

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
Curso de Pós-Graduação em Engenharia Metalúrgica e de Minas

Tese de Doutorado

"A relação do fenômeno de ruptura hidráulica
em maciços de barragem de terra e o mau
funcionamento de vertedores do tipo poço"

Autora: Maria da Glória Braz
Orientador: Prof. Raul Zanoni Lopes Cançado

Fevereiro/2003

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
Curso de Pós-Graduação em Engenharia Metalúrgica e de Minas

Maria da Glória Braz

“A RELAÇÃO DO FENÔMENO DE RUPTURA HIDRÁULICA
EM MACIÇOS DE BARRAGENS DE TERRA E O MAU
FUNCIONAMENTO DE VERTEDORES DO TIPO POÇO”

Tese de Doutorado apresentada ao Curso de
Pós-Graduação em Engenharia Metalúrgica
e de Minas da Universidade Federal de
Minas Gerais

Área de Concentração: Tecnologia Mineral

Orientador: Prof. Raul Zanoni Lopes Cançado

Belo Horizonte

Escola de Engenharia da UFMG

2003

B827r
2003

Braz, Maria da Glória.

A relação do fenômeno de ruptura hidráulica em maciços de barragens de terra e o mau funcionamento de vertedores do tipo poço / Maria da Glória Braz. – 2003.

x, 294 f. : il., fig.color.; enc.

Orientador: Prof. Dr. Raul Zanoni Lopes Caçado.

Tese de Doutorado – Universidade Federal de Minas Gerais, Departamento de Engenharia Metalúrgica, Departamento de Engenharia de Minas, 2003.

Área de concentração: Tecnologia Mineral.

Bibliografia: f. 176-188

Inclui anexos.

1. Hidráulica de Vertedores – Teses. 2. Barragens de Terra – Teses. 3. Instabilidade de maciços de barragens de terra – Teses. I. Caçado, Raul Zanoni Lopes. II. Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Departamento de Engenharia de Minas. III. Título.

CDU: 626:627

FOLHA DE APROVAÇÃO

*A meu pai e minha mãe, com muita saudade...
A meu filho André, agradecendo a sua compreensão,
pelos momentos de ausência física.*

AGRADECIMENTOS:

A Deus, sempre presente em minha vida, pela luz mostrando o caminho a seguir;

A minha família, base que me sustenta emocionalmente, pelo incentivo;

Ao professor Raul Zanoni Lopes Cançado, pelo apoio, confiança, extrema dedicação na orientação e incentivo nas horas de desespero e dificuldade;

Ao professor Mauro da Cunha Naghettini, pelos esclarecimentos no início da pesquisa;

A professora Ana Inês Borri Genovez pelo encaminhamento, apoio e colaboração imensuráveis, na área de hidráulica;

Aos amigos Eliane Lume Yshihara e Raimundo Eustáquio Ibrahim de Oliveira, pelo apoio na área de geotecnia;

Ao engenheiro Fernando Lincoln, Diretor de Projetos da SUDECAP, pelo fornecimento dos dados hidrológicos e geotécnicos, incentivo e apoio;

À INFRAERO, pelo fornecimento dos dados hidrológicos e climatológicos, que muito esclareceram no desenvolvimento deste trabalho.

*A teoria sem a prática é estéril,
a prática sem a teoria é ingênua.
(Referência Incompleta)*

SUMÁRIO

1. - CAPÍTULO 1: INTRODUÇÃO.....	1
11.1 – Motivação da Tese.....	3
1.2 – Objetivos da Tese.....	18
1.3 – Escopo da Tese.....	19
2 - CAPÍTULO 2: REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	21
2.1 – Formas de Fluxo em Meios Porosos.....	21
2.1.1 – Fluxo Unifásico.....	22
2.1.2 – Fluxo Multifásico.....	27
2.1.2.1 – Conceitos Básicos.....	27
2.1.2.2 – Permeabilidade Efetiva-Relativa.....	39
2.1.3 – Validade da Lei de Darcy.....	44
2.1.4 – Fatores que Afetam a Permeabilidade Absoluta-Conductividade Hidráulica.....	46
2.1.5 – Fatores que Afetam a Permeabilidade Efetiva na Geotecnia.....	57
2.2 - Barragens de Terra.....	62
2.2.1 - Fluxo de Água Através dos Solos.....	63
2.2.2 - Fluxo Através de Camadas de Solos.....	66
2.2.3 - A Percolação de Água nos Solos.....	68
2.2.4 - A Rede de Fluxo.....	71
2.2.5 - Modelos de Fluxo.....	74
2.2.6 - Percolação de água Através de Maciços de Barragens de Terra.....	79
2.2.7 - A Ruptura Hidráulica.....	86
2.2.8 – Propagação de Ondas Vibratórias no Solo.....	94
2.2.8.1 – Efeitos Catastróficos de Choques sobre Estruturas Apoiadas sobre Terra.....	97
2.3 - Vertedores Tipo Tulipa ou Poço.....	102
2.3.1 - Elementos Característicos.....	102
2.3.2 - Características do escoamento nos Vertedores Tipo Tulipa.....	105
2.3.3 – Desvantagens na Operação dos Vertedores Tipo Tulipa.....	110

