de um circuito hidráulico que sai de um reservatório superior e alimenta um reservatório inferior	31
FIGURA 25 - Elemento de controle (ponto C), sujeito às forças devida à pressão e à velocidade	37
FIGURA 26 - Tubulação com alteração da seção	38
FIGURA 27 - Corte longitudinal de um conduto submetido a uma variação de temperatura Δt de 1°C e impedido de se expandir	41
FIGURA 28 - Esquema estático adotado no caso de condutos adutores	44
FIGURA 29 - Esquema estático adotado no caso de condutos forçados	45
FIGURA 30 - Diagramas típicos das forças cortantes e normais e dos momentos fletores provenientes	46
FIGURA 31 - Esquema dos esforços atuantes no B.A., provenientes do carregamento e do esquema estático da tubulação no caso de condutos adutores	47
FIGURA 32 - Diagramas típicos das forças cortantes e normais e dos momentos fletores provenientes do carregamento e do esquema estático da tubulação, no caso de condutos forçados	48
FIGURA 33 - Esquema dos esforços atuantes no B.A., provenientes do carregamento e do esquema estático da tubulação no caso de condutos forçados	48
FIGURA 34 - Esquema das reações de apoio e das forças de atrito em cada apoio	52
FIGURA 35 - Vista em planta de um ponto de mudança de direção do conduto (implantação de um B.A.)	54
FIGURA 36 - Resumo esquemático de todas as forças que atuam no B.A.	55
FIGURA 37 - Esquema de um B.A. submetido às forças atuantes F_x , F_y e F_z e indicado as forças de atrito que se desenvolvem na base ($F_{\text{resist. desliz}}$)	58
FIGURA 38 - Esquema de um bloco tombando em torno do ponto crítico "o"	59
FIGURA 39 - Figura que representa a projeção da base do B.A. na fundação e os momentos M_x' e M_y' que atuam nesta seção	61
FIGURA 40 - Diagrama das tensões que atuam na base do B.A.	63
FIGURA 41 - Esquema de um chumbador engastado na rocha	66
FIGURA 42 - Geometria típica de um B.A. em um trecho reto de tubulação	70
FIGURA 43 - Tensões atuantes na base	70
FIGURA 44 - Forças atuantes no plano transversal ao eixo do conduto	71
FIGURA 45 - Esquema para o processamento com o carregamento 1	72
FIGURA 46 - Carregamento 2 (Forças hidrostáticas)	73
FIGURA 47 - Carregamento 3 (Forças térmicas e de atrito)	74

	pag
FIGURA 48 - Cabeça do bloco	76
FIGURA 49 - Detalhe dos anéis de ancoragem	78
FIGURA 50 - Cota do eixo do conduto no local do bloco de ancoragem	81
FIGURA 51 - Carregamento e esquema estático idealizado	83
FIGURA 52 - Momentos fletores, cortantes e normais atuantes no bloco, provenientes do carregamento estático sobre o conduto	90
FIGURA 53 - Forma do bloco nº 15	91
FIGURA 54 - Forças de atrito desenvolvidas nos berços de apoio	93
FIGURA 55 - Resultante das forças hidráulicas	95
FIGURA 56 - Forças estáticas oriundas do carregamento	96
FIGURA 57 - Forças de atrito	97
FIGURA 58 - Resumo das forças atuantes sobre o bloco 15	98
FIGURA 59 - Decomposição dos momentos fletores nos eixos x e y	99
FIGURA 60 - Forças e momentos em relação ao nível da fundação (base do bloco)	101
FIGURA 61 - Detalhe do nível da fundação do bloco	102
FIGURA 62 - Forças e momentos em relação à linha de centro do conduto	103
FIGURA 63 - Tensões máximas e mínimas atuantes na fundação	104
FIGURA 64 - Diagrama de tensões na fundação no plano xz	105
FIGURA 65 - Diagrama de tensões na fundação no plano yz	106
FIGURA 66 - Carregamentos 1, 2 e 3 - ações a considerar	108
FIGURA 67 - Esquema para processamento	109
FIGURA 68 - Ações a considerar no dimensionamento da “cabeça do bloco”	150
FIGURA 69 - Área equivalente para dimensionamento da “cabeça do bloco”	151
FIGURA 70 - Excentricidades na seção de engaste da cabeça do bloco na laje	152
FIGURA 71 - Área a considerar para o cálculo da armadura mínima da cabeça do bloco	156
FIGURA 72 - Detalhe típico da disposição das armaduras	159

LISTA DE TABELAS

	pag
TABELA 1 - Combinações momentos fletores X esforços normais para dimensionamento da seção transversal do bloco de ancoragem	140
TABELA 2 - Flexão normal simples e composta - Estado Limite Último - Domínios 2, 3 e 4	144
TABELA 3 - Armaduras mínimas - anel de concreto	155
TABELA 4 - Armaduras mínimas - base do bloco	156

INTRODUÇÃO

Este trabalho tem como objetivo apresentar uma metodologia de dimensionamento de blocos de ancoragem.

No desenvolvimento deste trabalho procurou-se inicialmente apresentar as questões gerais que envolvem o assunto, sendo abordado no **capítulo I** comentários e observações sobre esta estrutura, suas funções, particularidades e as generalidades acerca dos mesmos.

No **capítulo II** trata-se da apresentação das forças que atuam na estrutura, suas origens, sentidos e direções, e os procedimentos necessários para a determinação de suas magnitudes, bem como, faz-se um breve comentário sobre as divergências que existem na literatura disponível, em relação à quantidade de forças a considerar.

No **capítulo III** estão apresentadas as verificações da estabilidade e das tensões na fundação, cujos cálculos são necessários, a fim de se ter a garantia de que a estrutura como um todo é estável, e a fundação é adequada para os níveis de tensão a que estará sujeita.

O **capítulo IV** apresenta a forma de dimensionamento da estrutura, face às tensões internas a que esta estrutura estará sujeita, tensões estas originadas do carregamento externo apresentado no capítulo II, sendo que, para este dimensionamento, a estrutura é subdividida em partes .

Por fim, no **capítulo V**, está apresentado na forma de “exemplo de cálculo”, o processo de dimensionamento de um bloco de ancoragem. O bloco escolhido como exemplo é uma estrutura real, recentemente projetada e construída utilizando-se a metodologia descrita neste trabalho, e que faz parte da ampliação da Usina Hidrelétrica de Eloy Chaves, no município do Espírito Santo do Pinhal - SP.

A metodologia aqui apresentada é fruto do trabalho de pesquisas bibliográficas sobre o tema, e da experiência do autor participando, como engenheiro do setor de projetos da Companhia Paulista de Força e Luz - CPFL, concessionária de energia elétrica com sede em Campinas, de inúmeras implantações deste tipo de estrutura, como nas obras das Usinas Hidrelétricas de Eloy Chaves (com 20 blocos de ancoragem projetados), Pinhal (2 blocos de ancoragem projetados), Socorro (2 blocos de ancoragem projetados) e Lençóis (1 bloco de ancoragem projetado).

Espera-se com este trabalho, estar deixando uma contribuição aos engenheiros projetistas, munindo-os dos procedimentos e conceitos necessários para uma perfeita identificação das etapas de cálculo que deverão ser cumpridas, quando da necessidade de se dimensionar um bloco de ancoragem.

I - NOÇÕES GERAIS SOBRE OS BLOCOS DE ANCORAGEM

I. 1- OBJETIVO DO TRABALHO

O objetivo deste trabalho é apresentar as particularidades de uma estrutura pouco conhecida, em nível de graduação, em Engenharia Civil, com pouca bibliografia disponível, porém de grande interesse e importância em se tratando de obras de hidrelétricas.

Essas estruturas são os **Blocos de Ancoragem**.

O que se pretende com este trabalho, é a apresentação de uma metodologia de dimensionamento dessas estruturas, os locais onde devem ser previstas, a determinação das ações a considerar, as verificações de estabilidade que devem ser satisfeitas, a determinação das tensões resultantes na fundação, o tipo de fundação adequada, os esforços internos e o melhor arranjo de armaduras visando economia de materiais.

I. 2- DEFINIÇÃO DE BLOCO DE ANCORAGEM

Bloco de Ancoragem é um elemento estrutural cuja função é garantir a ancoragem de uma linha de tubulação, absorvendo os esforços estáticos, hidrostáticos, hidrodinâmicos e térmicos a que estará sujeita a tubulação, e transmiti-los às fundações.

I. 3- ONDE SÃO UTILIZADOS

Os **Blocos de Ancoragem** são utilizados principalmente em obras de usinas hidrelétricas, onde há necessidade de se conduzir a água represada no reservatório até o local onde serão instaladas as turbinas (casa de máquinas).

Esta condução da água pode ser feita de várias maneiras, mas quase em todas elas haverá necessidade de se implantar blocos de ancoragem. Aquelas mais usuais resultam em quatro modelos clássicos de hidrelétricas:

- 1 - Casa de máquinas acoplada à barragem;
- 2 - Barragem + canal de adução + condutos forçados + casa de máquinas;
- 3 - Barragem + conduto de adução + condutos forçados + casa de máquinas;
- 4 - Barragem + túnel de adução + condutos forçados + casa de máquinas;

Com exceção do arranjo tipo 1, onde a casa de máquinas fica acoplada à barragem e portanto a condução da água do reservatório à turbina se dá de forma direta, para os outros três casos, onde a casa de máquinas fica distante da barragem, surge a necessidade de se construir uma estrutura capaz de conduzir a água até as turbinas. O arranjo tipo 1 é utilizado com mais frequência, em usinas hidrelétricas de grande porte, com potências instaladas acima de 50 MW. Como a potência instalada está associada diretamente à altura de queda e a vazão turbinada, as usinas deste tipo necessitam estar implantadas em rios muito caudalosos (de grande vazão), e apresentam barragens com elevadas alturas, acima de 15 m. Como consequência, apresentam grandes reservatórios, com grandes áreas alagadas.

Os arranjos dos tipos 2, 3 e 4, são mais utilizados em usinas hidrelétricas menores, onde se aproveitam as quedas naturais do rio (cachoeiras). Nestes casos, é comum implantar a barragem à montante do trecho encachoeirado, tendo esta, normalmente pouca altura, inferior a 5 m. O desnível então é conseguido, instalando-se a casa de máquinas a jusante do trecho encachoeirado. Uma vez que a casa de máquinas ficou afastada do ponto de captação do rio, é necessário instalar um dispositivo que leve a água até um local próximo às turbinas.

No caso do arranjo tipo 2, têm-se inicialmente um trecho onde a água é conduzida por um canal a céu aberto (figura 1), com baixa declividade, até próximo ao local onde será instalada a casa de máquinas. No final do trecho de canal é construída uma estrutura denominada câmara de carga, que consiste num alargamento e aprofundamento da seção do canal, formando-se uma grande “piscina” (figura 2), cuja finalidade principal é o de amortecer as ondas de energia, num caso de rejeição das máquinas, (golpe de ariete). O golpe de ariete será comentado mais adiante, no item II.1.4

Este primeiro trecho tem a finalidade de transferir para próximo das turbinas a maior carga hidráulica possível. Portanto têm-se necessidade de se obter na câmara de carga um nível d'água o mais próximo do nível d'água existente na barragem.

A diferença entre o nível d'água na câmara de carga e aquele na barragem representa a perda de carga no trecho de adução, que deverá ser minimizada tanto quanto possível, uma vez que perda de carga implica em perda de energia gerada.



FIGURA 1 - Canal de adução a céu aberto - Usina Hidrelétrica de Pinhal/CPFL

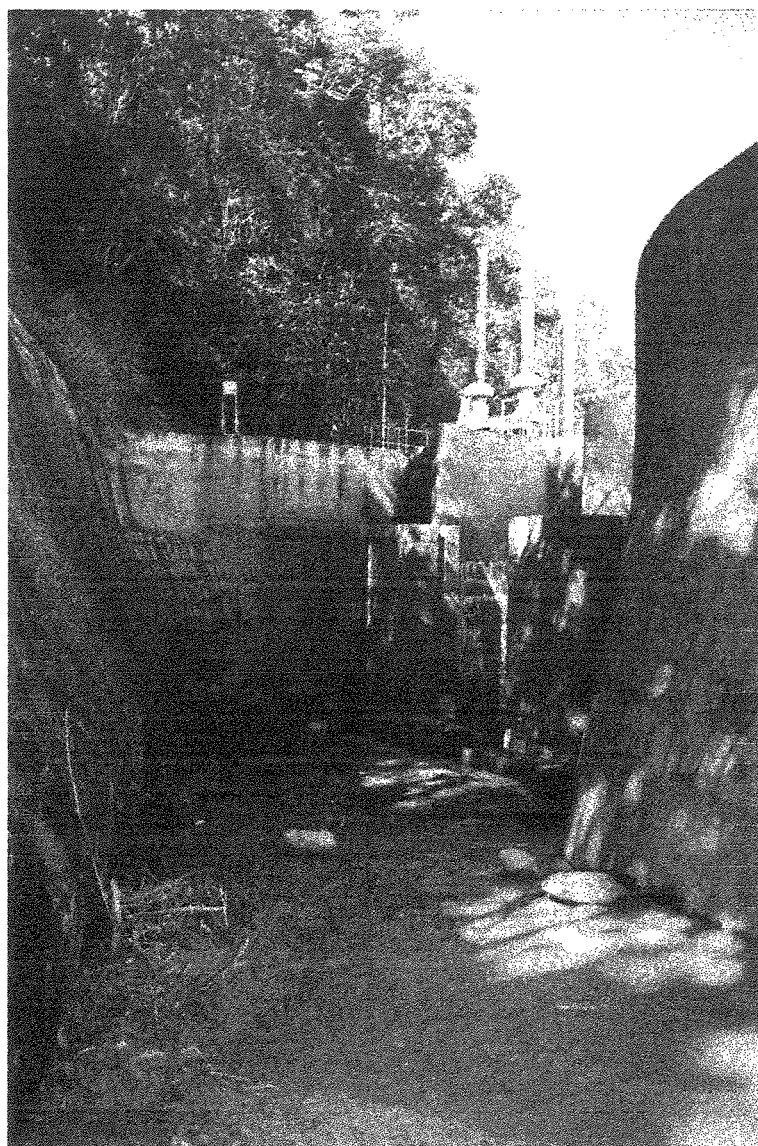


FIGURA 2 - Câmara de carga - Usina Hidrelétrica de Pinhal/CPFL (Vê-se na foto um trecho final de canal, identificado pelas paredes direita e esquerda que aparecem em primeiro plano nas laterais da foto, e uma região alargada e mais profunda, que ocupa todo o centro da foto, e que representa a câmara de carga).

A partir da câmara de carga, a água é conduzida até a casa de máquinas através de condutos denominados “condutos forçados” ou “penstocks” (figuras 3 e 4).

Nesta fase surge a necessidade de se dispor de um elemento estrutural que garanta a ancoragem desses condutos à fundação.

Estas estruturas são os **blocos de ancoragem** (figura 5) aqui em estudo.

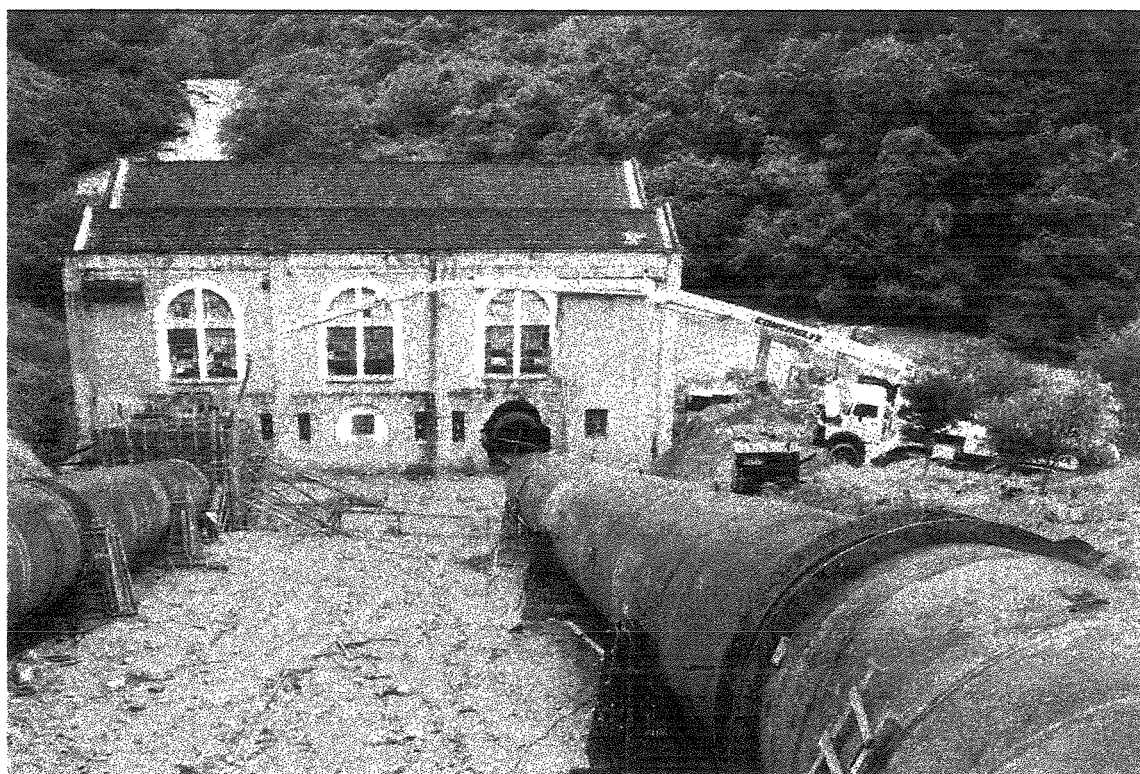


FIGURA 3 - Obras para implantação dos condutos forçados com concretagem de um bloco de ancoragem - Usina Hidrelétrica de Pinhal/CPFL

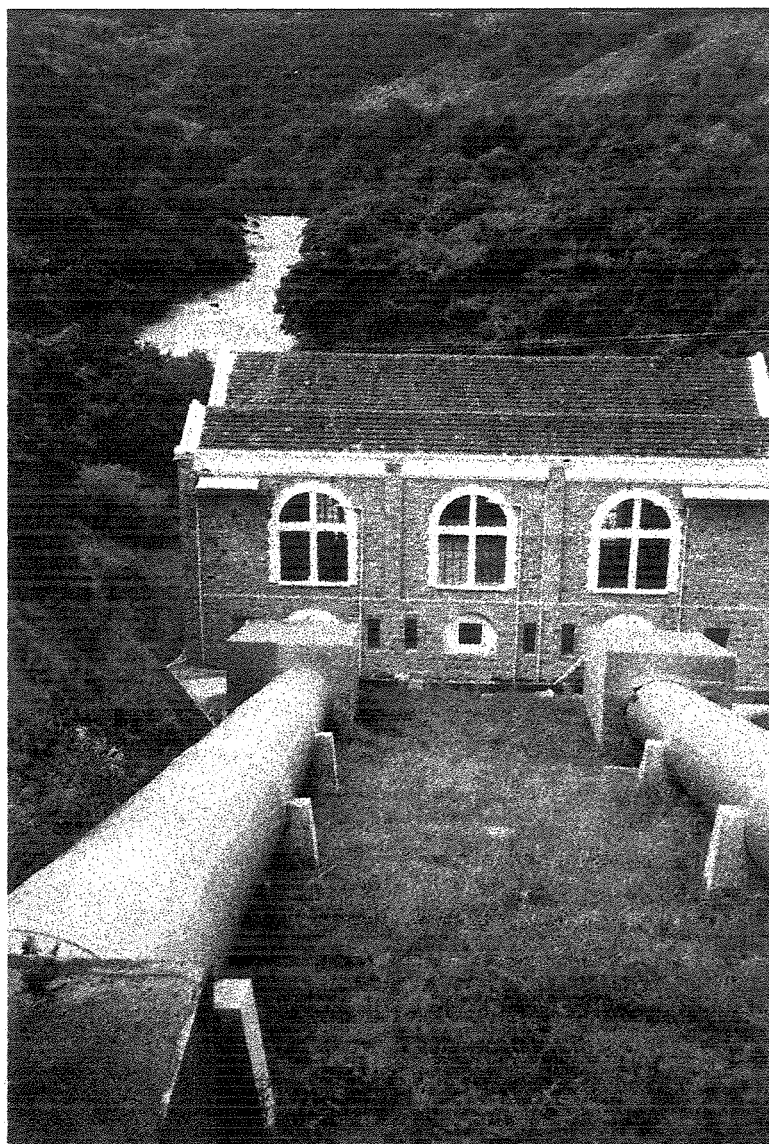


FIGURA 4 - Vista dos condutos forçados concluídos - Usina Hidrelétrica de Pinhal/CPFL

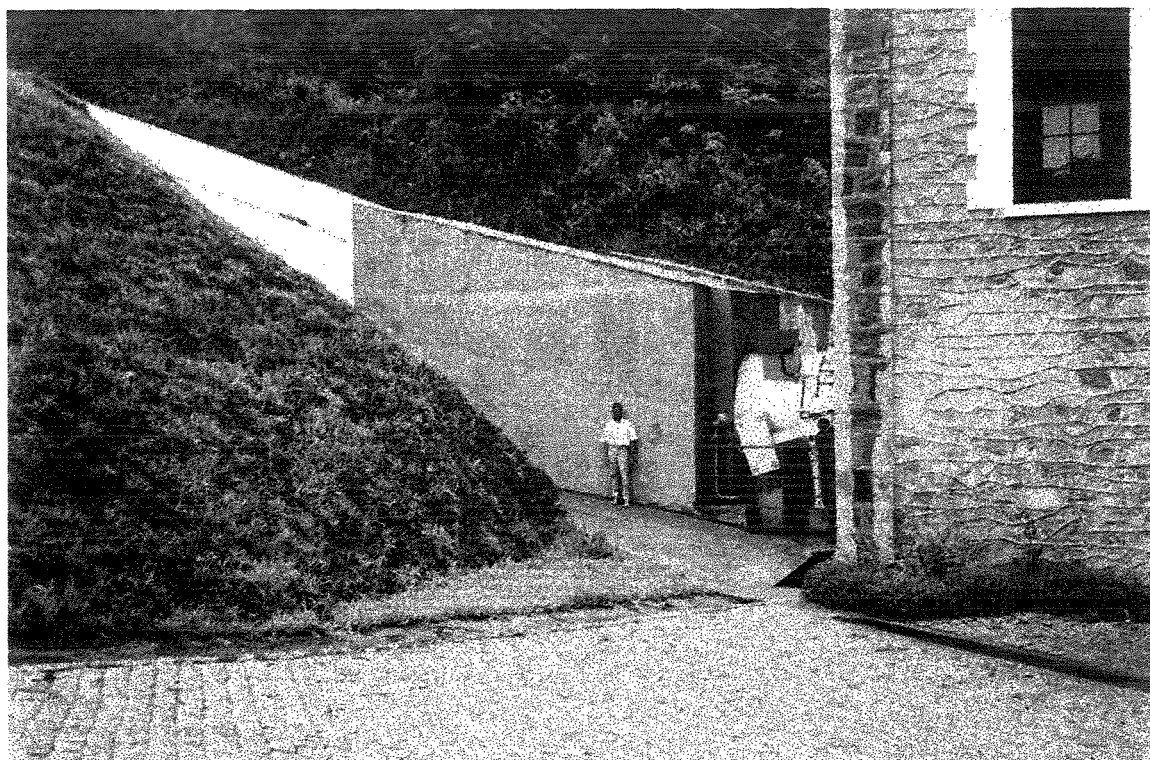


FIGURA 5 - Detalhe do bloco de ancoragem já concretado - Usina Hidrelétrica de Pinhal/ CPFL (O bloco de ancoragem, é a grande estrutura de cor cinza escura, que aparece atrás da pessoa em pé, no centro da foto).

No caso do arranjo tipo 3, têm-se no primeiro trecho (trecho em baixa declividade), um sistema de condutos de adução ao invés de um canal de adução a céu aberto (figura 6).

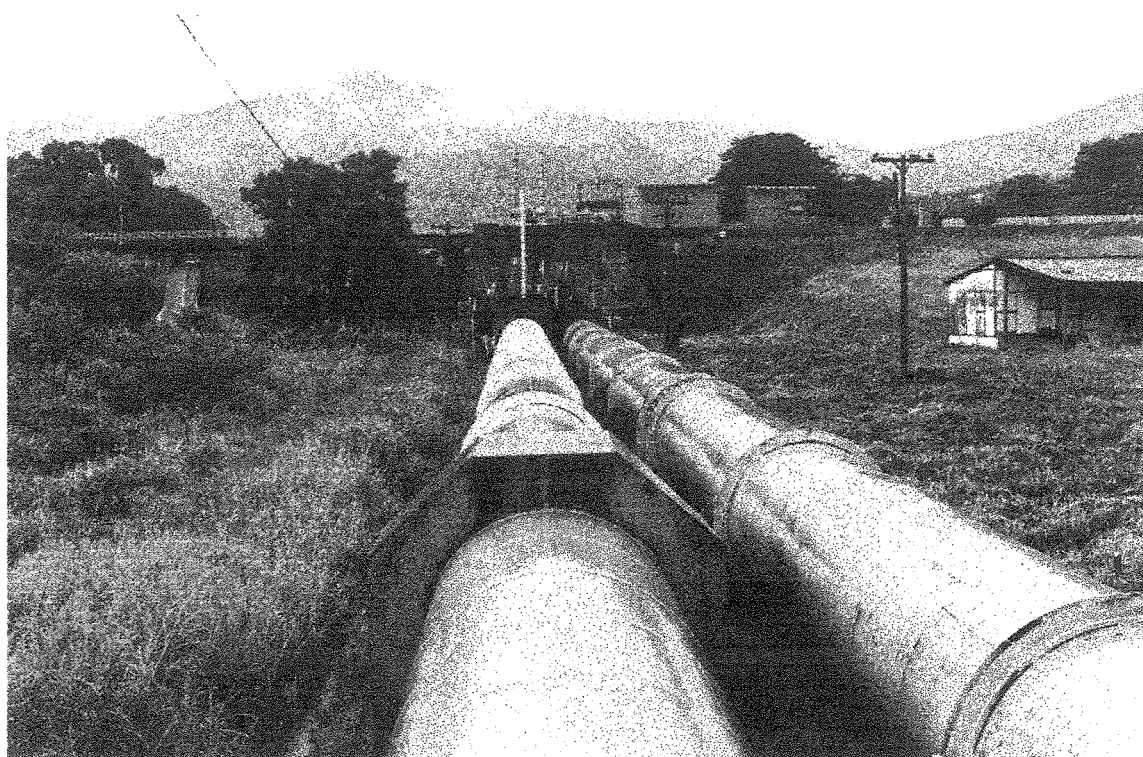


FIGURA 6 - Condutos de adução - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL (Ao fundo vê-se a barragem de concreto. Saindo da barragem têm-se 2 condutos de adução. Em primeiro plano, no conduto da esquerda, vê-se um bloco de ancoragem, de coloração cinza escuro e geometria sextavada).

Uma vez que no primeiro estágio a condução da água é feita por um sistema de condutos de adução (figura 7), surge também nesse trecho a necessidade de se implantar **blocos de ancoragem**.



FIGURA 7 - Condutos de adução - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL (Detalhe da construção de uma segunda linha de conduto de adução ao lado de uma linha já existente. Vê-se na linha de conduto existente, de coloração cinza, a presença de um bloco de ancoragem, próximo ao centro da foto).

No caso do arranjo com conduto de adução não se tem a estrutura “câmara de carga” no final do trecho de baixa declividade, e sim uma estrutura com funções semelhantes a esta, porém denominada “chaminé de equilíbrio” (figura 8).

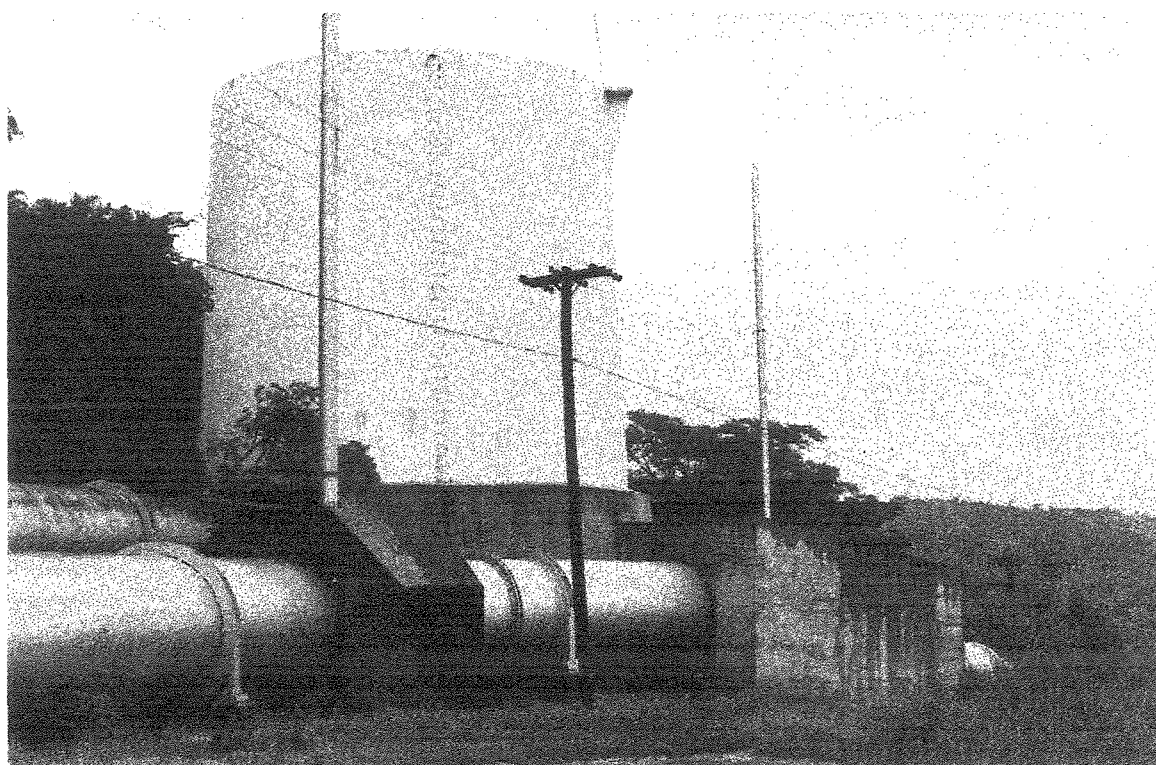


FIGURA 8 - Chaminé de equilíbrio - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL (Fim do trecho de baixa declividade, ou trecho de adução, e início do trecho de alta declividade, ou conduto forçado. A estrutura maior, cilíndrica e branca, que aparece na foto, é a chaminé de equilíbrio, no caso, com altura de 21 m e diâmetro de 14 m. Em primeiro plano, vê-se dois blocos de ancoragem).

A partir da chaminé de equilíbrio a água é conduzida até a casa de máquinas, onde se encontram as turbinas, pelo mesmo processo descrito no caso do arranjo tipo 2, ou seja, através de condutos forçados ancorados por **blocos de ancoragem**, (figura 9).



FIGURA 9 - Condutos forçados saindo da chaminé de equilíbrio em direção à casa de máquinas - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL)

No caso do arranjo tipo 4, tem-se no primeiro estágio uma adução feita através de um túnel escavado em rocha. No final desse túnel constroi-se uma chaminé de equilíbrio ou uma câmara de carga, dependendo de como o túnel trabalha, se sob alta pressão ou sob pressão atmosférica, respectivamente.

A partir desse ponto a água é conduzida até as turbinas também por condutos forçados ancorados por **blocos de ancoragem**.

Como a finalidade deste trabalho é apresentar uma metodologia para o dimensionamento dos **blocos de ancoragem**, não se aprofundará nas particularidades de cada arranjo ou nos elementos envolvidos, limitando-se à identificação dos trechos onde há a necessidade de se implantar um bloco desse tipo.

Como foi visto, os **blocos de ancoragem** são estruturas usuais em obras de hidrelétricas, principalmente quando se trata de Pequenas Centrais Hidrelétricas (PCH), uma vez que os arranjos mais usuais para tais usinas são do tipo 2, 3 e 4.

O conceito de PCH pode variar dependendo do critério de classificação que se adote, porém genericamente uma PCH é uma usina hidrelétrica de baixa potência, ou seja, aquela com potência inferior a 50 MW.

I. 4 - GENERALIDADES ACERCA DOS BLOCOS DE ANCORAGEM

Os **blocos de ancoragem** (daqui para frente caracterizados simplesmente como **B.A.**), funcionam habitualmente apenas por gravidade servindo como uma massa capaz de impedir que a linha adutora tenha movimentações indesejáveis, isto porque, como será visto adiante, os **B.A.** não tem a finalidade de restringir totalmente a movimentação da tubulação, uma vez que a dilatação e a retração de origem térmica são permitidas à linha adutora, mas de forma controlada através das juntas de dilatação.

São vários os esforços a que estará sujeito um **B.A** e a resultante destes esforços quase sempre é de intensidade elevada e tão mais significativa quanto maior for a seção do conduto e maior for a vazão aduzida. São comuns em obras de PCH's diâmetros de condutos da ordem de 1,00 m a 4,00 m.

Como os B.A. atuam normalmente por gravidade, apresentam-se com dimensões significativas (figura 10), uma vez que o peso próprio do bloco deve ser suficiente para combater os esforços atuantes, e transferi-los à fundação, garantindo a estabilidade do sistema.

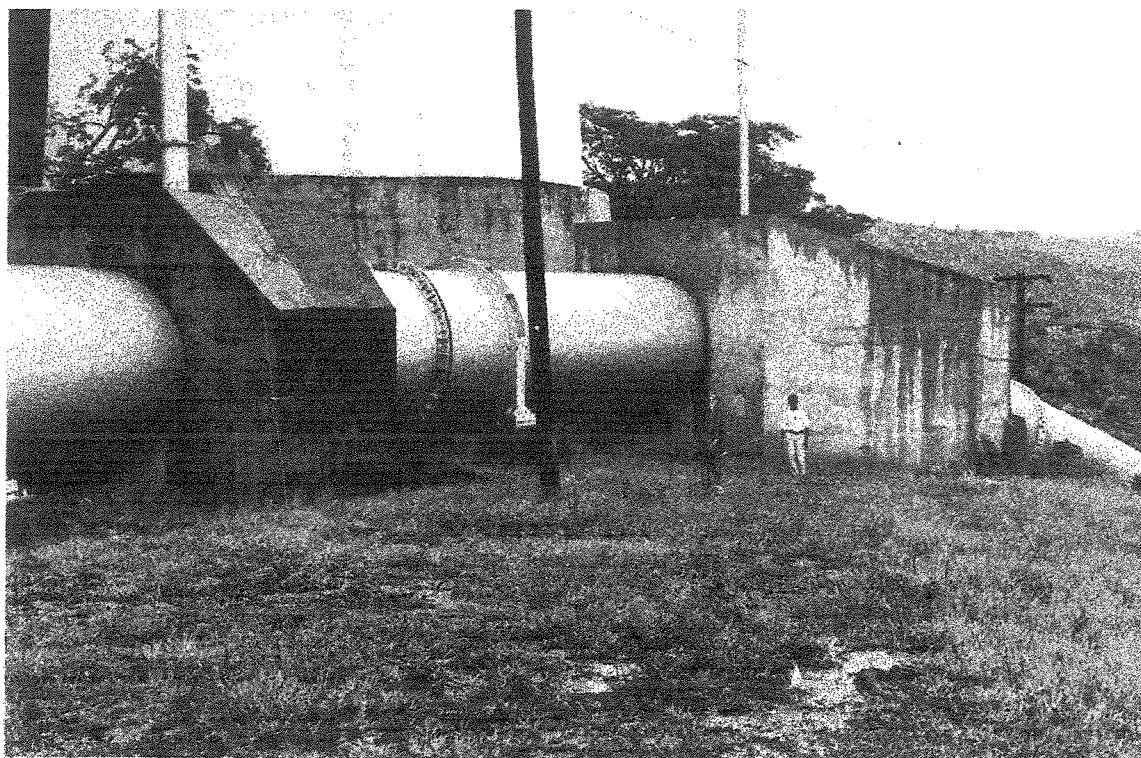


FIGURA 10 - Detalhe das dimensões dos blocos de ancoragem - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL (Nesta foto aparecem dois blocos de ancoragem, um de coloração cinza escuro, no lado esquerdo da foto (entre os condutos prateados), e o outro, maior que o primeiro, do lado direito da foto, de coloração cinza claro, cujas dimensões contrastam com a pessoa que aparece encostado a este).

Embora no passado se tenha usado B.A. de concreto simples ou alvenaria de pedra, atualmente dimensionam-se estas estruturas em concreto armado (figura 11).

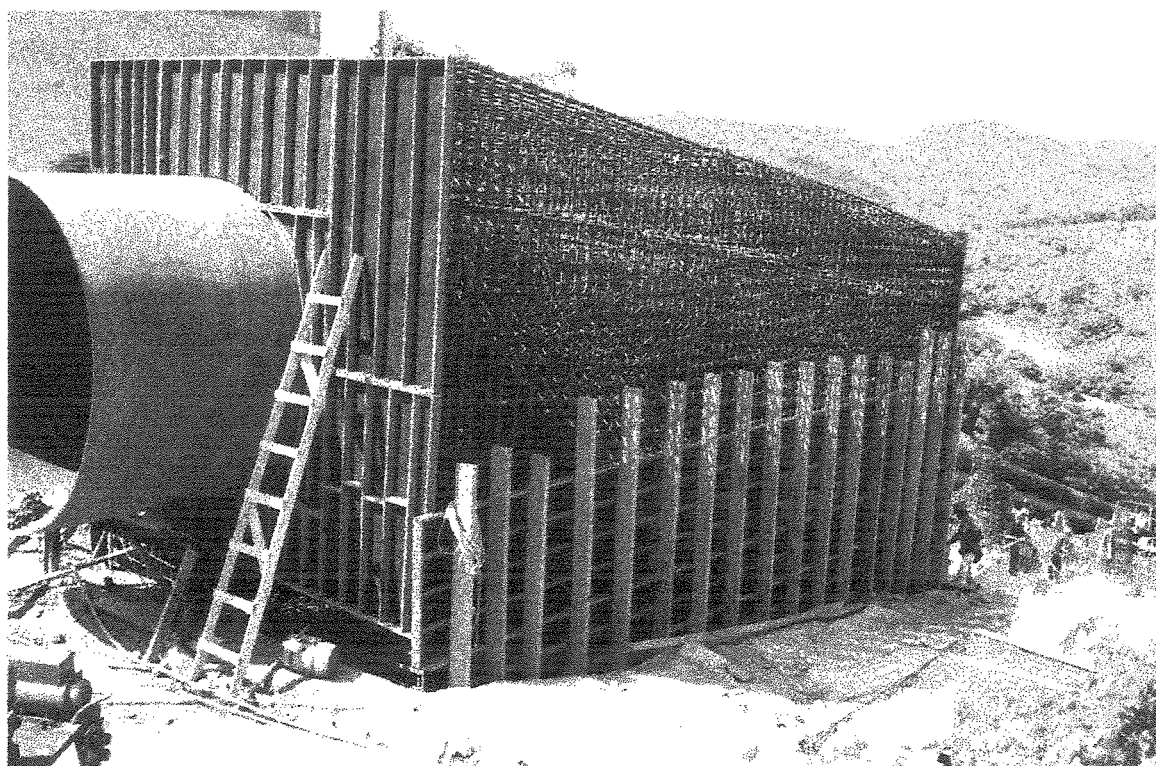


FIGURA 11 - Detalhe da armação do bloco - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL
(Mais uma vez observa-se a grande dimensão do bloco de ancoragem, que contrasta com a pessoa que aparece junto a este, no canto esquerdo inferior da foto).

Novamente, devido às grandes dimensões e à necessidade de se utilizar material em abundância para se dar peso aos blocos, é comum a fundação dessas estruturas ser do tipo fundação direta, uma vez que se pode valer do volume de concreto necessário à estabilidade do conjunto, para se criar uma base suficientemente larga gerando-se tensões reduzidas na fundação (figura 12).

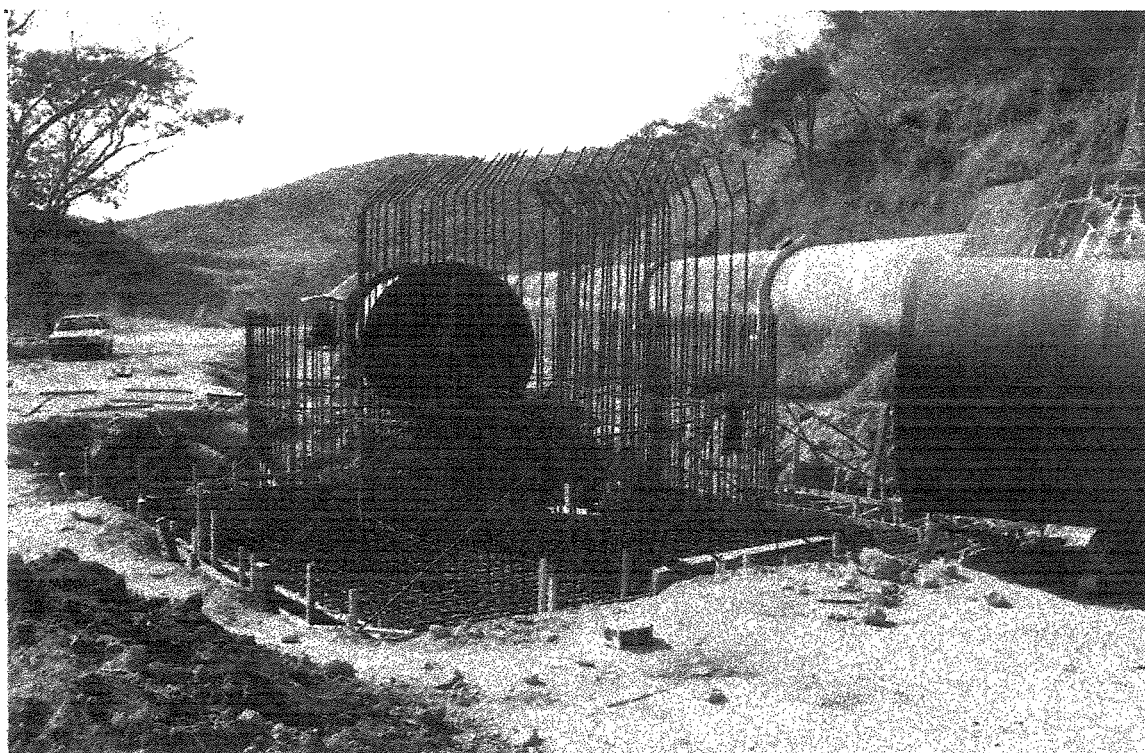


FIGURA 12 - Detalhe do alargamento da base em relação à “cabeça do bloco” - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL.