2.3.4 – Principais Experimentos sobre Arrastamento de Ar em Vertedores Tipo Poço.....	114
2.3.4.1 – Os Modelos Físicos e o Efeito de Escala.....	140
CAPÍTULO 3: METODOLOGIA.....	148
3.1 – Estudos Hidráulicos.....	148
3.2 – Estudos Hidrológicos.....	150
3.3 – Estudos Geotécnicos – Análise das Subpressões Atuantes no Maciço.....	156
CAPÍTULO 4: RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	159
CAPÍTULO 5: CONCLUSÕES.....	170
CAPÍTULO 6: CONTRIBUIÇÕES ORIGINAIS AO CONHECIMENTO.....	173
CAPÍTULO 7: RELEVÂNCIA DOS RESULTADOS.....	174
CAPÍTULO 8: SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	175
9 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	176
10 - PUBLICAÇÕES DA AUTORA RELACIONADAS COM O TRABALHO....	189
11 – APÊNDICES	

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Processo erosivos de piping na barragem da Pampulha.....	5
Figura 1.2 – Rompimento da barragem da Pampulha.....	6
Figura 1.3 – Vista frontal das explosões devido a emulsão de ar ao volume de água na tulipa.....	8
Figura 1.4 – Vista lateral das explosões devido a emulsão de ar ao volume de água na tulipa.....	8
Figura 1.5 – Juntas abertas no interior da galeria.....	9
Figura 1.6 – Localização das investigações geológico-geotécnicas.....	11
Figura 1.7 – Linha de sondagem localizada próxima à galeria.....	12
Figura 1.8 – Início da elevação do nível d’água no poço número 1, com saída de bolhas de ar aparentando processo de “ebulição”.....	12
Figura 1.9 – Linha de sondagem com localização mais afastada da galeria.....	13
Figura 1.10 – Perda de solo do maciço através das juntas abertas do túnel.....	18
Figura 2.1 – Esquema do experimento de Darcy.....	23
Figura 2.2 – Representação esquemática da tensão interfacial.....	29
Figura 2.3 – Tensão interfacial.....	30
Figura 2.4 – Algumas situações de molhagem.....	30
Figura 2.5 – Ângulos de contato interfacial.....	31
Figura 2.6 – Relação pressão capilar – saturação.....	33
Figura 2.7 – Influência da história da saturação na histerese.....	34
Figura 2.8 – Influência do tamanho da partícula sobre o grau de saturação irreduzível ou residual.....	34
Figura 2.9 – Saturação efetiva para alguns sistemas multifásicos.....	35
Figura 2.10 – Representação bidimensional do fluxo bifásico num meio Poroso.....	38
Figura 2.11 – Relação da condutividade hidráulica com a sucção mátrica em processos de drenagem e embebição.....	41
Figura 2.12 – Curvas típicas de permeabilidade efetiva.....	43
Figura 2.13 – Curvas típicas de permeabilidade relativa trifásica.....	43
Figura 2.14 – Regiões onde não há fluxo.....	44

Figura 2.15 – Permeabilidade equivalente ao líquido.....	48
Figura 2.16 – Influência do grau de saturação no efeito Klinkenberg.....	49
Figura 2.17 – Influência da tensão confinante.....	50
Figura 2.18 – Influência da vazão.....	51
Figura 2.19 – Influência da quantidade de fluido injetado.....	51
Figura 2.20 – Influência da poropressão.....	52
Figura 2.21 – Efeito do fluido percolante.....	53
Figura 2.22 – Influência do índice de vazios.....	56
Figura 2.23 – Efeito da temperatura sobre a condutividade hidráulica.....	56
Figura 2.24 – Efeito do grau de saturação.....	58
Figura 2.25 – Efeito do teor de umidade de compactação.....	59
Figura 2.26 – Condutividade hidráulica x teor de umidade volumétrico para três temperaturas.....	60
Figura 2.27 – Influência do método de compactação sobre ka	61
Figura 2.28 – Fluxo através do solo em camada.....	67
Figura 2.29 – Redes de fluxo em diversas barragens.....	72
Figura 2.30 – Traçado da rede de fluxo em solo anisotrópico.....	74
Figura 2.31 – Modelo analógico de maciço de barragem de terra.....	76
Figura 2.32 – Fluxo de água nas fundações de barragens vertedoras.....	77
Figura 2.33 – Fluxo de água livre através de maciço de barragem de terra.....	79
Figura 2.34 – Correções da entrada da linha freática no filtro.....	81
Figura 2.35 – Fluxo no talude de jusante em barragem sem filtro.....	82
Figura 2.36 – Efeito da anisotropia na linha freática.....	82
Figura 2.37 – Percolação em barragem de terra assentada sobre fundação Impermeável.....	84
Figura 2.38 – Deflexão de linhas de fluxo em superfícies de contato entre camadas de diferentes permeabilidades.....	85
Figura 2.39 – Barragem zoneada com núcleo impermeável.....	85
Figura 2.40 – Barragem zoneada com zona de montante impermeável.....	86
Figura 2.41 – Força de percolação e perda de peso do solo.....	88
Figura 2.42 – Levitação através de ruptura hidráulica.....	90

Figura 2.43 – Dispersibilidade de argilas em função da porcentagem de sódio em relação ao total de íons.....	92
Figura 2.44 – Propagação de vibrações no solo.....	95
Figura 2.45 – Relação entre velocidades das ondas no solo e a velocidade da onda de cisalhamento em relação ao coeficiente de Poisson.....	96
Figura 2.46 – Gráfico do movimento oscilatório.....	99
Figura 2.47 – Amortecimento das acelerações de vibrações produzidas artificialmente com as distâncias.....	101
Figura 2.48 – Corte típico de um extravasor tipo tulipa.....	103
Figura 2.49 – Elementos característicos de um extravasor tipo tulipa com poço Vertical.....	104
Figura 2.50 – Natureza do escoamento e vazões características de um vertedor tipo tulipa.....	108
Figura 2.51 – Mudanças na seção de controle.....	113
Figura 2.52 – Instalação experimental de MARQUENET.....	115
Figura 2.53 – Curva cota-vazão para diferentes comprimentos de poço, segundo MARQUENET.....	116
Figura 2.54 – Variação do comprimento da emulsão em função da velocidade, segundo MARQUENET.....	118
Figura 2.55 – Curva da vazão de ar em função da vazão líquida, segundo MARQUENET.....	119
Figura 2.56 – Curvas de vazão de ar em função da vazão líquida, segundo MARQUENET.....	119
Figura 2.57 – Equipamento de medição de ar, segundo VIPARELLI.....	120
Figura 2.58 – Poço vertical com saída livre, segundo VIPARELLI.....	121
Figura 2.59 – Poço vertical com descarga em pressão, segundo VIPARELLI..	122
Figura 2.60 – Curva de D/L em função da saída livre, segundo VIPARELLI..	123
Figura 2.61 – Curva de $(Q + Q_a)$ em função de Q/Q_m , segundo VIPARELLI.	125
Figura 2.62 – Curva de Y/D em função Q_a/Q , segundo VIPARELLI.....	126

Figura 2.63 – Condições hidráulicas para o caso de escoamento livre, segundo WIJEYESEKERA.....	127
Figura 2.64 – Classificação das várias áreas de escoamento, segundo WIJEYESEKERA.....	127
Figura 2.65 – Correlação entre os resultados experimentais e as Curvas teóricas para um dos modelos, segundo WIJEYESEKERA.....	128
Figura 2.66 – Espalhamento do jato anular, segundo WIJEYESEKERA.....	129
Figura 2.67 – Ponto de início da entrada de ar, segundo HACK.....	131
Figura 2.68 – Balanço do ar que entra, segundo HACK.....	131
Figura 2.69 – Vazão total de ar para diferentes comprimentos do poço com parede lisa, segundo HACK.....	134
Figura 2.70 – Vazão total de ar para diferentes comprimentos do poço com parede rugosa, segundo HACK.....	134
Figura 2.71 – Vazão total de ar em função da concentração média de ar, segundo HACK.....	135
Figura 2.72 – Instalação experimental de THORN.....	136
Figura 2.73 – Curva da variação da altura de queda Y em função de Q_a/Q , segundo THORN.....	137
Figura 2.74 – Instalação experimental de JAIN.....	139
Figura 2.75 – Variação da concentração de ar em função da altura de queda, segundo JAIN.....	141
Figura 2.76 – Forças atuantes numa bolha de ar, segundo JAIN.....	142
Figura 2.77 – Variação da concentração em função do número do vórtice local, segundo JAIN.....	142
Figura 3.1 – Rede de fluxo da barragem na seção longitudinal à galeria.....	157
Figura 3.2 – Rede de fluxo da barragem na seção AA – transversal à galeria.....	157
Figura 3.3 – Rede de fluxo da barragem na seção BB – transversal à galeria.....	158