Eventualmente, quando o perfil geológico do local de implantação do B.A. for favorável, e for possível assentá-lo em rocha sã, esse poderá ter suas dimensões reduzidas (figura 13), através da utilização de chumbadores fixados no perfil rochoso.

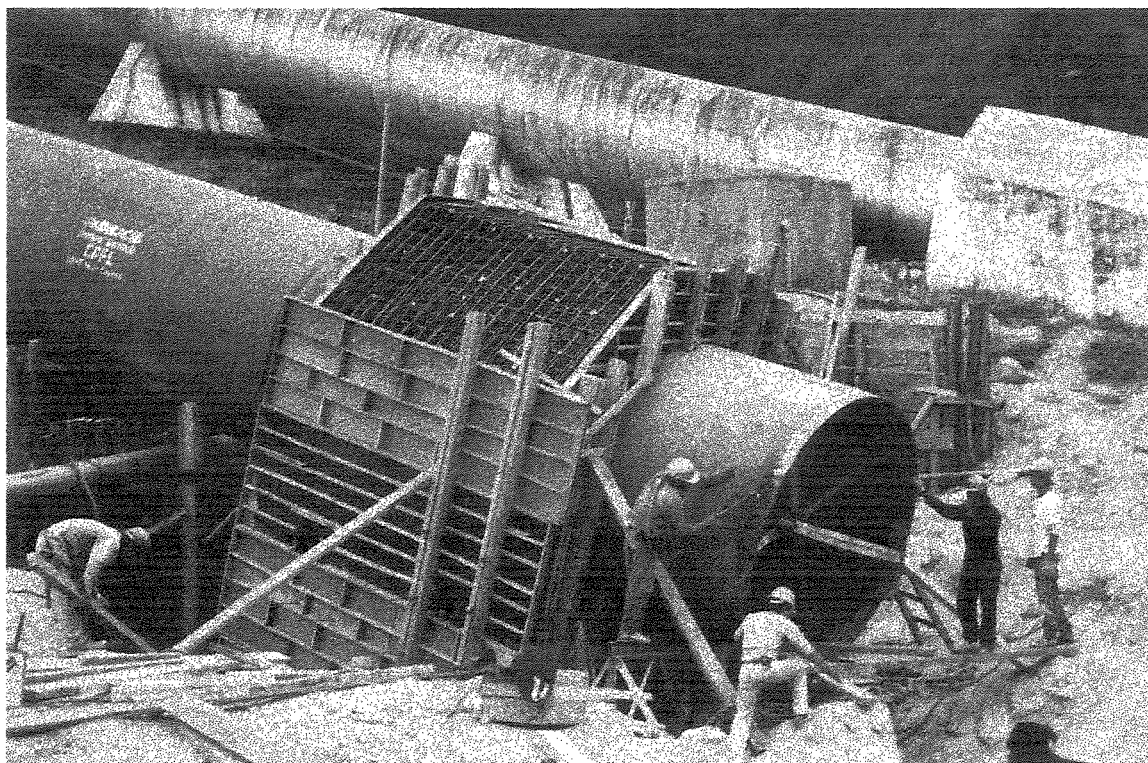


FIGURA 13 - Bloco de ancoragem apoiado em rocha - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL .

Como a função dos B.A. é a de servir como engaste da tubulação e como a tubulação quando sujeita a uma diferença de temperatura Δt tende a se expandir ou se contrair, é necessário que entre dois B.A. seja implantado um mecanismo que permita esse deslocamento, uma vez que como será visto nos cálculos adiante, as forças devidas às tensões geradas pela variação da temperatura quase sempre são de magnitudes elevadíssimas.

Este mecanismo que permite a livre movimentação do conduto com relação à expansão/contração térmica é chamado de junta de dilatação (figura 14).

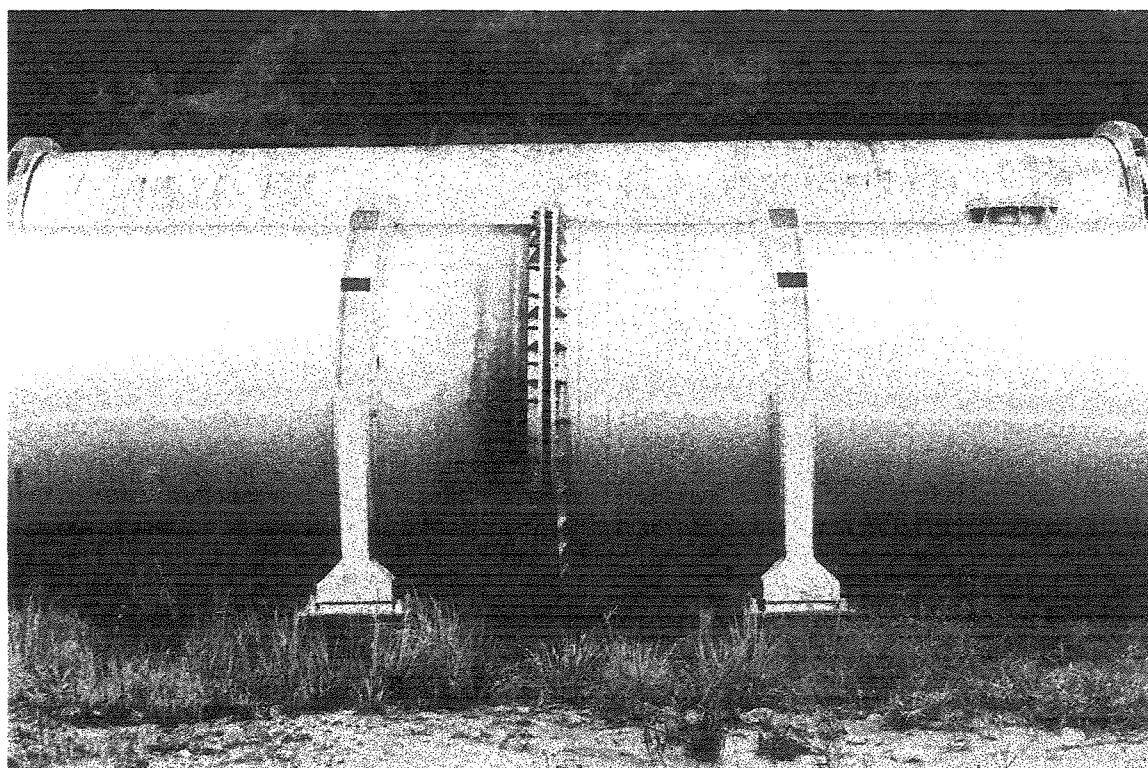


FIGURA 14 - Detalhe de uma junta de dilatação - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL.

No trecho entre dois B.A., a tubulação é sustentada em diversos pontos por elementos denominados: berços de apoio (figura 15).

O espaçamento entre berços é definido em função do diâmetro, da espessura e do material da chapa da tubulação, respeitando-se os limites de resistência do mesmo, (no caso da Usina Hidrelétrica de Eloy Chaves, da CPFL, que aparece na foto abaixo, este espaçamento foi limitado a 16m, e as dimensões envolvidas eram: diâmetro da tubulação = 2,80m; espessura da chapa = 3/8"; material = aço).

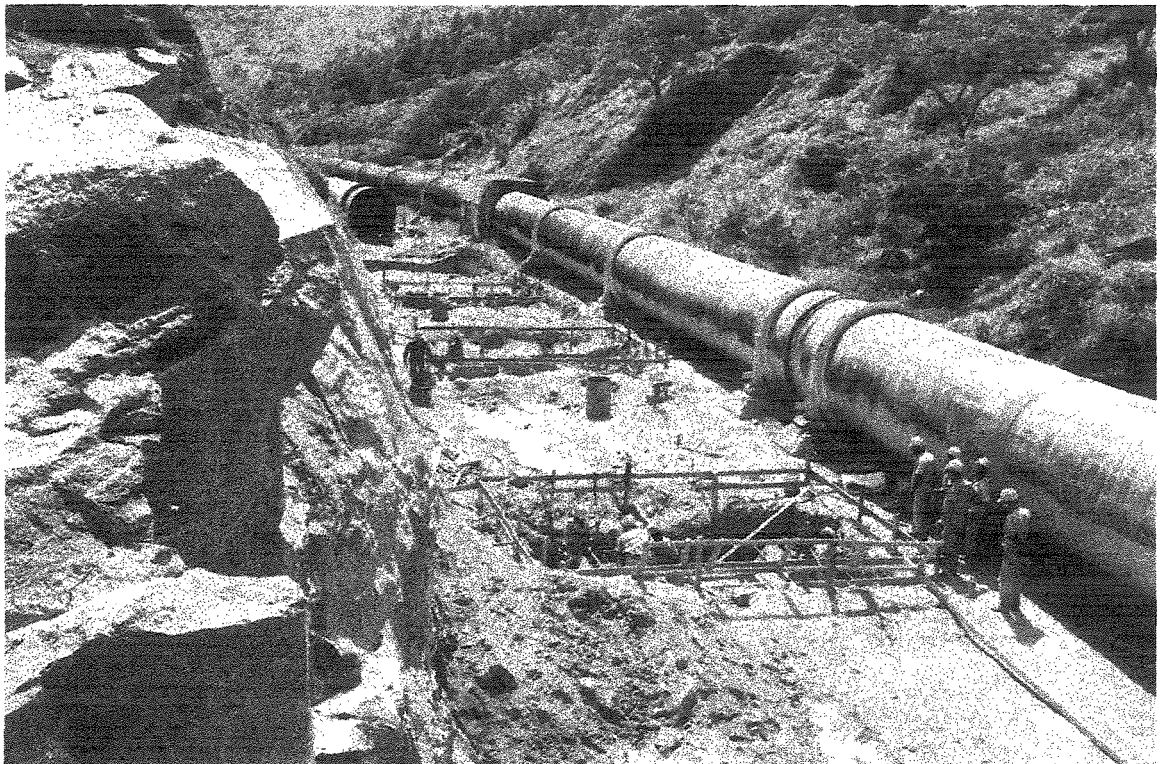


FIGURA 15 - Construção dos berços de apoio do conduto de adução - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL.

Estes berços são simplesmente estruturas de apoio da tubulação (figuras 16, 17 e 18), e não devem restringir a expansão/retração de origem térmica a que estará sujeito o conduto pela mesma razão apresentada anteriormente.

Assim sendo, estes berços de apoio funcionam como apoios móveis e a eficiência como tal depende do tipo de dispositivo que será projetado, no contato conduto/apoio, para permitir deslocamentos.

Dentre estes dispositivos destacam-se os roletes metálicos (figuras 19 e 20) e o papelão grafitado (figuras 21 e 22) .

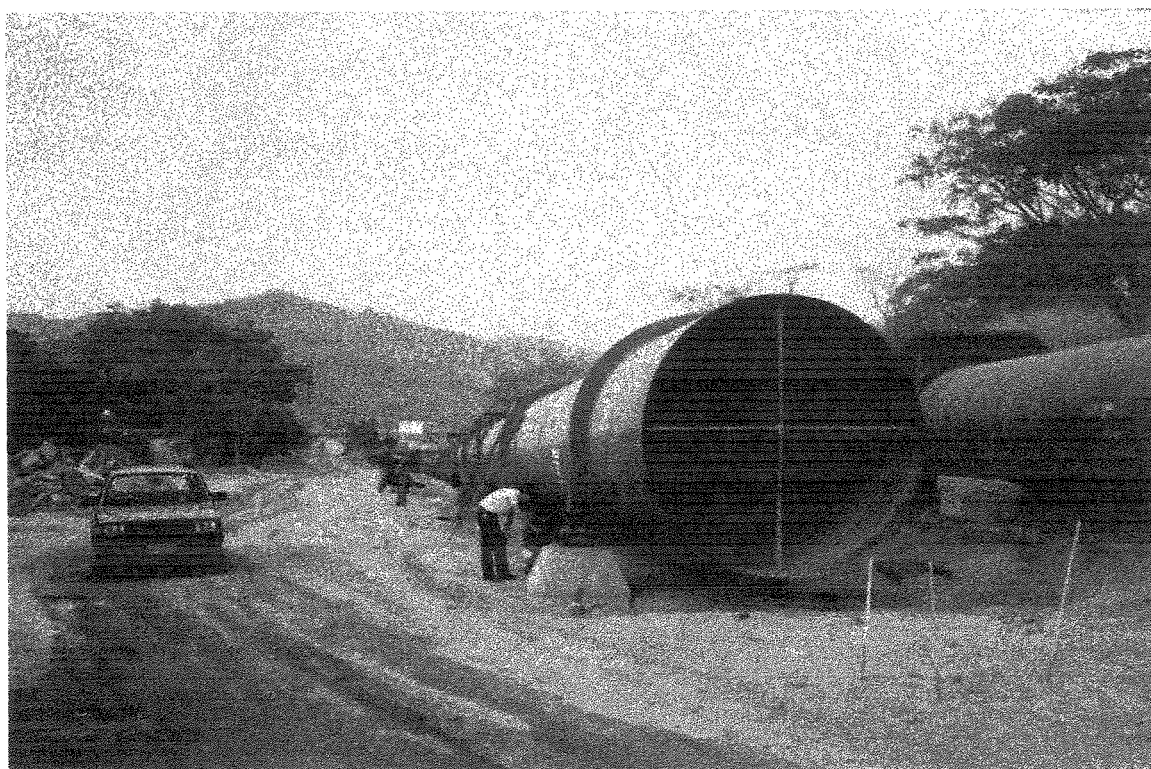


FIGURA 16 -Berço de apoio do conduto de adução concluído - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL (O berço de apoio é a estrutura em concreto, que aparece parcialmente enterrada no terreno, junto à pessoa do centro da foto, e serve de apoio para o conduto)

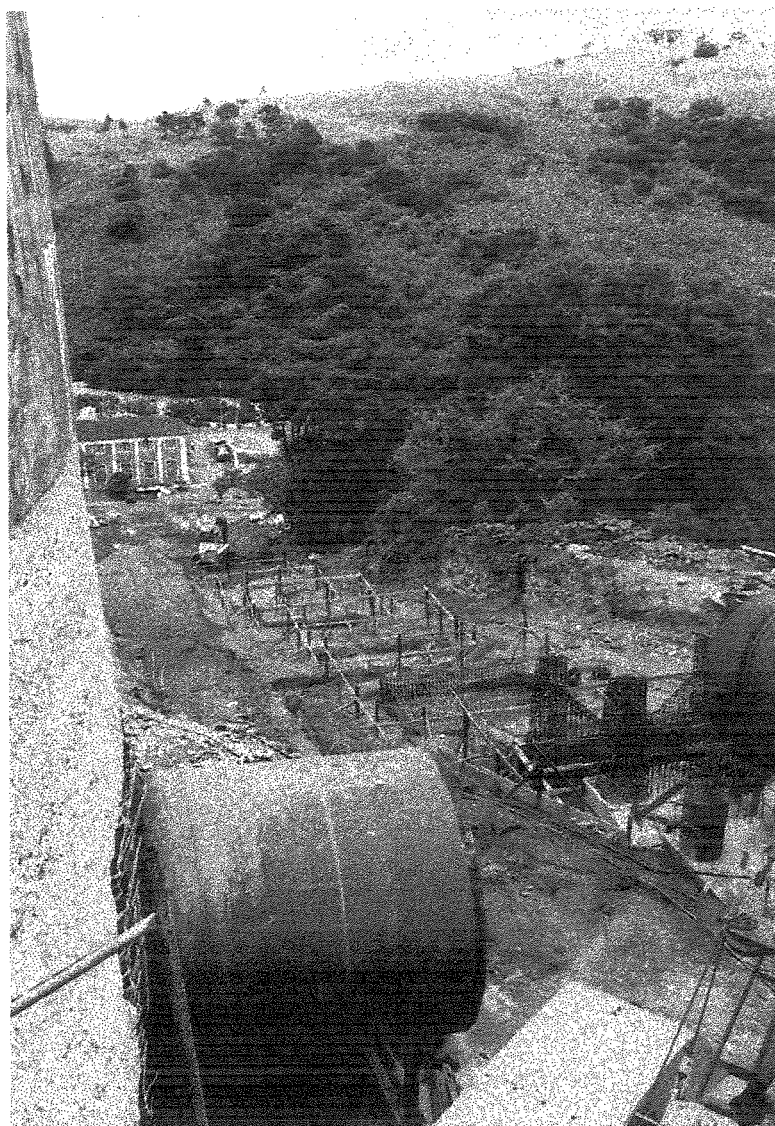


FIGURA 17 - Construção dos berços de apoio do conduto forçado - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL (As posições dos berços de apoio aparecem em segundo plano, num alinhamento que vai desde o conduto vermelho no lado direito da foto, até a casa de máquinas, que aparece ao fundo, no lado esquerdo da foto. Os locais dos berços de apoio estão demarcados com gabaritos de madeira)

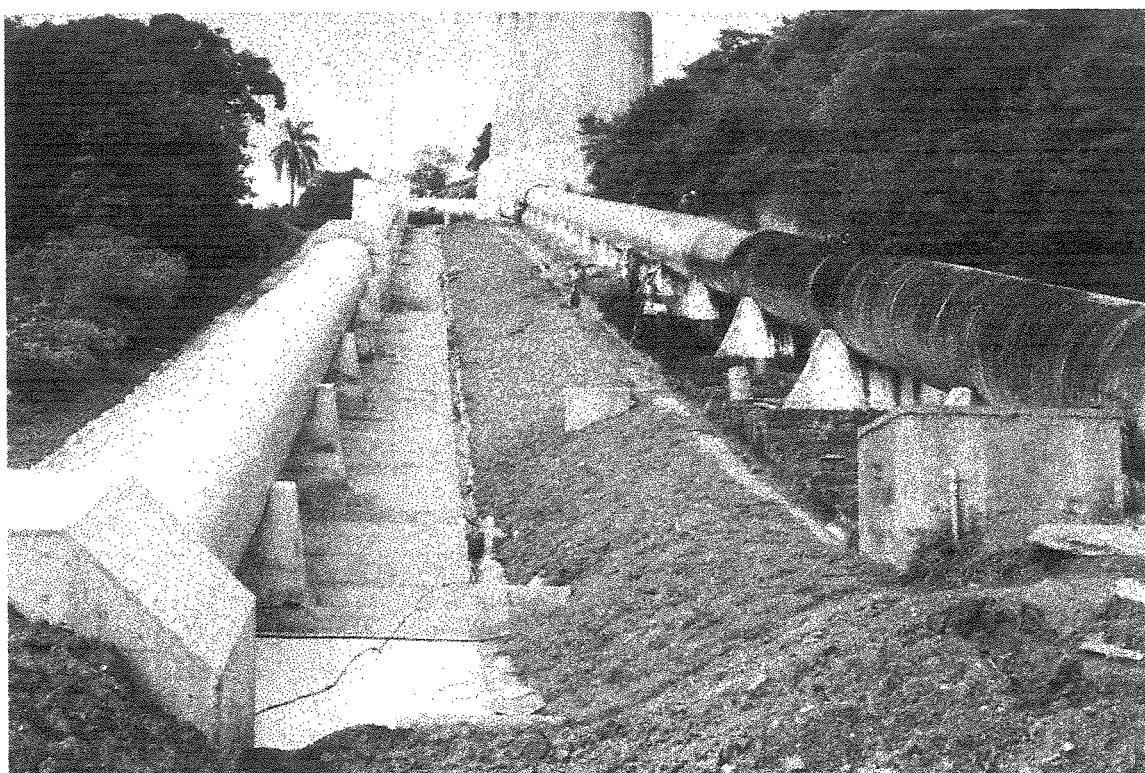


FIGURA 18 - Berços de apoio entre blocos de ancoragem - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL (Os berços de apoio são as estruturas que aparecem servindo de apoio para os condutos)

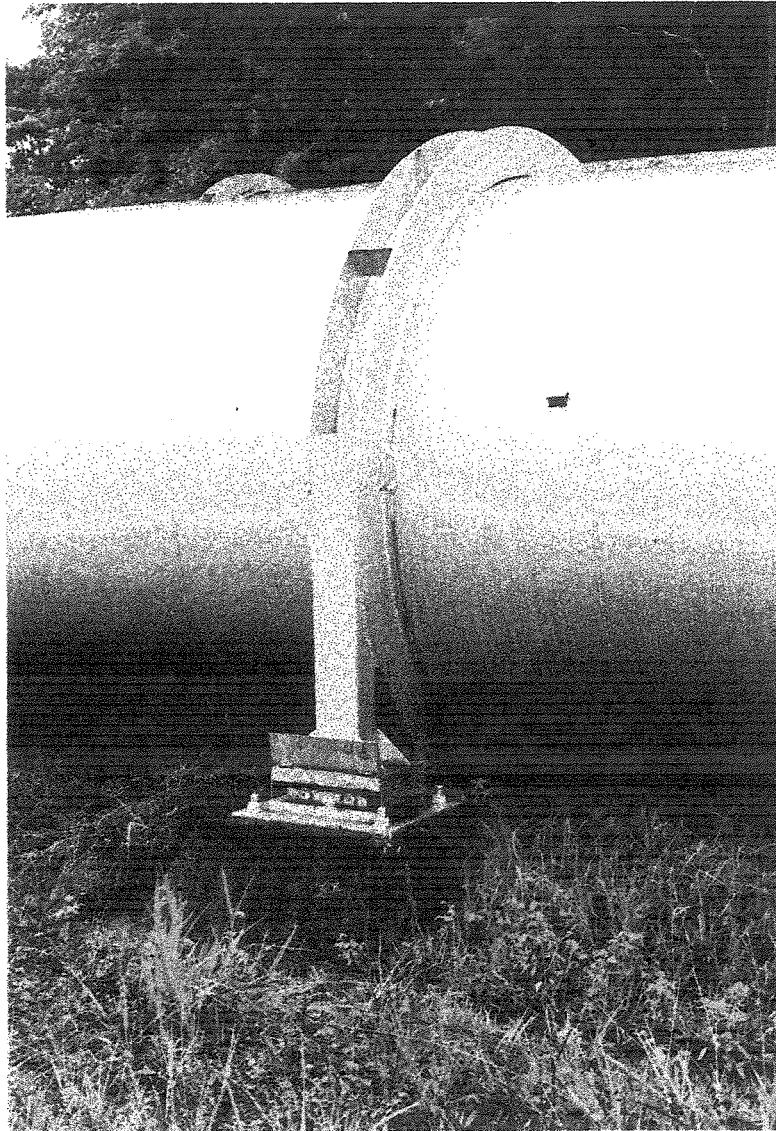


FIGURA 19 - Apoio móvel sobre roletes - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL

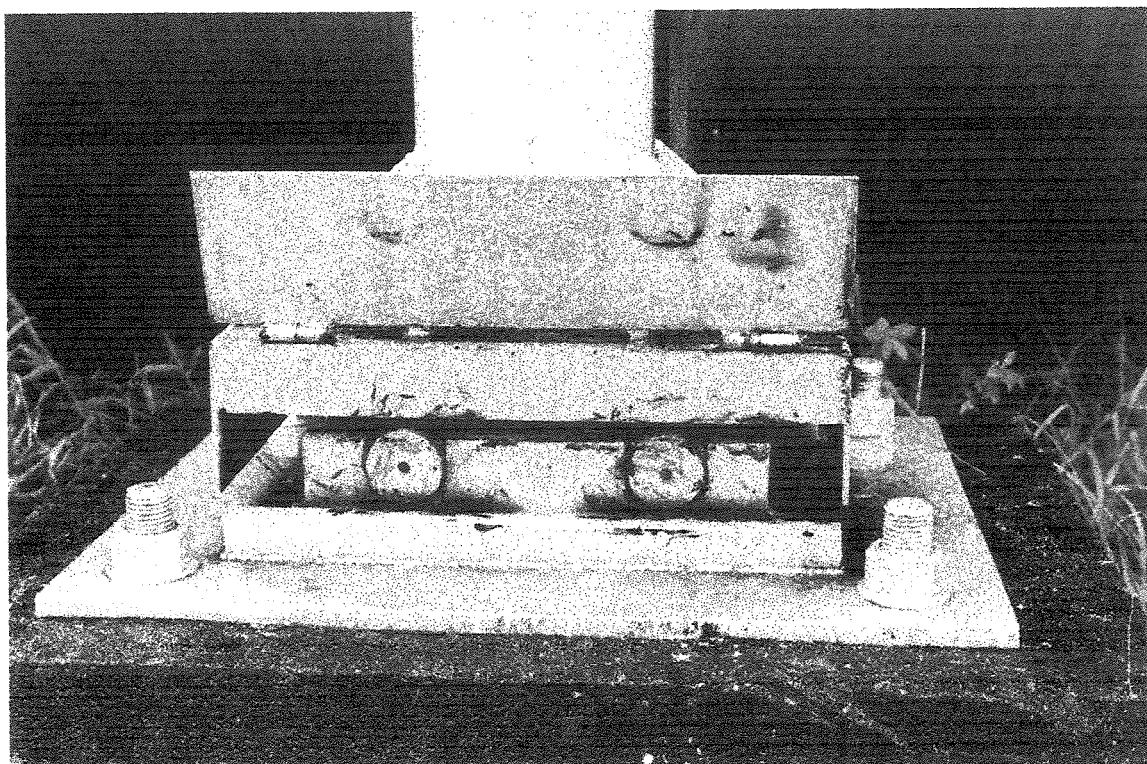


FIGURA 20 - Detalhe dos roletes - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL

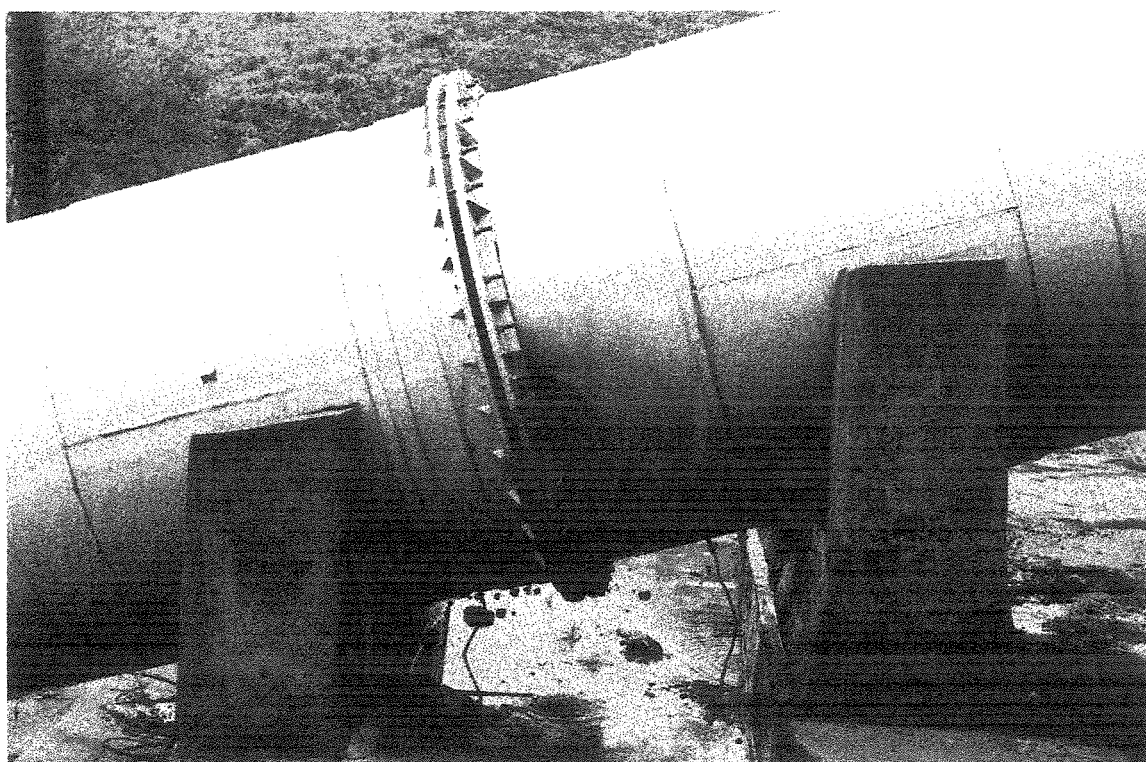


FIGURA 21 - Apoio móvel sobre papelão grafitado - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL

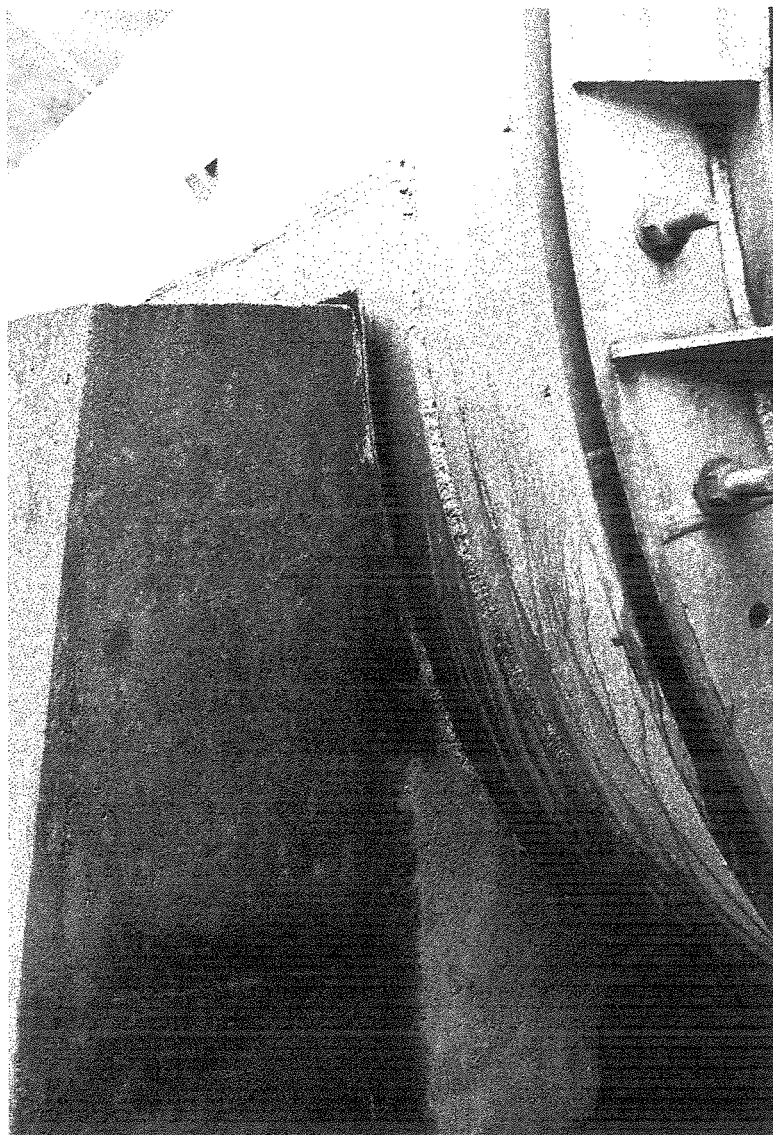


FIGURA 22 - Detalhe do papelão grafitado entre a chapa do tubo e a chapa metálica fixada no berço de concreto - Usina Hidrelétrica Eloy Chaves/CPFL

II -AÇÕES A CONSIDERAR SOBRE OS BLOCOS DE ANCORAGEM

As ações a considerar sobre os blocos de ancoragem, conforme indica o manual Turbine Pipe Lines,(10) , são muito numerosas.

Na literatura disponível encontram-se divergências quanto à sua quantidade. Algumas obras limitam-se apenas à apresentação das forças consideradas mais importantes e mais significativas para o dimensionamento dos B.A, sendo as seguintes relações entre autores e número de ações consideradas por estes, como relevantes no processo de dimensionamento dessas estruturas:

Manual Turbine Pipe Lines, (10)	→ considera 4 componentes
Júdes, G. Z. (8)	→ considera 7 componentes
Mossonyi, E. (12)	→ considera 7 componentes
Machintyre, A. J. (9)	→ considera 12 componentes
Creager, W. P. e Justin, J. D. (4)	→ considera 18 componentes.

Neste trabalho, procurou-se apresentar a determinação das ações que se julgam mais importantes, tanto pela sua magnitude, quanto pela sua probabilidade de incidência, chegando-se a um total de 21 componentes, ou seja, 21 ações atuantes sobre a estrutura.

As ações que atuam nos B.A. podem ser basicamente subdivididas em quatro categorias:

- Forças de origem hidráulica;
- Forças de origem térmica;
- Forças estáticas oriundas do carregamento e esquema estático idealizado;
- Forças de atrito;

II.1- FORÇAS DE ORIGEM HIDRÁULICA :

As forças de origem hidráulica estão associadas à velocidade e a pressão do fluido no interior do conduto. Para a determinação de sua magnitude, sentido e direção, faz-se necessário recorrer aos conceitos da hidráulica geral.

Basicamente a velocidade e a pressão em qualquer ponto no fluido, são obtidas através da utilização do princípio da conservação da energia que estabelece que a energia total em um determinado ponto de um escoamento em regime contínuo é igual a energia total existente em qualquer outro ponto do mesmo escoamento, mais (ou menos) a perda de carga existente entre estes dois pontos.

Considerando a figura 23, pode-se escrever:

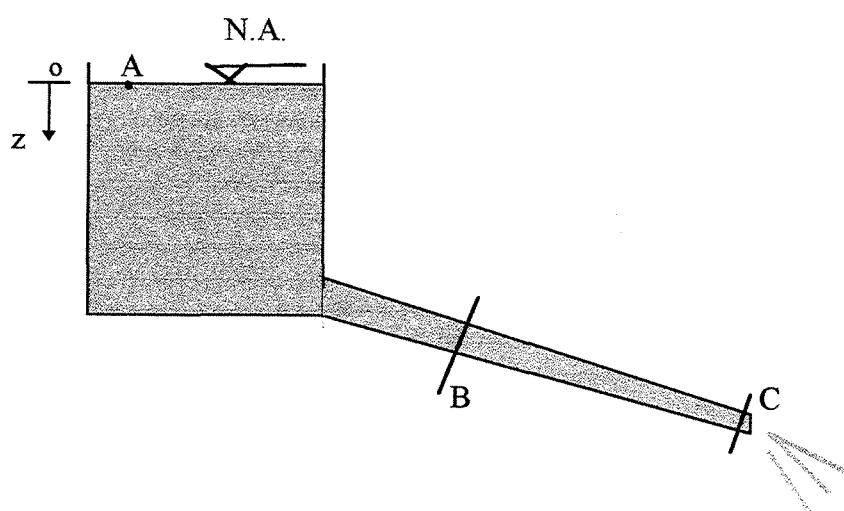


FIGURA 23 - Esquema geral de um reservatório com nível NA constante (ponto A), e com escoamento livre através do conduto com as seções indicadas B- C

$$E_a = E_b + H_{a \rightarrow b} = E_c + H_{a \rightarrow b} + H_{b \rightarrow c}$$

onde: $E_a = \text{Energia total no ponto A} = Z_a + \frac{V_a}{\rho} + \frac{V_a^2}{2 \cdot g}$

$$E_b = \text{Energia total no ponto B} = Z_b + \frac{V_b}{\rho} + \frac{V_b^2}{2 \cdot g}$$

$$E_c = \text{Energia total no ponto C} = Z_c + \frac{V_c}{\rho} + \frac{V_c^2}{2 \cdot g}$$

$H_{a \rightarrow b}$ = perda de carga entre os pontos A e B

$H_{b \rightarrow c}$ = perda de carga entre os pontos B e C

Portanto:

$$Z_a + \frac{V_a}{\rho} + \frac{V_a^2}{2 \cdot g} = Z_b + \frac{V_b}{\rho} + \frac{V_b^2}{2 \cdot g} + H_{a \rightarrow b} = Z_c + \frac{V_c}{\rho} + \frac{V_c^2}{2 \cdot g} + H_{a \rightarrow b} + H_{b \rightarrow c}$$

onde: Z_i = cota do ponto i

ρ = densidade do fluido

V_i = velocidade do fluido no ponto i

g = aceleração da gravidade

Decorrente do princípio da conservação da energia e da equação da continuidade, que estabelece que num sistema isolado, a vazão que entra num elemento de controle é a mesma que sai desse elemento, (no caso mostrado na figura 23, $Q_a = Q_b = Q_c$, onde Q_i é a vazão no ponto i) obtêm-se os valores da pressão e da velocidade em qualquer ponto de interesse.

II.1.1 - Força devida à pressão :

Conhecido o valor da pressão, é possível calcular a força devida a este esforço, que é dada por:

$$F_{\text{pressão}} = p \cdot A$$

onde: p = Pressão no ponto de interesse

A = Área da seção transversal no ponto onde a pressão é “ p ”

$F_{\text{pressão}}$ = Força devida à pressão

Assim sendo, têm-se as duas primeiras ações, (de um total de 21 componentes, como visto anteriormente), que atuam no Bloco de Ancoragem, que são:

$$(F1) \rightarrow F_{\text{pressão montante}} = p \times A_{\text{montante}}$$

$$(F2) \rightarrow F_{\text{pressão jusante}} = p \times A_{\text{jusante}}$$

Obs: ($F n^o$) é o formato utilizado, neste trabalho, para enumerar as 21 componentes

II.1.2 - Força devida à velocidade :

Conhecido o valor da velocidade é possível calcular a força devida a este esforço, que é dada por:

$$F_{\text{velocidade}} = \frac{\rho \cdot Q \cdot V}{g}$$

onde: ρ = densidade do fluido

Q = vazão

V = velocidade do fluido

g = aceleração da gravidade

Portanto:

$$(F3) \rightarrow F_{\text{velocidade montante}} = \frac{\rho \cdot Q \cdot V_{\text{montante}}}{g}$$

$$(F4) \rightarrow F_{\text{velocidade jusante}} = \frac{\rho \cdot Q \cdot V_{\text{jusante}}}{g}$$

O exemplo a seguir ilustra os procedimentos que devem ser seguidos para a obtenção dos valores da pressão e da velocidade nos pontos de interesse (no caso, onde se necessita implantar um bloco de ancoragem), e assim obter as forças hidráulicas que agem neste bloco.

Neste exemplo considera-se um sistema bem simples, como mostrado na figura 24, composto de uma canalização de diâmetro constante que sai de um reservatório superior e alimenta um reservatório inferior. Consideremos que exista somente uma mudança de direção no trajeto e se quer determinar os esforços hidráulicos neste ponto:

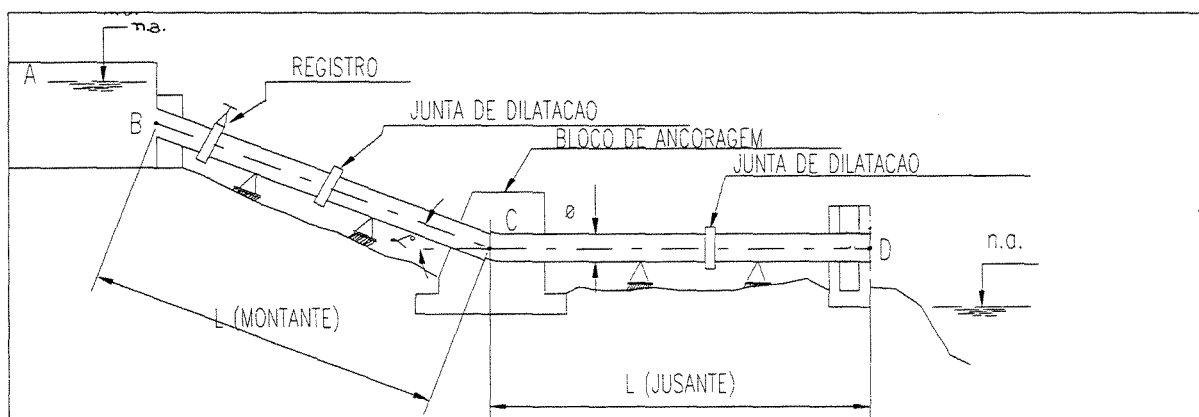


FIGURA 24 - Esquema geral de um circuito hidráulico que sai de um reservatório superior e alimenta um reservatório inferior

Dados conhecidos do problema:

cota do ponto A = 22,00 m
 cota do ponto C = 2,00 m
 cota do ponto D = 2,00 m
 ângulo α = 30°
 L_{montante} = 30,00 m
 L_{jusante} = 20,00 m
 diâmetro da tubulação = 0,70 m

A equação da energia aplicada entre os pontos B e D será:

$$\bullet \frac{P_b}{\rho \cdot g} + Z_b + \frac{V_b^2}{2 \cdot g} = \frac{P_d}{\rho \cdot g} + Z_d + \frac{V_d^2}{2 \cdot g} + H_{b \rightarrow d}$$

$$\frac{P_d - P_b}{\rho \cdot g} = (Z_b - Z_d) + \left(\frac{V_b^2 - V_d^2}{2 \cdot g} \right) - H_{b \rightarrow d} \quad (\text{I})$$

A mesma equação aplicada entre os pontos A e B será:

$$\bullet \frac{P_a}{\rho \cdot g} + Z_a + \frac{V_a^2}{2 \cdot g} = \frac{P_b}{\rho \cdot g} + Z_b + \frac{V_b^2}{2 \cdot g}$$

$$\frac{P_a - P_b}{\rho \cdot g} = (Z_b - Z_a) + \left(\frac{V_b^2 - V_a^2}{2 \cdot g} \right) \quad (\text{II})$$

Fazendo-se $(\text{I}) = (\text{II})$ e sendo: $P_a = P_d = P_{\text{atm}}$, têm-se:

$$(Z_b - Z_d) + \left(\frac{V_b^2 - V_d^2}{2 \cdot g} \right) - H_{b \rightarrow d} = (Z_b - Z_a) + \left(\frac{V_b^2 - V_a^2}{2 \cdot g} \right)$$

$$- Z_d - \frac{V_d^2}{2 \cdot g} - H_{b \rightarrow d} = - Z_a - \frac{V_a^2}{2 \cdot g}$$

Admitindo-se que o nível do reservatório se mantenha constante, tem-se: $V_a = 0$

Então:

$$\frac{V_d^2}{2 \cdot g} = (Z_a - Z_d) - H_{b \rightarrow d}$$

$$\frac{V_d^2}{2 \cdot g} = (22,00 - 2,00) - H_{b \rightarrow d}$$

Do que resulta:

$$\frac{V_d^2}{2 \cdot g} = 20,00 - H_{b \rightarrow d} \quad (\text{III})$$

Determinação da perda de carga: $H_{b \rightarrow d}$ entre os pontos B e D:

$$H_{b \rightarrow d} = \left(\frac{f \cdot L_{\text{tot}}}{D} + K_b + K_{\text{reg}} + K_{\text{junta 1}} + K_{\text{curva}} + K_{\text{junta 2}} \right) \cdot \frac{V_d^2}{2 \cdot g}$$

onde: f = fator de atrito da fórmula de Darcy

$$L_{\text{tot}} = L_{\text{mont}} + L_{\text{jusante}} = 30,00 + 20,00 = 50,00 \text{ m}$$

$$D = \text{diâmetro da tubulação} = 0,70 \text{ m}$$

$$K_b = \text{perda de carga localizada na entrada da tubulação} = 0,50$$

$$K_{\text{reg}} = \text{perda de carga localizada no registro} = 0,20$$

$$K_{\text{junta 1 e 2}} = \text{perda de carga localizada nas juntas de dilatação} = 0,15$$

$$K_{\text{curva}} = \text{perda de carga localizada na curva de } 30^\circ \text{ (ponto C)} = 0,15$$

com valores dos coeficientes de perda de carga indicados por Azevedo Neto, J. M. (2).