Figura 4.1 – Seção AA – juntas totalmente abertas – poropressões resultantes da percolação de água ($q=4,22 \times 10^{-8}$ m/s).....	163
Figura 4.2 – Seção BB – juntas totalmente abertas – poropressões resultantes da percolação de água ($q=4,22 \times 10^{-8}$ m/s).....	164
Figura 4.3 – Seção AA – juntas totalmente abertas – poropressões resultantes da percolação de água ($q=4,22 \times 10^{-9}$ m/s).....	164
Figura 4.4 – Seção BB – juntas totalmente abertas – poropressões resultantes da percolação de água ($q=4,22 \times 10^{-9}$ m/s).....	165
Figura 4.5 – Seção AA – juntas totalmente abertas – poropressões resultantes da percolação de água ($q=4,22 \times 10^{-7}$ m/s).....	165
Figura 4.6 – Seção BB – juntas totalmente abertas – poropressões resultantes da percolação de água ($q=4,22 \times 10^{-7}$ m/s).....	166
Figura 4.7 – Seção AA – junta com duas rupturas – poropressões resultantes da percolação de água ($q=4,22 \times 10^{-8}$ m/s).....	166
Figura 4.8 – Seção BB – junta com duas rupturas – poropressões resultantes da percolação de água ($q=4,22 \times 10^{-8}$ m/s).....	167
Figura 4.9 – Seção AA – junta com duas rupturas – poropressões resultantes da percolação de água ($q=4,22 \times 10^{-9}$ m/s).....	167
Figura 4.10 – Seção BB – junta com duas rupturas – poropressões resultantes da percolação de água ($q=4,22 \times 10^{-9}$ m/s).....	168
Figura 4.11 – Seção AA – junta com duas rupturas – poropressões resultantes da percolação de água ($q=4,22 \times 10^{-7}$ m/s).....	168
Figura 4.12 – Seção BB – junta com duas rupturas – poropressões resultantes da percolação de água ($q=4,22 \times 10^{-7}$ m/s).....	169
Figura 5.1 – Alçamento da tulipa.....	170
Figura 5.2 – Seção longitudinal à galeria – poropressões resultantes da percolação de água ($q=4,22 \times 10^{-9}$ m/s).....	172

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 – Parâmetros de resistência adotados.....	15
Tabela 1.2 – Coeficientes de segurança encontrados.....	16
Tabela 3.1 – Valores de μ para valores de H.....	149
Tabela 3.2 - Valores de CN, segundo padrões de ocupação da bacia da Pampulha.....	154
Tabela 4.1 – Parâmetros Hidrológicos calculados para cada sub-bacia, segundo padrões de ocupação na bacia hidrográfica.....	159
Tabela 4.1 – Volumes escoados simultaneamente pelas sub-bacias.....	162

LISTA DE NOTAÇÕES

GEOTECNIA

A	- área da seção transversal, área da seção do corpo de prova
A_t	- tensão de adesão
a	- área da seção transversal da bureta na entrada
a_i	- área da seção transversal da bureta na entrada
a_s	- área da seção transversal da bureta na saída
B	- parâmetro de poropressão de Skempton
b	- coeficiente de compressibilidade
b	- constante
C	- constante de proporcionalidade, fator de forma
d	- diâmetro dos grãos
ΔP	- diferença de pressão
D_s	- diâmetro efetivo da partícula
E	- índice de vazios
e	- índice de vazios
f	- fluido considerado
g	- aceleração da gravidade
H	- carga hidráulica
b_1	- altura de pressão na entrada
b_2	- altura de pressão na saída
i_b	- gradiente hidráulico
k	- condutividade hidráulica
K	- permeabilidade absoluta, permeabilidade base
K^{*nw}	- permeabilidade relativa da fase líquida não aquosa em saturação S_{wi} em um sistema água-fase líquida não aquosa
$K_g S_{iw}$	- permeabilidade ao gás em condições de saturação irreduzível da fase molhante
K_g	- permeabilidade do meio poroso em relação ao gás; permeabilidade efetiva do meio poroso em relação ao gás

K_i	- permeabilidade efetiva do meio poroso em relação ao fluido i
K_L	- permeabilidade do meio poroso em relação ao líquido
K_{nw}	- permeabilidade efetiva da fase não molhante
$K_{nw_{s_o=s_i w}}$	- permeabilidade efetiva do meio em relação à fase não molhante em condições de saturação irreduzível da fase molhante
k_a	- condutividade do meio poroso em relação ao ar
k_o	- fator de forma do poro
K_o	- permeabilidade efetiva do meio poroso em relação ao óleo
K_{rg}	- permeabilidade relativa do meio poroso em relação ao gás
K_{ri}	- permeabilidade relativa do meio poroso em relação ao fluido i
K_{nw}	- permeabilidade relativa do meio poroso em relação à fase não molhante
K_{ro}	- permeabilidade relativa do meio poroso em relação ao óleo
K_{rw}	- permeabilidade relativa do meio poroso em relação ao à fase molhante
$K_{g_{s_{wi}=0}}$	- permeabilidade absoluta ao ar, saturação do ar 100%
$K_{(r < 100\%)}$	- permeabilidade efetiva do meio poroso num grau de saturação menor do que 100% do fluido i
$K_{s_w = 1}$	- permeabilidade absoluta ao líquido, saturação da água 100%
k_v	- condutividade hidráulica vertical
$K_w(\theta_w)$	- permeabilidade efetiva à água em função do teor de umidade volumétrica
K_w	- condutividade do meio poroso em relação à água, permeabilidade efetiva do meio poroso em relação à água
L	- comprimento do filtro amostra
m	- inclinação da reta de ajuste
\bar{P}	- pressão média
P	- pressão
P_1	- pressão na entrada
P_2	- pressão na saída
P_b	- pressão base
P_c	- pressão capilar
P_{cb}	- valor de pressão de entrada
P_{nw}	- pressão na fase não molhante

P_w	- pressão na fase molhante
Q	- vazão
Q_b	- velocidade de fluxo do volume base
Q_i	- vazão do fluido i
Q	- velocidade de fluxo do volume médio
R	- constante dos gases
r, R	- raio de curvatura do menisco
S^*	- saturação efetiva do meio respeito a todos os fluidos presentes
S_g^*	- saturação efetiva do gás
S_o^*	- saturação efetiva do óleo
S_w^*	- saturação efetiva da água
S_g	- saturação do gás
S_{iw}	- saturação irreduzível da fase molhante
S_w	- saturação da fase molhante
S_{nw}	- saturação da fase não molhante
S_0	- área superficial específica
S_o	- saturação do óleo
S_r	- saturação residual
S_{rw}	- saturação residual da fase não molhante
T	- tempo, fator de tortuosidade, constante de temperatura
t	- tempo
$(u_a - u_w)$	- pressão capilar entre o ar e a água, denominada também de sucção mátrica
u_a	- pressão de ar
u_w	- pressão de água
v	- velocidade
v_x	- velocidade do volume de fluxo do fluido
α	- difusividade do meio poroso
ρ	- densidade
σ	- tensão interfacial entre as fases, tensão total
$(\sigma - u_a)$	- tensão líquida
ρ_b	- densidade base

ΔP	- diferença de pressão
ΔP_{a-b}	- diferença entre a pressão de ar no topo e a pressão de água na base
ΔP_{t-b}	- diferença de pressão de água entre o topo e a base
σ_{so}	- tensão interfacial entre o sólido e a fase menos densa
σ_{sw}	- tensão interfacial entre o sólido e a fase mais densa
σ_{wo}	- tensão interfacial entre os fluidos
ΔP_i	- diferença de pressão existente no fluido i
γ	- peso específico
λ	- comprimento característico do meio poroso
μ, μ_i	- viscosidade do fluido
μ_w	- viscosidade da fase molhante
μ_{nw}	- viscosidade da fase não molhante
θ	- ângulo de contato, teor de umidade volumétrico
ρ	- densidade do fluido
ρ_i	- densidade do fluido i
σ'	- tensão efetiva ($\sigma - u$)
σ_c	- tensão confinante

HIDRÁULICA

A_c	- área da seção de controle
A_{do}	- seção ocupada pela vazão de ar
A_Q	- seção ocupada pela vazão líquida
a_o	- expoente para o cálculo do número de Reynolds do ar
a_o	- função da distribuição da concentração média do ar
b	- largura do canal
b_o	- expoente para o cálculo do número de Reynolds do líquido
C	- coeficiente de vazão
C_c	- coeficiente de vazão da seção de controle
CC	- concentração média de ar

C_f	- coeficiente de perda de carga local
C_f	- concentração da espuma
CL	- concentração média de ar
CR	- coeficiente de resistência
d	- altura da lâmina d'água
d_o, d_1, d_2	- diâmetro do núcleo de ar no poço
d_b	- diâmetro da bolha de ar
D_{tN}	- diâmetro da transição na seção N
D	- diâmetro de curva
D_H	- diâmetro hidráulico
DL	- diâmetro da tubulação de medição de ar
e	- espessura de água
f	- coeficiente universal de perda de carga
l_2	- coeficiente universal de perda de carga da mistura ar-água
f^*	- fator de atrito relativo
F	- número de Froude
F_o	- número de Froude no ponto de afloramento da camada limite
g	- aceleração da gravidade
h_L	- perda de carga total no extravasor tulipa
h_y	- carga disponível na saída do túnel
h	- carga em relação ao ponto mais alto da lâmina d'água inferior
h_p	- carga em relação à crista do vertedor de parede delgada
H	- carga total em relação ao ponto mais alto da lâmina d'água inferior
H_p	- carga total em relação à crista do vertedor de soleira delgada
H_{po}	- carga total em relação à parte inferior do poço vertical
H	- carga total em relação à crista do vertedor
H_a	- carga total em relação à seção da garganta
H_o	- elevação da linha de energia (m), carga total em relação à parte inferior do poço vertical
H_T	- carga total em relação à saída do túnel
k_o	- altura equivalente da rugosidade da parede
k_e, k_o, k_1, k_r	- coeficiente de proporcionalidade

K	- coeficiente de rugosidade de Strickler
K_o	- relação entre a vazão de ar e de água medidas em peso
l^*	- comprimento da ondulação
l^*_{max}	- comprimento máximo da ondulação
l_p	- comprimento no protótipo
l_m	- comprimento no modelo
L	- comprimento do poço vertical
M	- relação entre a vazão de ar emulsionada na água e a vazão total de ar
p	- altura de aproximação do vertedouro tulipa (m), pressão dinâmica exercida pela água, número de Prandtl
q	- vazão líquida por unidade de largura
q_a	- vazão de ar por unidade de largura do vertedouro
q_{an}	- vazão de ar efetiva por unidade de largura
q_{at}	- vazão total de ar por unidade de largura
Q	- vazão líquida
Q_a	- vazão de ar
Q_{ac}	- vazão de ar emulsionada na água
Q_{alim}	- vazão de ar máxima que pode ser arrastada
$Q_{a\ max}$	- vazão de ar máxima
Q_{an}	- vazão de ar arrastada pelo núcleo
Q_L	- vazão de ar quando a velocidade é VL)
Q_m	- vazão líquida que pode ser transportada sem a entrada de ar
Q_s	- vazão de afogamento
Q_o	- vazão líquida de projeto
f _l	- raio de curvatura
r	- raio de curva
R	- raio da crista do vertedor tulipa
R_s	- raio da crista do vertedor de parede delgada
R_t	- raio da transição
R	- raio da crista do vertedor tulipa
R'	- raio da curvatura da ondulação superficial
Re	- número de Reynolds do líquido