O fator de atrito “ f ” é calculado em função do número de Reynolds, Re , e da rugosidade relativa, ϵ , da superfície da tubulação.

O número de Reynolds, segundo Azevedo Neto, J.M. (2), é definido como:

“parâmetro que leva em conta a velocidade entre o fluido que escoar e o material que o envolve, uma dimensão linear típica (diâmetro, profundidade, etc) e a viscosidade cinemática do fluido”, sendo expresso, no caso de tubos de seção circular, por:

$$Re = (V \cdot D) / \nu$$

onde: Re = número de Reynolds

D = diâmetro da tubulação

ν = viscosidade cinemática ($\nu_{\text{água}} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$)

V = velocidade do fluido

No exemplo em questão, admitindo-se como primeira hipótese $V_d = 15,00 \text{ m/s}$, têm-se:

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{15,00 \cdot 0,70}{10^{-6}} = 10,50 \cdot 10^6$$

A rugosidade relativa ϵ , é definida como: $\epsilon = e_{\text{sup}} / D$

onde: ϵ = rugosidade relativa da superfície da tubulação

e_{sup} = rugosidade da superfície da tubulação,

(segundo Neves, E. T.(13), para aço comercial : $e = 0,046 \text{ mm}$)

Então: $\epsilon = 0,046 / 0,70 \cdot 10^3 = 0,00007$ (rugosidade relativa)

Com: $\epsilon = 0,00007$ e $Re = 10,5 \cdot 10^6$, o ábaco da página 278 de Shames, I. (14) fornece:

$$f = 0,0114$$

Assim sendo:

$$H_{b \rightarrow d} = \left(\frac{f \cdot L_{\text{tot}}}{D} + K_b + K_{\text{reg}} + K_{\text{junta 1}} + K_{\text{curva}} + K_{\text{junta 2}} \right) \cdot \frac{V_d^2}{2 \cdot g}$$

$$H_{b \rightarrow d} = \left(\frac{0,0114 \cdot 50}{0,70} + 0,5 + 0,2 + 0,15 + 0,15 + 0,15 \right) \cdot \frac{V_d^2}{2 \cdot g}$$

$$\text{E então: } H_{b \rightarrow d} = 1,96 \cdot \frac{V_d^2}{2 \cdot g} \quad (\text{IV})$$

De (III) e (IV), têm-se:

$$20,00 - H_{b \rightarrow d} = \frac{H_{b \rightarrow d}}{1,96} = 20,00 - H_{b \rightarrow d} = 0,509 \cdot H_{b \rightarrow d}$$

$$H_{b \rightarrow d} = \frac{20,00}{1,509} \Rightarrow H_{b \rightarrow d} = 13,25 \text{ m}$$

$$\text{De (III) : } \frac{V_d^2}{2 \cdot g} = 20,00 - 13,25 \Rightarrow V_d^2 = 6,75 \cdot 2 \cdot 9,8$$

obtendo-se: $V_d = 11,50 \text{ m/s}$

Como se obteve um valor da velocidade V_d menor do que o valor inicialmente adotado, os cálculos serão refeitos adotando-se como segunda hipótese, o valor $V_d = 11,50 \text{ m/s}$

$$\text{Re} = \frac{11,50 \cdot 0,70}{10^{-6}} = 8,05 \cdot 10^6$$

Com: $\varepsilon = 0,00007$ e $\text{Re} = 8,05 \cdot 10^6$, o ábaco da página 278 de Shames, I. (14) fornece:

$f^* \cong 0,0114$

Como f^* tem praticamente o mesmo valor de f (devido ao elevado número de Reynolds), têm-se que $V_d = 11,50 \text{ m/s}$ conforme já calculado.

Portanto : $V_d = 11,50 \text{ m/s}$

Pretende-se agora calcular a velocidade e a pressão do fluido no ponto C, que é onde se situa o bloco de ancoragem do exemplo aqui considerado.

- Cálculo da velocidade no ponto “C”

Pela equação da continuidade têm-se que:

$$Q_c = Q_d \quad \text{onde: } Q \text{ é a vazão no ponto considerado}$$

$$\text{Como: } Q_c = V_c \cdot A_c \text{ e } Q_d = V_d \cdot A_d, \text{ têm-se: } V_c \cdot A_c = V_d \cdot A_d$$

$$\text{Porém: } A_c = A_d \quad \Rightarrow \text{portanto: } V_c = V_d = 11,50 \text{ m/s}$$

- Cálculo de pressão no ponto “C”:

A equação da energia aplicada entre os pontos C e D fornece:

$$\frac{P_c}{\rho \cdot g} + Z_c + \frac{V_c^2}{2 \cdot g} = \frac{P_d}{\rho \cdot g} + Z_d + \frac{V_d^2}{2 \cdot g} + H_{c \rightarrow d}$$

$$\text{Como: } P_d = P_{\text{atm}} ; Z_c = Z_d ; V_c = V_d$$

$$\text{chega-se a: } \frac{P_c}{\rho \cdot g} = H_{c \rightarrow d}$$

Sendo:

$$H_{c \rightarrow d} = \left(\frac{f \cdot L_{\text{jus}}}{D} + K_{\text{curva}} + K_{\text{junta 2}} \right) \cdot \frac{V_d^2}{2 \cdot g}$$

$$H_{c \rightarrow d} = \left(\frac{0,0114 \cdot 20}{0,70} + 0,15 + 0,15 \right) \cdot \frac{11,50^2}{2 \cdot 9,8} = 4,22 \text{ m}$$

$$\text{resulta: } \frac{P_c}{\rho \cdot g} = 4,22 \text{ m.c.a} = 4,22 \text{ tf/m}^2 \text{ ou seja:}$$

$$P_c = 4,22 \cdot 10^{-2} \text{ MPa}$$

Resumindo, temos no ponto “C” (local do B.A.): **pressão** = $4,22 \cdot 10^{-2}$ MPa
velocidade = 11,50 m/s

Na figura 25, estão apresentadas as forças atuantes no ponto C, devida à pressão e a velocidade.

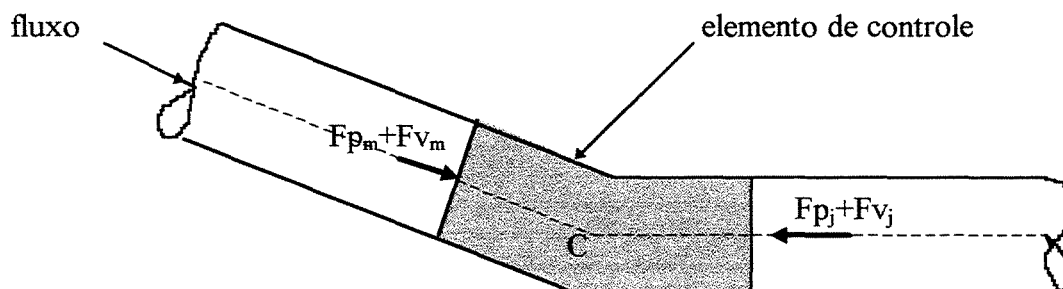


FIGURA 25 - Elemento de controle (ponto C), sujeito às forças devida à pressão e à velocidade

As forças devidas a pressão e a velocidade são:

$$F_{p_m} = \text{Força devida à pressão (mont).} = P_c \cdot A_{\text{mont}} = 4,22 \cdot 10^{-2} \cdot (\pi \cdot 0,7^2 / 4) = 16,2 \text{ kN}$$

$$F_{p_j} = \text{Força devida à pressão (jusante)} = P_c \cdot A_{\text{jus}} = 4,22 \cdot 10^{-2} \cdot (\pi \cdot 0,7^2 / 4) = 16,2 \text{ kN}$$

$$F_{v_m} = \text{Força devida à velocid. à mont.} = \frac{\rho \cdot Q \cdot V_{\text{mont}}}{g} = \frac{\rho \cdot V_{\text{mont}}^2 \cdot A_{\text{mont}}}{g} = 51,9 \text{ kN}$$

$$F_{v_j} = \text{Força devida à velocid. à jusante} = \frac{\rho \cdot Q \cdot V_{\text{jus}}}{g} = \frac{\rho \cdot V_{\text{jus}}^2 \cdot A_{\text{jus}}}{g} = 51,9 \text{ kN}$$

Ou seja, no ponto “C” (local do Bloco de Ancoragem) os esforços que aparecem devido à mudança de direção do alinhamento do conduto são:

$$F_{p_m} = \text{Força devida à pressão à montante} = 16,2 \text{ kN (sentido do fluxo)}$$

$$F_{p_j} = \text{Força devida à pressão à jusante} = 16,2 \text{ kN (sentido contrário ao fluxo)}$$

$$F_{v_m} = \text{Força devida à velocidade à montante} = 51,9 \text{ kN (sentido do fluxo)}$$

$$F_{v_j} = \text{Força devida à velocidade à jusante} = 51,9 \text{ kN (sentido contrário ao fluxo)}$$

II.1.3 - Forças devida à alteração da seção do conduto

No caso de haver uma alteração da seção do conduto (normalmente redução da seção), e esta alteração estiver localizada entre o B.A considerado e uma junta de dilatação, faz-se necessário calcular a força hidráulica existente em decorrência dessa alteração da seção, que será igualmente devida à pressão e à velocidade. Na figura 27, estão apresentadas as forças devidas à pressão e velocidade, no caso de redução de seção

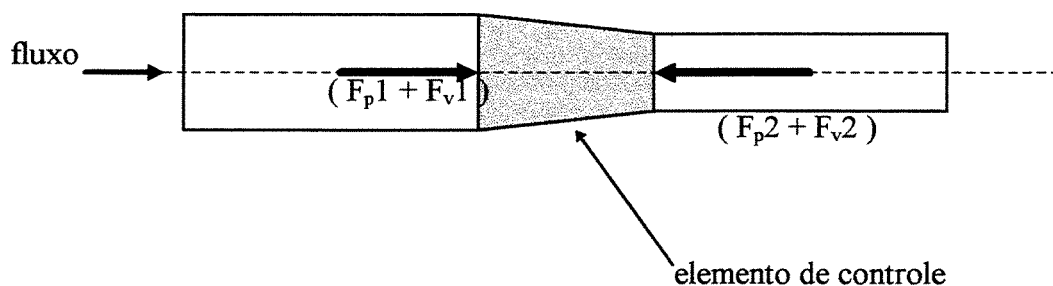


FIGURA 26 - Tubulação com alteração da seção

II.1.3.1 - Força devida à redução/pressão:

$$F_{\text{redução/pressão}} = F_{\text{pressão1}} - F_{\text{pressão2}}$$

ou
$$F_{\text{redução/pressão}} = p \cdot (A_1 - A_2)$$

onde: A_1 = Área da seção transversal da tubulação no ponto 1

A_2 = Área da seção transversal da tubulação no ponto 2

p = Pressão no ponto 1 $\simeq$ Pressão no ponto 2

Portanto têm-se :

$$(F5) \rightarrow F_{\text{redução/pressão montante}} = p \cdot (A_{1 \text{ montante}} - A_{2 \text{ montante}})$$

$$(F6) \rightarrow F_{\text{redução/pressão jusante}} = p \cdot (A_{1 \text{ jusante}} - A_{2 \text{ jusante}})$$

II.1.3.2 - Força devida à redução/velocidade:

$$F_{\text{redução/velocidade}} = F_{\text{velocid2}} - F_{\text{velocid1}}$$

Como : $F_{\text{velocid } i} = (\rho \cdot Q_i \cdot V_i) / g$

$$Q_1 = Q_2$$

$$Q_i = V_i \cdot A_i$$

têm-se : $V_1 \cdot A_1 = V_2 \cdot A_2$ ou $V_2 = V_1 \cdot \frac{A_1}{A_2}$

Daí decorre :

$$F_{\text{redução/velocidade}} = \frac{\rho \cdot Q \cdot V_1}{g} \cdot \left(\frac{A_1}{A_2} - 1 \right)$$

sendo que, para o caso de redução, o sentido de $F_{\text{redução/velocidade}}$ é contrário ao sentido do fluxo.

Assim sendo :

$$(F7) \rightarrow F_{\text{redução/velocidade montante}} = \frac{\rho \cdot Q \cdot V_{1 \text{ montante}}}{g} \cdot \left(\frac{A_{1 \text{ montante}}}{A_{2 \text{ montante}}} - 1 \right)$$

$$(F8) \rightarrow F_{\text{redução/velocidade jusante}} = \frac{\rho \cdot Q \cdot V_{1 \text{ jusante}}}{g} \cdot \left(\frac{A_{1 \text{ jusante}}}{A_{2 \text{ jusante}}} - 1 \right)$$

II.1.4 - Considerações acerca do “ GOLPE DE ARIETE ”

É importante considerar que em obras hidrelétricas é possível a ocorrência do fenômeno denominado “golpe de ariete”. Segundo Júdez, G. Z. (8) : “**As variações de carga nas turbinas provoca a ação dos reguladores, que fecha ou abre o distribuidor, causando variações na vazão que circula pela tubulação forçada, e por conseguinte, na velocidade da água. Isto origina sobrepressões e depressões que, como se sabe, têm influência sobre a tubulação, a qual deve resistir a estes esforços.**”

O golpe de ariete surge, portanto, quando ocorre um fechamento brusco do distribuidor, motivado por uma rejeição de carga no sistema. Nesse instante o regulador fecha o distribuidor que permite a entrada de água na turbina, e a vazão se adapta à vazão necessária para equilibrar os trabalhos motor e resistente.

Desta forma, parte da energia cinética da massa de água se transforma em energia vibratória e ondulatória e em calor, que darão lugar a uma série de sobrepressões desde o distribuidor até a origem da embocadura do conduto forçado (câmara de carga ou chaminé de equilíbrio). Esta sobrepressão eleva positivamente a linha piezométrica .

Ao terminar o fechamento do distribuidor, as sobrepressões (pressões positivas), oscilam até uma linha piezométrica negativa, aproximadamente simétrica à linha piezométrica positiva em relação à linha de energia estática, e se sucedem uma série de sobrepressões e depressões entre as posições extremas que, em consequência do atrito, turbulências e inversões das direções das ondas, vão se amortizando.

No caso de abertura brusca do distribuidor, o fenômeno ocorre de maneira inversa, surgindo um golpe de ariete negativo (inicialmente surgindo depressões), com características análogas às acima descritas.

É necessário que no dimensionamento das tubulações, bem como dos **B.A.** que sustentam estas tubulações, sejam considerados estes efeitos de sobrepressões e depressões a que estas estarão sujeitos.

O golpe de ariete é tão maior quanto mais curto for o tempo de fechamento do distribuidor. Segundo Júdez, G. Z. (8) é aconselhável limitar a sobrepressão em 30% da pressão estática, e então calcular o tempo necessário para o fechamento do distribuidor.

II.2 - FORÇAS DE ORIGEM TÉRMICA

As forças de origem térmica aparecem quando se impede que a tubulação se expanda ou se contraia naturalmente como consequência de uma variação térmica.

Como já foi dito anteriormente, sempre que a tubulação estiver exposta ao tempo, é necessário instalar uma junta de dilatação entre dois pontos dessa tubulação fixos ao solo, ou seja, entre dois **B.A.** consecutivos.

Esta junta tem justamente a função de permitir que a tubulação se movimente naturalmente devido às diferenças de temperatura.

Ressalte-se que a tensão gerada pelo impedimento dessa movimentação, e consequentemente a força associada a esta tensão, tem valores extremamente elevados, e independem do comprimento da tubulação em questão, sendo função somente do diâmetro, espessura e material do conduto e da diferença de temperatura Δt .

A magnitude dessa força, para um conduto de aço com 1,00 m de diâmetro e espessura da chapa de 3/8", para cada grau centígrado de acréscimo na temperatura, é de 80 kN (figura 27), para impedir a expansão longitudinal do conduto (o processo de cálculo será apresentado adiante).

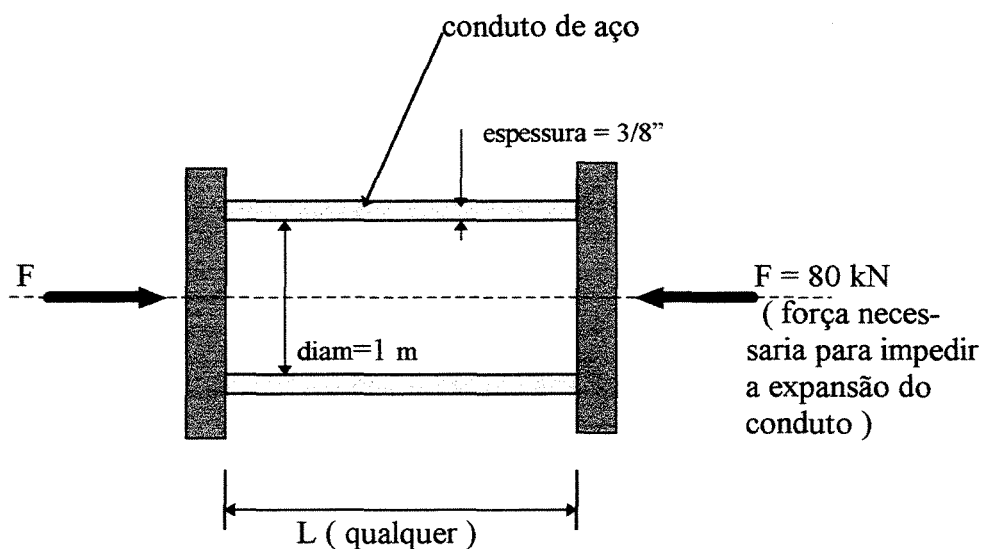


FIGURA 27 - Corte longitudinal de um conduto submetido a uma variação de temperatura Δt de 1°C e impedido de se expandir

Em se tratando de canalizações enterradas, onde a diferença de temperatura ΔT é menor, é possível conviver com trechos de tubulações entre dois pontos fixos, ou seja, entre dois B.A., sem juntas de dilatação.

Em situações desse tipo, a eficiência de uma junta de dilatação com gaxetas de vedação seria prejudicada, uma vez que o material do terreno que envolve o conduto, poderia causar o emperramento da junta, prejudicando a livre dilatação/retração do conduto.

Para a determinação das forças devidas à variação térmica ($F_{\text{temperatura}}$), o processo de cálculo é o abaixo discriminado:

$$\Delta L = L \cdot \alpha' \cdot \Delta t$$

onde: ΔL = variação do comprimento do conduto em função de uma variação de temperatura Δt

L = comprimento inicial do conduto

α' = coeficiente de dilatação térmica do material (p/ aço: $\alpha' = 1,2 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}$)

Δt = variação de temperatura

sabendo-se que: $\varepsilon = \Delta L / L$

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad \text{ou} \quad \sigma = F / A'$$

onde: ε = deformação específica

E = módulo de elasticidade do material (p/ aço: $E = 210000 \text{ MPa}$)

σ = tensão interna no conduto (no material)

F = força associada à tensão σ

A' = área do material do conduto numa seção transversal ao eixo deste

têm-se as seguintes transformações

$$: F = \sigma \cdot A' \quad \text{e} \quad \sigma = E \cdot \varepsilon$$

obtendo-se: $F = E \cdot \varepsilon \cdot A'$

Porém:
$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} = \frac{L \cdot \alpha' \cdot \Delta t}{L} = \alpha' \cdot \Delta t$$

ou seja: $F = E \cdot A' \cdot \alpha' \cdot \Delta t$

Como: $A' = \pi \cdot D \cdot e$

onde: D = diâmetro do conduto

e = espessura do conduto

têm-se:

$$F = E \cdot \pi \cdot D \cdot e \cdot \alpha' \cdot \Delta t$$

No caso do exemplo apresentado na figura 26 , têm-se:

- diâmetro (D) = 1,00 m
- espessura da chapa do conduto (e) = 3/8" = 0,01 m
- variação da temperatura (Δt) = 1°C
- material: aço
 - módulo de elasticidade (E) = 210000 MPa
 - coeficiente de dilatação térmica (α') = $1,2 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}$

$$F = E \cdot \pi \cdot D \cdot e \cdot \alpha' \cdot \Delta t = 80 \text{ kN}$$

Portanto as forças de origem térmicas são:

$$(F9) \rightarrow F_{\text{térmica montante}} = E \cdot \pi \cdot D_{\text{mont}} \cdot e_{\text{mont}} \cdot \alpha' \cdot \Delta t$$

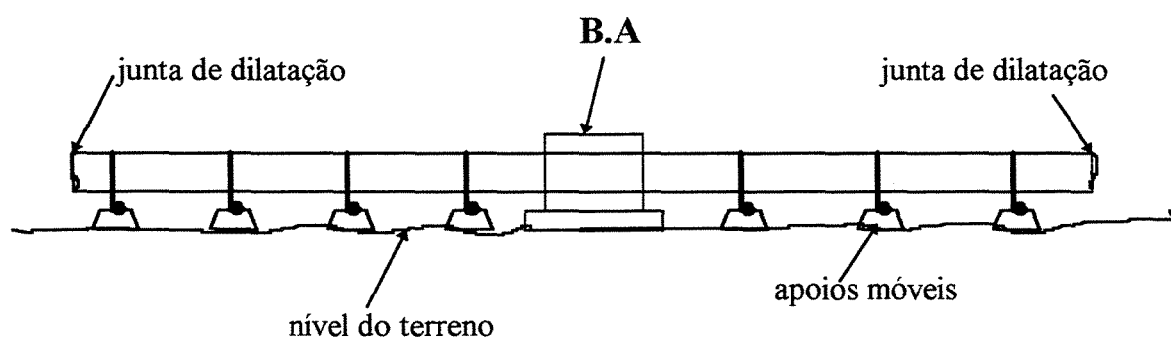
$$(F10) \rightarrow F_{\text{térmica jusante}} = E \cdot \pi \cdot D_{\text{jus}} \cdot e_{\text{jus}} \cdot \alpha' \cdot \Delta t$$

II.3 - FORÇAS ESTÁTICAS ORIUNDAS DO CARREGAMENTO E DO ESQUEMA ESTÁTICO IDEALIZADO

O esquema estático idealizado para representar o **B.A.** e a tubulação, é o de uma viga contínua, representada pelo conduto, apoiada sobre vários apoios móveis, que são em geral simples berços de sustentação do conduto. No contato entre o berço e o conduto, são instalados roletes ou algum dispositivo que minimize o atrito entre os materiais, chegando-se próximo a uma situação de apoio móvel onde o deslocamento no sentido do conduto seja livre.

Por fim, nesse esquema estático idealizado, aparece a figura do **B.A.**, que funciona como um engaste, absorvendo e transferindo à fundação os esforços necessários a estabilidade do sistema estrutural criado.

As figuras 28 e 29, ilustram o esquema estático para o caso de condutos adutores (baixa declividade) e condutos forçados (alta declividade):



que equivale a:

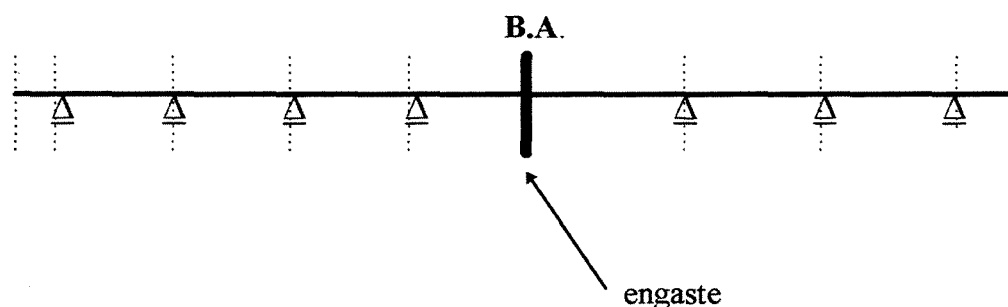


FIGURA 28 - Esquema estático adotado no caso de condutos adutores

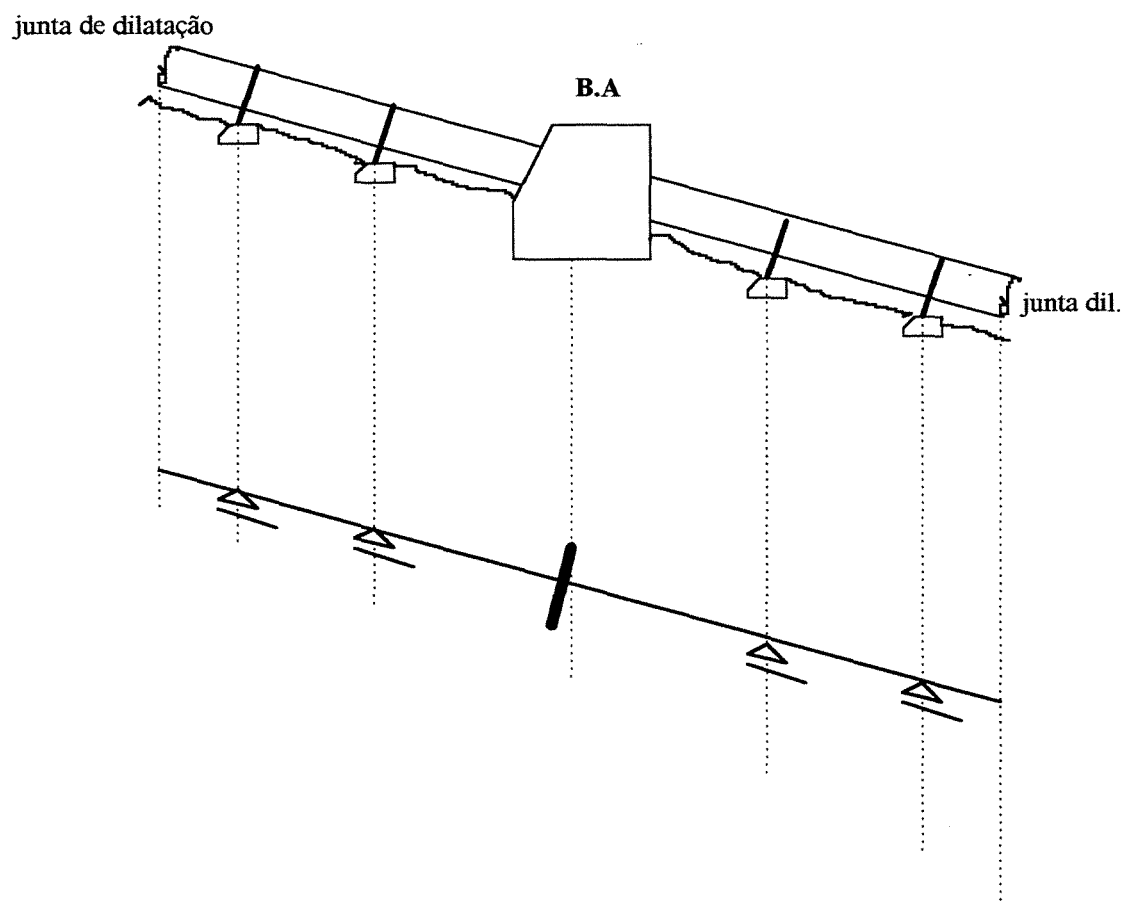


FIGURA 29- Esquema estático adotado no caso de condutos forçados

O carregamento estático é representado pelo peso próprio do conjunto: conduto + fluido

$$P_{\text{conjunto}} = P_{\text{conduto}} + P_{\text{fluido}}$$

$$P_{\text{conduto}} = \pi \cdot D \cdot e \cdot \gamma_{\text{mat}} \cdot L$$

$$P_{\text{fluido}} = \left(\pi \cdot D^2 / 4 \right) \cdot \gamma_{\text{fluido}} \cdot L$$

onde: D = diâmetro do conduto

e = espessura do conduto

γ_{mat} = peso específico do material do conduto

γ_{fluido} = peso específico do fluido (normalmente a água)

L = comprimento do trecho analisado

O carregamento estático uniformemente distribuído ao longo do comprimento é dado por “ q_{conjunto} ”, que é igual a:

$$q_{\text{conjunto}} = (P_{\text{conjunto}} / L)$$

De posse do “ q_{conjunto} ” resolve-se a viga contínua sujeita a este carregamento obtendo-se as reações de apoio nos B.A., as forças cortantes e normais e os momentos fletores cujos diagramas são apresentados na figura 30.

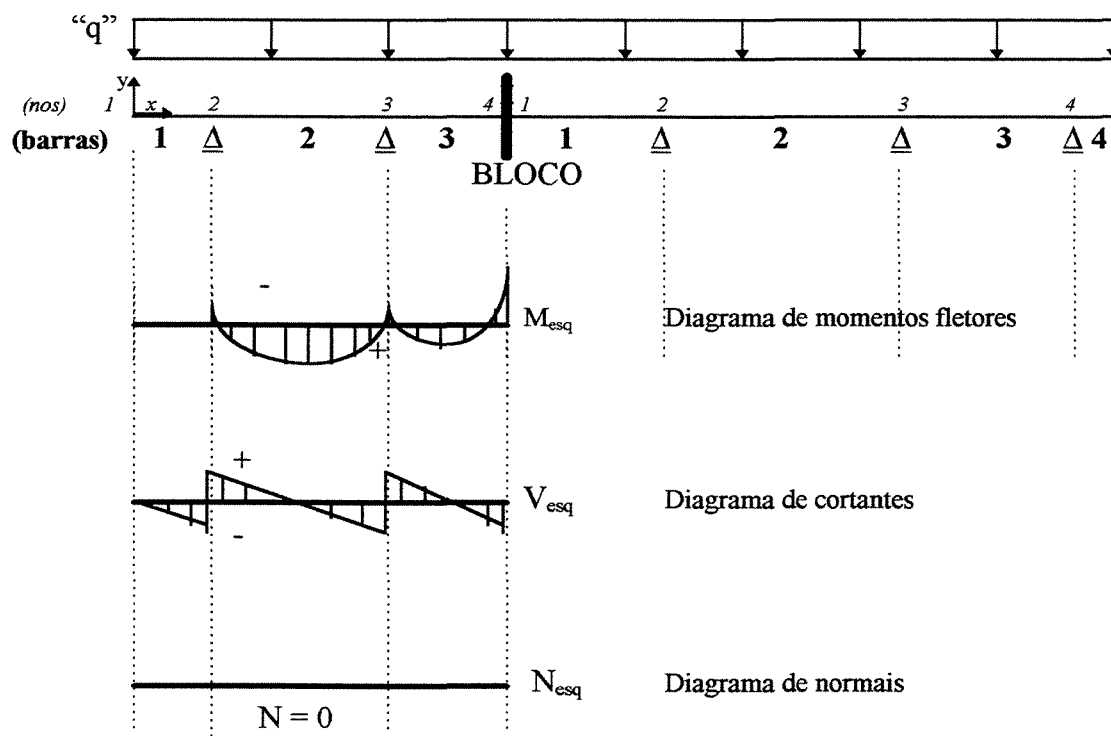


FIGURA 30 - Diagramas típicos das forças cortantes e normais e dos momentos fletores provenientes do carregamento e do esquema estático da tubulação, no caso de condutos adutores

Fazendo-se o mesmo para o lado direito chega-se aos esforços nas seções a montante e a jusante do bloco de ancoragem (figura 31).

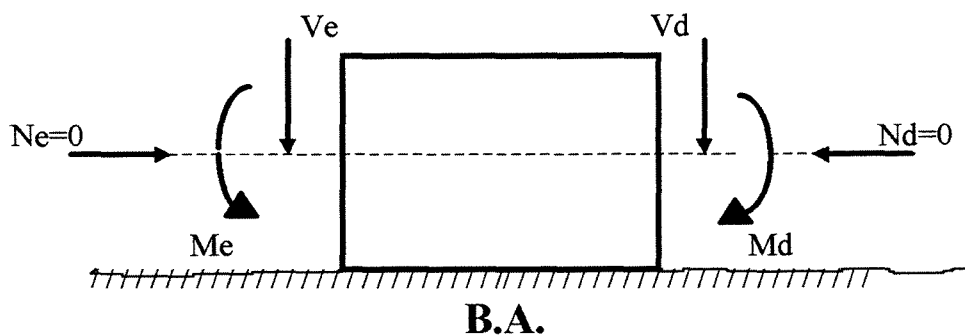


FIGURA 31 - Esquema dos esforços atuantes no B.A., provenientes do carregamento e do esquema estático da tubulação no caso de condutos adutores

Obtêm-se dessa forma, mais seis componentes que atuam no B.A., que são:

(F 11) $\rightarrow$ V_{montante} (cortante junto ao bloco do lado montante)

(F 12) $\rightarrow$ V_{jusante} (cortante junto ao bloco do lado jusante)

(F 13) $\rightarrow$ M_{montante} (momento fletor junto ao bloco do lado montante)

(F 14) $\rightarrow$ M_{jusante} (momento fletor junto ao bloco do lado jusante)

(F 15) $\rightarrow$ N_{montante} (normal junto ao bloco do lado montante)

(F 16) $\rightarrow$ N_{jusante} (normal junto ao bloco do lado jusante)

No caso de conduto forçado, os esquemas são indicados na figura 32

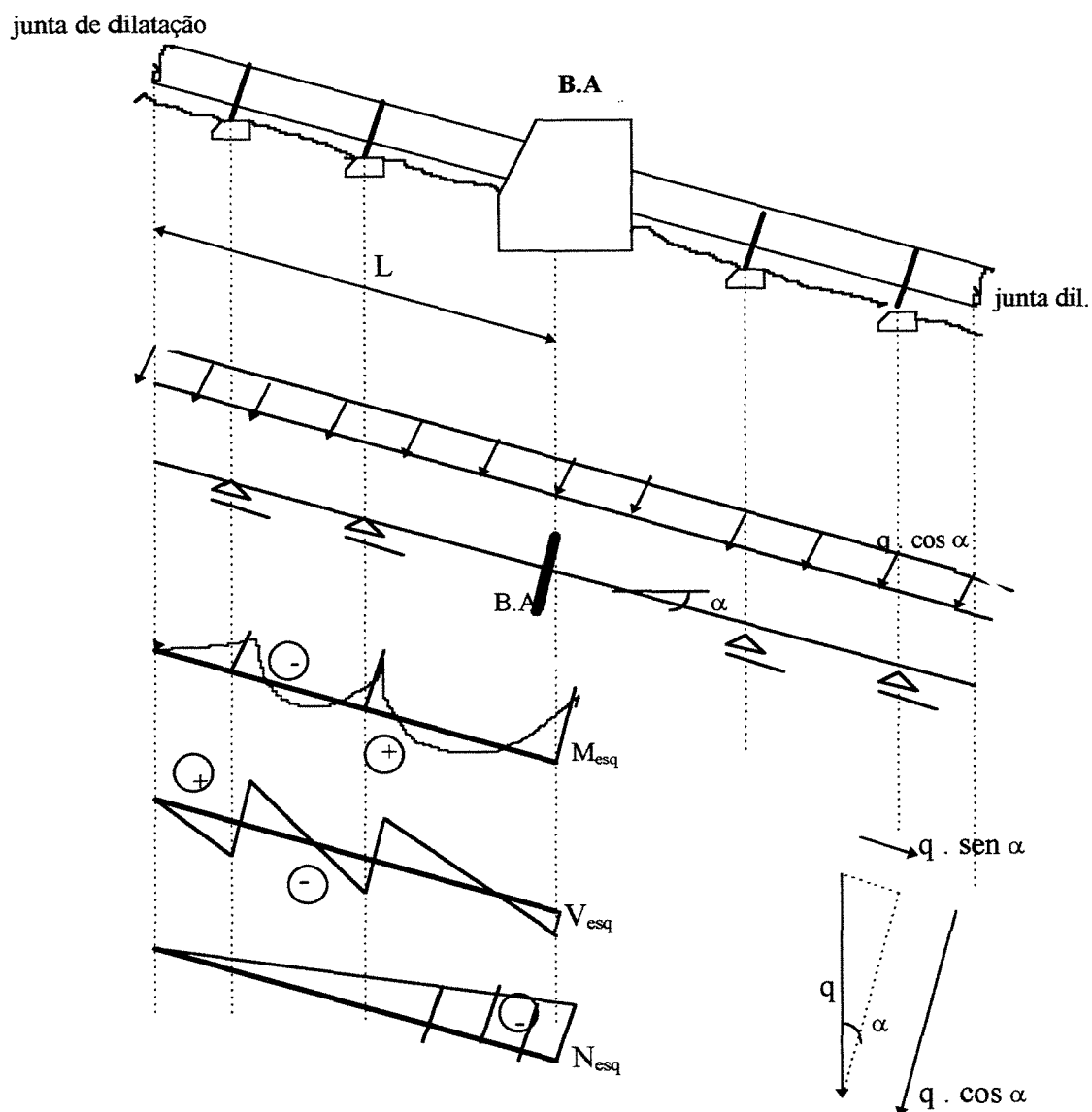


FIGURA 32 - Diagramas típicos das forças cortantes e normais e dos momentos fletores provenientes do carregamento e do esquema estático da tubulação, no caso de condutos forçados

Fazendo-se o mesmo raciocínio para o lado direito chega-se aos esforços nas seções a montante e a jusante do bloco de ancoragem (figura 33).

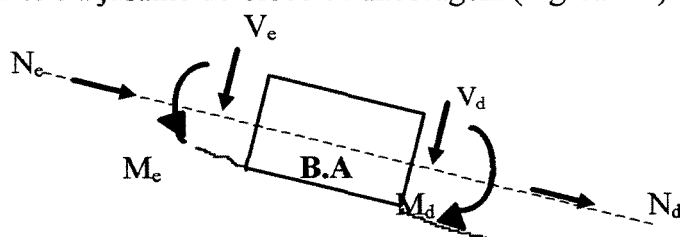


FIGURA 33 - Esquema dos esforços atuantes no B.A., provenientes do carregamento e do esquema estático da tubulação no caso de condutos forçados

Além das forças estáticas oriundas do carregamento externo, atua também no **B.A.** a força devida ao seu peso próprio .

$$P_{\text{próprio}} = \text{VOL}_{\text{bloco}} \cdot \gamma_{\text{material do bloco}}$$

onde: $P_{\text{próprio}}$ = peso próprio do bloco

$\text{VOL}_{\text{bloco}}$ = volume do bloco

$\gamma_{\text{material do bloco}}$ = peso específico do material do bloco

Sendo :

$$(\text{ F 17 }) \rightarrow P_{\text{próprio}} = \text{VOL}_{\text{bloco}} \cdot \gamma_{\text{material do bloco}}$$

II.4- FORÇAS DE ATRITO

As forças de atrito são subdivididas em duas:

- Forças de atrito no contato “**conduto X berços de apoio**”
- Forças de atrito no contato “**conduto X gaxetas de vedação**”, nas juntas de dilatação.

II.4.1- Forças de atrito no contato “*conduto X berços de apoio*”

Esta força surge em decorrência da impossibilidade de se anular por completo o atrito que existe entre o conduto e os berços de apoio, ou seja, da impossibilidade de se obter na prática um apoio móvel cem por cento eficiente.

Esta condição de eficiência do apoio móvel é buscada através da utilização de dispositivos que minimizem o atrito entre a superfície do conduto e do berço.

Um dispositivo simples é a utilização de óleo lubrificante ou de graxa. Outro dispositivo, considerado mais eficiente, consiste na utilização de uma camada de grafite, combinada com o emprego de chapas de papelão grafitado. Um terceiro processo, mais eficiente que os dois já mencionados, é a utilização de apoios sobre roletes metálicos.

Para cada caso considerado, existe um coeficiente de atrito " μ " associado, que diminui de valor conforme a melhora do processo de deslizamento do conduto sobre os berços.