Re_a	- número de Reynolds do ar
Re_m	- número de Reynolds da mistura ar-água
$Re_r = R_{ep}/Re_m$	- número de Reynolds relativo
Re_r	- número de Reynolds do comprimento
RH	- raio hidráulico
S	- seção transversal
T	- intensidade de turbulência
u_a	- velocidade axial para uma bolha de ar
U^*	- componente turbulenta da velocidade
U_r	- velocidade de recirculação
V_N	- velocidade da água numa secção N
v_a	- velocidade tangencial para uma bolha de ar
V	- velocidade da água no poço vertical
V_a	- velocidade do ar
V_i	- velocidade da água no ponto de impacto
V_l	- velocidade do líquido
V_{lim}	- velocidade limite da água
V_L	- velocidade máxima alcançada pela água no poço à profundidade L
V^*	- velocidade de início do arrastamento
V_r	- velocidade real do líquido
X	- distância horizontal medida em relação ao ponto mais alto da lâmina d'água inferior
X_N	- distância horizontal da seção N a origem 0
Y	- distância vertical medida em relação à crista do vertedor de parede delgada
Y'	- distância vertical medida em relação ao ponto mais alto da lâmina inferior
Y_N	- distância vertical da seção N à origem 0
y_1	- altura da lâmina d'água no montante do ressalto
y_2	- altura da lâmina d'água à jusante do ressalto
Y	- distância vertical entre a crista e o local onde se forma o ressalto hidráulico

W	- número de Weber
Z'	- cota do vértice do vertedor triangular
Z''	- cota do nível d'água no caixote vertedor
Z_1	- cota da face superior do prisma
Z_2	- cota do nível d'água no caixote vertedor
α	- coeficiente de distribuição de velocidade
α'	- ângulo que o conduto forma com a horizontal
α_1	- fator de escala
β	- relação entre a vazão de ar arrastada e a vazão líquida
γ	- peso específico da água
γ_a	- peso específico do ar
δ	- espessura da camada limite
δ'	- amplitude da ondulação superficial
ε	- rugosidade absoluta
λ	- escala geométrica do modelo
μ	- coeficiente de viscosidade dinâmica da água, coeficiente de vazão em relação aos eixos OXY
μ_a	- coeficiente de viscosidade dinâmica do ar
μ'	- coeficiente de vazão em relação aos eixos $O'X'Y'$
ν	- coeficiente de viscosidade cinemática da água
ν_a	- coeficiente de viscosidade cinemática do ar
ρ	- densidade da água
ρ_a	- densidade do ar
ρ_f	- densidade da espuma
σ	- tensão na interface ar-água
τ_0	- tensão de cisalhamento
\varnothing_L	- função do comprimento do poço L
Ω	- circulação
θ_a	- velocidade radial de uma bolha de ar

RESUMO:

O estudo dos efeitos da admissão de ar em estruturas hidráulicas é matéria que envolve muitas áreas do conhecimento e possui grande relevância na formulação de critérios de projeto e operação de obras de engenharia. A interação entre líquidos e gases provoca a entrada natural de bolhas de ar no seio da massa líquida em superfície livre, como no caso dos poços verticais, ou, artificialmente, quando se deseja atenuar os efeitos da cavitação.

Neste contexto, as técnicas de modelagem são freqüentemente utilizadas para o projeto de muitas destas estruturas. Para os vertedores com emboque tipo poço ou tulipa, o fenômeno do arrastamento de ar não é perfeitamente conhecido e, por isso, há a necessidade de se utilizar modelos físicos para estudá-los.

Por outro lado, a instabilidade de maciços de terra, causada pelos fenômenos de ruptura hidráulica, esses provenientes das vibrações induzidas através das juntas de dilatação da estrutura transversal, submetida a um funcionamento hidráulico inadequado, necessitam de modelagem matemática, uma vez que a modelagem física em solos coesivos apresenta, ainda, dificuldades de ser representada.

Diversos pesquisadores estudaram o problema de arrastamento de ar em poços verticais seja com emboque tipo tulipa ou com emboque tipo vórtice, porém, ainda não aplicaram e relacionaram os resultados das suas pesquisas à Mecânica dos Solos e Geotecnia.

Com o objetivo de vir a preencher tal lacuna, este trabalho apresenta uma seqüência metodológica para a verificação da instabilidade de maciço de terra causada pelo mau funcionamento de estrutura hidráulica tipo poço, com o apoio de modelo para análise de fluxo permanente em meios porosos saturados.