Deve-se também levar em conta que o sistema adotado vai perdendo a eficiência com o passar do tempo, motivado por fatores diversos como:

- emperramento dos roletes, devido a entrada de pó e sujeira em seu mecanismo,
- oxidação dos materiais,
- ressecamento do papelão grafitado,
- envelhecimento do óleo, etc.

Este processo pode ser mais lento caso se faça uma manutenção constante desses equipamentos, porém sempre ocorrerá. Dessa forma adotam-se valores conservadores para esses coeficientes de atrito.

Macintyre, A.J. (9) indica os seguintes valores: " 0,6 para tubo de aço sobre placa de aço; 0,4 para tubo sobre placa com graxa, e valores muito menores para apoio sobre roletes". A THEMAG ENG^a (16) adota, para o caso de roletes, o valor de $\mu = 0,20$

Portanto, em cada berço de apoio surgirá um esforço $F_{\text{atrito } i}$ que corresponde a força de atrito desenvolvida no contato **conduto X berço** i , que deverá ser vencida para permitir que o conduto possa deslizar sobre esse apoio.

Em outras palavras, o conduto somente poderá se movimentar sobre o berço, após vencida a resistência do atrito (atrito estático).

Por sua vez, como o berço oferece uma resistência ao deslocamento do conduto, igual a $F_{\text{atrito } i}$, este mesmo esforço vai ser transmitido, através do conduto, para o **B.A.** Dessa forma, quando se dimensiona o **B.A.** é necessário determinar os valores de $F_{\text{atrito } i}$ para cada berço de apoio existente no trecho entre a junta de dilatação e o **B.A.**, tanto a montante do bloco como a jusante deste.

A força total resultante desses esforços é obtida pela somatória dos diversos $F_{\text{atrito } i}$, ou seja:

$$R_{\text{atrito}} = \sum_{i=1}^n F_{\text{atrito } i} \quad \text{onde: } F_{\text{atrito } i} \text{ é a força devido ao atrito entre o conduto e cada berço } i$$

A direção dessa resultante é paralela ao eixo do conduto, e o sentido é ora para um lado, ora para o outro, conforme a movimentação do conduto (expansão ou contração), considerando-se para efeito de dimensionamento do bloco a situação mais desfavorável.

A intensidade de cada força de atrito $F_{\text{atrito } i}$ é obtida pela multiplicação da componente normal (N_i) em cada berço pelo coeficiente de atrito μ considerado, ou seja:

$$F_{\text{atrito } i} = N_i \cdot \mu \quad \text{e} \quad R_{\text{atrito}} = \sum_{i=1}^n F_{\text{atrito } i}$$

onde:

N_i = componente normal em cada berço

μ = coeficiente de atrito estático entre o conduto e o berço

R_{atrito} = resultante das forças de atrito entre o B.A. e a junta de dilatação.

A componente normal N_i em cada berço (figura 34), é obtida da resolução da viga contínua apresentada no item II.3 e representa as reações de apoio em cada apoio móvel considerado.

Dessa forma têm-se :

$$(F 18) \rightarrow R_{\text{atrito montante}} = \sum_{i=1}^n F_{\text{atrito } i \text{ montante}}$$

$$(F 19) \rightarrow R_{\text{atrito jusante}} = \sum_{i=1}^n F_{\text{atrito } i \text{ jusante}}$$

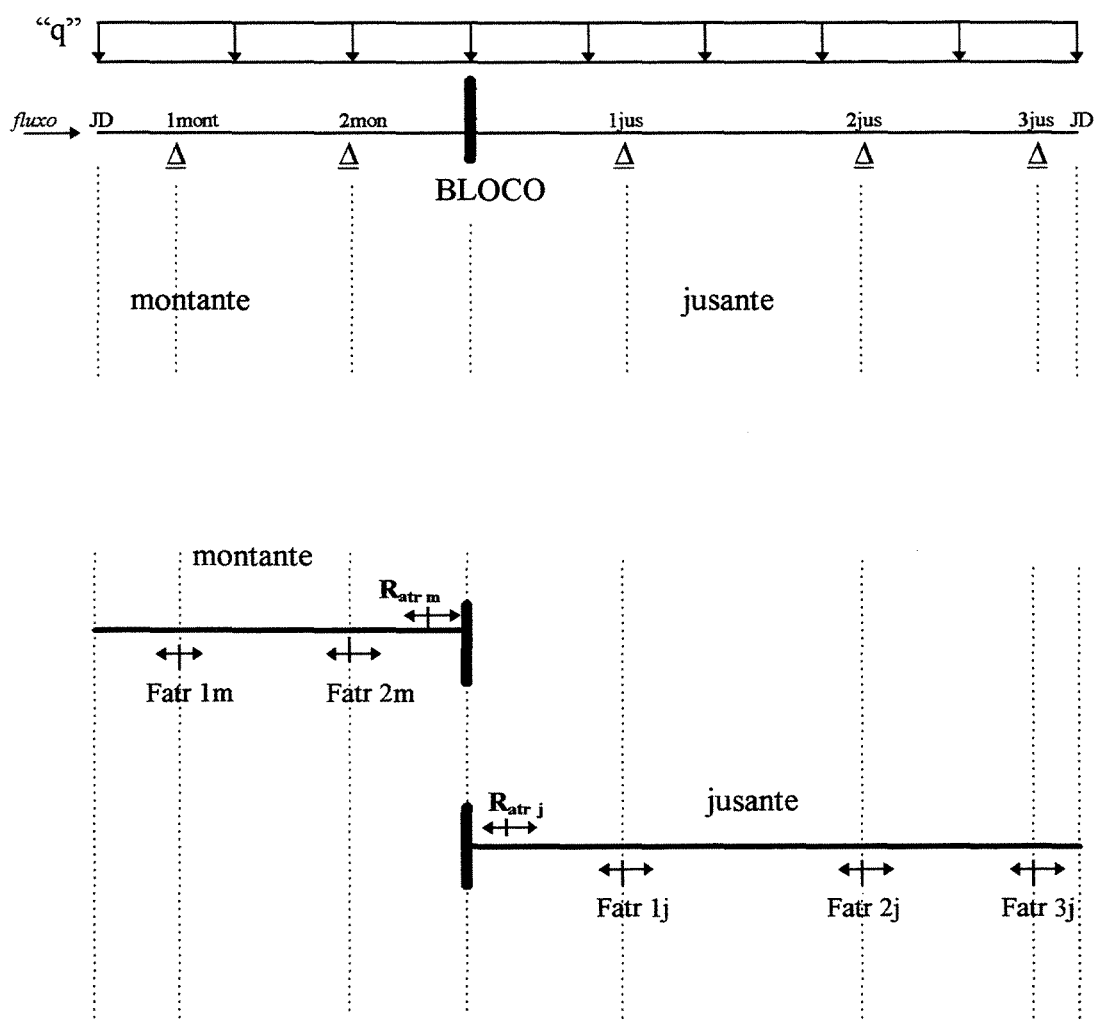


FIGURA 34 - Esquema das reações de apoio e das forças de atrito em cada apoio

Quando se trabalha com roletes é usual considerar, a favor da segurança, que poderá ocorrer um emperramento do rolete mais carregado, sendo este efeito considerado através da majoração do coeficiente de atrito estático deste rolete. A THEMAG Eng^a (16), adota como coeficiente de atrito estático desse rolete mais carregado, o valor 0,50, ou seja: $\mu_{\text{adotado}}=0,50$.

II.4.2- Forças de atrito no contato “conduto X gaxetas de vedação” ,nas juntas de dilatação:

O efeito da força de atrito nas juntas de dilatação é calculado considerando que a pressão da gaxeta sobre a chapa do conduto é o dobro da pressão interna máxima no ponto considerado, conforme recomendação da Société Hidrotechniques de France (15).

Têm-se então: $F_{\text{junta de dilatação}} = 2 \cdot P \cdot L_g \cdot \pi \cdot D \cdot \mu$

onde : $F_{\text{junta de dilatação}}$ = força devido ao atrito na junta de dilatação

L_g = comprimento da gaxeta

D = diâmetro do conduto

P = máxima pressão interna no ponto considerado

μ = coeficiente de atrito (por recomendação de (16), $\mu = 0,30$)

Portanto :

$$(F 20) \rightarrow F_{\text{junta de dilatação montante}} = 2 \cdot P_{\text{mont}} \cdot L_{g \text{ mont}} \cdot \pi \cdot D_{\text{mont}} \cdot \mu$$

$$(F 21) \rightarrow F_{\text{junta de dilatação jusante}} = 2 \cdot P_{\text{jusante}} \cdot L_{g \text{ jusante}} \cdot \pi \cdot D_{\text{jusante}} \cdot \mu$$

II.5- RESUMO DAS FORÇAS ATUANTES NOS BLOCOS DE ANCORAGEM

Como foi visto anteriormente, são 21 as forças que atuam sobre os blocos de ancoragem, sendo estas:

F 1	= Força devida à pressão a montante
F 2	= Força devida à pressão a jusante
F 3	= Força devida à velocidade a montante
F 4	= Força devida à velocidade a jusante
F 5	= Força devida à pressão sobre a redução do conduto, a montante
F 6	= Força devida à pressão sobre a redução do conduto, a jusante
F 7	= Força devida à velocidade sobre a redução do conduto, a montante
F 8	= Força devida à velocidade sobre a redução do conduto, a jusante
F 9	= Força devida à variação térmica, a montante
F 10	= Força devida à variação térmica, a jusante
F 11	= Força cortante junto ao bloco de ancoragem, a montante
F 12	= Força cortante junto ao bloco de ancoragem, a jusante
F 13	= momento fletor junto ao bloco de ancoragem, a montante
F 14	= momento fletor junto ao bloco de ancoragem, a jusante
F 15	= Força normal junto ao bloco de ancoragem, a montante
F 16	= Força normal junto ao bloco de ancoragem, a jusante
F 17	= Peso próprio do bloco de ancoragem
F 18	= Resultante das forças de atrito entre conduto e apoios, a montante
F 19	= Resultante das forças de atrito entre conduto e apoios, a jusante
F 20	= Força devido ao atrito na junta de dilatação, a montante
F 21	= Força devido ao atrito na junta de dilatação, a jusante

Se considerarmos o plano formado pelas linhas de centro do conduto e neste plano definirmos os eixos x e y , perpendiculares entre si (figura 13), onde o eixo x corresponde ao eixo definido pela bissetriz do ângulo α , e o ângulo α corresponde ao ângulo de divergência das linhas de centro do conduto, têm-se:

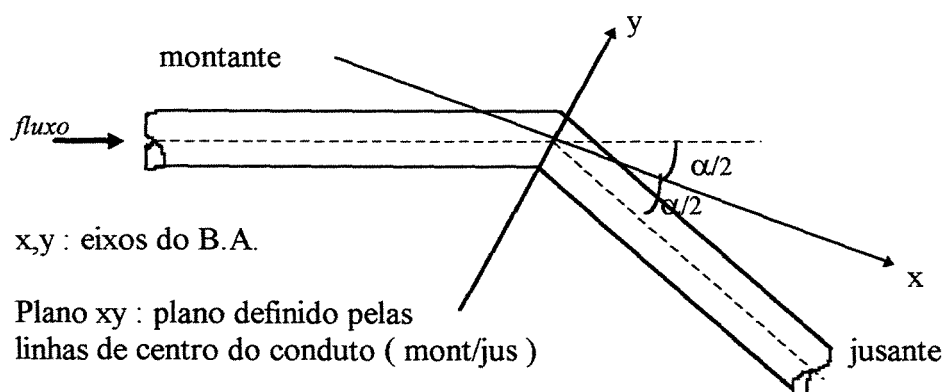


FIGURA 35 - Vista em planta de um ponto de mudança de direção do conduto (implantação de um B.A)

As 21 forças são representadas, segundo suas direções e sentidos, conforme figura abaixo (figura 36):

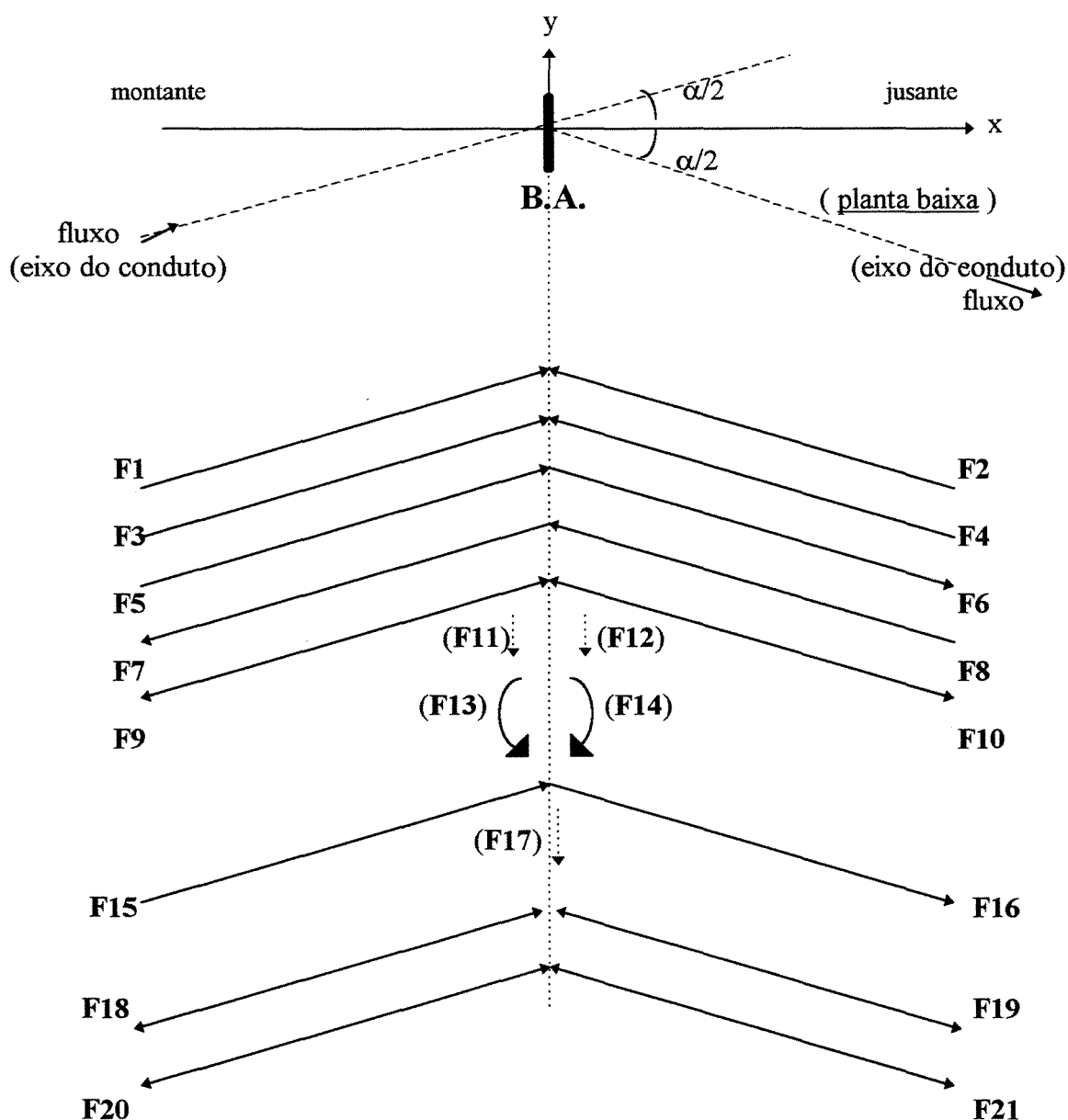


FIGURA 36 - Resumo esquemático de todas as forças que atuam no B.A

Observações:

- (1) As forças (F11), (F12) e (F17), que correspondem às cortantes à montante e a jusante e ao peso próprio respectivamente, são forças normais ao plano xy, atuando de cima para baixo. Considerando-se um eixo z, como o eixo normal ao plano xy, estas forças atuam ao longo deste eixo z.
- (2) As forças (F13) e (F14), que correspondem aos momentos fletores junto ao bloco de ancoragem, à montante e a jusante respectivamente, atuam num plano formado entre cada linha de centro do conduto (do lado montante e do lado jusante) e o eixo z..

III - VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE E DAS TENSÕES NA FUNDAÇÃO DOS BLOCOS

Uma vez determinadas todas as forças externas que atuam no **B.A.**, passa-se à verificação da sua estabilidade e das tensões que atuarão na fundação.

Faz-se necessário a verificação de quatro situações distintas:

- verificação da estabilidade quanto ao deslizamento;
- verificação da estabilidade quanto ao tombamento;
- verificação da estabilidade quanto à flutuação e
- cálculo das tensões na fundação.

III.1- VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE QUANTO AO DESLIZAMENTO

Do conjunto de forças que atuam no **B.A.**, determinam-se as componentes F_x , F_y e F_z para um sistema de 3 eixos mutuamente ortogonais convenientemente adotado (figura 37).

É comum considerar os eixos “x” e “y” no plano do terreno e o eixo “z” na direção normal a este plano, portanto segundo a incidência da força gravitacional (peso).

O deslizamento do **B.A.** é o fenômeno que ocorre quando as forças resistentes ao deslizamento, que se desenvolvem no contato entre a base do bloco e o terreno de fundação são insuficientes para anular a resultante das forças F_x e F_y atuantes no bloco.

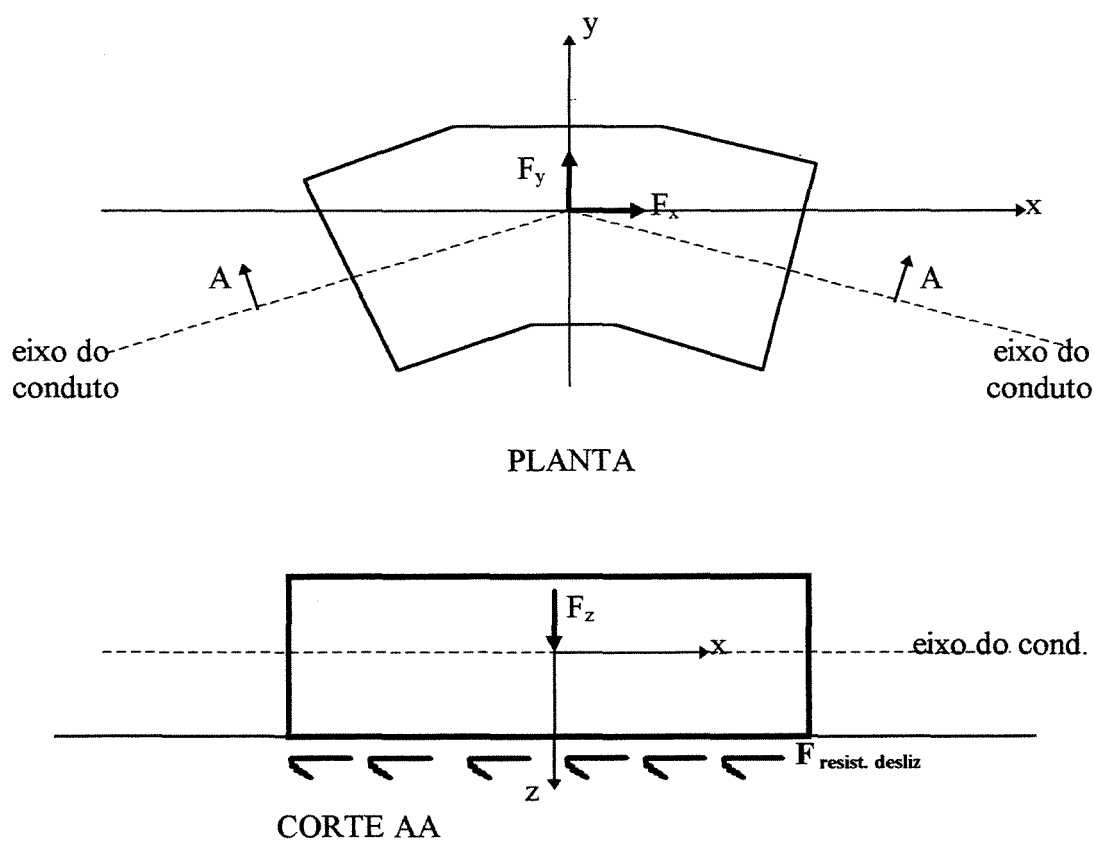


FIGURA 37 - Esquema de um B.A. submetido às forças atuantes F_x , F_y e F_z e indicado as forças de atrito que se desenvolvem na base ($F_{\text{resist. desliz}}$)

$$F_{\text{resistente deslizamento}} = F_{\text{devido atrito}} + F_{\text{devido à coesão}}$$

$$\text{sendo: } F_{\text{devido ao atrito}} = F_z \cdot \text{tg } \phi \quad \text{e} \quad F_{\text{devido à coesão}} = c' \cdot A''$$

onde: F_z = resultante das forças normais ao plano do terreno

ϕ = ângulo de atrito interno do terreno.

c' = valor de cálculo (minorado) da coesão do terreno

A'' = área da base sujeita a compressão

O fator de segurança quanto ao deslizamento é então dado por:

$$FS_{\text{desl}} = \frac{F_{\text{resist. ao desliz.}}}{\sqrt{F_x^2 + F_y^2}}, \quad \text{ou seja:} \quad FS_{\text{desl}} = \frac{(F_z \cdot \text{tg } \phi) + (c' \cdot A'')}{\sqrt{F_x^2 + F_y^2}}$$

onde: F_x e F_y são as resultantes referentes aos eixos x e y, das forças atuantes no B.A

Para que não ocorra o deslizamento do bloco é necessário que o FS_{desl} seja maior do que a unidade, sendo que, por analogia ao recomendado por Montoya, P. J. (11) para sapatas rígidas, dimensiona-se a estrutura de modo a se ter um $FS_{\text{desl.}} \geq 1,5$.

No caso do **B.A.** permanecer parcialmente ou totalmente enterrado, será considerado também como esforço atuante no sistema, as resultantes dos empuxos ativos.

As resultantes dos empuxos passivos são usualmente desconsideradas, porque, além de estarem agindo a favor da segurança, para que elas ocorram, é preciso que ocorram deformações significativas do terreno, que podem comprometer a função de engaste do **B.A.**.

III.2- VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE QUANTO AO TOMBAMENTO

Para se determinar a estabilidade do **B.A.** com relação ao tombamento, é necessário calcular o momento tombador e o momento restaurador.

Para tanto o **B.A.** é tratado como um corpo rígido, que sob a ação de um conjunto de forças externas, pode acabar tombando em relação a um ponto crítico "o".

Considere um bloco como mostrado na figura 38

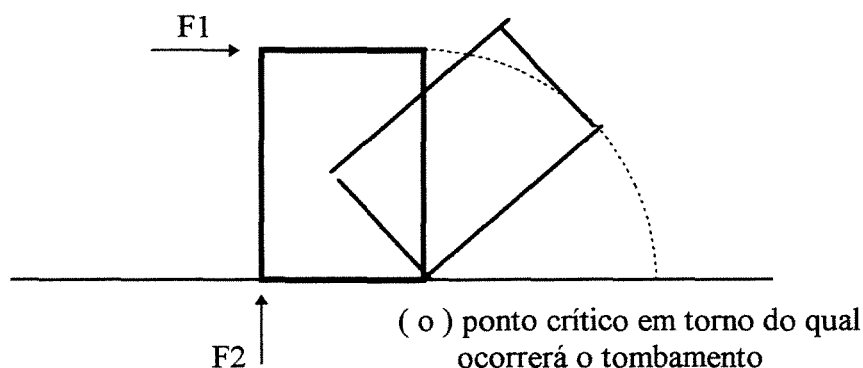


FIGURA 38 - Esquema de um bloco tombando em torno do ponto crítico "o"

O momento tombador é calculado fazendo-se a somatória dos produtos força X distância até o ponto “o”, de todas as forças que atuam no sentido de tombar o bloco.

Em contrapartida, para que o bloco permaneça em equilíbrio, é necessário que atuem sobre ele, forças restauradoras, ou seja, que atuem no sentido de impedir o tombamento (o peso próprio quase sempre é uma força restauradora).

O momento restaurador é obtido pela somatória dos produtos de cada uma dessas forças pelas respectivas distâncias ao ponto crítico “o”.

O fator de segurança quanto ao tombamento é dado então por:

$$FS_{\text{tomb.}} = \frac{M_{\text{restaurador}}}{M_{\text{tombador}}}$$

Este fator de segurança necessita ser superior a 1,0 para que não haja tombamento do bloco. Novamente neste caso, por analogia ao recomendado por Montoya, P. J. (11) para o caso de sapatas rígidas, dimensiona-se a estrutura de modo a se ter um $FS_{\text{tomb.}} \geq 1,5$.

III.3- VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE QUANTO À FLUTUAÇÃO

Em alguns casos, quando o B.A. está sujeito a ação de sub-pressão, é necessário que a somatória de todas as forças normais “F_z” seja superior à resultante causada por esta sub-pressão.

O fator de segurança neste caso, é obtido por:

$$FS_{\text{flutuação}} = \frac{F_z}{S}$$

onde: F_z = somatória das forças normais que atuam de cima para baixo

S = resultante da sub-pressão que atua de baixo para cima

Novamente o fator de segurança $FS_{\text{flutuação}}$ deve ser maior que 1,0 para que não haja flutuação do bloco, e também nesse caso é usual o dimensionamento da estrutura utilizando-se um $FS_{\text{flutuação}} \geq 1,5$.

III.4- CÁLCULO DAS TENSÕES NA FUNDAÇÃO

Para completar a análise da estabilidade do bloco, é necessário calcular as máximas tensões (tração e compressão) que serão transmitidas à fundação do bloco.

Como já foi mencionado anteriormente, os B.A. trabalham normalmente com fundações rasas, tipo “radier”, e devido à magnitude de suas dimensões, acabam gerando tensões pequenas na fundação.

Para se determinar a magnitude dessas tensões procede-se inicialmente à determinação dos momentos M_x' e M_y' relacionados à projeção da base do bloco no terreno de fundação (figura 39).

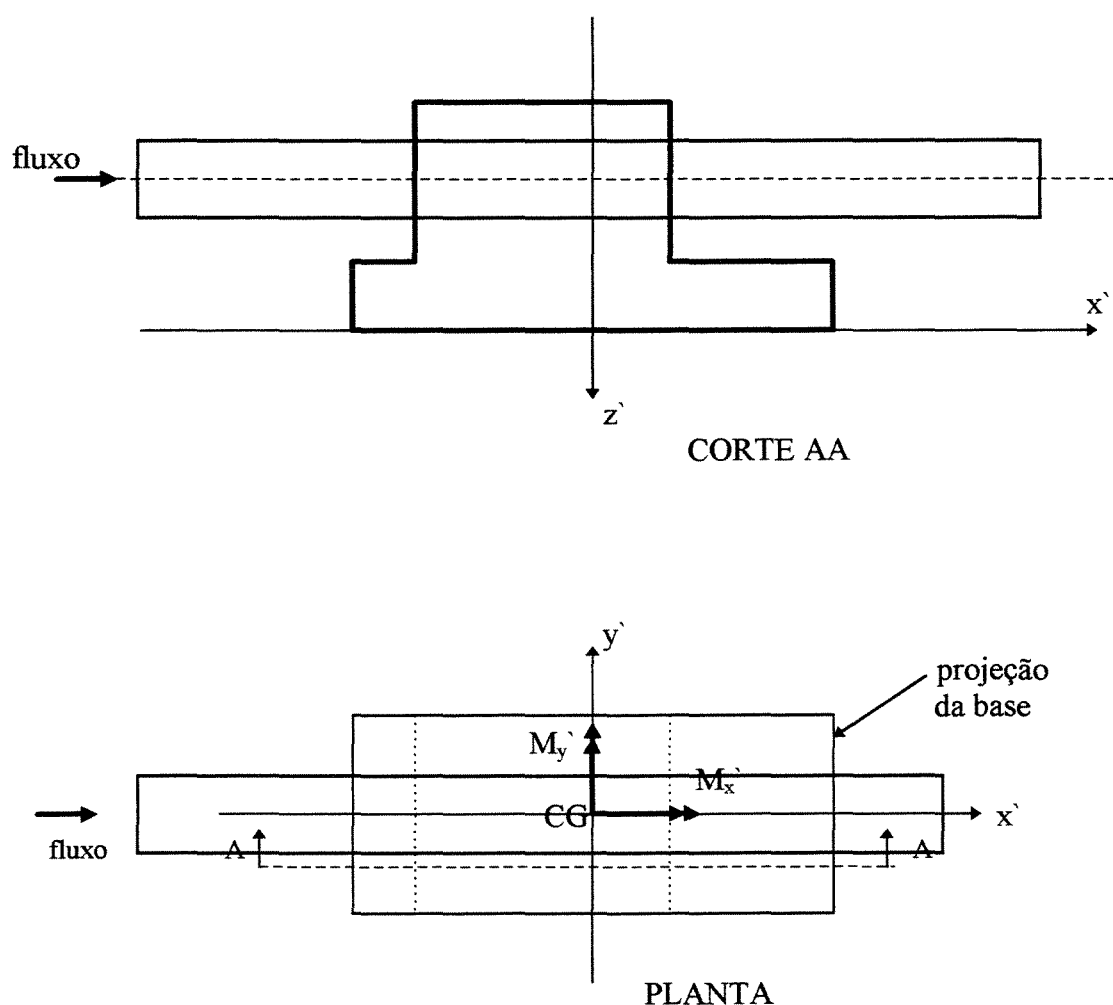


FIGURA 39 - Figura que representa a projeção da base do B.A. na fundação e os momentos M_x' e M_y' que atuam nesta seção

Os momentos $M_{x'}$ e $M_{y'}$ são obtidos pela somatória da intensidade de cada força que atua no bloco pelas distâncias em relação aos eixos x' e y' .

Os eixos x' e y' são os eixos principais de inércia da figura gerada pela projeção da base.

Após o cálculo de $M_{x'}$ e $M_{y'}$, calcula-se a resultante das forças normais F_z .

As tensões normais máximas e mínimas são obtidas por:

$$\sigma = \frac{F_z}{A} \pm \frac{M_{x'}}{I_{x'}} \cdot y'_{\max} \pm \frac{M_{y'}}{I_{y'}} \cdot x'_{\max}$$

onde: A = área da base

$I_{x'}$ = momento de inércia da figura gerada pela projeção da base em relação ao eixo x'

$I_{y'}$ = momento de inércia da figura gerada pela projeção da base em relação ao eixo y'

$y'_{\max}$ = máximo valor de y'

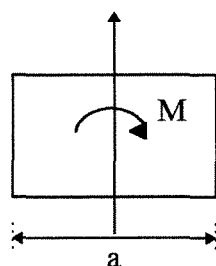
$x'_{\max}$ = máximo valor de x'

No caso de se chegar a valores negativos de tensão ($\sigma < 0$), o que representa tração na fundação, e a fundação não admitir tração, que é o que ocorre na maioria das vezes pois é comum se trabalhar com fundação apoiada diretamente sobre o terreno, torna-se necessário recalcular as tensões, desprezando-se a tração.

No caso mais simples, quando só existe um momento envolvido: $M_{x'}$ ou $M_{y'}$, o cálculo da tensão máxima corrigida é direto, e é obtido por:

$$\sigma_{\max \text{ corrig.}} = \frac{F_z}{A} \cdot \frac{4}{3} \cdot \frac{1}{1 - (2 \cdot (e/a))}$$

onde: $e = \frac{M_x'}{F_z}$ ou $e = \frac{M_y'}{F_z}$, dependendo do momento que atue



a = largura da base no sentido do momento em questão.

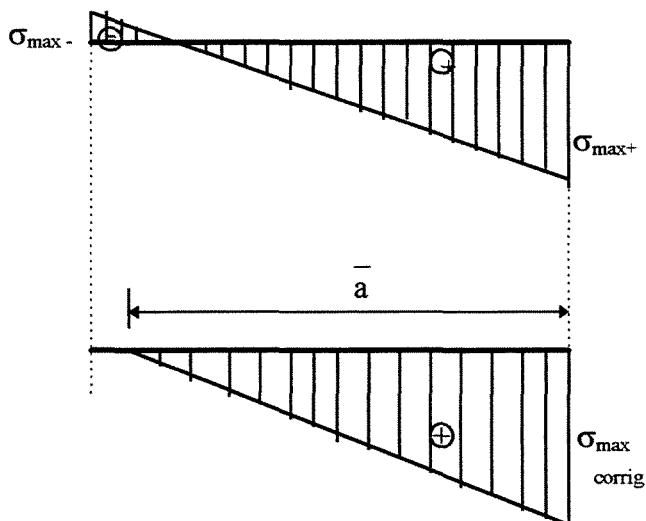


FIGURA 40 - Diagrama das tensões que atuam na base do B.A.

$$e: \quad \bar{a} = \frac{3}{2} \cdot a \cdot (1 - (2 \cdot (e/a)))$$

No caso de se ter simultaneamente M_x' e M_y' , e o cálculo das tensões indicar tração na fundação (figura 40), o valor da máxima tensão corrigida $\sigma_{\max \text{ corrig.}}$ (desprezando-se a tração), é obtido por:

$$\sigma_{\max \text{ corrig}} = \frac{1}{\lambda_1} \times \frac{F_z'}{A}$$

onde: F_z' = resultante das forças normais

A = área da base

λ_1 = coeficiente de correção da tensão normal, segundo Montoya, P.J. (11)

III.5- OPÇÃO DE SE UTILIZAR CHUMBADORES PARA GARANTIR A ESTABILIDADE DO BLOCO

Quando se dispõe de rocha sã como fundação do B.A., é economicamente interessante reduzir suas dimensões, valendo-se da utilização de chumbadores fixados na rocha (figura 41).

Estes chumbadores devem ser dimensionados para garantir a estabilidade global do bloco, considerado como um corpo rígido.

No caso da verificação quanto ao tombamento, para se determinar o número de chumbadores e os seus comprimentos de ancoragem, parte-se para o valor de coeficiente de segurança de trabalho, e procede-se ao cálculo do ΔM suportado pelo conjunto de chumbadores, da seguinte forma:

$$FS_{\text{tombamento}} = \frac{M_{\text{restaurador}} + \Delta M}{M_{\text{tombador}}}$$

ou seja:

$$\Delta M = (FS_{\text{tombamento}} \cdot M_{\text{tombador}}) - M_{\text{restaurador}}$$

como:

$$\Delta M = F_{\text{conjunto chumbadores}} \cdot b$$

têm-se que :

$$F_{\text{conjunto chumbadores}} = \frac{(FS_{\text{tombamento}} \cdot M_{\text{tombador}}) - M_{\text{restaurador}}}{b}$$

onde: b = distância entre o CG do conjunto dos chumbadores e o ponto de análise de tombamento (ponto "o").

$F_{\text{conjunto chumbadores}}$ = força devida ao conjunto de chumbadores

Uma vez definida a força que deverá ser suportada pelo conjunto de chumbadores ($F_{conj. chumb.}$), procede-se à definição da área total de chumbadores da forma:

$$A_{chumb.} = \frac{F_{conj. chumb.}}{\sigma_{chumb.}}$$

onde: $\sigma_{chumb.}$ = tensão admissível do material do chumbador

O número de chumbadores necessários para garantir a estabilidade ao tombamento é obtido dividindo-se a área total de chumbadores pela seção do chumbador que se pretende utilizar, chega-se

$$n = \frac{A_{chumbadores}}{A_{1chumbador}}$$

O comprimento de ancoragem de cada um dos chumbadores, ou seja, quanto o chumbador deverá penetrar na rocha, é calculado a seguir:

$$l_{ancoragem} = \frac{(F_{conj. chumb.} / n)}{P_{erim} \cdot \tau_{at}}$$

onde: $l_{ancoragem}$ = comprimento de ancoragem de cada chumbador

n = número de chumbadores necessários para garantir o FS_{tomb} desejado

P_{erim} = perímetro do furo executado na rocha

τ_{at} = tensão de cisalhamento entre o material de preenchimento do furo e a parede do mesmo

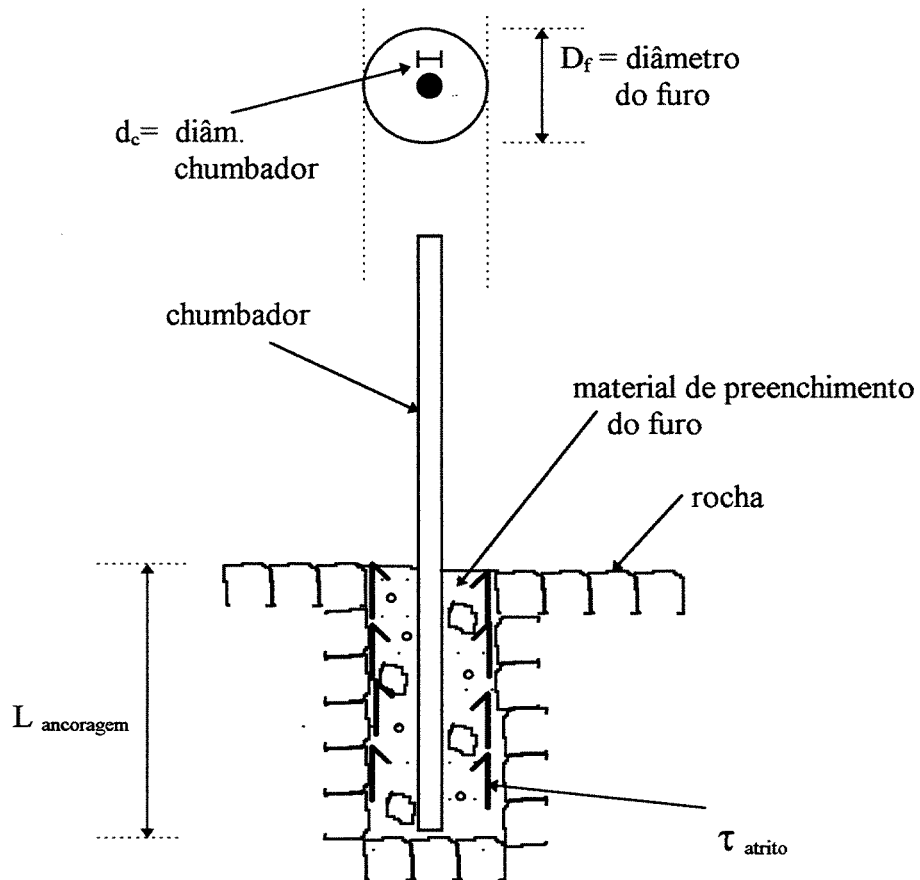


FIGURA 41 - Esquema de um chumbador engastado na rocha

O material de preenchimento do furo usualmente utilizado é nata ou argamassa de cimento, para o qual, segundo o escritório de engenharia Figueiredo Ferraz (6) , o valor da tensão de cisalhamento utilizado é: $\tau_{at} = 0,4 \text{ MPa}$. No entanto, é também possível utilizar-se de compostos epoxídicos para este fim.

A tensão de cisalhamento considerada é a tensão desenvolvida entre o material de preenchimento do furo e a parede do mesmo e não a tensão de aderência entre o aço e o material de preenchimento (τ_{bu}). Isto porque esta última é muito superior à primeira, como pode ser visto, para o caso do preenchimento executado com argamassa de cimento, onde esta tensão é da ordem de 2,5 MPa (para um $f_{ck} = 15 \text{ MPa}$).

Segundo a NBR. 6118 (1), τ_{bu} é dado por :

$$\sqrt[3]{\tau_{bu}} = 0,9 \times (f_{cd})^2 \quad \text{para aço CA-50}$$

No caso da verificação quanto ao deslizamento, a quantidade de chumbadores necessária para garantir a estabilidade do bloco é determinada partindo-se também de um valor de coeficiente de segurança ($FS_{\text{deslizamento}}$), que se deseja trabalhar e procede-se ao cálculo da força " $F_{\text{chumbadores}}$ " necessária a se atingir o fator desejado, da seguinte forma:

$$FS_{\text{desliz.}} = \frac{F_{\text{devido atrito}} + F_{\text{devido à coesão}} + F_{\text{chumbadores}}}{\sqrt{F_x^2 + F_y^2}}$$

No capítulo III.1 foi visto que : $F_{\text{devido atrito}} = F_z \times \tan \phi$

$$F_{\text{devido à coesão}} = c' \times A''$$

F_x e F_y = resultantes das forças atuantes em x e y

dessa forma, têm-se:

$$FS_{\text{desliz.}} = \frac{(F_z \times \tan \phi) + (c' \times A'') + F_{\text{chumbadores}}}{\sqrt{F_x^2 + F_y^2}}$$

ou seja:

$$F_{\text{chumbadores}} = FS_{\text{desliz.}} \times \sqrt{F_x^2 + F_y^2} - (F_z \times \tan \phi) - (c' \cdot A'')$$

onde: $F_{\text{chumbadores}}$ = força que deverá ser suportada pelo conjunto de chumbadores para que se obtenha o fator de segurança FS_{desliz} desejado

Uma vez definida a força $F_{\text{chumbadores}}$, procede-se à definição da área total destes, ou seja:

$$A_{\text{total chumb}} = \frac{F_{\text{chumbadores}}}{\tau_{\text{admissível}}}$$

onde: $\tau_{\text{admissível}}$ = tensão de cisalhamento admissível do material.

Segundo Yagui, T. (17), a tensão de cisalhamento admissível do material ($\tau_{\text{admissível}}$), no caso de cisalhamento em rebites, é igual a 75% da tensão normal admissível do material ($\sigma_{\text{admissível}}$).

A quantidade de chumbadores necessários a garantir o $FS_{\text{deslizamento}}$ desejada é dado por:

$$n' = \frac{A_{\text{total chumbadores}}}{A_{\text{1 chumbador}}}$$

onde : n' = número de chumbadores necessários para garantir o FS_{desl} desejado

Por fim, o número de chumbadores utilizados é o maior valor dentre n' e n .

IV - DIMENSIONAMENTO

Uma vez identificadas todas as forças que atuam no **B.A.** e definidas as dimensões necessárias para suportar esses esforços, mantendo-se a estabilidade do conjunto, ou seja, garantindo que o conjunto não vai deslizar, nem tombar, nem flutuar nem comprometer a fundação com tensões acima das admissíveis, procede-se ao dimensionamento do bloco levando-se em conta as tensões internas atuantes.

O dimensionamento aqui apresentado baseia-se no memorial de cálculo elaborado pela THEMAG (16), para os blocos de ancoragem da Usina Hidrelétrica de Eloy Chaves”, localizada no Município de Espírito Santo do Pinhal em São Paulo e pertencente à CPFL - Companhia Paulista de Força e Luz.

Cabe salientar que em nenhum outro trabalho ou artigo que aborda o assunto “**Blocos de Ancoragens**”, foram encontradas referências sobre o dimensionamento, geralmente limitam-se a definir a necessidade de utilização e ao levantamento das ações atuantes.

IV.1 - DIMENSIONAMENTO DA BASE

Para efeito de dimensionamento, os **B.A.** podem ser subdivididos em duas partes: a **base** e a **cabeça**. Nos **B.A.**, geralmente suas bases são alargadas, buscando-se com isto níveis de tensões na fundação compatíveis com a capacidade de suporte do local onde este será implantado.

Na figura 42 está representada a geometria típica utilizada nos blocos de ancoragem, em trecho reto de tubulação:

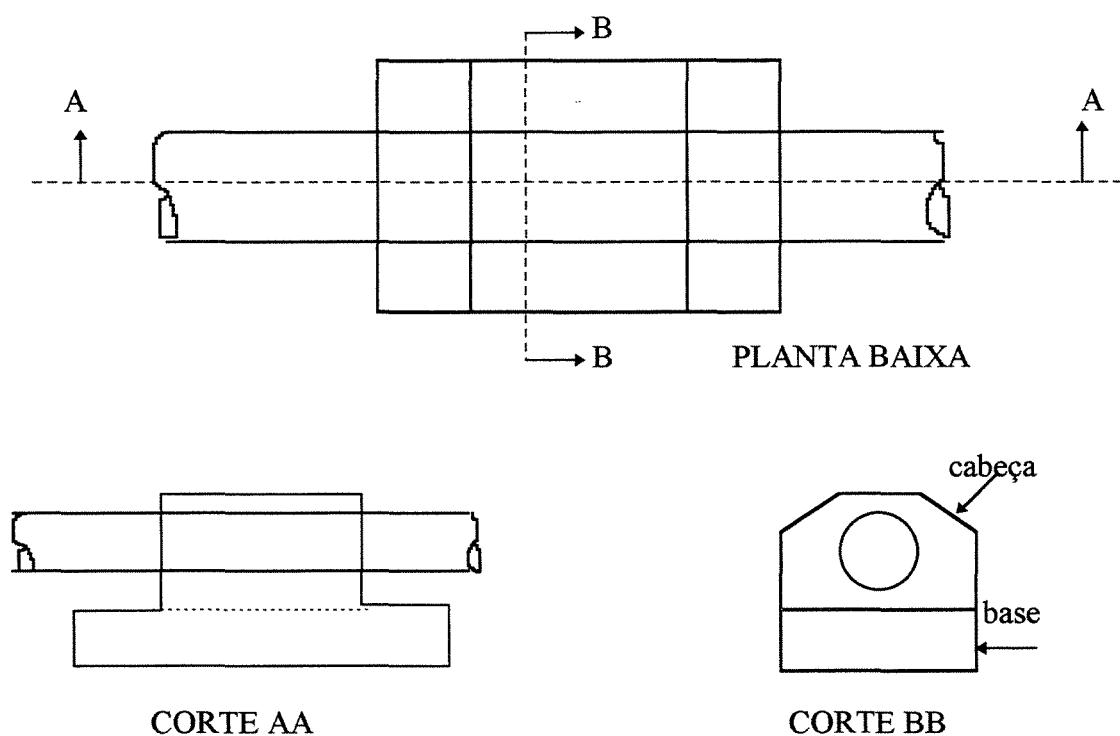


FIGURA 42 -Geometria típica de um B.A. em um trecho reto de tubulação

Definida a forma da base, o dimensionamento é feito em função do diagrama de tensões atuantes na fundação do bloco (figura 43).

Este diagrama é obtido quando se calculam as tensões na fundação (item III-4), que são geradas em função do conjunto das forças atuantes no bloco.

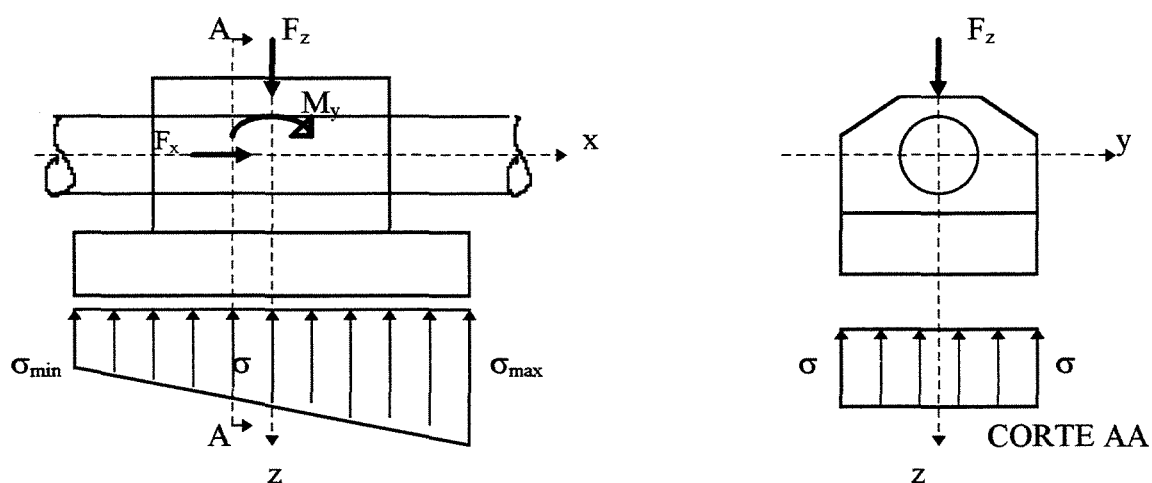


FIGURA 43 - Tensões atuantes na base

A base então estará sujeita a atuação de um momento fletor tracionando as fibras inferiores.

De posse do valor desse momento fletor, dimensiona-se a base do bloco utilizando-se de qualquer processo conhecido de dimensionamento de estruturas em concreto armado, submetidas à flexão simples.

IV.2 - DIMENSIONAMENTO DA SEÇÃO TRANSVERSAL (ANEL DE CONCRETO)

Para o dimensionamento da seção transversal, ou seja, do anel de concreto, será necessário inicialmente separar as forças que podem gerar componentes no plano transversal ao eixo do conduto (figura 44).

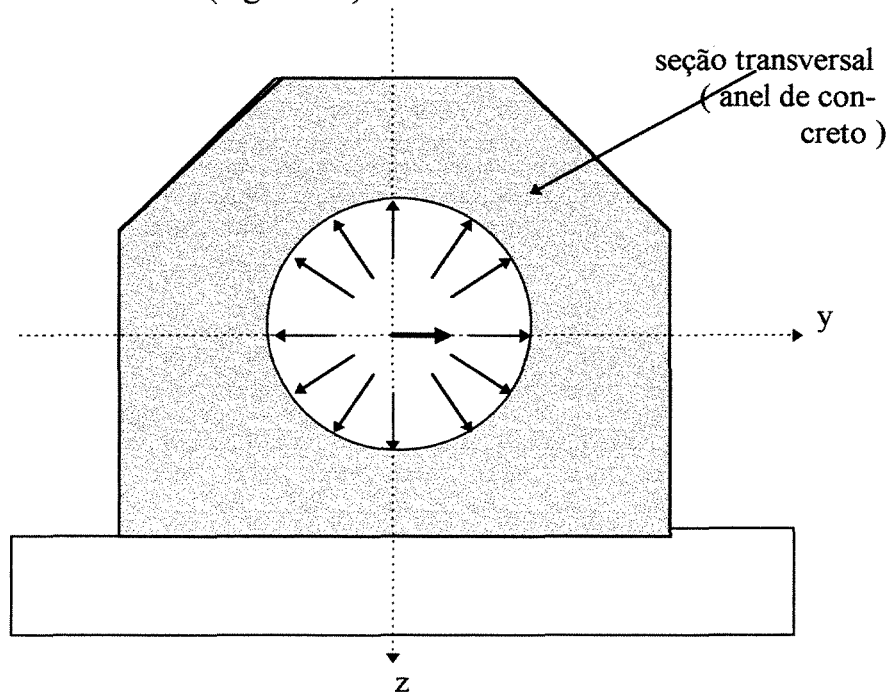


FIGURA 44 - Forças atuantes no plano transversal ao eixo do conduto

Estas forças gerarão três tipos de ações que deverão ser combinadas, e as situações mais críticas serão consideradas no dimensionamento do anel de concreto.

Para o processamento da estrutura (anel de concreto), submetida a cada um dos tipos de ações e suas combinações, utiliza-se de preferência um programa de elementos finitos, como por exemplo, o SAP-90.

IV.2.1 - Carregamento 1 : Pressão hidrostática

A primeira solicitação é decorrente da pressão d'água no ponto onde está localizado o bloco (figura 45).

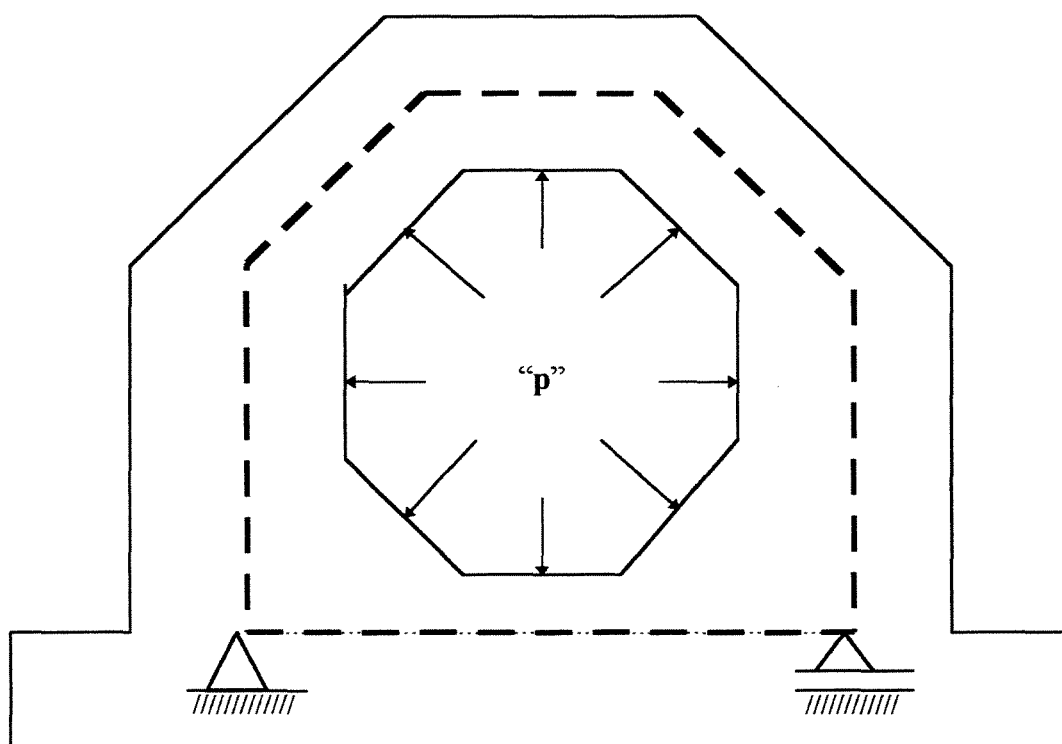


FIGURA 45 - Esquema para o processamento com o carregamento 1

IV.2.2 - Carregamento 2 : Forças hidrostáticas

O segundo carregamento a ser considerado, diz respeito às demais forças de origem hidráulica, que atuam no sentido longitudinal do conduto.

Estas forças longitudinais gerarão componentes no plano transversal caso se tenha uma mudança da direção da tubulação no plano horizontal, ou seja, se “em planta”, houver uma mudança na direção do caminhamento do conduto (figura 46).

Neste caso, existirá uma resultante atuando no plano transversal ao conduto e a estrutura a ser analisada será a mesma considerada no primeiro carregamento, sujeita ao carregamento dado pela resultante acima definida.

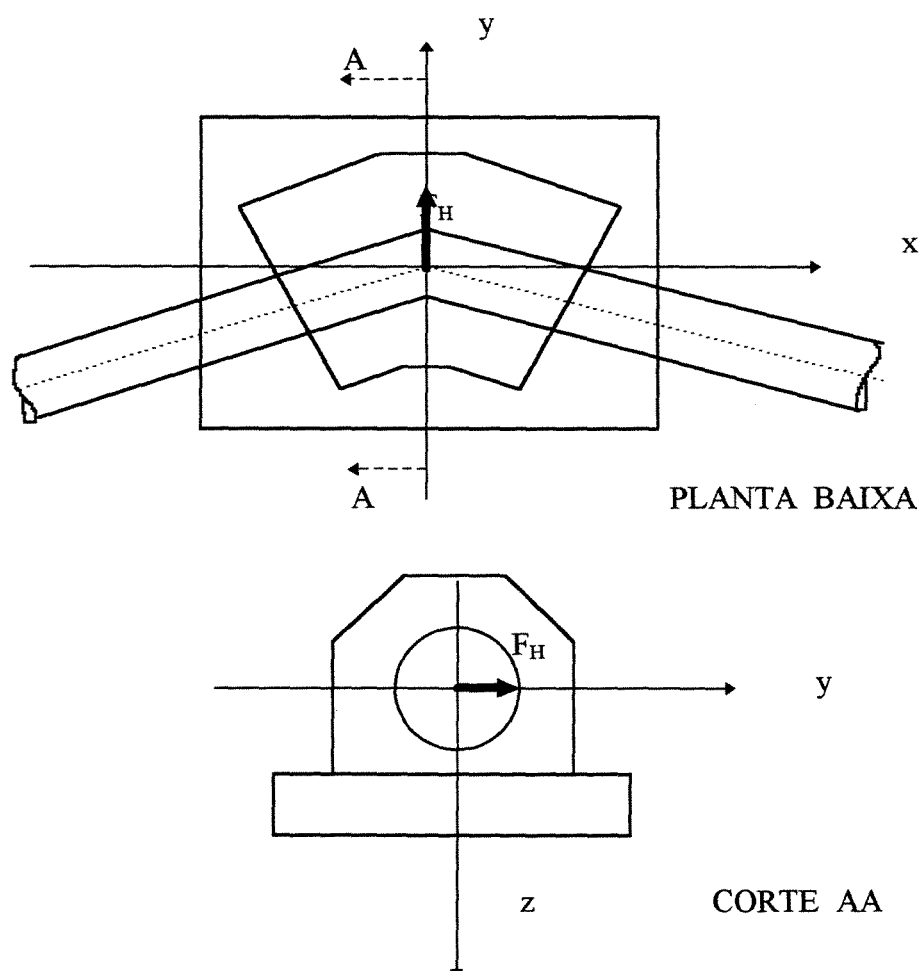


FIGURA 46 - Carregamento 2 (Forças hidrostáticas)

IV.2.3 - Carregamento 3 : Forças térmicas e de atritos

O terceiro carregamento leva em consideração as forças de origem térmica juntamente com as forças de atrito, e como no segundo carregamento, atuam no plano transversal ao conduto (figura 47).

A exemplo do segundo carregamento, o carregamento 3 ocorrerá caso haja uma mudança da direção do caminhamento da tubulação no plano horizontal, ou seja, é necessário que se tenha, em planta, uma mudança na direção do caminhamento do conduto.

É importante salientar que as forças de origem térmica, quando existirem, terão sempre sentidos contrários às forças de atrito. Isto porque as forças de atrito atuarão sempre no sentido contrário ao livre deslocamento do conduto, ou seja, se o conduto estiver querendo se expandir, devido a um acréscimo na temperatura, a força de atrito no contato conduto/apoio se oporá a esta expansão. Do mesmo modo, caso o conduto esteja querendo se retrair, devido a uma queda da temperatura, a força de atrito no contato conduto/apoio se oporá a esta retração.

No caso de se dispor de juntas de dilatação eficientes, é possível desprezar a componente de origem térmica, pois considera-se que o conduto irá expandir-se e/ou contrair-se livremente, apenas vencendo os atritos dos apoios.

Existirá também no caso do terceiro carregamento, uma resultante destas forças atuando no plano transversal ao conduto e a estrutura a ser analisada será a mesma considerada no primeiro carregamento, sujeita ao carregamento dado pela resultante acima.

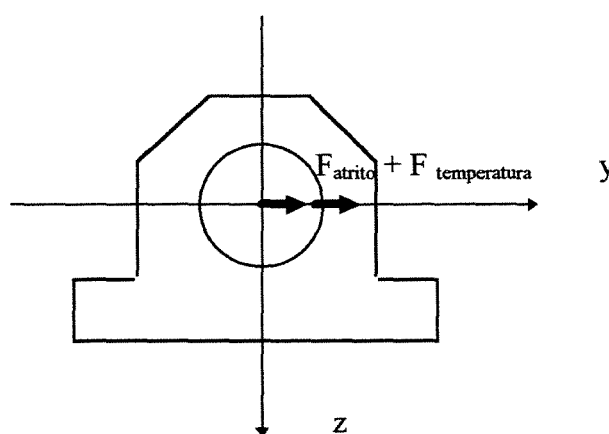


FIGURA 47 - Carregamento 3 (Forças térmicas e de atrito)

Fazendo-se as combinações possíveis para os três carregamentos, determina-se através de processamentos, os esforços solicitantes combinados momento fletor/força normal, mais críticos para cada barra idealizada, e procede-se então o dimensionamento da seção transversal.

IV.3 - DIMENSIONAMENTO DA “CABEÇA DO BLOCO”

Dentre as diversas forças que atuam nos B.A. (21 componentes), algumas não são geradas no local onde o bloco foi implantado, e sim em outras seções do conduto. Um exemplo dessas, são as forças de atrito entre o conduto e os berços de apoio. Nesse caso, essas forças são transferidas ao bloco através do próprio conduto.

No B.A. ocorre a transferência desses esforços, do conduto para o concreto que envolve o mesmo, sendo esta região do bloco denominada “cabeça do bloco”.

Da “cabeça do bloco” os esforços são transferidos para a base do mesmo, e a partir da base atingem à fundação.

O esquema estático idealizado então, é o de uma estrutura isostática (semelhante a um pilar curto), engastada na sua extremidade inferior e livre na sua extremidade superior, sendo que a “cabeça do bloco” representa esta estrutura isostática e a base do bloco representa o engaste.

Dessa forma, de posse das forças atuantes no bloco, procede-se ao cálculo dos esforços solicitantes que atuam em planos paralelos à projeção do bloco “em planta”, sendo que estes esforços serão máximos na seção imediatamente junto à base do bloco.

É importante observar que, devido à presença do conduto, a seção do “pilar” a considerar, deve-se limitar às duas porções laterais da “cabeça do bloco” paralelas ao conduto, uma vez que, nestes locais, as armaduras que vem engastadas da base, não sofrem interrupções.

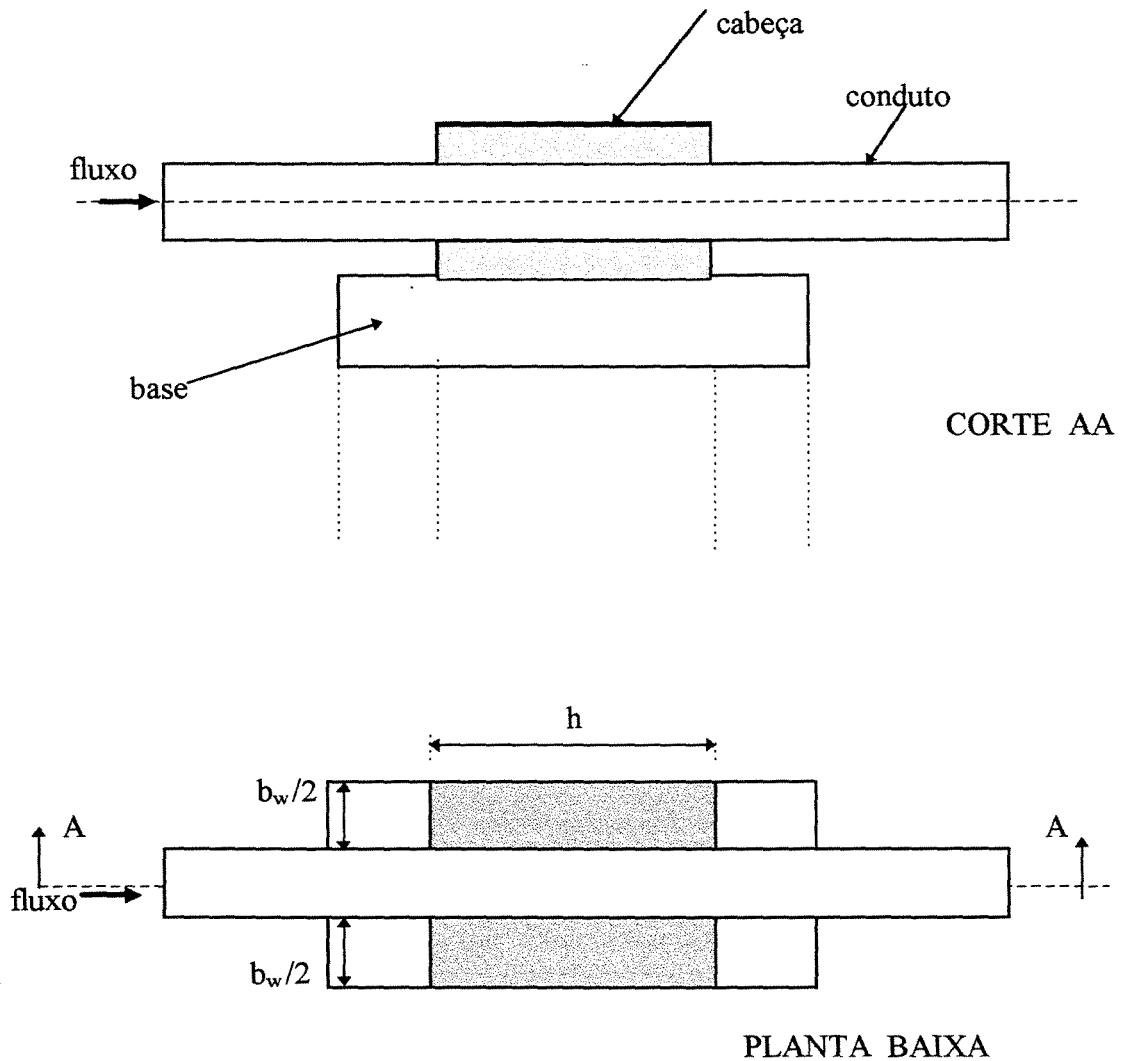


FIGURA 48 - Cabeça do bloco

IV.4 - VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO

Para a verificação da fissuração, deve-se proceder conforme prescreve a Norma Brasileira NBR 6118, no seu item 4.2.2.

A verificação da fissuração irá garantir que a armadura da região tracionada não sofra os efeitos danosos do meio ambiente, limitando-se as aberturas das fissuras do concreto que envolve as armaduras nesta região.

Considera-se que a fissuração é nociva quando a abertura das fissuras na superfície do concreto ultrapassa os seguintes valores:

- a) 0,1 mm para peças não protegidas em meio agressivo;
- b) 0,2 mm para peças não protegidas em meio não agressivo;
- c) 0,3 mm para peças protegidas;

Supõe-se que, com razoável probabilidade, a condição acima ocorre quando se verificam simultaneamente as seguintes desigualdades:

$$(I) \quad \frac{\phi_b}{2 \eta_b - 0,75} \times \frac{\sigma_s}{E_s} \times \left(\frac{4}{\rho_r} + 45 \right) > \left\{ \begin{array}{l} 1 - \text{para a alínea "a"} \\ 2 - \text{para a alínea "b"} \\ 3 - \text{para a alínea "c"} \end{array} \right.$$

$$(II) \quad \frac{\phi_b}{2 \eta_b - 0,75} \times \frac{\sigma_s}{E_s} \times \frac{3 \sigma_s}{f_{tk}} > \left\{ \begin{array}{l} 1 - \text{para a alínea "a"} \\ 2 - \text{para a alínea "b"} \\ 3 - \text{para a alínea "c"} \end{array} \right.$$

onde: σ_s = tensão da armadura (em serviço)

ϕ_b = diâmetro das barras (em mm)

ρ_r = taxa geométrica da armadura na seção transversal de concreto A_{cr} interessada para a fissuração ($\rho_r = A_s / A_{cr}$)

sendo que:

- para tirantes : A_{cr} = área da seção do tirante;
- para as peças de seção retangular e T, submetidas à flexão simples: $A_{cr} = 0,25 \cdot b_w \cdot h$;
- para as peças de seção retangular e T, submetidas à flexão composta: $A_{cr} = 0,4 \cdot b_w \cdot h$

IV.5 - DIMENSIONAMENTO DO ANEL DE ANCORAGEM

A transferência dos esforços do conduto para o bloco é feita através de anéis de ancoragem do tipo cantoneiras, soldadas no conduto (figura 49).

A quantidade, a largura e a espessura dessas cantoneiras, são funções das magnitudes das forças que estão sendo transferidas para o bloco, e das tensões máximas admissíveis tanto para o material das cantoneiras, quanto para a região do concreto em contato com estas cantoneiras.

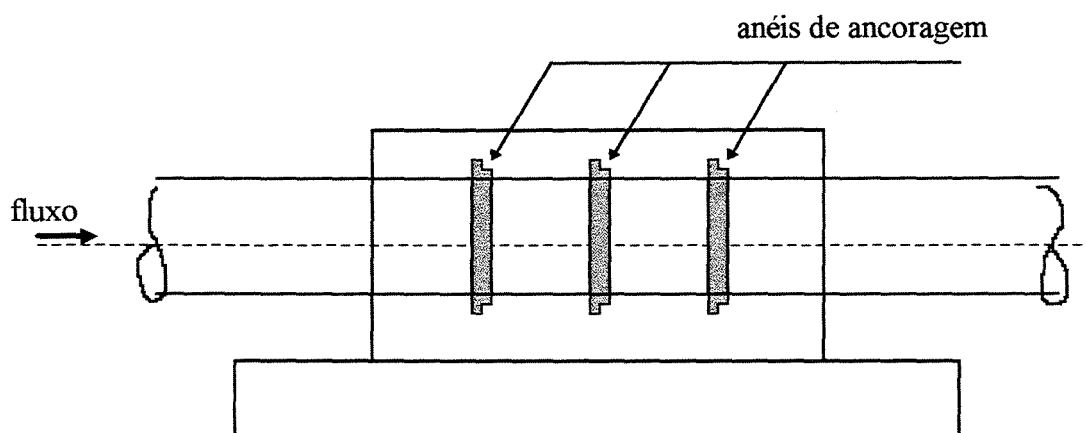


FIGURA 49 - Detalhe dos anéis de ancoragem

IV.6 - ARMADURAS MÍNIMAS

Este é um item importante no dimensionamento dos B.A., uma vez que, como dito anteriormente, pela própria necessidade de peso que os blocos precisam ter para garantirem a estabilidade do conjunto, acabam tendo dimensões avantajadas, com grande volume de concreto, o que acaba resultando em tensões internas pequenas pois, apesar das forças que atuam nos blocos serem de magnitudes elevadas, o grande volume de concreto acaba gerando tensões internas reduzidas, que dispensariam armaduras pesadas.

Dessa forma, o dimensionamento das armaduras acaba sendo condicionado pela taxa mínima de armadura necessária ao conjunto e não pela armadura encontrada pelo cálculo das tensões internas originadas pelos carregamentos externos atuantes na estrutura.

O trabalho apresentado pela THEMAG, para o caso dos blocos de ancoragem da Usina de Eloy Chaves indica as seguintes taxas utilizadas no cálculo das armaduras mínimas:

- armadura mínima do anel de concreto: 0,10% da seção
- armadura mínima da base: 0,15% da seção
- armadura mínima da cabeça do bloco : 0,10% da seção

V - EXEMPLO DE CÁLCULO

Como exemplo de dimensionamento, será apresentado o cálculo de um bloco de ancoragem real, projetado para a Usina de Eloy Chaves, localizada no Município de Espírito Santo do Pinhal/SP, da CPFL - Companhia Paulista de Força e Luz.

Será detalhado o processo de cálculo para o bloco de número 15, que se encontra no trecho adutor da referida usina hidrelétrica.

O projeto nº DS.1.05.01.0009, em anexo no final deste trabalho, apresenta a planta e o perfil longitudinal do local de implantação do bloco 15.

V.1 - DADOS DO PROJETO:

- nível d'água máximo no reservatório : cota 759,870 m
- cota do eixo do conduto no local do bloco : 745,974 m
- diâmetro interno da tubulação (D) : 2,80 m
- espessura da parede da tubulação (e) : 3/8" = 0,01 m
- peso específico do material da tubulação (γ_{mat}) : $7,88 \text{ tf/m}^3 = 7,88 \cdot 10^1 \text{ kN/m}^3$
- peso específico do fluido, no caso a água (γ_{fluido}) : $1,00 \text{ tf/m}^3 = 1,00 \cdot 10^1 \text{ kN/m}^3$
- concreto fck : 18 MPa
- aço : CA-50B
- peso espec. do concreto (γ_{conc}) : $2,5 \text{ t/m}^3$
- vazão turbinada (Q) : $16,5 \text{ m}^3/\text{s}$
- ângulo de divergência do alinhamento (α) : $52,80^\circ$
- comprimento do desenvolvimento da curva (L_{curva}) : 4,2 m
- utilizado juntas de dilatação com gaxetas de vedação
- bloco apoiado em solo, sendo:
 - tensão admissível do solo (σ_{solo}) : $1,5 \text{ Kgf/cm}^2 = 1,5 \cdot 10^{-1} \text{ MPa}$
 - ângulo de atrito interno (ϕ) : 25°
 - coesão (c) : $0,1 \text{ Kgf/cm}^2 = 0,1 \cdot 10^{-1} \text{ MPa}$
 - tensão máxima de borda ($\sigma_{solo, borda}$) : $1,3 \cdot \sigma_s$
 - peso específico do solo (γ_s) : $1,7 \text{ t/m}^3 = 1,7 \cdot 10^1 \text{ kN/m}^3$

V.II - DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS ATUANTES

V.II.1 - Forças de origem hidráulicas

As forças de origem hidráulica, como visto no capítulo II, são devidas à **pressão** e a **velocidade** do fluido no conduto. A determinação destes parâmetros é bastante complexa, principalmente se levarmos em conta que é preciso considerar nos cálculos, o efeito da rejeição de carga (golpe de ariete). O estudo completo, requer a análise do transitório hidráulico em todo o circuito adutor considerado. Em alguns casos, a elaboração deste estudo é imprescindível, principalmente quando se quer conhecer com precisão, o comportamento da linha piezométrica. Em outros casos, quando o interesse se restringe à determinação da pressão e velocidade do fluido para fins de se determinar os esforços nos blocos, nem sempre é interessante elaborar em estudo detalhado do transitório hidráulico por ser um estudo dispendioso. O que se faz, na prática, é adotar o valor da máxima pressão estática no ponto onde será implantado o bloco de ancoragem, majorada em 30% para simular a condição de rejeição (golpe de ariete).

Neste exemplo admitir-se-á essa hipótese simplificadora, sendo então a máxima pressão estática obtida pela diferença entre a cota máxima no reservatório e a cota do eixo do conduto no local de implantação do bloco.

Assim sendo têm-se:

- cota máxima no reservatório : 759,870
- cota do eixo do conduto : 745,974 (figura 50)

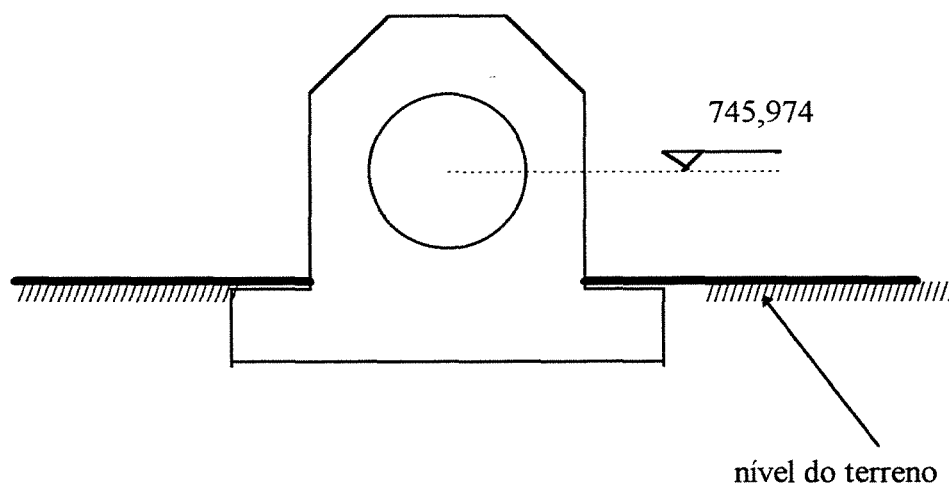


FIGURA 50 - Cota do eixo do conduto no local do bloco de ancoragem

V.II.1.1 - Forças devido à pressão (F1 e F2) :

V.II.1.1.1 - Força devido à pressão a montante (F1) :

$$F1 = p \cdot A$$

como:

$$p = \text{pressão} \Rightarrow p = 1,3 \cdot p'$$

$$p' = 759,87 - 745,974 = 13,896 \text{ m.c.a.} = 13,896 \text{ tf/m}^2$$

$$p = 1,3 \cdot 13,896 = 18,06 \text{ tf/m}^2 = 18,06 \cdot 10^{-2} \text{ MPa}$$

$$A = \text{área da seção} \Rightarrow A = (\pi \cdot D^2) / 4$$

$$A = (\pi \cdot 2,80^2) / 4$$

$$A = 6,158 \text{ m}^2$$

têm-se:

$$F1 = 111,23 \text{ tf} \Rightarrow F1 = 111,23 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

V.II.1.1.2 - Força devido à pressão à jusante (F2) :

$$F2 = p \cdot A = F1 \Rightarrow F2 = 111,23 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

V.II.1.2 - Forças devido à velocidade (F3 e F4) :

A vazão nominal aduzida pela turbina (Q), é de 16,5 m³/s, a velocidade (V) é portanto:

$$V = \frac{Q}{A} \Rightarrow V = \frac{16,5}{6,158} \Rightarrow V = 2,68 \text{ m/s}$$

A força devido à velocidade é dada por: $F_{\text{velocidade}} = \frac{\rho \cdot Q \cdot V}{g}$, portanto:

V.II.1.2.1 - Força devido à velocidade a montante (F3) :

$$F3 = \frac{1 \cdot 16,5 \cdot 2,68}{9,81} = 4,51 \text{ tf} \Rightarrow F3 = 4,51 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

V.II.1.2.2 - Força devido à velocidade a jusante (F4) :

$$F4 = \frac{1 \cdot 16,5 \cdot 2,68}{9,81} = 4,51 \text{ tf} \Rightarrow F4 = 4,51 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

V.II.1.3 - Forças devido à alteração da seção do conduto (F5 , F6 , F7 , F8) :

Como não há alteração da seção do conduto entre este bloco e a primeira junta de dilatação a montante deste, nem entre este bloco e a primeira junta de dilatação a jusante deste, estas forças são nulas, ou seja:

$$F5 = F6 = F7 = F8 = 0$$

V.II.2 - Forças de origem térmica (F9 e F10)

Em virtude de se ter juntas de dilatação com gaxetas de vedação instaladas entre o bloco 15 e os blocos imediatamente a montante e a jusante deste, (no caso, blocos 14 e 16 respectivamente), e como a eficiência deste tipo de junta é satisfatória para permitir a expansão e retração do conduto em função das variações térmicas, pode-se admitir que o bloco 15 não sofrerá a ação de forças de origem térmica, portanto:

$$F9 = F10 = 0$$

V.II.3 - Forças estáticas oriundas do carregamento e do esquema estático idealizado (F11 , F12 , F13 , F14 , F15 , F16 , F17)

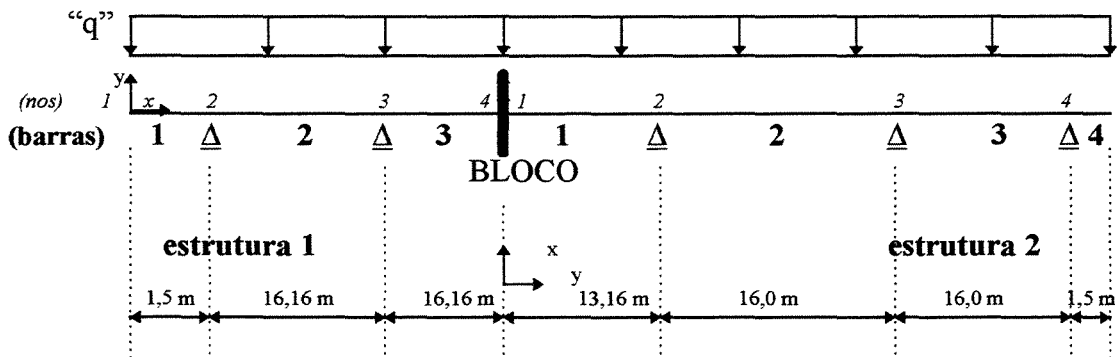


FIGURA 51 - Carregamento e esquema estático idealizado

- Cálculo do carregamento “q” :

$$P_{\text{conjunto}} = P_{\text{conduto}} + P_{\text{fluido}}$$

$$P_{\text{conduto}} = \pi \cdot D \cdot e \cdot \gamma_{\text{mat}} \cdot L$$

$$P_{\text{fluido}} = A \cdot \gamma_{\text{fluido}} \cdot L$$

onde: D (diâmetro do conduto) : 2,8 m

e (espessura da parede do conduto) : 3/8”

γ_{mat} (peso específico do material do conduto) : 7,88 t/m³

γ_{fluido} (peso específico da água) : 1,00 t/m³

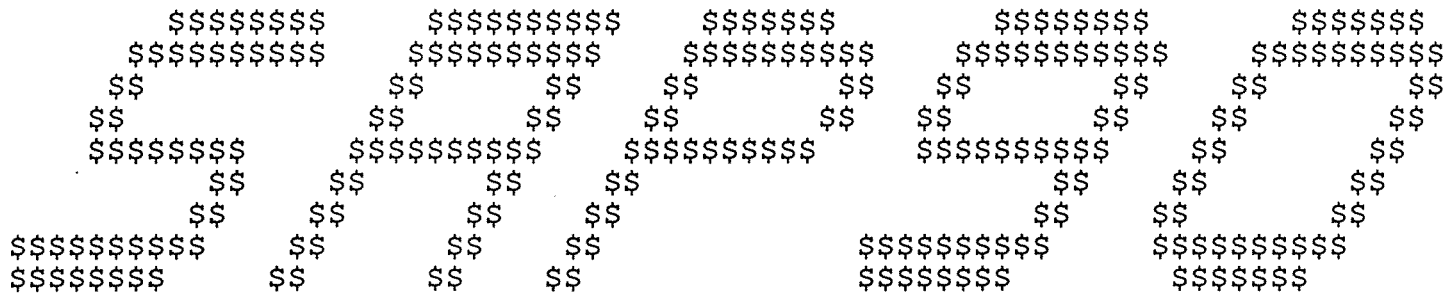
A (área da seção transversal) : 6,158 m²

L (comprimento do trecho analisado) : termo independente

$$P_{\text{conjunto}} = (\pi \cdot 2,80 \cdot 0,01 \cdot 7,88 \cdot L) + (6,158 \cdot 1 \cdot L) = 6,82 \cdot L$$

$$q_{\text{conjunto}} = \frac{P_{\text{conjunto}}}{L} = 6,82 \text{ tf/m} \quad \Rightarrow \quad \boxed{q_{\text{conjunto}} = 6,82 \cdot 10^1 \text{ kN/m}}$$

Resolvendo-se a viga contínua da fig 51, obtêm-se os resultados que são apresentados a seguir:



STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS

VERSION 5.41

Copyright (C) 1978-1994
EDWARD L. WILSON
All rights reserved

viga continua 1

SYSTEM

L=1

JOINTS

1 x=0 y=0

2 x=1.5

3 x=17.66

4 x=33.82

RESTRAINTS

2 R=0,1,1,1,1,0

3 R=0,1,1,1,1,0

4 R=1,1,1,1,1,1

FRAME

NM=1 NL=1

1 A=10000 I=1 E=10000

1 WL=0,-6.82

1 1 2 M=1 LP=1,0 NSL=1

2 2 3 NSL=1

3 3 4 NSL=1

viga continua 1

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT	LOAD	DIST	1-2 PLANE		AXIAL	1-3 PLANE		AXIAL
ID	COND	ENDI	SHEAR	MOMENT	FORCE	SHEAR	MOMENT	TORQ
1								
	1	.000			.000			
		.000	.000	.000				
		1.500	-10.230	-7.673				
		1.500			.000			
2								
	1	.000			.000			
		.000	43.908	-7.673				
		6.438	-.000	133.668				
		16.160	-66.304	-188.631				
		16.160			.000			
3								
	1	.000			.000			
		.000	58.838	-188.631				
		8.627	-.000	65.177				
		16.160	-51.373	-128.311				
		16.160			.000			

viga continua 2

SYSTEM

L=1

JOINTS

1 x=0 y=0

2 x=13.16

3 x=29.16

4 x=45.16

5 x=46.66

RESTRAINTS

1 R=1,1,1,1,1,1

2 R=0,1,1,1,1,0

3 R=0,1,1,1,1,0

4 R=0,1,1,1,1,0

FRAME

NM=1 NL=1

1 A=10000 I=1 E=10000

1 WL=0,-6.82

1 1 2 M=1 LP=1,0 NSL=1

2 2 3 NSL=1

3 3 4 NSL=1

4 4 5 NSL=1

viga continua 2

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COND	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT	AXIAL FORCE	1-3 PLANE SHEAR	MOMENT	AXIAL TORQ
1								
	1	.000			.000			
		.000	43.045	-90.399				
		6.312	-.000	45.445				
		13.160	-46.706	-114.484				
		13.160			.000			
2								
	1	.000			.000			
		.000	49.984	-114.484				
		7.329	-.000	68.683				
		16.000	-59.136	-187.701				
		16.000			.000			
3								
	1	.000			.000			
		.000	65.812	-187.701				
		9.650	-.000	129.835				
		16.000	-43.308	-7.673				
		16.000			.000			
4								
	1	.000			.000			
		.000	10.230	-7.673				
		1.500	.000	.000				
		1.500			.000			

Na figura 52 estão representados, esquematicamente, os momentos fletores e as forças cortantes e normais que agem sobre o bloco de ancoragem.