Visando demonstrar a factibilidade de tal proposta metodológica, foi implementada sua aplicação para a barragem da Pampulha, em Belo Horizonte.

Esse estudo avaliou as pressões exercidas pelas juntas de dilatação e vibrações do túnel de um vertedor tipo tulipa, causadas pelo seu mau funcionamento hidráulico, associando-o ao estudo das sub e sobrepressões hidráulicas atuantes no maciço da barragem.

Os resultados, aqui obtidos, poderão ser utilizados na identificação de limites de fadiga em maciços de terra com determinado grau de compactação e acomodação, bem como, na identificação e determinação da frequência das descargas limites aceitáveis de vertedores do tipo poço. Possibilitarão, também, a adequação de medidas estruturais, quando do projeto e construção dessas estruturas e não estruturais na planície de inundação, caso ocorram cheias catastróficas.

ABSTRACT

Knowledge of the effects of air entrainment in hydraulic structures is a matter that involves many science areas and is of a great relevance to the formulation of design and operational criteria of engineering works. The interaction between liquids and gases results in natural entrainment of air bubbles into the liquid mass, as exemplified by flow in shaft spillways, as well as in artificial aeration, when attenuation of cavitations effects is desired.

In such a context, modeling techniques are frequently used for designing hydraulic structures. As shaft and morning glory type spillways are concerned, the air entrainment phenomenon is not perfectly known, thus implying in testing their behavior in physical models.

In the order hand, the instability of earthen-filled dams as caused by hydraulic disaggregation phenomenon; these due to vibrations and highly fluctuating pressures induced by existing expansion joints along the crossing structure under inadequate hydraulic functioning, needs mathematical modeling since physical modeling of cohesive soils still shows difficulties to the represented.

Several researchers have studied the problem of air entrainment in shaft spillways with both vortex type or morning glory type intakes. However, they have not attempted to relate their findings to the Soil Mechanics and geotechnical fields.

Aiming to fulfill void, this work presents a methodological sequence concerned to verify the instability of earthen dams as caused by malfunctioning of shaft type hydraulic structures, with the support of a mathematical model for analyzing steady flow through saturated porous media. With the additional objective of demonstrating the feasibility of such a methodology, its application to the Pampulha dam, located in the Brazilian city of Belo Horizonte, has been successfully implemented.

Briefly, in this study the pressures as resulting from expansion joints and tunnel vibrations, have been evaluated and associated to fluctuating negative and positive pressures inside an earthen dam, subjected to a malfunctioning morning glory type spillways. The results of this research may be used to identify fatigue limits in earthen dams with a given consolidation degree, as well as to identify and to provide information on the frequency of acceptable limiting release discharges from morning glory type spillways. This will certainly help checking the adequacy of flood-reducing structural measures and, in case of catastrophic floods, the proposal of additional non-structural measures for flood mitigation.

CAPÍTULO 1: INTRODUÇÃO

Barragens de terra são obras de grande importância para as sociedades, pois armazenam, de forma econômica, grandes volumes de água. Historicamente, conforme CHACON (1998), esta importância foi decorrente das necessidades de irrigação, mas, atualmente, deve-se, principalmente às grandes demandas por geração de energia, abastecimento de água, e dispositivos para amortecimento de cheias.

Segundo SENTURK (1994), barragens em terra foram as primeiras executadas pelo homem e são, ainda, as mais numerosas e utilizadas devido às vantagens construtivas e econômicas que oferecem, em muitos casos, em relação às barragens de concreto. Barragens de terra podem resistir melhor a deslocamentos do solo de fundação e o custo, por unidade de volume, tem se mantido, aproximadamente, constante nos últimos 50 anos, com os aumentos na mão de obra sendo balanceados pela introdução de melhorias nos equipamentos para movimentação de terras. Em contrapartida, custos de concreto, no mesmo período, majoraram significativamente.

Devido às crescentes demandas de aproveitamento dos recursos hídricos e proteção de populações contra enchentes, aumentaram, em muito, a construção de barragens, em particular, as de terra, por motivos esclarecidos anteriormente.

Entretanto, de acordo com TERZAGHI e PECK (1973), as barragens de terra estão sujeitas a falhas devido ao “overtopping”, à ruptura em um de seus taludes, à ruptura por expansão e à ruptura por sifonagem (erosão subterrânea).

As rupturas dos taludes e as rupturas por expansão podem ser evitadas executando-se um projeto adequado e monitorando-se o comportamento do maciço de terra, principalmente no que diz respeito às pressões nos poros do aterro.

A erosão subterrânea, que produz a ruptura por sifonagem, tem origem, sistematicamente, em surgências de água no corpo do maciço e nas fundações. É

considerada a mais perigosa, pois se manifesta, com freqüência, muito tempo depois da construção da obra e sem demonstração de fadiga do corpo do aterro.

A falha por “overtopping” se traduz pela incapacidade de absorção de cheias pelo vertedouro. Pode, assim, ser evitada por meio de um projeto de vertedouro, com grande coeficiente de segurança, tanto hidrológico, como hidráulico.