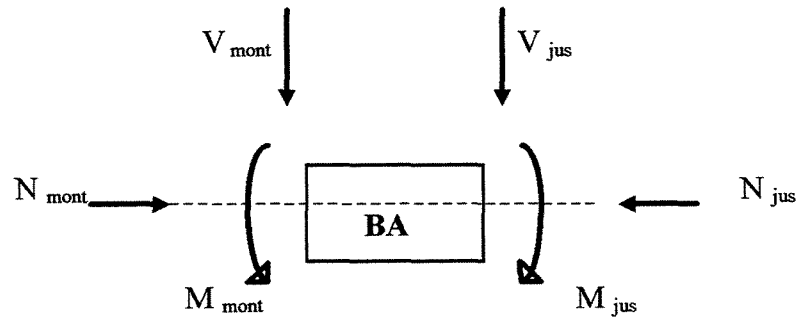


FIGURA 52 - Momentos fletores, cortantes e normais atuantes no bloco, provenientes do carregamento estático sobre o conduto

$$\mathbf{F11} \Rightarrow \text{Cortante à montante do bloco} = 51,37 \text{ tf} \Rightarrow \boxed{\mathbf{F11} = 51,37 \cdot 10^1 \text{ kN}}$$

$$\mathbf{F12} \Rightarrow \text{Cortante à jusante do bloco} = 43,05 \text{ tf} \Rightarrow \boxed{\mathbf{F12} = 43,05 \cdot 10^1 \text{ kN}}$$

$$\mathbf{F13} \Rightarrow \text{Momento fletor à montante do bloco} = 128,31 \text{ tf} \Rightarrow \boxed{\mathbf{F13} = 128,31 \cdot 10^1 \text{ kN}}$$

$$\mathbf{F14} \Rightarrow \text{Momento fletor à jusante do bloco} = 90,40 \text{ tf} \Rightarrow \boxed{\mathbf{F14} = 90,40 \cdot 10^1 \text{ kN}}$$

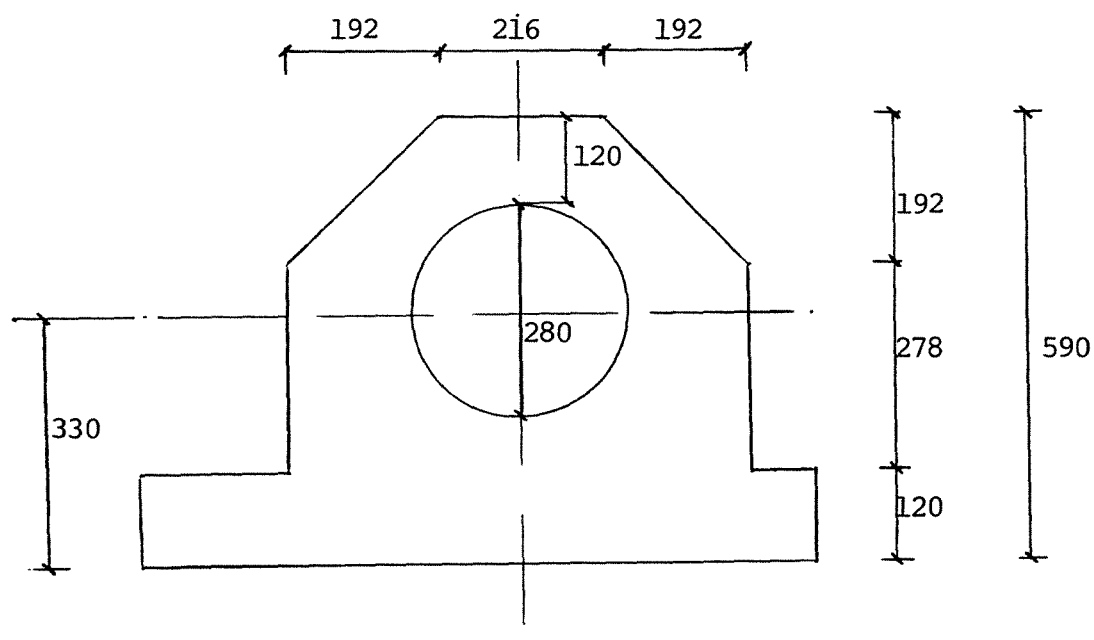
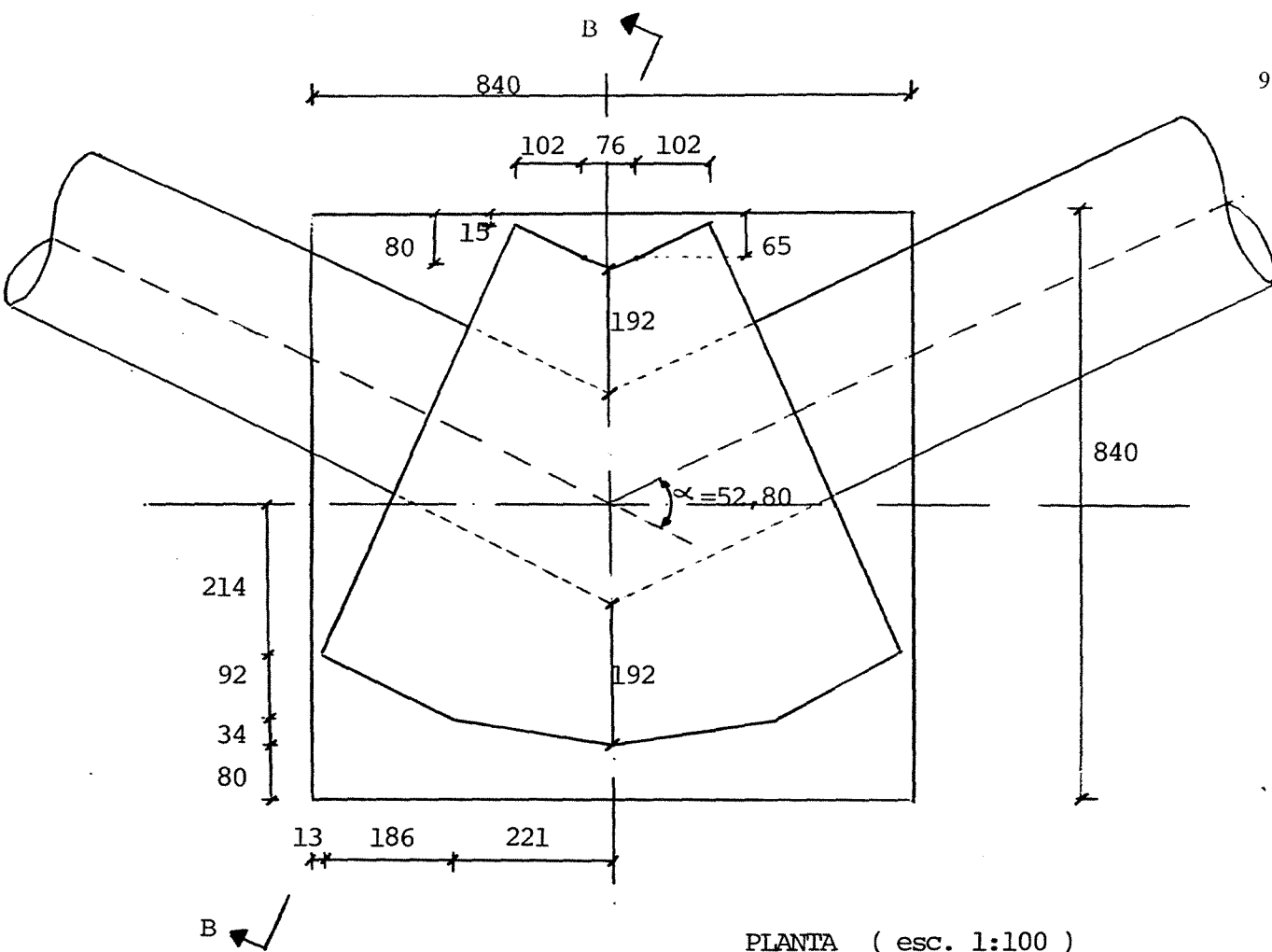
$$\mathbf{F15} \Rightarrow \text{Normal à montante do bloco} = 0 \Rightarrow \boxed{\mathbf{F15} = 0}$$

$$\mathbf{F16} \Rightarrow \text{Normal à jusante do bloco} = 0 \Rightarrow \boxed{\mathbf{F16} = 0}$$

- Cálculo do peso próprio do bloco (**F17**) :

As dimensões do bloco devem ser, neste instante, pré-definidas.

Será adotada uma geometria inicial para o bloco em questão (fig 53). Com esta geometria será procedido a verificação da estabilidade e o dimensionamento do bloco.



Nota: medidas em cm.

FIGURA 53 - Forma do bloco nº 15

Cálculo do volume do bloco :

- Volume da base = $8,40 \cdot 8,40 \cdot 1,20 = 84,67 \text{ m}^3$

$$\text{Volume da "cabeça"} = [(6,00 \cdot 4,70) - (1,92 \cdot 1,92) - (\pi \cdot 2,82^2 / 4)] \cdot 6,00$$

- Volume da "cabeça" = $109,61 \text{ m}^3$

$$\text{Volume total do bloco} = V_{\text{base}} + V_{\text{cabeça}} \Rightarrow \text{Volume total do bloco} = 194,28 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso do Bloco} = \text{Volume total do bloco} \cdot \gamma_{\text{concreto}}$$

$$\text{Peso do Bloco} = 194,28 \cdot 2,5 = 485,70 \text{ tf} = 485,70 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

portanto:

$\mathbf{F17} = 485,70 \cdot 10^1 \text{ kN}$

V.II.4 - Forças de atrito

V.II.4.1 - Forças de atrito no contato "conduto x berços de apoio" (F18 e F19) :

Da resolução da viga contínua (item **V.II.3**), têm-se as reações de apoio em cada suporte, representadas na fig 54:

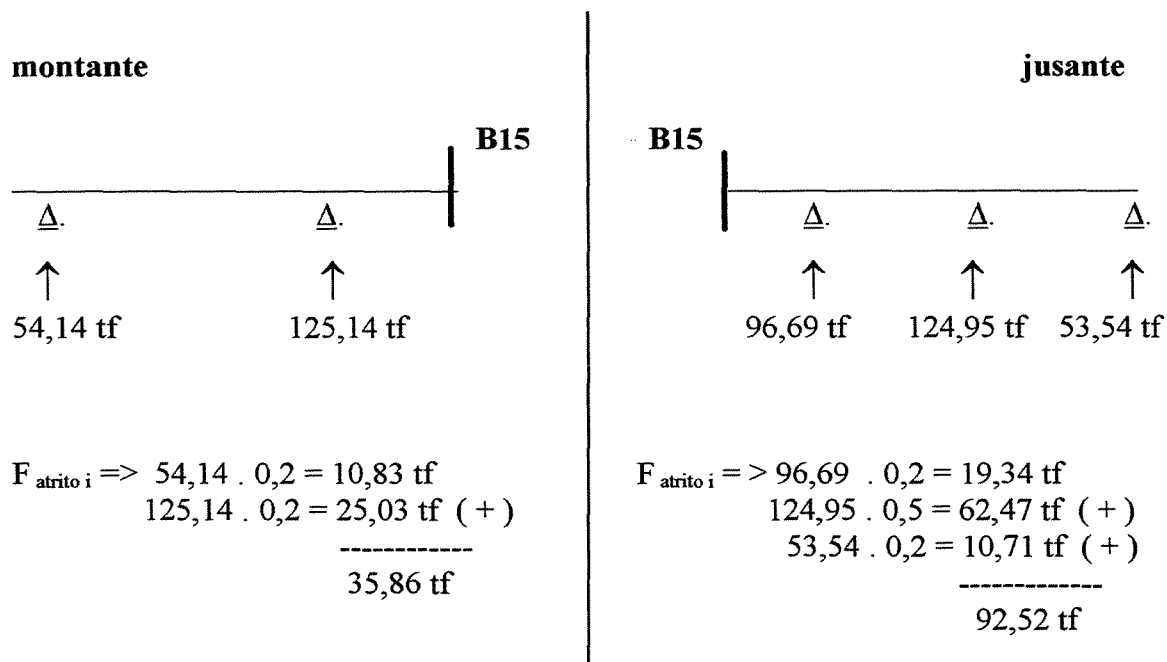


FIGURA 54 - Forças de atrito desenvolvidas nos berços de apoio

Obs: Utilizado coeficiente de atrito entre o berço e o conduto, μ igual a 0,2 para todos os apoios, exceto para o apoio mais carregado do lado em que ocorre a máxima força de atrito $F_{\text{atrito } i}$, sendo utilizado neste caso $\mu = 0,5$ (vide item II.4.1)

Têm-se portanto:

$$F18 = R_{\text{atrito montante}} = 35,86 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

$$F19 = R_{\text{atrito jusante}} = 92,52 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

V.II.4.2 - Força de atrito no contato “conduto x gaxeta de vedação” (F20 e F21):

$$F_{\text{junta de dilatação}} = 2 \cdot P \cdot L_g \cdot \pi \cdot D \cdot \mu_g$$

onde:

L_g (comprimento da gaxeta) : 0,165 m (valor conhecido)

D (diâmetro externo do conduto) : 2,82 m

μ_g (coeficiente de atrito entre o conduto e a gaxeta de vedação) : 0,30

P (pressão - vide item V.II.1.1) : 18,06 tf/m² $\Rightarrow$ 18,06 .10⁻² MPa

portanto:

$$F_{\text{junta de dilatação}} = 2 \cdot 18,06 \cdot 0,165 \cdot \pi \cdot 2,82 \cdot 0,30 = 15,86 \text{ tf} \Rightarrow 15,86 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

sendo:

$$\mathbf{F20} = 15,86 \cdot 10^1 \text{ kN (força na junta de dilatação à montante)}$$

$$\mathbf{F21} = 15,86 \cdot 10^1 \text{ kN (força na junta de dilatação à jusante)}$$

V.II.5- Resumo das forças atuantes

V.II.5.1- Resultante das forças hidráulicas - F_{hidr} (fig. 55)

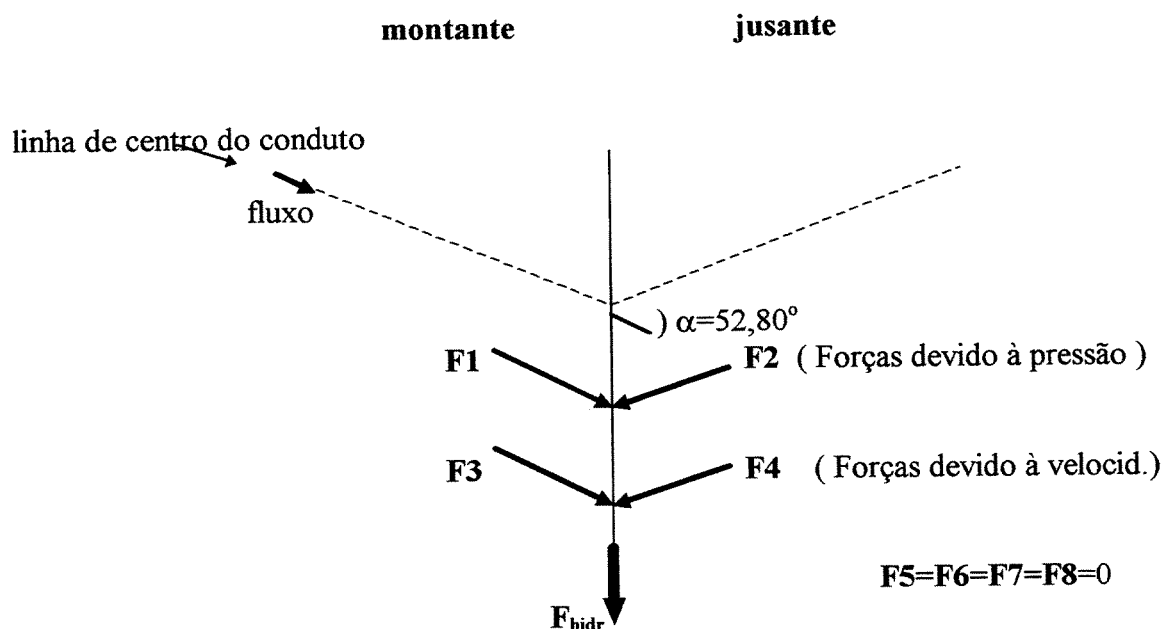


FIGURA 55 - Resultante das forças hidráulicas

$$F_{\text{hidr}} = F1 \cdot \sin(\alpha/2) + F2 \cdot \sin(\alpha/2) + F3 \cdot \sin(\alpha/2) + F4 \cdot \sin(\alpha/2)$$

$$F_{\text{hidr}} = 2 \cdot [111,23 \cdot \sin(52,80^\circ / 2)] + 2 \cdot [4,51 \cdot \sin(52,80^\circ / 2)] = 102,94 \text{ tf}$$

$$F_{\text{hidr}} = 102,94 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

V.II.5.2- Resultante das forças de origem térmica - $F_{\text{térmica}}$

$$F_9 = F_{10} = 0$$

$$F_{\text{térmica}} = 0$$

V.II.5.3- Forças estáticas oriundas do carregamento - F_z , M_{esquerdo} , M_{direito} (fig 56)

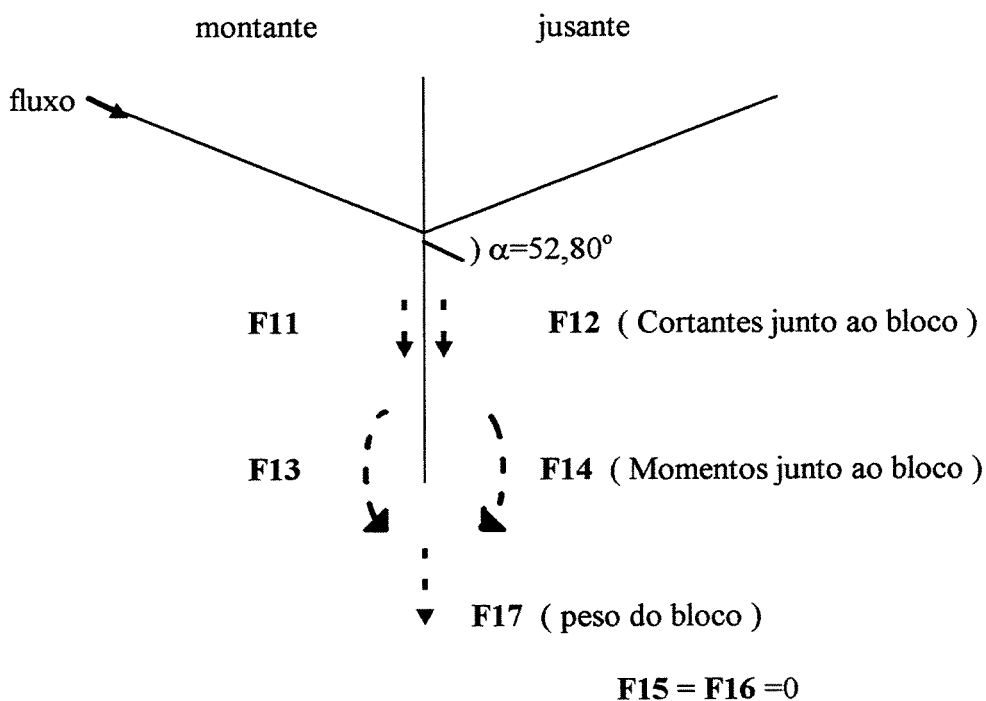


FIGURA 56 - Forças estáticas oriundas do carregamento

$$F_z = F_{11} + F_{12} + F_{17} = 51,37 + 43,05 + 485,70 = 580,12 \text{ tf}$$

$$F_z = 580,12 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

$$M_{\text{esquerdo}} = 128,31 \cdot 10^1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{direito}} = 90,40 \cdot 10^1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

V.II.5.4- Forças de atrito - R_{esq} , R_{dir} (fig 57)

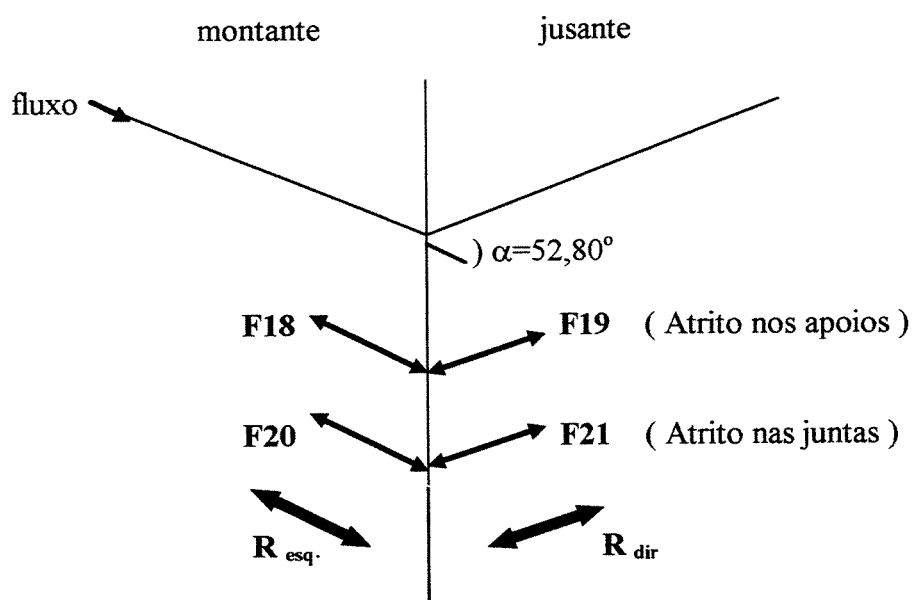


FIGURA 57 - Forças de atrito

Obs: O sentidos destas forças podem ser na direção do bloco ou na direção contrária à do bloco, dependendo se o conduto está se expandindo ou está se contraindo respectivamente.

$$R_{\text{esq}} = F18 + F20 \Rightarrow R_{\text{esq}} = 35,86 + 15,86 = 51,72 \text{ tf}$$

$$R_{\text{dir}} = F19 + F21 \Rightarrow R_{\text{dir}} = 92,52 + 15,86 = 108,38 \text{ tf}$$

portanto:

$$R_{\text{esq}} = 51,72 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

$$R_{\text{dir}} = 108,38 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

V.II.5.5 - Resumo das forças atuantes (fig 58)

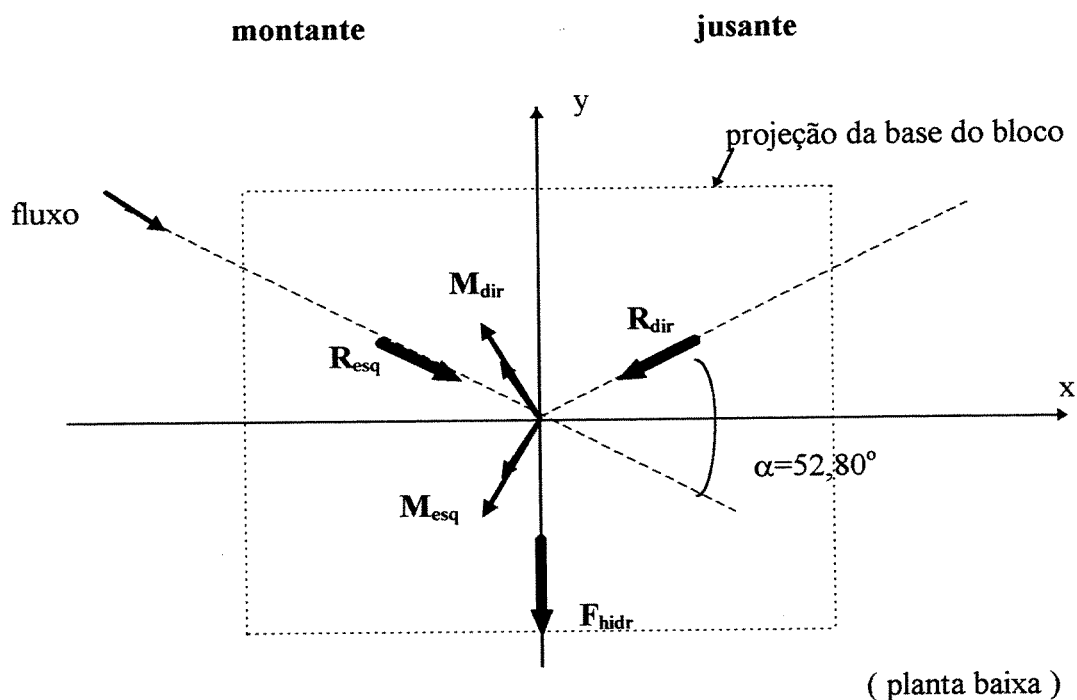


FIGURA 58 - Resumo das forças atuantes sobre o bloco 15

$$R_{esq} = 51,72 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

$$R_{dir} = 108,38 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

$$M_{esq} = 128,31 \cdot 10^1 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{tracionando a parte de cima})$$

$$M_{dir} = 90,40 \cdot 10^1 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{tracionando a parte de cima})$$

$$F_{hidr} = 102,94 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

$$F_z = 580,12 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

Decompondo as forças atuantes nos eixos: "x" (bissetriz do ângulo α) e "y" (perpendicular à bissetriz, na direção do esforço hidráulico hidrodinâmico), têm-se:

$$F_x = R_{esq} \cdot \cos(\alpha/2) - R_{dir} \cdot \cos(\alpha/2)$$

$$F_x = 51,72 \cdot \cos(52,80^\circ/2) - 108,38 \cdot \cos(52,80^\circ/2)$$

$$F_x = -50,75 \text{ tf} \quad \Rightarrow \quad \boxed{F_x = -50,75 \cdot 10^1 \text{ kN}}$$

$$F_y = - [R_{\text{esq}} \cdot \sin(\alpha/2) + R_{\text{dir}} \cdot \sin(\alpha/2) + F_{\text{hidr}}]$$

$$F_y = - [51,72 \cdot \sin(52,80^\circ/2) + 108,38 \cdot \sin(2,80^\circ/2) + 102,94]$$

$$F_y = - 174,13 \text{ tf} \quad \Rightarrow \quad F_y = - 174,13 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

Decompondo-se os momentos M_{dir} e M_{esq} , têm-se (fig 59):

$$M_x = - (M_{\text{dir}} + M_{\text{esq}}) \cdot \sin(\alpha/2)$$

$$M_x = - (90,40 + 128,31) \cdot \sin(52,80^\circ/2)$$

$$M_x = - 97,25 \text{ tf} \cdot \text{m} \quad \Rightarrow \quad M_x = - 97,25 \cdot 10^1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = (M_{\text{dir}} - M_{\text{esq}}) \cdot \cos(\alpha/2)$$

$$M_y = (90,40 - 128,31) \cdot \cos(52,80^\circ/2)$$

$$M_y = - 33,96 \text{ tf} \cdot \text{m} \quad \Rightarrow \quad M_y = - 33,96 \cdot 10^1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

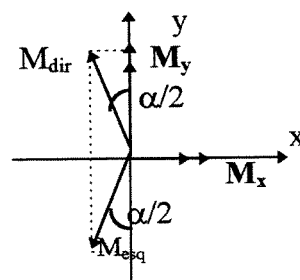


FIGURA 59 -
Decomposição dos momentos
fletores nos eixos x e y

V.III- VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE E DAS TENSÕES NA FUNDAÇÃO

V.III.1- Verificação quanto ao deslizamento

O fator de segurança quanto ao deslizamento é dado por:

$$FS_{\text{desl}} = \frac{F_{\text{resistente deslizamento}}}{\sqrt{F_x^2 + F_y^2}}$$

como: $F_{\text{resistente deslizamento}} = F_{\text{devido atrito}} + F_{\text{devido à coesão}}$

e: $F_{\text{devido atrito}} = F_z \cdot \tan \phi$

$F_{\text{devido à coesão}} = c' \cdot A''$

onde:

ϕ (ângulo de atrito interno do terreno) : 25°

c' (valor de cálculo da coesão) : $(2/3) \cdot c = (2/3) \cdot 1 = 0,67 \text{ tf/m}^2 = 0,67 \cdot 10^1 \text{ kN/m}^2$

A'' (Área da base sujeita à compressão) : $(1/2) \cdot A_{\text{base}} = (1/2) \cdot 8,40 \cdot 8,40 = 35,28 \text{ m}^2$

têm-se : $F_{\text{devido atrito}} = 580,12 \cdot \tan 25^\circ = 270,51 \text{ tf} = 270,51 \cdot 10^1 \text{ kN}$

$F_{\text{devido à coesão}} = 0,67 \cdot 35,28 = 23,64 \text{ tf} = 23,64 \cdot 10^1 \text{ kN}$

e: $F_{\text{resist. ao deslizamento}} = 270,51 + 23,64 = 305,79 \text{ tf} = 305,79 \cdot 10^1 \text{ kN}$

uma vez que:

$$\sqrt{F_x^2 + F_y^2} = \sqrt{50,75^2 + 174,13^2} = 181,37 \text{ tf} = 181,37 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

chega-se a:

$$FS_{\text{desl}} = \frac{270,51}{181,37} = 1,50 \quad (\text{No caso de se desprezar a coesão})$$

e:

$$FS_{\text{desl}} = \frac{305,79}{181,37} = 1,69 \quad (\text{No caso de se contar com a coesão})$$

Como obteve-se um $FS_{\text{desl}} \geq 1,5 \Rightarrow \text{aceitável}$

Obs: É sempre bom calcular o fator de segurança ao deslizamento do bloco, considerando-se duas situações distintas: com coesão e sem coesão. Isto porque o deslizamento costuma ser a situação crítica de estabilidade do bloco, e no caso de não se ter um bom conhecimento do comportamento da coesão do terreno, isto é, não se dispor de ensaios geotécnicos do material do mesmo, é crítico depender da contribuição da coesão para se garantir a estabilidade do mesmo.

V.III.3- Verificação quanto à flutuação:

Como o local onde está assentado o bloco não sofre a ação de sub-pressão, esta verificação não necessita ser analisada.

V.III.4- Cálculo das tensões na fundação:

Inicialmente é necessário calcular os momentos oriundos das forças atuantes, em relação à base do bloco, ou seja, em relação ao nível da fundação (figuras 60 e 61).

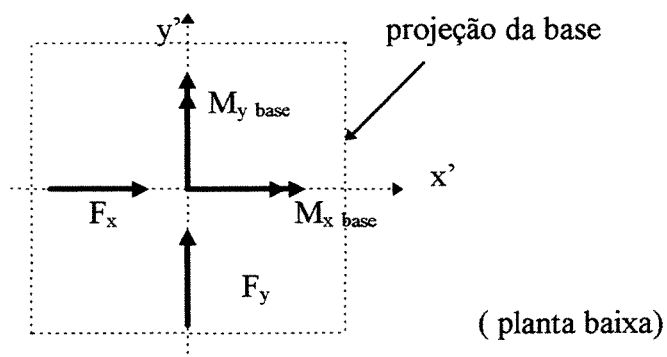


FIGURA 60 - Forças e momentos em relação ao nível da fundação (base do bloco)

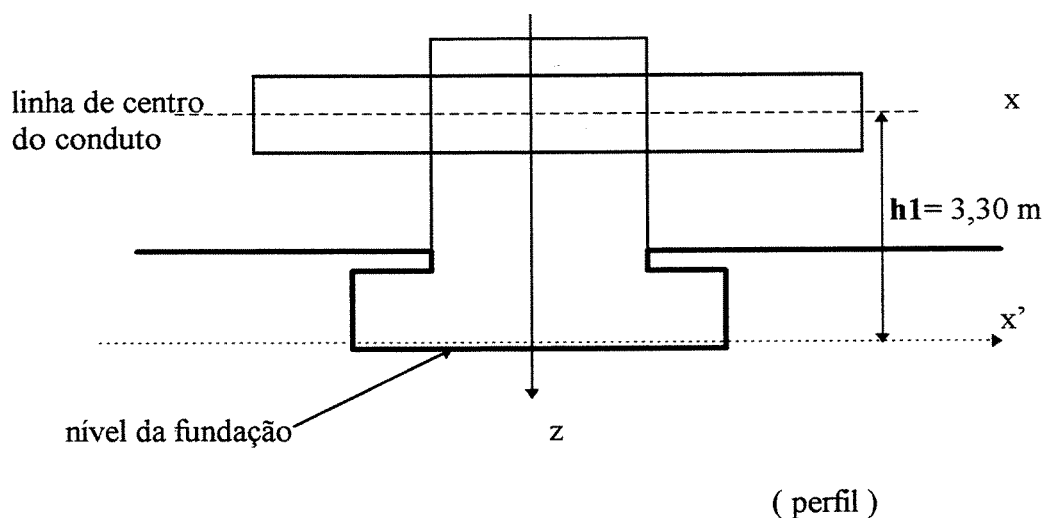


FIGURA 61 - Detalhe do nível da fundação do bloco

$$M_{y \text{ base}} = M_y + F_x \cdot h1 \quad \Rightarrow \quad M_{y \text{ base}} = -33,96 + (-50,75 \cdot 3,30) \\ = -33,96 + (-167,48)$$

$$M_{y \text{ base}} = -201,44 \text{ tf} \cdot \text{m} = 201,44 \cdot 10^1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{x \text{ base}} = M_x - F_y \cdot h1 \quad \Rightarrow \quad M_{x \text{ base}} = -97,25 - (-174,13 \cdot 3,30) \\ = -97,25 - (-574,63)$$

$$M_{y \text{ base}} = -477,38 \text{ tf} \cdot \text{m} = 477,38 \cdot 10^1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = \frac{F_z}{A} \pm \frac{M_{x \text{ base}}}{I_x} \cdot y_{\max} \pm \frac{M_{y \text{ base}}}{I_y} \cdot x_{\max}$$

$$\sigma = \frac{580,12}{8,40 \cdot 8,40} \pm \frac{477,38}{(8,40^4)/12} \cdot (8,40/2) \pm \frac{201,44}{(8,40^4)/12} \cdot (8,40/2)$$

$$\sigma = 8,22 \pm 4,83 \pm 2,04$$

$$\sigma = + 15,00 \text{ tf} / \text{m}^2 = 1,50 \text{ kgf} / \text{cm}^2 = 1,5 \cdot 10^{-1} \text{ MPa (compressão)} \leq \sigma_{\text{solo}} \Rightarrow \text{OK!}$$

$$\sigma = + 1,35 \text{ tf} / \text{m}^2 = 0,13 \text{ kgf} / \text{cm}^2 = 0,13 \cdot 10^{-1} \text{ MPa (compressão)}$$

V . IV - DIMENSIONAMENTO

Dos esforços inicialmente aplicados (item V.II.5.5):

$$F_z = \text{carga vertical} = 580,12 \text{ tf} = 580,12 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

$$F_{\text{hidr}} = \text{esforço hidráulico} = 102,94 \text{ tf} = 102,94 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

$$R_{\text{esq}} = \text{esforço mecânico de ancoragem / montante} = \pm 51,72 \text{ tf} = \pm 51,72 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

$$R_{\text{dir}} = \text{esforço mecânico de ancoragem / jusante} = \pm 108,38 \text{ tf} = \pm 108,38 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

$$M_{\text{esq}} = \text{momento à esq.} = 128,31 \text{ tf.m} = 128,31 \cdot 10^1 \text{ kN.m (tracionando a parte de cima)}$$

$$M_{\text{dir}} = \text{momento à dir.} = 90,40 \text{ tf.m} = 90,40 \cdot 10^1 \text{ kN.m (tracionando a parte de cima)}$$

Foram obtidos os esforços F_x , F_y , F_z , M_x , M_y (apresentado no item V.II.5.5).

Adotando-se a seguinte convenção de eixos e sinais, têm-se (fig 62):

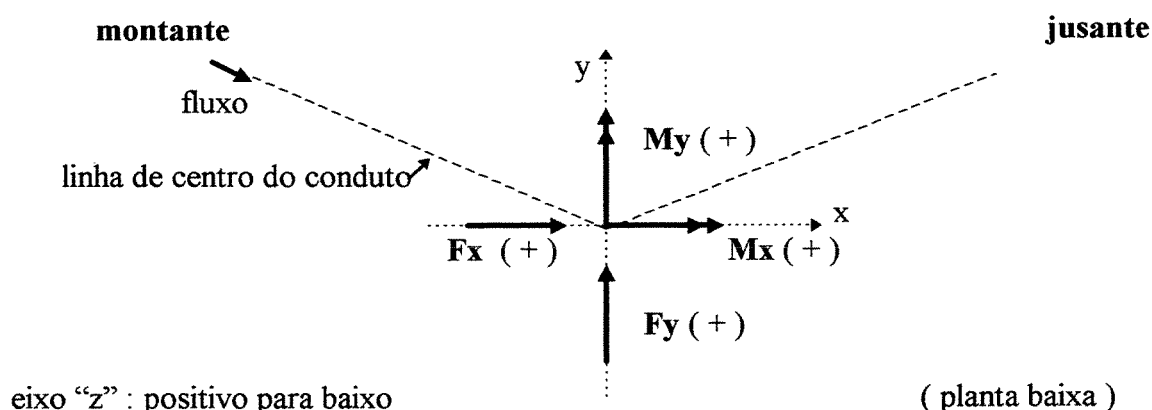


FIGURA 62 - Forças e momentos em relação à linha de centro do conduto

Com a convenção de sinais adotada, têm-se que:

$$F_z = + 580,12 \text{ tf} = + 580,12 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

$$F_x = - 50,75 \text{ tf} = - 50,75 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

$$F_y = - 174,13 \text{ tf} = - 174,13 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

(sendo: - $71,18 \cdot 10^1 \text{ kN}$ proveniente dos esforços mecânicos e
- $102,94 \cdot 10^1 \text{ kN}$ proveniente dos esforços hidráulicos)

$$M_x = -97,25 \text{ tf} \cdot \text{m} = -97,25 \cdot 10^1 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (em relação ao centro do conduto)}$$

$$M_y = -33,96 \text{ tf} \cdot \text{m} = -33,96 \cdot 10^1 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (em relação ao centro do conduto)}$$

V . IV . 1 - Dimensionamento da base do bloco

O dimensionamento da base do bloco é feito em função do diagrama de tensões atuantes na fundação, calculadas no item V.III.4 .

Os valores de tensão máxima e mínima encontrados foram de $15,0 \text{ tf/m}^2$ e $1,3 \text{ tf/m}^2$ respectivamente, sendo que estas tensões atuam em extremos diametralmente opostos (figura 63).

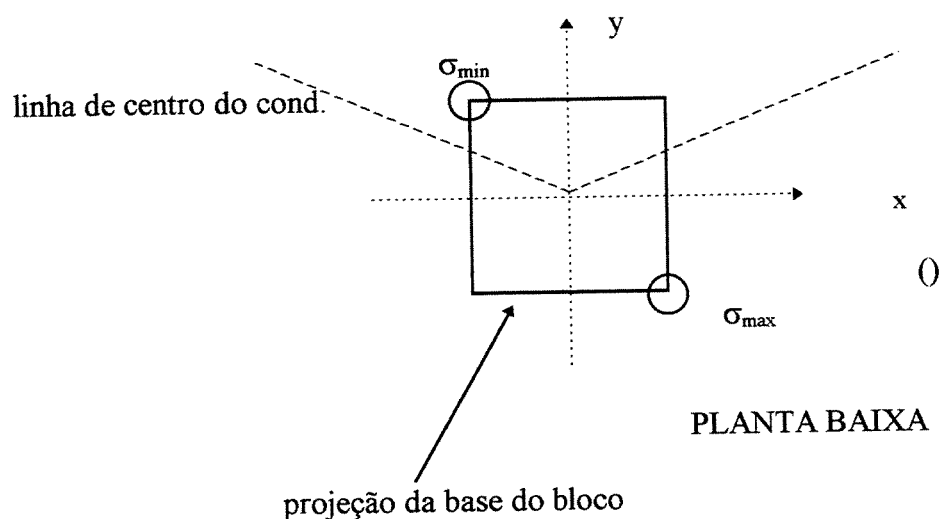


FIGURA 63 - Tensões máximas e mínimas atuantes na fundação

Como hipótese simplificadora de cálculo, ao invés de se trabalhar com flexão oblíqua, será considerado flexão normal em cada direção “x” e “y”, tomando-se em cada um destas direções a variação da tensão entre os valores $\sigma_{\max} = 15,0 \text{ tf/m}^2$ e $\sigma_{\min} = 1,3 \text{ tf/m}^2$, (figuras 64 e 65).

Desse modo têm-se:

(plano xz)

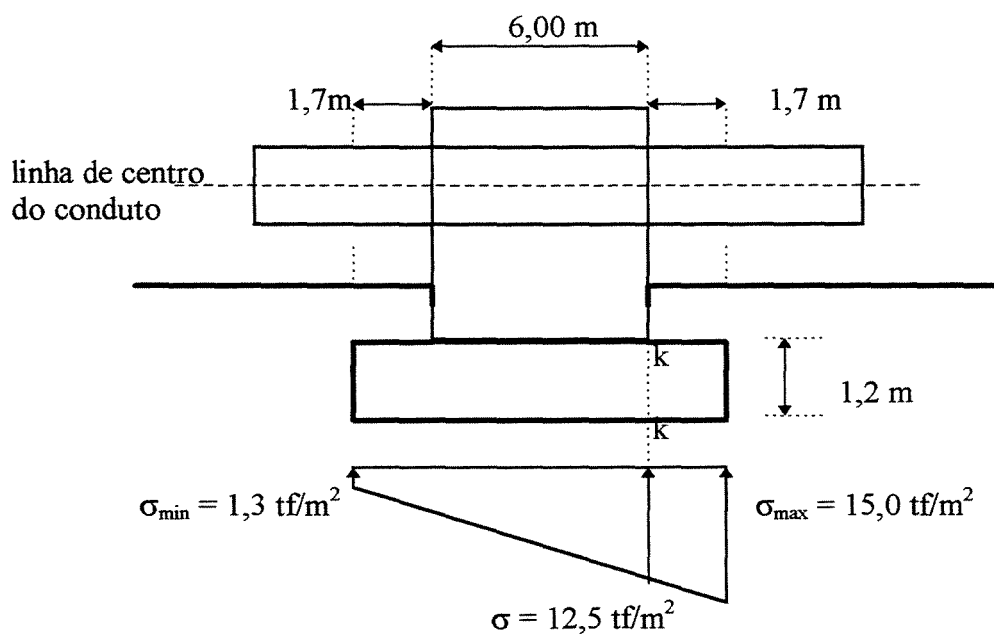


FIGURA 64 - Diagrama de tensões na fundação no plano xz

$$M_{kk} = \frac{12,5 \cdot 1,70^2}{2} + 2,5 \cdot \frac{1,70}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 1,70 = 20,50 \text{ tf.m} = 20,50 \cdot 10^1 \text{ kN.m}$$

Calculando-se a seção submetida a flexão simples, chega-se a:

$$K_6 = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \cdot 115^2}{2050} = 645 \Rightarrow K_3 = 0,326$$

$$A_s = \frac{K_3 \cdot M}{d} = \frac{0,326 \cdot 2050}{115} = 5,81 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

(plano yz)

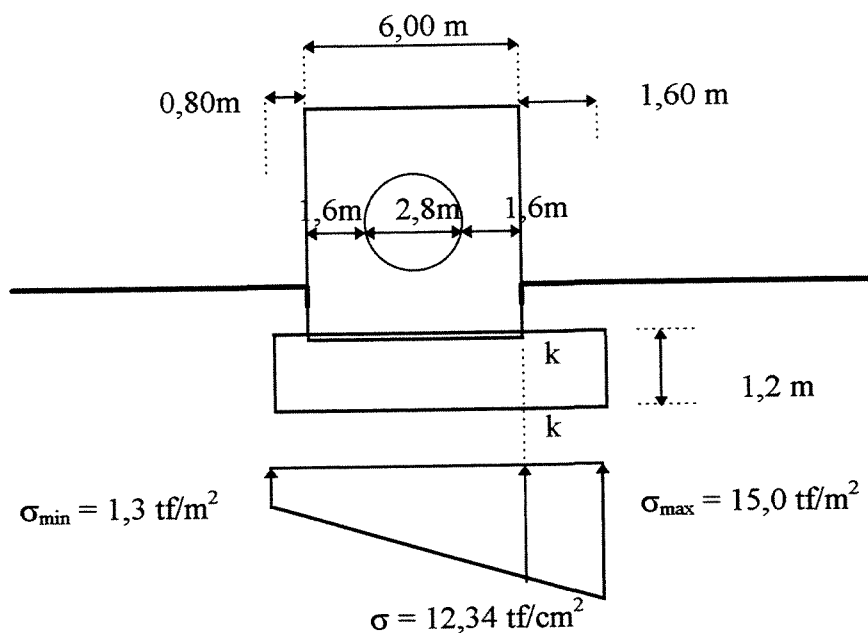


FIGURA 65 - Diagrama de tensões na fundação no plano yz

$$M_{kk} = \frac{12,34 \cdot 1,60^2}{2} + 2,66 \cdot \frac{1,60}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 1,60 = 18,07 \text{ tf.m} = 18,07 \cdot 10^1 \text{ kN.m}$$

$$K_6 = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \cdot 115^2}{1807} = 731 \Rightarrow K_3 = 0,326$$

$$A_s = \frac{K_3 \cdot M}{d} = \frac{0,326 \cdot 1807}{115} = 5,12 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

V.IV.2 - Dimensionamento da seção transversal (anel de concreto)

V.IV.2.1 - Determinação da máxima pressão (que ocorre na geratriz inferior)

- cota máxima no reservatório = 759,870 m
- cota da geratriz inferior do conduto = $745,974 - (D/2) = 745,974 - 1,40 = 744,574\text{m}$

$$\text{Pressão}_{\text{geratriz inf}} = (759,87 - 744,574) \times 1,3 = 19,89 \text{ tf / m}^2 = 19,89 \cdot 10^{-2} \text{ MPa}$$

V.IV.2.2 - Determinação da força Fy distribuída ao longo do desenvolvimento da curva

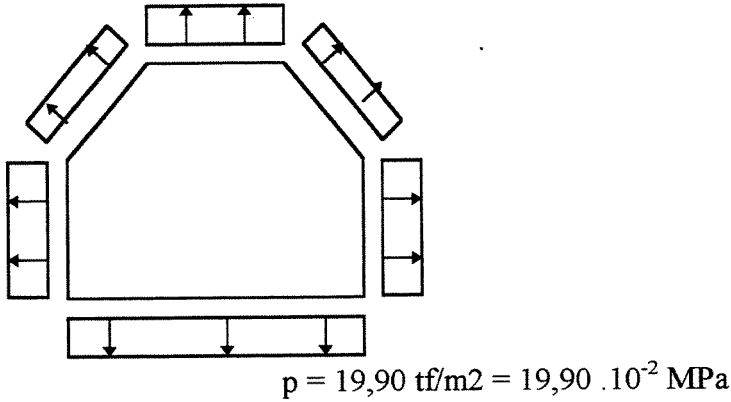
- comprimento da curva = 4,20 m (valor conhecido de projeto)
- força $F_y = -174,13 \text{ tf}$, sendo: - 71,18 tf (mecânica) e - 102,94 tf (hidráulica)

$$\frac{F_y}{m} = \frac{-71,18}{4,2} + \frac{-102,94}{4,2} = - 16,95 \text{ tf/m} - 24,51 \text{ tf/m} = - 16,95 \cdot 10^1 \text{ kN/m} - 24,51 \cdot 10^1 \text{ kN/m}$$

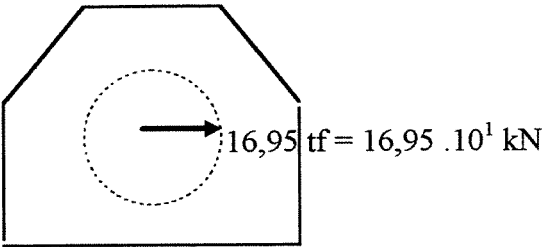
(mecânica) (hidráulica)

V.IV.2.3 - Esquemas para o processamento (figuras 66 e 67):

carregamento 1 : pressão interna



carregamento 2 : F_y mecânica



carregamento 2 : F_y hidráulica

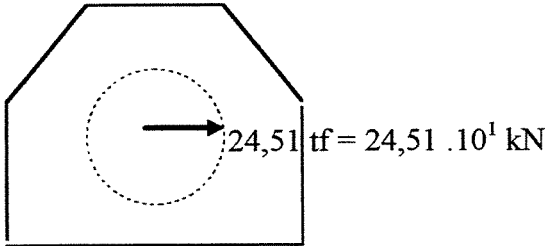


FIGURA 66 - Carregamentos 1, 2 e 3 - ações a considerar

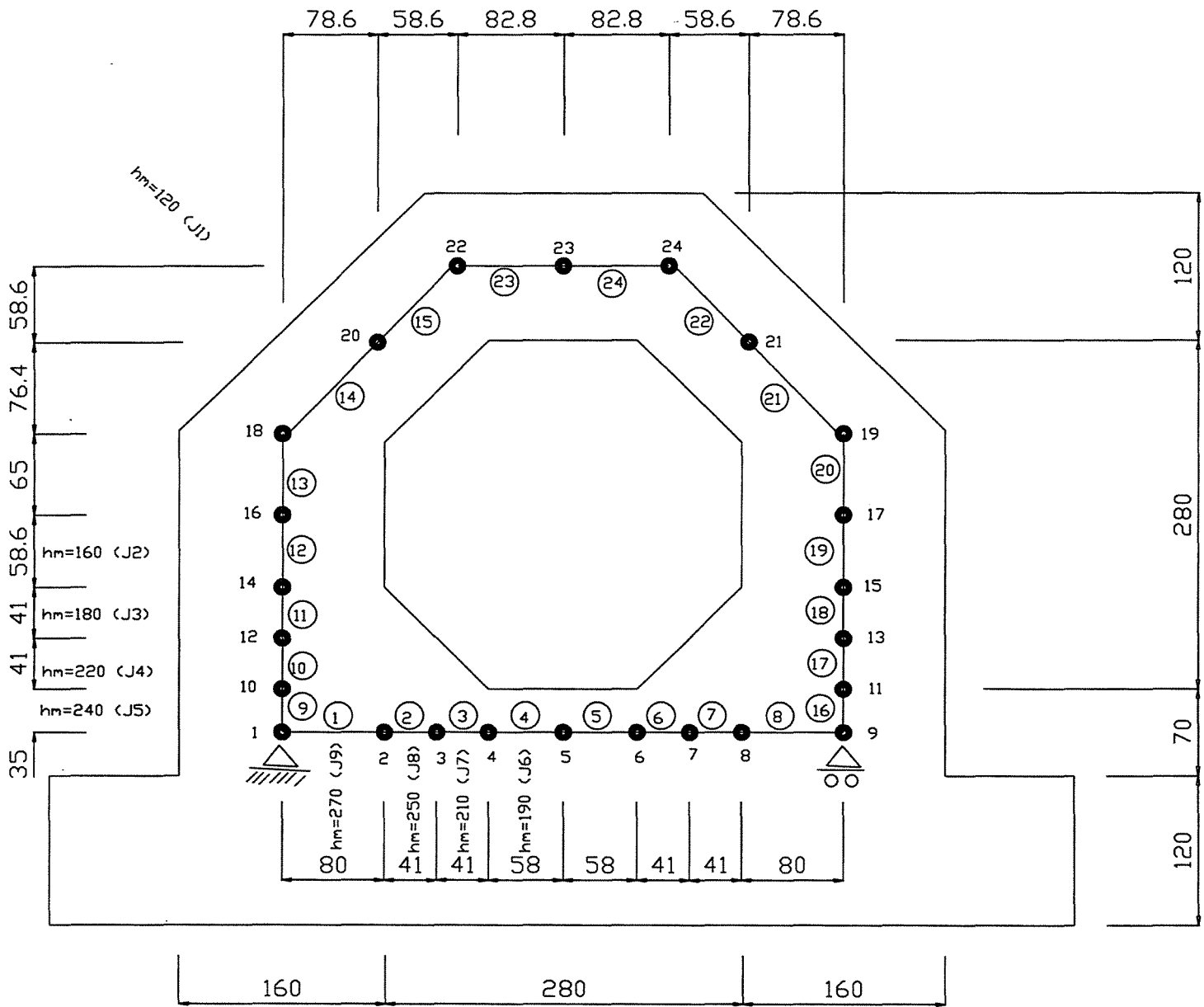


FIGURA 67 - Esquema para processamento

ESQUEMA PARA PROCESSAMENTO

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

SYSTEM

N=24 L=3 W=1

JOINTS

```

1  X=0   Y=0   Z=0
2  X=0.80
3  X=1.21
4  X=1.62
5  X=2.20
6  X=2.78
7  X=3.19
8  X=3.60
9  X=4.40
10 X=0   Y=0.35
11 X=4.4
12 X=0   Y=0.76
13 X=4.4
14 X=0   Y=1.17
15 X=4.4
16 X=0   Y=1.75
17 X=4.4
18 X=0   Y=2.40
19 X=4.4
20 X=0.786 Y=3.164
21 X=3.614
22 X=1.372 Y=3.75
23 X=2.2
24 X=3.028

```

RESTRAINTS

```

1 24 1 R=0,0,1,1,1,0
1      R=1,1,1,1,1,0
9      R=0,1,1,1,1,0

```

FRAME

NM=9 NL=5

```

1  A=1.20   I=0.144000   AS=1.20,1.20   E=2E6
2  A=1.60   I=0.341300   AS=1.60,1.60
3  A=1.80   I=0.486000   AS=1.80,1.80
4  A=2.20   I=0.887300   AS=2.20,2.20
5  A=2.40   I=1.152000   AS=2.40,2.40
6  A=1.90   I=0.571600   AS=1.90,1.90
7  A=2.10   I=0.771800   AS=2.10,2.10
8  A=2.50   I=1.302100   AS=2.50,2.50
9  A=2.70   I=1.640300   AS=2.70,2.70
1  WG=0,19.90
2  WG=0,-19.90
3  WG=-19.90,0
4  WG=19.90,0
5  WL=0,19.90
1 1 2 M=9 LP=1,0 NSL=2,0,0
2 2 3 M=8      NSL=2,0,0
3 3 4 M=7      NSL=2,0,0
4 4 5 M=6      NSL=2,0,0

```

5	5	6	M=6	NSL=2,0,0
6	6	7	M=7	NSL=2,0,0
7	7	8	M=8	NSL=2,0,0
8	8	9	M=9	NSL=2,0,0
9	1	10	M=5	NSL=3,0,0
10	10	12	M=4	NSL=3,0,0
11	12	14	M=3	NSL=3,0,0
12	14	16	M=2	NSL=3,0,0
13	16	18	M=1	NSL=3,0,0
14	18	20	M=1	NSL=5,0,0
15	20	22	M=1	NSL=5,0,0
16	9	11	M=5	NSL=4,0,0
17	11	13	M=4	NSL=4,0,0
18	13	15	M=3	NSL=4,0,0
19	15	17	M=2	NSL=4,0,0
20	17	19	M=1	NSL=4,0,0
21	21	19	M=1	NSL=5,0,0
22	24	21	M=1	NSL=5,0,0
23	22	23	M=1	NSL=1,0,0
24	23	24	M=1	NSL=1,0,0

LOADS

17 L=2 F=16.95

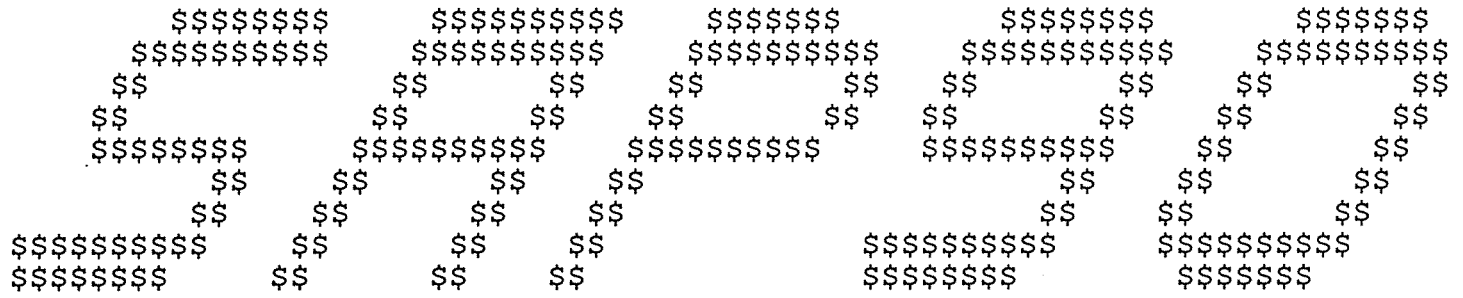
17 L=3 F=24.51

COMBO

1 C=1,0,0

2 C=1,1,0

3 C=1,1,1



STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS

VERSION 5.41

Copyright (C) 1978-1994
 EDWARD L. WILSON
 All rights reserved

CPFL - CIA. PAULISTA DE FORCA E LUZ

PAGE 1

PROGRAM:SAP90/FILE:\DIME1.SOI

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

JOINT DISPLACEMENTS

LOAD COMBINATION 1 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	R(Z)
1	.0000E+00	.0000E+00	-.1005E-04
2	.4897E-05	-.2363E-04	-.1336E-04
3	.7607E-05	-.3407E-04	-.1260E-04
4	.1083E-04	-.4256E-04	-.9169E-05
5	.1588E-04	-.4759E-04	.0000E+00
6	.2092E-04	-.4256E-04	.9169E-05
7	.2415E-04	-.3407E-04	.1260E-04
8	.2686E-04	-.2363E-04	.1336E-04
9	.3176E-04	.0000E+00	.1005E-04
10	-.2762E-05	.3192E-05	-.6466E-05
11	.3452E-04	.3192E-05	.6466E-05
12	-.6169E-05	.7272E-05	-.3271E-05
13	.3793E-04	.7272E-05	.3271E-05
14	-.9571E-05	.1226E-04	-.5383E-06
15	.4133E-04	.1226E-04	.5383E-06
16	-.1178E-04	.2019E-04	.1332E-05
17	.4354E-04	.2019E-04	-.1332E-05
18	-.8812E-05	.3205E-04	.9402E-05
19	.4057E-04	.3205E-04	-.9402E-05
20	-.1280E-04	.6305E-04	.6935E-05
21	.4455E-04	.6305E-04	-.6935E-05
22	.1536E-05	.6877E-04	.2708E-05
23	.1588E-04	.7863E-04	.0000E+00
24	.3022E-04	.6877E-04	-.2708E-05

CPFL - CIA. PAULISTA DE FORCA E LUZ

PAGE 2

PROGRAM:SAP90/FILE:\DIME1.SOL

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

JOINT DISPLACEMENTS

LOAD COMBINATION 2 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	R(Z)
1	.0000E+00	.0000E+00	-.1187E-04
2	.6897E-05	-.2213E-04	-.1362E-04
3	.1072E-04	-.3133E-04	-.1241E-04
4	.1526E-04	-.3821E-04	-.8849E-05
5	.2237E-04	-.4100E-04	-.9070E-06
6	.2947E-04	-.3495E-04	.5315E-05
7	.3402E-04	-.2702E-04	.6435E-05
8	.3783E-04	-.1820E-04	.5449E-05
9	.4473E-04	.0000E+00	-.1431E-05
10	-.1250E-05	.3258E-05	-.9522E-05
11	.5448E-04	.3127E-05	-.7233E-05
12	-.2235E-05	.7421E-05	-.7904E-05
13	.6727E-04	.7123E-05	-.1262E-04
14	-.2228E-05	.1251E-04	-.7456E-05
15	.8161E-04	.1201E-04	-.1701E-04
16	.2195E-05	.2061E-04	-.8740E-05
17	.1000E-03	.1978E-04	-.1655E-04
18	.1558E-04	.3271E-04	-.4262E-05
19	.1002E-03	.3139E-04	-.1211E-04
20	.2425E-04	.5272E-04	-.4858E-05
21	.9828E-04	.5757E-04	.8328E-06
22	.4574E-04	.5277E-04	-.2749E-05
23	.6127E-04	.6214E-04	.1952E-05
24	.7681E-04	.5702E-04	.4516E-05

CPFL - CIA. PAULISTA DE FORCA E LUZ

PAGE 3
PROGRAM:SAP90/FILE:\DIME1.SOL

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

JOINT DISPLACEMENTS

LOAD COMBINATION 3 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	R(Z)
1	.0000E+00	.0000E+00	-.1450E-04
2	.9790E-05	-.1997E-04	-.1399E-04
3	.1521E-04	-.2736E-04	-.1212E-04
4	.2166E-04	-.3191E-04	-.8385E-05
5	.3175E-04	-.3148E-04	-.2219E-05
6	.4183E-04	-.2395E-04	-.2583E-06
7	.4828E-04	-.1681E-04	-.2481E-05
8	.5370E-04	-.1035E-04	-.5992E-05
9	.6349E-04	.0000E+00	-.1803E-04
10	.9358E-06	.3352E-05	-.1394E-04
11	.8335E-04	.3032E-05	-.2704E-04
12	.3453E-05	.7637E-05	-.1460E-04
13	.1097E-03	.6907E-05	-.3559E-04
14	.8389E-05	.1287E-04	-.1746E-04
15	.1398E-03	.1164E-04	-.4239E-04
16	.2240E-04	.2121E-04	-.2330E-04
17	.1817E-03	.1918E-04	-.3855E-04
18	.5084E-04	.3366E-04	-.2402E-04
19	.1863E-03	.3044E-04	-.1603E-04
20	.7783E-04	.3777E-04	-.2191E-04
21	.1760E-03	.4964E-04	.1206E-04
22	.1097E-03	.2964E-04	-.1064E-04
23	.1269E-03	.3828E-04	.4775E-05
24	.1442E-03	.4004E-04	.1496E-04

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

REACTIONS AND APPLIED FORCES

LOAD COMBINATION 1 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	M(Z)
1	.0000	.0000	.0000
2	.0000	.0000	.0000
3	.0000	.0000	.0000
4	.0000	.0000	.0000
5	.0000	.0000	.0000
6	.0000	.0000	.0000
7	.0000	.0000	.0000
8	.0000	.0000	.0000
9	.0000	.0000	.0000
10	.0000	.0000	.0000
11	.0000	.0000	.0000
12	.0000	.0000	.0000
13	.0000	.0000	.0000
14	.0000	.0000	.0000
15	.0000	.0000	.0000
16	.0000	.0000	.0000
17	.0000	.0000	.0000
18	.0000	.0000	.0000
19	.0000	.0000	.0000
20	.0000	.0000	.0000
21	.0000	.0000	.0000
22	.0000	.0000	.0000
23	.0000	.0000	.0000
24	.0000	.0000	.0000

CPFL - CIA. PAULISTA DE FORCA E LUZ

PAGE 5
PROGRAM:SAP90/FILE:\DIME1.SOL

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

REACTIONS AND APPLIED FORCES

LOAD COMBINATION 2 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	M(Z)
1	-16.9500	-6.7415	.0000
2	.0000	.0000	.0000
3	.0000	.0000	.0000
4	.0000	.0000	.0000
5	.0000	.0000	.0000
6	.0000	.0000	.0000
7	.0000	.0000	.0000
8	.0000	.0000	.0000
9	.0000	6.7415	.0000
10	.0000	.0000	.0000
11	.0000	.0000	.0000
12	.0000	.0000	.0000
13	.0000	.0000	.0000
14	.0000	.0000	.0000
15	.0000	.0000	.0000
16	.0000	.0000	.0000
17	16.9500	.0000	.0000
18	.0000	.0000	.0000
19	.0000	.0000	.0000
20	.0000	.0000	.0000
21	.0000	.0000	.0000
22	.0000	.0000	.0000
23	.0000	.0000	.0000
24	.0000	.0000	.0000

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

REACTIONS AND APPLIED FORCES

LOAD COMBINATION 3 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	M(Z)
1	-41.4600	-16.4898	.0000
2	.0000	.0000	.0000
3	.0000	.0000	.0000
4	.0000	.0000	.0000
5	.0000	.0000	.0000
6	.0000	.0000	.0000
7	.0000	.0000	.0000
8	.0000	.0000	.0000
9	.0000	16.4898	.0000
10	.0000	.0000	.0000
11	.0000	.0000	.0000
12	.0000	.0000	.0000
13	.0000	.0000	.0000
14	.0000	.0000	.0000
15	.0000	.0000	.0000
16	.0000	.0000	.0000
17	41.4600	.0000	.0000
18	.0000	.0000	.0000
19	.0000	.0000	.0000
20	.0000	.0000	.0000
21	.0000	.0000	.0000
22	.0000	.0000	.0000
23	.0000	.0000	.0000
24	.0000	.0000	.0000

CPFL - CIA. PAULISTA DE FORCA E LUZ

PAGE 1

PROGRAM:SAP90/FILE:\DIME1.F3F

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COMB	DIST ENDI	1-2 PLANE		AXIAL FORCE	1-3 PLANE		AXIAL TORQ
			SHEAR	MOMENT		SHEAR	MOMENT	
1 -----								
	1	.000			33.053			
		.000	43.780	-28.970				
		.800	27.860	-.314				
		.800			33.053			
	2	.000			46.557			
		.000	37.936	-20.228				
		.800	22.016	3.753				
		.800			46.557			
	3	.000			66.084			
		.000	29.486	-7.587				
		.800	13.566	9.634				
		.800			66.084			
2 -----								
	1	.000			33.053			
		.000	27.860	-.314				
		.410	19.701	9.436				
		.410			33.053			
	2	.000			46.557			
		.000	22.016	3.753				
		.410	13.857	11.107				
		.410			46.557			
	3	.000			66.084			
		.000	13.566	9.634				
		.410	5.407	13.524				
		.410			66.084			
3 -----								
	1	.000			33.053			
		.000	19.701	9.436				
		.410	11.542	15.841				
		.410			33.053			
	2	.000			46.557			
		.000	13.857	11.107				
		.410	5.698	15.116				
		.410			46.557			
	3	.000			66.084			
		.000	5.407	13.524				
		.272	.000	14.258				
		.410	-2.752	14.068				
		.410			66.084			

CPFL - CIA. PAULISTA DE FORCA E LUZ

PROGRAM:SAP90/FILE:\DIME1.F3F

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	AXIAL FORCE	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	AXIAL TORQ
4								
1	1	.000			33.053			
		.000	11.542	15.841				
		.580	.000	19.188				
		.580			33.053			
2	2	.000			46.557			
		.000	5.698	15.116				
		.286	.000	15.932				
		.580	-5.844	15.074				
3	3	.580			46.557			
		.000			66.084			
		.000	-2.752	14.068				
		.580	-14.294	9.125				
5	1	.580			66.084			
		.000			33.053			
		.000	.000	19.188				
		.580	-11.542	15.841				
2	2	.580			33.053			
		.000			46.557			
		.000	-5.844	15.074				
		.580	-17.386	8.337				
3	3	.580			46.557			
		.000			66.084			
		.000	-14.294	9.125				
		.580	-25.836	-2.513				
6	1	.580			66.084			
		.000			33.053			
		.000	-11.542	15.841				
		.410	-19.701	9.436				
2	2	.410			33.053			
		.000			46.557			
		.000	-17.386	8.337				
		.410	-25.545	-.463				
3	3	.410			46.557			
		.000			66.084			
		.000	-25.836	-2.513				
		.410	-33.995	-14.778				
6	3	.410			66.084			

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT	LOAD	DIST	1-2 PLANE		AXIAL	1-3 PLANE		AXIAL
ID	COMB	ENDI	SHEAR	MOMENT	FORCE	SHEAR	MOMENT	TORQ
7								
	1	.000			33.053			
		.000	-19.701	9.436				
		.410	-27.860	-.314				
		.410			33.053			
	2	.000			46.557			
		.000	-25.545	-.463				
		.410	-33.704	-12.609				
		.410			46.557			
	3	.000			66.084			
		.000	-33.995	-14.778				
		.410	-42.154	-30.388				
		.410			66.084			
8								
	1	.000			33.053			
		.000	-27.860	-.314				
		.800	-43.780	-28.970				
		.800			33.053			
	2	.000			46.557			
		.000	-33.704	-12.609				
		.800	-49.624	-45.940				
		.800			46.557			
	3	.000			66.084			
		.000	-42.154	-30.388				
		.800	-58.074	-70.480				
		.800			66.084			
9								
	1	.000			43.780			
		.000	-33.053	28.970				
		.350	-26.088	18.620				
		.350			43.780			
	2	.000			44.678			
		.000	-29.607	20.228				
		.350	-22.642	11.084				
		.350			44.678			
	3	.000			45.976			
		.000	-24.624	7.587				
		.350	-17.659	.187				
		.350			45.976			
10								
	1	.000			43.780			

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	DIST ENDI	1-2 PLANE		AXIAL FORCE	1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT		SHEAR	MOMENT	
	.000	-26.088	18.620				
	.410	-17.929	9.597				
	.410			43.780			
2	.000			44.678			
	.000	-22.642	11.084				
	.410	-14.483	3.473				
	.410			44.678			
3	.000			45.976			
	.000	-17.659	.187				
	.410	-9.500	-5.381				
	.410			45.976			
11	-----						
1	.000			43.780			
	.000	-17.929	9.597				
	.410	-9.770	3.918				
	.410			43.780			
2	.000			44.678			
	.000	-14.483	3.473				
	.410	-6.324	-.792				
	.410			44.678			
3	.000			45.976			
	.000	-9.500	-5.381				
	.410	-1.341	-7.603				
	.410			45.976			
12	-----						
1	.000			43.780			
	.000	-9.770	3.918				
	.491	.000	1.520				
	.580	1.772	1.599				
	.580			43.780			
2	.000			44.678			
	.000	-6.324	-.792				
	.318	.000	-1.797				
	.580	5.218	-1.113				
	.580			44.678			
3	.000			45.976			
	.000	-1.341	-7.603				
	.067	.000	-7.649				
	.580	10.201	-5.034				
	.580			45.976			
13	-----						
1	.000			43.780			

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT	LOAD	DIST	1-2 PLANE		AXIAL	1-3 PLANE		AXIAL
ID	COMB	ENDI	SHEAR	MOMENT	FORCE	SHEAR	MOMENT	TORQ
		.000	1.772	1.599				
		.650	14.707	6.954				
		.650			43.780			
2		.000			44.678			
		.000	5.218	-1.113				
		.650	18.153	6.482				
		.650			44.678			
3		.000			45.976			
		.000	10.201	-5.034				
		.650	23.136	5.800				
		.650			45.976			
14								
1		.000			41.060			
		.000	-21.143	6.954				
		1.062	.000	-4.277				
		1.096	.670	-4.266				
		1.096			41.060			
2		.000			44.157			
		.000	-19.385	6.482				
		.974	.000	-2.959				
		1.096	2.428	-2.811				
		1.096			44.157			
3		.000			48.635			
		.000	-16.842	5.800				
		.846	.000	-1.327				
		1.096	4.970	-.706				
		1.096			48.635			
15								
1		.000			41.047			
		.000	1.253	-4.266				
		.829	17.745	3.606				
		.829			41.047			
2		.000			44.118			
		.000	3.055	-2.811				
		.829	19.546	6.554				
		.829			44.118			
3		.000			48.560			
		.000	5.660	-.706				
		.829	22.152	10.818				
		.829			48.560			
16								
1		.000			43.780			

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	DIST ENDI	1-2 PLANE		AXIAL FORCE	1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT		SHEAR	MOMENT	
	.000	33.053	-28.970				
	.350	26.088	-18.620				
	.350			43.780			
2	.000			42.882			
	.000	46.557	-45.940				
	.350	39.592	-30.864				
	.350			42.882			
3	.000			41.584			
	.000	66.084	-70.480				
	.350	59.119	-48.569				
	.350			41.584			
17	-----						
1	.000			43.780			
	.000	26.088	-18.620				
	.410	17.929	-9.597				
	.410			43.780			
2	.000			42.882			
	.000	39.592	-30.864				
	.410	31.433	-16.304				
	.410			42.882			
3	.000			41.584			
	.000	59.119	-48.569				
	.410	50.960	-26.003				
	.410			41.584			
18	-----						
1	.000			43.780			
	.000	17.929	-9.597				
	.410	9.770	-3.918				
	.410			43.780			
2	.000			42.882			
	.000	31.433	-16.304				
	.410	23.274	-5.089				
	.410			42.882			
3	.000			41.584			
	.000	50.960	-26.003				
	.410	42.801	-6.781				
	.410			41.584			
19	-----						
1	.000			43.780			
	.000	9.770	-3.918				
	.491	.000	-1.520				
	.580	-1.772	-1.599				

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COMB	DIST ENDI	1-2 PLANE		AXIAL FORCE	1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT		SHEAR	MOMENT	
	.580			43.780			
2	.000			42.882			
	.000	23.274	-5.089				
	.580	11.732	5.063				
	.580			42.882			
3	.000			41.584			
	.000	42.801	-6.781				
	.580	31.259	14.696				
	.580			41.584			
20	-----						
1	.000			43.780			
	.000	-1.772	-1.599				
	.650	-14.707	-6.954				
	.650			43.780			
2	.000			42.882			
	.000	-5.218	5.063				
	.650	-18.153	-2.532				
	.650			42.882			
3	.000			41.584			
	.000	-10.201	14.696				
	.650	-23.136	3.862				
	.650			41.584			
21	-----						
1	.000			41.060			
	.000	-.670	-4.266				
	.034	.000	-4.277				
	1.096	21.143	6.954				
	1.096			41.060			
2	.000			42.906			
	.000	-3.716	-5.350				
	.187	.000	-5.696				
	1.096	18.097	2.532				
	1.096			42.906			
3	.000			45.574			
	.000	-8.120	-6.916				
	.408	.000	-8.573				
	1.096	13.693	-3.862				
	1.096			45.574			
22	-----						
1	.000			41.047			
	.000	-17.745	3.606				
	.829	-1.253	-4.266				

CPFL - CIA. PAULISTA DE FORCA E LUZ

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT	LOAD	DIST	1-2 PLANE		AXIAL	1-3 PLANE		AXIAL
ID	COMB	ENDI	SHEAR	MOMENT	FORCE	SHEAR	MOMENT	TORQ
		.829			41.047			
2		.000			42.849			
		.000	-20.816	5.068				
		.829	-4.324	-5.350				
		.829			42.849			
3		.000			45.454			
		.000	-25.257	7.182				
		.829	-8.766	-6.916				
		.829			45.454			
23								
1		.000			41.572			
		.000	-16.477	3.606				
		.828	.000	-3.216				
		.828			41.572			
2		.000			45.018			
		.000	-17.375	6.554				
		.828	-.898	-1.011				
		.828			45.018			
3		.000			50.001			
		.000	-18.673	10.818				
		.828	-2.196	2.178				
		.828			50.001			
24								
1		.000			41.572			
		.000	.000	-3.216				
		.828	16.477	3.606				
		.828			41.572			
2		.000			45.018			
		.000	-.898	-1.011				
		.045	.000	-1.031				
		.828	15.579	5.068				
		.828			45.018			
3		.000			50.001			
		.000	-2.196	2.178				
		.110	.000	2.057				
		.828	14.281	7.182				
		.828			50.001			

CPFL - CIA. PAULISTA DE FORCA E LUZ

PAGE 1

PROGRAM:SAP90/FILE:\DIME1.SAP

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

SYSTEM DATA

EXECUTION CODE	- - - - -	0
MAXIMUM JOINT OR ELEMENT NUMBER	- - - - -	24
NUMBER OF LOAD CONDITIONS	- - - - -	3
STEADY STATE LOAD FREQUENCY	- - - - -	.0000E+00
NUMBER OF EIGENVALUES	- - - - -	0
EIGEN CONVERGENCE TOLERANCE	- - - - -	.1000E-03
EIGEN CUTOFF TIME PERIOD	- - - - -	.0000E+00

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

GENERATED JOINT COORDINATES

JOINT	X	Y	Z
1	.000	.000	.000
2	.800	.000	.000
3	1.210	.000	.000
4	1.620	.000	.000
5	2.200	.000	.000
6	2.780	.000	.000
7	3.190	.000	.000
8	3.600	.000	.000
9	4.400	.000	.000
10	.000	.350	.000
11	4.400	.350	.000
12	.000	.760	.000
13	4.400	.760	.000
14	.000	1.170	.000
15	4.400	1.170	.000
16	.000	1.750	.000
17	4.400	1.750	.000
18	.000	2.400	.000
19	4.400	2.400	.000
20	.786	3.164	.000
21	3.614	3.164	.000
22	1.372	3.750	.000
23	2.200	3.750	.000
24	3.028	3.750	.000

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

R E S T R A I N T D A T A

JOINT	RX	RY	RZ	RXX	RYY	RZZ
1	1	1	1	1	1	0
2	0	0	1	1	1	0
3	0	0	1	1	1	0
4	0	0	1	1	1	0
5	0	0	1	1	1	0
6	0	0	1	1	1	0
7	0	0	1	1	1	0
8	0	0	1	1	1	0
9	0	1	1	1	1	0
10	0	0	1	1	1	0
11	0	0	1	1	1	0
12	0	0	1	1	1	0
13	0	0	1	1	1	0
14	0	0	1	1	1	0
15	0	0	1	1	1	0
16	0	0	1	1	1	0
17	0	0	1	1	1	0
18	0	0	1	1	1	0
19	0	0	1	1	1	0
20	0	0	1	1	1	0
21	0	0	1	1	1	0
22	0	0	1	1	1	0
23	0	0	1	1	1	0
24	0	0	1	1	1	0

CPFL - CIA. PAULISTA DE FORCA E LUZ

PAGE 4
PROGRAM:SAP90/FILE:\DIME1.SAP

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

F R A M E C O N T R O L D A T A

NUMBER OF MEMBER SECTION PROPERTIES 9
NUMBER OF SPAN LOADING PATTERNS 5

LOAD	GRAVITATIONAL MULTIPLIERS			TEMPERATURE	PRESTRESS
COND	X	Y	Z	MULTIPLIERS	MULTIPLIERS
1	.000	.000	.000	.000	.000
2	.000	.000	.000	.000	.000
3	.000	.000	.000	.000	.000

CPFL - CIA. PAULISTA DE FORCA E LUZ

PAGE 5

PROGRAM:SAP90/FILE:\DIME1.SAP

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

SECTION PROPERTY DATA

PROP	AREA	TORSIONAL	MOMENTS OF INERTIA		SHEAR AREAS	
ID		INERTIA	I33	I22	A2	A3
1	.120E+01	.00000E+00	.14400E+00	.00000E+00	.120E+01	.120E+01
2	.160E+01	.00000E+00	.34130E+00	.00000E+00	.160E+01	.160E+01
3	.180E+01	.00000E+00	.48600E+00	.00000E+00	.180E+01	.180E+01
4	.220E+01	.00000E+00	.88730E+00	.00000E+00	.220E+01	.220E+01
5	.240E+01	.00000E+00	.11520E+01	.00000E+00	.240E+01	.240E+01
6	.190E+01	.00000E+00	.57160E+00	.00000E+00	.190E+01	.190E+01
7	.210E+01	.00000E+00	.77180E+00	.00000E+00	.210E+01	.210E+01
8	.250E+01	.00000E+00	.13021E+01	.00000E+00	.250E+01	.250E+01
9	.270E+01	.00000E+00	.16403E+01	.00000E+00	.270E+01	.270E+01

CPFL - CIA. PAULISTA DE FORCA E LUZ

PAGE 6

PROGRAM:SAP90/FILE:\DIME1.SAP

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

M A T E R I A L P R O P E R T Y D A T A

PROP ID	MODULUS OF ELASTICITY	SHEAR MODULUS	WEIGHT PER UNIT LEN	MASS PER UNIT LEN	THERMAL EXPANSION
1	.2000E+07	.7692E+06	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
2	.2000E+07	.7692E+06	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
3	.2000E+07	.7692E+06	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
4	.2000E+07	.7692E+06	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
5	.2000E+07	.7692E+06	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
6	.2000E+07	.7692E+06	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
7	.2000E+07	.7692E+06	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
8	.2000E+07	.7692E+06	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
9	.2000E+07	.7692E+06	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00

CPFL - CIA. PAULISTA DE FORCA E LUZ

PROGRAM:SAP90/FILE:\DIME1.SAP

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

SPAN LOADING DATA

UNIFORM LOAD DATA

PATTERN	1-DIR	2-DIR	3-DIR	X-DIR	Y-DIR	Z-DIR
ID						
1	.0000	.0000	.0000	.0000	19.9000	.0000
2	.0000	.0000	.0000	.0000	-19.9000	.0000
3	.0000	.0000	.0000	-19.9000	.0000	.0000
4	.0000	.0000	.0000	19.9000	.0000	.0000
5	.0000	19.9000	.0000	.0000	.0000	.0000

CPFL - CIA. PAULISTA DE FORCA E LUZ

PAGE 8

PROGRAM:SAP90/FILE:\DIME1.SAP

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

F R A M E E L E M E N T D A T A

ELT ID	JOINT END-I	JOINT END-J	LOCAL-AXIS N1 N2		PROPERTY-ID END-I END-J		VAR	REL CODES	REF TEMP	ELEMENT LENGTH
1	1	2	1	0	9	9	0	000000	.00	.80
2	2	3	1	0	8	8	0	000000	.00	.41
3	3	4	1	0	7	7	0	000000	.00	.41
4	4	5	1	0	6	6	0	000000	.00	.58
5	5	6	1	0	6	6	0	000000	.00	.58
6	6	7	1	0	7	7	0	000000	.00	.41
7	7	8	1	0	8	8	0	000000	.00	.41
8	8	9	1	0	9	9	0	000000	.00	.80
9	1	10	1	0	5	5	0	000000	.00	.35
10	10	12	1	0	4	4	0	000000	.00	.41
11	12	14	1	0	3	3	0	000000	.00	.41
12	14	16	1	0	2	2	0	000000	.00	.58
13	16	18	1	0	1	1	0	000000	.00	.65
14	18	20	1	0	1	1	0	000000	.00	1.10
15	20	22	1	0	1	1	0	000000	.00	.83
16	9	11	1	0	5	5	0	000000	.00	.35
17	11	13	1	0	4	4	0	000000	.00	.41
18	13	15	1	0	3	3	0	000000	.00	.41
19	15	17	1	0	2	2	0	000000	.00	.58
20	17	19	1	0	1	1	0	000000	.00	.65
21	21	19	1	0	1	1	0	000000	.00	1.10
22	24	21	1	0	1	1	0	000000	.00	.83
23	22	23	1	0	1	1	0	000000	.00	.83
24	23	24	1	0	1	1	0	000000	.00	.83

CPFL - CIA. PAULISTA DE FORÇA E LUZ

PAGE 9

PROGRAM:SAP90/FILE:\DIME1.SAP

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

B E A M S P A N L O A D I N G P A T T E R N S

ELT ID	LOAD 1	LOAD 2	LOAD 3
1	2	0	0
2	2	0	0
3	2	0	0
4	2	0	0
5	2	0	0
6	2	0	0
7	2	0	0
8	2	0	0
9	3	0	0
10	3	0	0
11	3	0	0
12	3	0	0
13	3	0	0
14	5	0	0
15	5	0	0
16	4	0	0
17	4	0	0
18	4	0	0
19	4	0	0
20	4	0	0
21	5	0	0
22	5	0	0
23	1	0	0
24	1	0	0

CPFL - CIA. PAULISTA DE FORCA E LUZ

PAGE 10
PROGRAM:SAP90/FILE:\DIME1.SAP

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

TOTAL WEIGHTS AND MASSES

PROP	WEIGHT	MASS
1	.0000	.0000
2	.0000	.0000
3	.0000	.0000
4	.0000	.0000
5	.0000	.0000
6	.0000	.0000
7	.0000	.0000
8	.0000	.0000
9	.0000	.0000
TOTAL	.0000	.0000

CPFL - CIA. PAULISTA DE FORCA E LUZ

PAGE 11
PROGRAM:SAP90/FILE:\DIME1.SAP

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

JOINT LOADS

JOINT	LOAD	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
17	2	.170E+02	.000E+00	.000E+00	.000E+00	.000E+00	.000E+00
17	3	.245E+02	.000E+00	.000E+00	.000E+00	.000E+00	.000E+00

CPFL - CIA. PAULISTA DE FORCA E LUZ

PAGE 12
PROGRAM:SAP90/FILE:\DIME1.SAP

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

L O A D C O N D I T I O N C O M B I N A T I O N M U L T I P L I E R S

COMBINATION	CONDITION	FACTOR
1		
	1	1.000
2		
	1	1.000
	2	1.000
3		
	1	1.000
	2	1.000
	3	1.000

CPFL - CIA. PAULISTA DE FORCA E LUZ

PAGE 13

PROGRAM:SAP90/FILE:\DIME1.SAP

EXEMPLO 1 - BLOCO 15

O U T P U T F I L E S C R E A T E D B Y P R O G R A M

INPUT DATA ECHO	C:\DIME1.SAP
SOLUTION ERRORS AND WARNINGS	C:\DIME1.ERR
EQUATION NUMBERING	C:\DIME1.EQN
DISPLACEMENTS AND REACTIONS	C:\DIME1.SOL
FRAME ELEMENT FORCES	C:\DIME1.F3F

V.IV.2.4- Combinações momentos fletores X esforços normais para dimensionamento da seção transversal (anel de concreto):

seção	h_m	barras	FORÇA NORMAL ($\cdot 10^1$ kN)	MOMENTO FLETOR ($\cdot 10^1$ kN. m)	comb	CORTANTE ($\cdot 10^1$ kN)
J1	1,20	14				
		15				
		21				
		22				25,26
		23	50,00	10,82	3	
		24				
J2	1,60	12	45,98	- 7,60	3	
		13				
		19	41,58	14,69	3	42,80
		20				
J3	1,80	11	45,98	- 7,60	3	50,96
		18	41,58	- 26,00	3	
J4	2,20	10				
		17	41,58	- 48,57	3	59,12
J5	2,40	9				
		16	41,58	- 70,48	3	66,08
J6	1,90	4	66,08	14,07	3	
		5	33,05	19,19	1	25,84
J7	2,10	3	66,08	14,07	3	
		6				
J8	2,50	2				
		7	66,08	- 30,39	3	42,15
J9	2,70	1				
		8	66,08	- 70,48	3	58,07

TABELA 1 - Combinações momentos fletores X esforços normais para dimension. da seção transversal

V.IV.2.5 - Dimensionamento das barras, conforme (5) :

$$\begin{aligned} N &= - 50,00 \text{ tf (tração)} = -50,00 \cdot 10^1 \text{ kN} \\ M &= 10,82 \text{ tf} \cdot \text{m} = 10,82 \cdot 10^1 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ h_m &= 1,20 \text{ m} \end{aligned}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{10,82}{- 50,00} = - 0,216 \text{ m}$$

$$e_s = e + \left(\frac{d - d'}{2} \right) = - 0,216 + \left(\frac{1,15 - 0,05}{2} \right) = + 0,334 \text{ m}$$

como $e_s > 0 \Rightarrow$ tração não uniforme

Considerando-se N e “ e ” em valores absolutos, têm-se:

$$A_s' = \frac{N_d}{f_{yd}} \cdot \frac{e_s}{(d - d')} = \frac{50 \cdot 1,4}{4,348} \cdot \frac{21,6}{(115 - 5)} = 3,16 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{N_d}{f_{yd}} \cdot \left(1 - \frac{e_s}{(d - d')} \right) = \frac{50 \cdot 1,4}{4,348} \cdot \left(1 - \frac{21,6}{(115 - 5)} \right) = 12,94 \text{ cm}^2$$

----- Φ -----

$$\begin{aligned}
 N &= -41,58 \text{ tf (tração)} = -41,58 \cdot 10^1 \text{ kN} \\
 M &= 14,69 \text{ tf} \cdot \text{m} = 14,69 \cdot 10^1 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 h_m &= 1,60 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{14,69}{41,58} = -0,353 \text{ m}$$

$$e_s = e + \left(\frac{d - d'}{2} \right) = -0,353 + \left(\frac{1,55 - 0,05}{2} \right) = +0,397 \text{ m}$$

como $e_s > 0 \Rightarrow$ tração não uniforme

Considerando-se N e “ e ” em valores absolutos, têm-se:

$$A_s' = \frac{N_d}{f_{yd}} \cdot \frac{e_s}{(d - d')} = \frac{41,58 \cdot 1,4}{4,348} \cdot \frac{39,7}{(155 - 5)} = 3,54 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{N_d}{f_{yd}} \cdot \left(1 - \frac{e_s}{(d - d')} \right) = \frac{41,58 \cdot 1,4}{4,348} \cdot \left(1 - \frac{39,7}{(155 - 5)} \right) = 9,85 \text{ cm}^2$$



-----Φ-----

$$\begin{aligned}
 N &= -41,58 \text{ tf (tração)} = -41,58 \cdot 10^1 \text{ kN} \\
 M &= 48,57 \text{ tf} \cdot \text{m} = 48,57 \cdot 10^1 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 h_m &= 2,20 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{48,57}{-41,58} = -1,168 \text{ m}$$

$$e_s = e + \left(\frac{d - d'}{2} \right) = -1,168 + \left(\frac{2,15 - 0,05}{2} \right) = -0,118 \text{ m}$$

como $e_s < 0 \Rightarrow$ flexo tração

$$V_d = \frac{N_d}{b_w \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{-41,58 \cdot 1,4}{100 \cdot 215 \cdot 0,107} = -0,025$$

$$\mu_{sd} = \frac{N_d \cdot e_s}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{-41,58 \cdot 1,4 \cdot (-11,8)}{100 \cdot 215^2 \cdot 0,107} = 0,0014$$

$$\eta = \frac{d'}{d} = \frac{5}{215} = 0,02$$

para $\mu = \mu_{sd} = 0,002 \Rightarrow \beta_{x1} = 0,01$ (tabela 2)

como $0 < \beta_{x1} < \eta \Rightarrow$ caso A portanto, adotar $\beta_x = \beta_{x1}$

solução com armadura simples: $\beta_x = \beta_{x1} = 0,01 \Rightarrow \omega = 0,002$

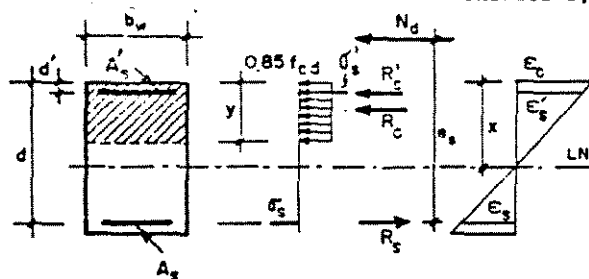
$$V_d = \omega - \omega_d \cdot \frac{\sigma_s}{f_{yd}} \Rightarrow \omega_d \cdot \frac{\sigma_s}{f_{yd}} = \omega - V_d$$

$$\omega_d \cdot \frac{\sigma_s}{f_{yd}} = 0,002 - (-0,025) = 0,027$$

$$\text{para aço CA-50 B, } \beta_x = 0,01 \Rightarrow \frac{\sigma_s}{f_{yd}} = 1 \text{ portanto: } \omega_d = 0,027$$

$$A_s = \omega_d \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,027 \cdot 100 \cdot 215 \cdot \frac{107}{4348} = 14,29 \text{ cm}^2$$

$$\text{-----} \Phi \text{-----}$$



$$y = 0,8x \quad \beta_s = \frac{x}{d}$$

$$\mu_d = \frac{N_d \cdot a_s}{b_w d^2 f_{cd}} \quad \omega_d = \frac{A_s f_{yd}}{b_w d f_{cd}}$$

$$\nu_d = \frac{N_d}{b_w d f_{cd}} \quad \omega'_d = \frac{A_s f_{ycd}}{b_w d f_{cd}}$$

β_x	μ	ω	DOMÍNIO	β_x	μ	ω	DOMÍNIO
0,02	0,014	0,014	2	0,58	0,303	0,394	CA-60A/B
0,04	0,027	0,027		0,59	0,306	0,401	CA-50A/B
0,06	0,040	0,041		0,60	0,310	0,408	
0,08	0,052	0,054		0,61	0,314	0,415	
0,10	0,065	0,068		0,62	0,317	0,422	
0,12	0,078	0,082		0,63	0,320	0,428	CA-40A/B
0,14	0,090	0,095		0,64	0,324	0,435	
0,16	0,102	0,109		0,65	0,327	0,442	
0,18	0,113	0,122		0,66	0,330	0,449	
0,20	0,125	0,136		0,67	0,334	0,456	CA-32
0,22	0,137	0,150		0,68	0,336	0,462	
0,24	0,147	0,163		0,69	0,340	0,469	
0,26	0,158	0,177		0,70	0,343	0,476	
0,28	0,169	0,190		0,71	0,346	0,483	CA-25
0,29	0,174	0,197		0,72	0,349	0,490	
0,30	0,180	0,204		0,73	0,351	0,496	
0,31	0,185	0,211		0,74	0,354	0,503	
0,32	0,190	0,218		0,75	0,357	0,510	4
0,33	0,194	0,224		0,76	0,360	0,517	
0,34	0,200	0,231		0,77	0,363	0,524	
0,35	0,205	0,238		0,78	0,365	0,530	
0,36	0,210	0,245		0,79	0,367	0,537	
0,37	0,215	0,252		0,80	0,370	0,544	
0,38	0,219	0,258		0,81	0,372	0,551	
0,39	0,224	0,265		0,82	0,375	0,558	
0,40	0,228	0,272		0,83	0,377	0,564	
0,41	0,233	0,279		0,84	0,379	0,571	
0,42	0,238	0,286		0,85	0,381	0,578	
0,43	0,242	0,292		0,86	0,384	0,585	
0,44	0,246	0,299	CA-60B	0,87	0,386	0,592	
0,45	0,251	0,306	CA-50B	0,88	0,388	0,598	
0,46	0,255	0,313	CA-40B	0,89	0,390	0,605	
0,47	0,260	0,320		0,90	0,392	0,612	
0,48	0,263	0,326		0,91	0,394	0,619	
0,49	0,268	0,333		0,92	0,396	0,626	
0,50	0,272	0,340		0,93	0,397	0,632	
0,51	0,276	0,347		0,94	0,399	0,639	
0,52	0,280	0,354		0,95	0,401	0,646	
0,53	0,284	0,360		0,96	0,402	0,653	
0,54	0,288	0,367		0,97	0,404	0,660	
0,55	0,292	0,374		0,98	0,405	0,666	
0,56	0,296	0,381		0,99	0,406	0,673	
0,57	0,300	0,388		1,00	0,408	0,680	

OBSERVAÇÃO: Na coluna de domínios de deformação:

- 1 - A linha interrompida indica o limite entre os domínios 2 e 3 ($\beta_x = 0,259$).
- 2 - A linha simples, sob a denominação dos aços, indica o limite entre os domínios 3 e 4 para os aços classe B ($\beta_x = \beta_{xy}$).
- 3 - A linha dupla, sob a denominação dos aços, corresponde aos valores de β_x limite, isto é, $\beta_x = \beta_{xy}$ para os aços classe A.

$$\begin{aligned}
 N &= -41,58 \text{ tf (tração)} = -41,58 \cdot 10^1 \text{ kN} \\
 M &= 70,48 \text{ tf} \cdot \text{m} = 70,48 \cdot 10^1 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 h_m &= 2,40 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{70,48}{-41,58} = -1,70 \text{ m}$$

$$e_s = e + \left(\frac{d - d'}{2} \right) = -1,70 + \left(\frac{2,35 - 0,05}{2} \right) = -0,55 \text{ m}$$

como $e_s < 0 \Rightarrow$ flexo tração

$$V_d = \frac{N_d}{b_w \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{-41,58 \cdot 1,4}{100 \cdot 235 \cdot 0,107} = -0,023$$

$$\mu_{sd} = \frac{N_d \cdot e_s}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{-41,58 \cdot 1,4 \cdot (-0,55)}{100 \cdot 235^2 \cdot 0,107} = -0,0054$$

$$\eta = \frac{d'}{d} = \frac{5}{235} = 0,02$$

para $\mu = \mu_{sd} = 0,005 \Rightarrow \beta_{x1} = 0,01$ (tabela 2)

como $0 < \beta_{x1} < \eta \Rightarrow$ caso A, portanto, adotar $\beta_x = \beta_{x1}$

solução com armadura simples: $\beta_x = \beta_{x1} = 0,01 \Rightarrow \omega = 0,005$

$$V_d = \omega - \omega_d \cdot \frac{\sigma_s}{f_{yd}} \Rightarrow$$

$$\omega_d \cdot \frac{\sigma_s}{f_{yd}} = \omega - V_d$$

$$\omega_d \cdot \frac{\sigma_s}{f_{yd}} = 0,005 - (-0,023) = 0,028$$

$$\text{para aço CA-50 B, } \beta_x = 0,01 \Rightarrow \frac{\sigma_s}{f_{yd}} = 1 \text{ portanto: } \omega_d = 0,028$$

$$A_s = \omega_d \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,028 \cdot 100 \cdot 235 \cdot \frac{107}{4348} = 16,19 \text{ cm}^2$$

-----Φ-----

$$\begin{aligned}
 N &= -66,08 \text{ tf (tração)} = -66,08 \cdot 10^1 \text{ kN} \\
 M &= 70,48 \text{ tf} \cdot \text{m} = 70,48 \cdot 10^1 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 h_m &= 2,70 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{70,48}{-66,08} = -1,07 \text{ m}$$

$$e_s = e + \left(\frac{d - d'}{2} \right) = -1,07 + \left(\frac{2,65 - 0,05}{2} \right) = +0,23 \text{ m}$$

como $e_s > 0 \Rightarrow$ tração não uniforme

Considerando-se N e “ e ” em valores absolutos, têm-se:

$$A_s' = \frac{Nd}{f_y d} \cdot \frac{e_s}{(d - d')} = \frac{66,08 \cdot 1,4}{4,348} \cdot \frac{23}{(265 - 5)} = 1,88 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{Nd}{f_y d} \cdot \left(1 - \frac{e_s}{(d - d')} \right) = \frac{66,08 \cdot 1,4}{4,348} \cdot \left(1 - \frac{23}{(265 - 5)} \right) = 19,39 \text{ cm}^2$$

Φ

V.IV.2.6 - Verificação do cisalhamento

$$V_k = 66,08 \text{ tf} = 66,08 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

$$h_m = 2,40 \text{ m}$$

$$\tau_{wd} = \frac{66,08 \cdot 1,4 \cdot 1000}{100 \cdot 240} = 3,85 \text{ kgf/cm}^2 = 3,85 \cdot 10^{-1} \text{ MPa}$$

-----//-----

$$V_k = 42,80 \text{ tf} = 42,80 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

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

$$\tau_{wd} = \frac{42,80 \cdot 1,4 \cdot 1000}{100 \cdot 160} = 3,74 \text{ kgf/cm}^2 = 3,74 \cdot 10^{-1} \text{ MPa}$$

-----//-----

$$V_k = 50,90 \text{ tf} = 50,90 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

$$h_m = 1,80 \text{ m}$$

$$\tau_{wd} = \frac{50,90 \cdot 1,4 \cdot 1000}{100 \cdot 180} = 3,96 \text{ kgf/cm}^2 = 3,96 \cdot 10^{-1} \text{ MPa}$$

-----//-----

$$V_k = 59,12 \text{ tf} = 59,12 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

$$h_m = 2,20 \text{ m}$$

$$\tau_{wd} = \frac{59,12 \cdot 1,4 \cdot 1000}{100 \cdot 220} = 3,76 \text{ kgf/cm}^2 = 3,76 \cdot 10^{-1} \text{ MPa}$$

Cálculo de τ_{wu} :

$$\tau_{wu} = \phi_4 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

sendo: $\phi_4 = 1,4 \cdot \sqrt[4]{\rho}$

$$\rho = 0,0015 \quad \Rightarrow \quad \phi_4 = 1,4 \cdot \sqrt[4]{0,0015} = 0,276$$

$$\tau_{wu} = 0,276 \cdot \sqrt{180} = 3,71 \text{ kgf/cm}^2 = 3,71 \cdot 10^{-1} \text{ MPa}$$

Como a máxima tensão de cisalhamento é da mesma ordem da tensão τ_{wu} , e não se está levando em conta a área real da estrutura, e sim uma altura média (h_m), nem os efeitos de pino da armadura e nem os efeitos de embricamento dos agregados, é admissível considerar que $\tau_{wd} \leq \tau_{wu}$ e portanto dispensar o cálculo de uma armadura exclusiva para o cisalhamento.

V.IV.3 - Dimensionamento da “cabeça do bloco”

Do cálculo das forças e momentos em relação aos eixos: “x” (bissetriz do ângulo α) e “y” (perpendicular à bissetriz do ângulo α , na direção do esforço hidráulico hidromecânico) tinha-se (item V.II.5.5):

$$F_x = - 50,75 \text{ tf} = - 50,75 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

$$F_y = - 174,13 \text{ tf} = - 174,13 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

$$F_z = 580,12 \text{ tf} = 580,12 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

$$M_x = - 97,25 \text{ tf} \cdot \text{m} = -97,25 \cdot 10^1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = - 33,96 \text{ tf} \cdot \text{m} = -33,96 \cdot 10^1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

A representação desses esforços estão apresentadas na figura 68

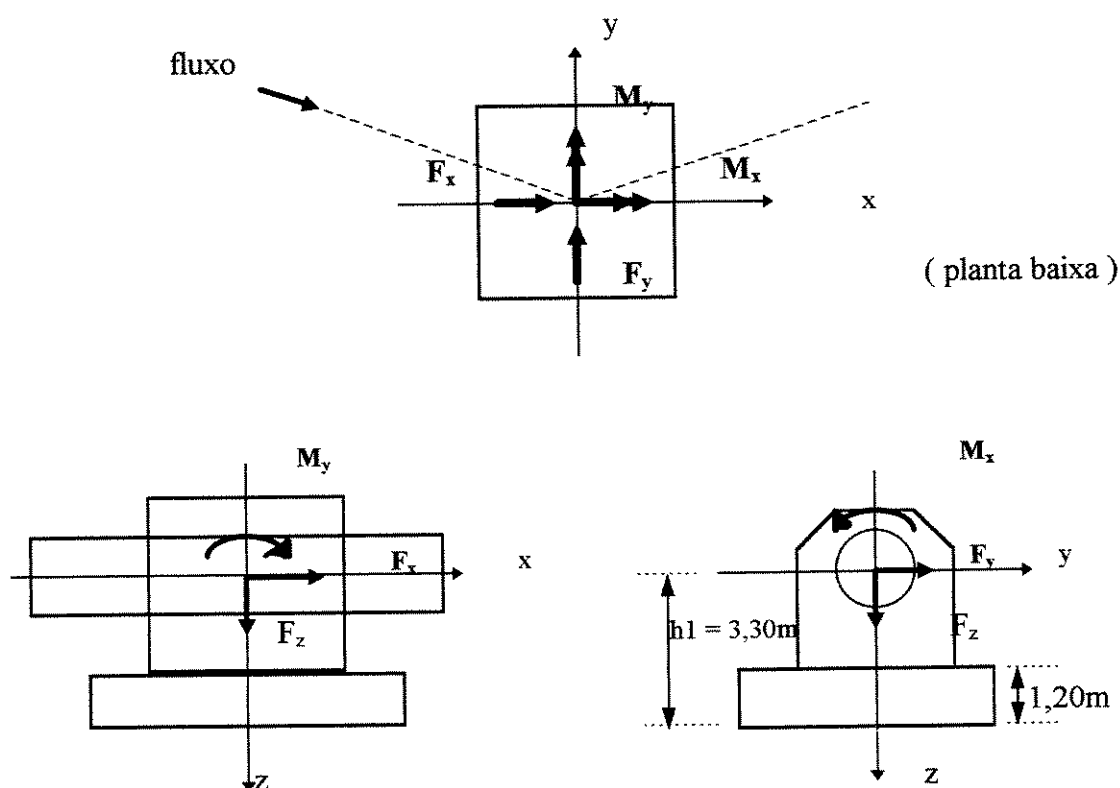


FIGURA 68 - Ações a considerar no dimensionamento da “cabeça do bloco”

Calculando-se os momentos e as forças em relação à seção do engaste da cabeça na base do bloco, têm-se:

$$M_y \text{ engaste} = M_y + F_x \cdot (h_1 - 1,20)$$

$$M_y \text{ engaste} = -33,96 + (-50,75) \cdot (3,30 - 1,20)$$

$$M_y \text{ engaste} = -33,96 + (-106,58)$$

$$M_y \text{ engaste} = -140,54 \text{ tf} \cdot \text{m} = -140,54 \cdot 10^1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_x \text{ engaste} = M_x - F_y \cdot (h_1 - 1,20)$$

$$M_x \text{ engaste} = -97,25 - (-174,13) \cdot (3,30 - 1,20)$$

$$M_x \text{ engaste} = -97,25 + 365,67$$

$$M_x \text{ engaste} = +268,42 \text{ tf} \cdot \text{m} = +268,42 \cdot 10^1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N = F_z - \text{Peso}_{\text{base}}$$

$$N = 580,12 - [(8,40 \cdot 8,40 \cdot 1,20) \cdot 2,5] = 368,44 \text{ tf}$$

$$N = 368,44 \text{ tf} = 368,44 \cdot 10^1 \text{ kN}$$

O cálculo é feito como flexão oblíqua e a área considerada está representada na figura 69 :

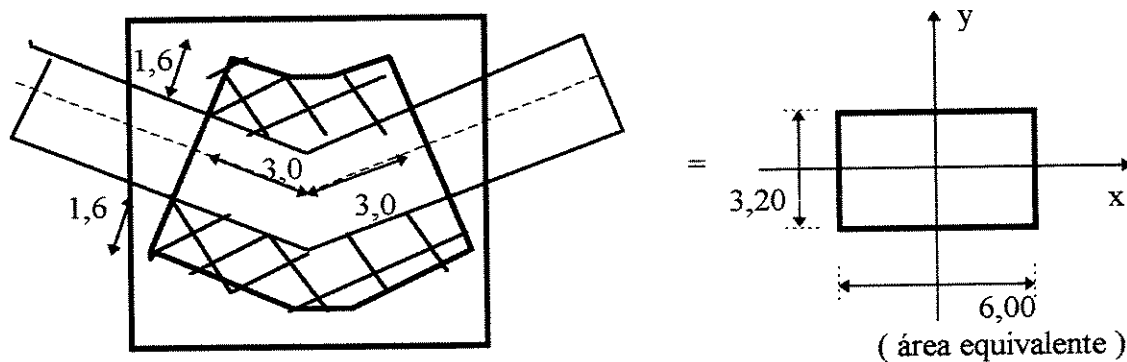
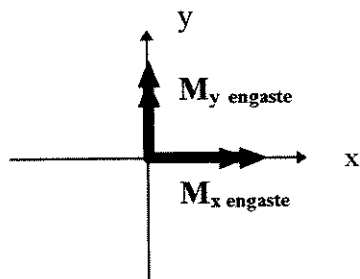


FIGURA 69 - Área equivalente para dimensionamento da "cabeça do bloco"

como :

$$M_{y \text{ engaste}} = - 140,54 \text{ tf} \cdot \text{m} = - 140,54 \cdot 10^1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{x \text{ engaste}} = + 268,42 \text{ tf} \cdot \text{m} = + 268,42 \cdot 10^1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



As excentricidades em x e y são (figura 70):

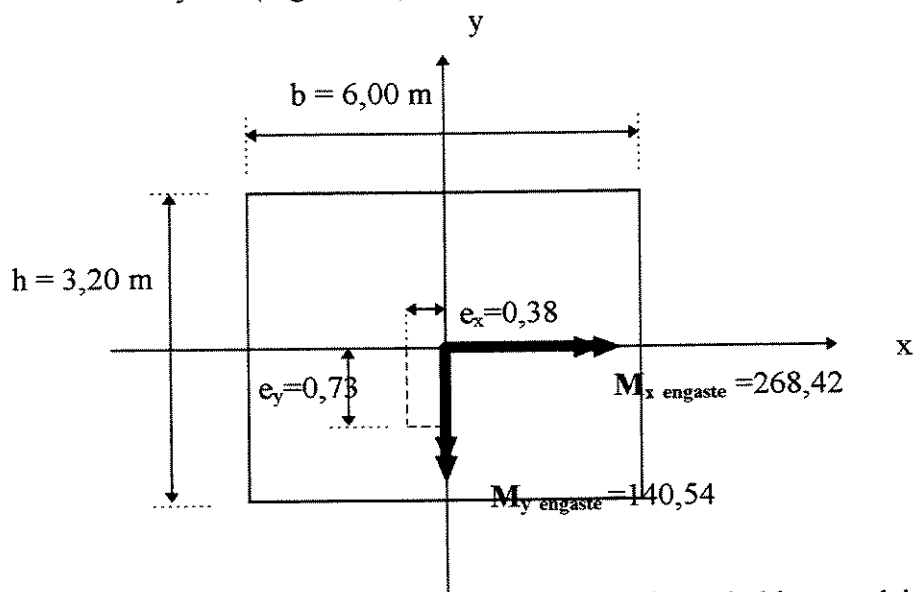


FIGURA 70 - Excentricidades na seção de engaste da cabeça do bloco na laje

$$e_x = \frac{M_{y \text{ engaste}}}{N} = \frac{140,54}{368,44} = 0,38 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_{x \text{ engaste}}}{N} = \frac{268,42}{368,44} = 0,73 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 N &= 368,44 \text{ tf} \Rightarrow N_d = 1,4 \times N \Rightarrow N_d = 515,82 \text{ tf} = 515,82 \cdot 10^1 \text{ kN} \\
 f_{ck} &= 180 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow f_{cd} = f_{ck} / 1,4 \Rightarrow f_{cd} = 128 \text{ kg/cm}^2 = 128 \cdot 10^{-1} \text{ MPa} \\
 f_{yk} &= 5000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (CA-50)} \Rightarrow f_{yd} = f_{yk} / 1,15 \Rightarrow \\
 &\quad f_{yd} = 4348 \text{ kg/cm}^2 = 4348 \cdot 10^{-1} \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b &= 600 \text{ cm} = h_x \\
 e_x &= 38 \text{ cm} \Rightarrow \frac{e_x}{h_x} = \frac{38}{600} = 0,06
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h &= 320 \text{ cm} = h_y \\
 e_y &= 73 \text{ cm} \Rightarrow \frac{e_y}{h_y} = \frac{73}{320} = 0,23
 \end{aligned}$$

utilizando-se os ábacos da figura 4.1.2.2 (anexo), têm-se:

$$V_d = \frac{N_d}{h_x \cdot h_y \cdot f_{cd}} = \frac{515,82 \cdot 10^3}{600 \cdot 320 \cdot 128} = 0,021$$

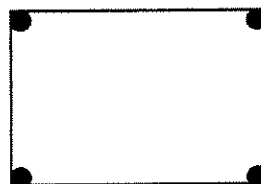
$$\mu_{xd} = V_d \cdot \frac{e_x}{h_x} = 0,021 \cdot 0,06 = 0,0013$$

$$\mu_{yd} = V_d \cdot \frac{e_y}{h_y} = 0,021 \cdot 0,23 = 0,0048$$

$$\omega = 0,01 \Rightarrow A_{s,\text{total}} = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,01 \cdot 600 \cdot 320 \cdot 128}{4348}$$

portanto:

$$A_{s,\text{total}} = 56,52 \text{ cm}^2 \text{ (total para os quatro cantos)}$$



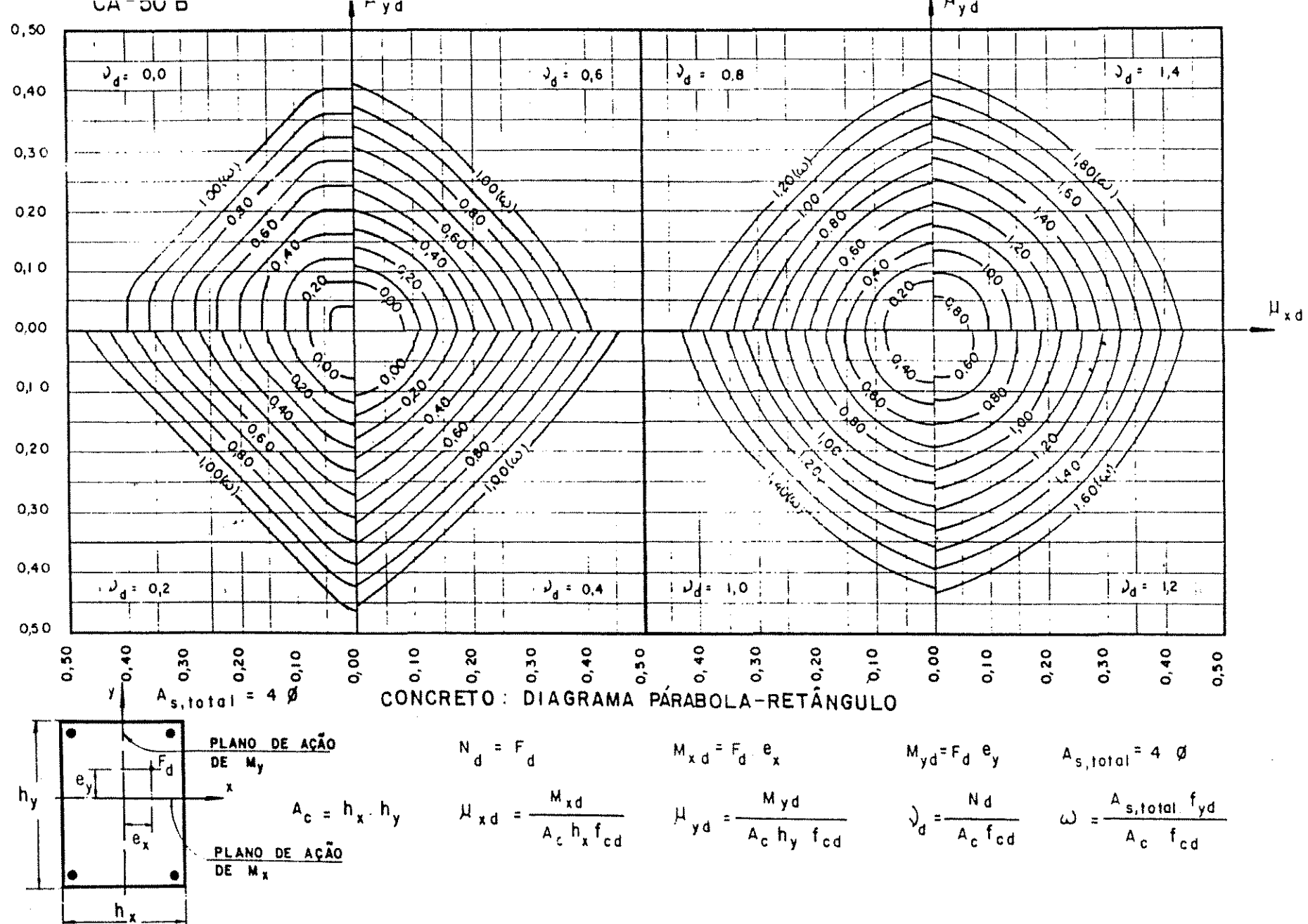


Fig. 4.1.2-2 Diagramas de interação. P. B. FUSCO

V.IV.4 - Armadura mínima

V.IV.4.1 - Anel de concreto ($A_{s\min} = 0,10\%$ da seção)

seção	h_m	barras	ARMADURA DE CÁLCULO (cm^2/m)	$A_{s\min}$ (cm^2/m)	ARMADURA ADOTADA (cm^2/m)
J1	1,20	14	12,94	12,00	14,25 (ϕ 3/4" c/ 20)
		15			
		21			
		22			
		23			
		24			
J2	1,60	12	9,85	16,00	19,40 (ϕ 7/8" c/ 20)
		13			
		19			
		20			
J3	1,80	11	9,85	18,00	25,00 (ϕ 1" c/ 20)
		18			
J4	2,20	10	14,29	22,00	25,00 (ϕ 1" c/ 20)
		17			
J5	2,40	9	16,19	24,00	25,00 (ϕ 1" c/ 20)
		16			
J6	1,90	4	9,85	19,00	25,00 (ϕ 1" c/ 20)
		5			
J7	2,10	3	14,29	21,00	25,00 (ϕ 1" c/ 20)
		6			
J8	2,50	2	16,19	25,00	25,00 (ϕ 1" c/ 20)
		7			
J9	2,70	1	19,39	27,00	25,00 (ϕ 1" c/ 20)
		8			

TABELA 3 - Armaduras mínimas - anel de concreto

V.IV.4.2 - Base do bloco ($As_{min} = 0,15 \%$ da seção)

plano	h_m	ARMADURA DE CÁLCULO (cm^2/m)	As_{min} (cm^2/m)	ARMADURA ADOTADA (cm^2/m)
x z	1,20	5,81	18,00	19,40 (ϕ 7/8" c/ 20)
y z	1,20	5,12	18,00	19,40 (ϕ 7/8" c/ 20)

TABELA 4 - Armaduras mínimas - base do bloco

V.IV.4.3 - “Cabeça” do bloco ($As_{min} = 0,10 \%$ da seção)

A área a ser considerada no cálculo da armadura mínima é (figura 71):

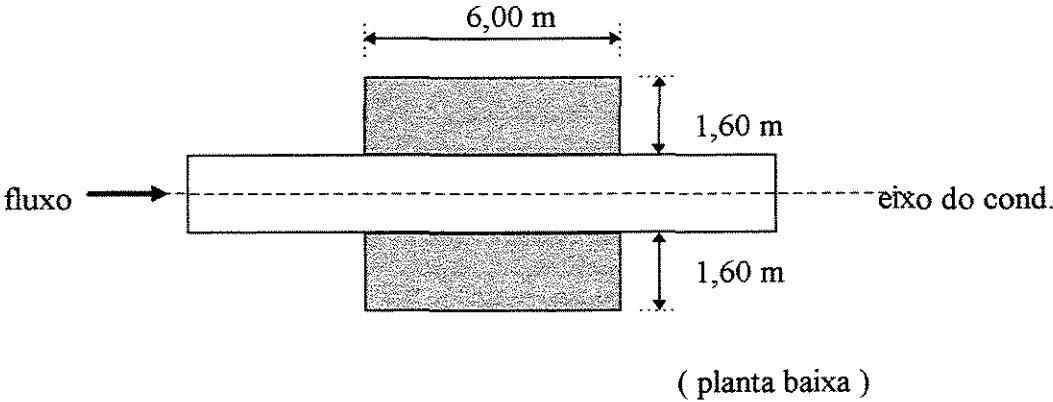


FIGURA 71 - Área a considerar para o cálculo da armadura mínima da cabeça do bloco

$$As_{min} = 0,10\% \cdot 600 \cdot 160 \cdot 2 = 192 \text{ cm}^2$$

Calculando-se a armadura mínima da cabeça do bloco, por face e por metro, têm-se:

$$As_{min} / \text{face} / m = 0,10 \% \cdot 160 \cdot 100 = 16,00 \text{ cm}^2/m$$

V.IV.5 - Verificação da fissuração

É importante verificar se a armadura adotada para a base do bloco não permitirá a abertura de fissuras que poderão ser nocivas à estrutura em função da base estar em contato direto com o terreno de fundação.

Para que a verificação da fissuração seja satisfatória, basta que uma das duas equações abaixo, apresentem valores inferiores aos valores limites especificados pela norma, e no caso em questão, este valor limite é 2 (item 4.2.2 da NBR 6118), para peças não protegidas em meio não agressivo.

$$(I) \quad \frac{\phi_b}{2 \eta_b - 0,75} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(\frac{4}{\rho_r} + 45 \right)$$

$$(II) \quad \frac{\phi_b}{2 \eta_b - 0,75} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \frac{3 \sigma_s}{f_{tk}}$$

- $M = 20,50 \text{ tf} \cdot \text{m} = 20,50 \cdot 10^5 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$

- $A_{sf} = 19,40 \text{ cm}^2/\text{m}$ (armadura de tração)

- $\phi_b = 7/8'' = 22,22 \text{ mm}$

- $\eta_b = 1,5$

- $x = \frac{n \cdot A_{sf}}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot h'}{n \cdot A_{sf}}} \right) = 28,91 \text{ cm}$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 15$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

- $h' = d = 115 \text{ cm}$

$$z = d - (x/3) \Rightarrow z = 115 - (28,91 / 3) = 105,37 \text{ cm}$$

$$\bullet \sigma_s = \frac{M}{z \cdot A_{sf}} = \frac{20,50 \cdot 10^5}{105,37 \cdot 19,40} = 1002,90 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bullet \rho_r = \frac{A_{sf}}{A_{cr}} = \frac{19,40}{0,25 \cdot 100 \cdot 120} = 0,0065$$

portanto:

$$(I) \frac{22,22}{2 \cdot 1,5 - 0,75} \cdot \frac{1002,90}{2100000} \cdot \left(\frac{4}{0,0065} + 45 \right) = 3,11$$

$$(II) \frac{22,22}{2 \cdot 1,5 - 0,75} \cdot \frac{1002,90}{2100000} \cdot \frac{3 \cdot 1002,90}{18} = 0,79 < 2 \quad \text{OK!}$$

V.IV.6 - Dimensionamento do anel de ancoragem

Será adotado uma cantoneira de abas iguais de 4" (1ª alma)

$$\sigma_{\text{concreto}} = (F \cdot 1,4) / A_{\text{cant}}$$

onde: F : Força longitudinal ao longo da linha de centro do conduto (F_x - item V.IV)
F_x = 50,75 tf

A_{cant} : Área de contato entre a aba da cantoneira e o concreto

$$A_{\text{cant}} = \frac{\pi}{4} \cdot (302^2 - 282^2) = 9173,45 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\text{concreto}} = (50,75 \cdot 10^3 \cdot 1,4) / 9173,45 = 7,75 \text{ kgf/cm}^2 = 7,75 \cdot 10^{-1} \text{ MPa}$$

Como a σ_{concreto} é muito menor do que a tensão admissível de compressão do concreto, a verificação está OK.

ANEXOS

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR. 6118:**
Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 1978,
76 p.
- 2 - AZEVEDO NETO, J. M. **Manual de Hidráulica**, São Paulo - Edgard
Blücher, 1966 - 4ª ed
- 3 - CPFL - Companhia Paulista de Força e Luz. : Memórias de cálculo
elaboradas pelo Setor de Estudos e Projetos da Geração (OGEP) das
usinas hidrelétricas de Eloy Chaves, Pinhal, Socorro, Lençóis e Jaguari.
- 4 - CREAGER, W. P., JUSTIN, J.D. **Hidroelectric Handbook**, New York -
John Wiley, 1950 - 2ªed
- 5 - FERNANDES, G.B. **Solicitações Normais : Flexão Normal Simples e
Composta**, Faculdade de Engª Civil, Universidade de Campinas, 1984.
- 6 - FIGUEIREDO FERRAZ, Escritório de Engenharia - Memórias de cálculo da
ampliação da Usina Hidrelétrica de Pinhal, da Companhia Paulista de Força
e Luz - CPFL.
- 7 - FUSCO, P.B. **O cálculo de Concreto Armado em regime de ruptura**,
1ª Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, São Paulo, 22/24 de
agosto de 1989.
- 8 - JUDEZ, G.Z. **Centrales Hidroelétrica - Su Estudio, Montaje,
Regulación y Ensaio**, Barcelona - Gustavo Gill, 1973
- 9 - MACINTYRE, A.J. **Máquinas Motrizes Hidráulicas**, Rio de Janeiro -
Guanabara Dois, 1981
- 10 - MANNESMANNRÖHREN-WERKE **Turbine Pipe Lines**, Düsseldorf,
1930
- 11 - MONTROYA, P.J., MESEGUER, A.G., CBRÉ, F.M. **Hormigón Armado**,
Barcelona - Gustavo Gill, 1981
- 12 - MOSONYI, E. **Wasserkraftwerke-Hochdruckanlagen, Kleinstkraftwerke
und Pumpspeichieranlagen**, Düsseldorf, 1966.
- 13 - NEVES, E.T. **Curso de Hidráulica**, São Paulo - Edgard Blücher, 1973
- 14 - SHAMES, I. **Mecânica dos Fluidos**, São Paulo -Edgard Blücher, 1973

- 15 - SOCIÉTÉ HIDROTECHNIQUES DE FRANCE, **Annexex ao Cahier des Charges pour la Fourniture et le Montage des Conduites Forcées en et Leurs Accessoires.**
- 16 - THEMAG ENGENHARIA, Memórias de cálculo da ampliação da Usina Hidrelétrica de Eloy Chaves, da Companhia Paulista de Força e Luz - CPFL.
- 17 - YAGUI, T., SCHULTE, H. **Estruturas de Aço - Elementos básicos,** Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 1981