Tanto a falha por erosão subterrânea, como o “overtopping” produzem devastação na planície de inundação a jusante da barragem, resultando em, até, perdas de vida humana.

De acordo com o exposto acima, verifica-se a necessidade de se investigar criteriosamente o comportamento mecânico das barragens de terra sob condições de tensões elevadas, de possibilidade de ocorrência de fissuras e rupturas localizadas, no controle de fluxo de água pela fundação e pelo próprio corpo da barragem. Concomitantemente, deve-se implementar estudos hidrológicos e hidráulicos para melhorar o desempenho de vertedores.

Recentemente, estruturas de quedas com poços verticais estão sendo construídas em grandes áreas metropolitanas, com a finalidade de transportar águas pluviais da área de drenagem superficial para galerias subterrâneas.

As estruturas hidráulicas que utilizam um poço vertical para conduzir água de uma cota superior a uma cota inferior são, basicamente, os vertedores com emboque tipo tulipa ou vórtice, as tomadas d'água e os poços de queda.

O extravasor tipo tulipa pode ser, também, uma boa solução nos casos em que não haja espaço para a construção de outros tipos de vertedores. Cita-se, por exemplo, o caso de reservatórios formados em vales estreitos por barragens de terra ou enrocamento, nos quais a topografia local impede a construção de um canal extravasor lateral, ou, ainda, o caso de barragens de concreto que não dispõem de um comprimento de crista suficiente

para um vertedor convencional. O fato de a tulipa ser circular poderá solucionar esse problema.

Quando, também, um dos objetivos for a limitação da vazão a jusante da obra, a tulipa poderá ser uma boa alternativa, uma vez que a partir da vazão de afogamento, o aumento da vazão é muito pequeno, conforme será visto posteriormente, obrigando, assim, as vazões de enchente a sofrerem um sensível amortecimento no reservatório.

Uma grande vantagem desse tipo de vertedores é o fato de sua forma ser do tipo de revolução, tendo como consequência dimensões reduzidas e de pequenas espessuras, diminuindo, assim, o volume de concreto para sua construção. Deve-se ressaltar, ainda, que a manutenção nas tulipas de soleira livre, ou seja, sem comportas é, praticamente, desnecessária.

Entretanto, o projeto inadequado desse tipo de vertedor pode promover um comportamento hidráulico impróprio, causando engolimento de grandes massas de ar e desencadeando explosões e, conseqüentemente, vibrações no túnel.

Em barragens de terra, o mau funcionamento desse vertedor pode induzir a problemas de percolação indevida e instabilidade do maciço, podendo provocar a ruptura do mesmo e causar danos à população e moradias localizadas à jusante.

1.1 – Motivação da Tese

Em uma visita técnica para observar o amortecimento de uma cheia no reservatório da Pampulha em Belo Horizonte, constatou-se que o comportamento hidráulico do vertedor de serviço da barragem produzia intensas vibrações no maciço.

No intuito de tentar responder às crescentes discussões sobre esse fato, verificou-se que o estudo de arrastamento de ar em vertedores tipo poço associado a comportamento geotécnico de maciços de terra ainda não havia sido empreendido.

Com o intuito de tentar iniciar o preenchimento dessa lacuna, procurou-se implementar um primeiro estudo e elaborar uma metodologia para verificação do comportamento hidráulico de vertedores do tipo poço associado à instabilidade de maciços de terra.

Para que haja um maior entendimento dessa motivação, procurou-se detalhar, de forma sucinta, toda a seqüência de fatos ocorridos na barragem da Pampulha desde a sua inauguração.

Histórico do Problema

A bacia hidrográfica da Pampulha possui área de 97,572 km², sendo 42,986 km² pertencentes ao município de Belo Horizonte e 54,586 km² ao município de Contagem. Limita-se ao norte com o município de Ribeirão das Neves e à sudoeste com o município de Betim.

O reservatório, de mesmo nome da bacia, foi projetado e construído para receber um volume de acumulação de 18 milhões de m³, correspondendo a uma área inundada de 2,61 km² e perímetro de 21 km, ultrapassando a profundidade de 15 m em cerca de 5% de sua área total.

A construção da barragem da Pampulha iniciou-se em 1936, sendo sua inauguração efetuada em 1938. O projeto inicial previa, em 1^a etapa, o enchimento de terra e sua compactação até a cota 797,6 m na crista e 796,1 m no NA da represa, que correspondia a uma altura máxima de 11,50 m. Em uma 2^a etapa, o nível da crista da barragem alcançaria a elevação de 802,6 m no vertedouro de emergência, localizado na ombreira esquerda, com 90,0 m de largura, e elevação de 805,0 m na seção de cota mais elevada, correspondente à ombreira direita, e cota do NA prevista em 800,0 m, sendo que o terreno natural do fundo da barragem estaria na cota 786,0 m.

As obras de 2^a etapa foram iniciadas e concluídas, na administração do, então prefeito, Juscelino Kubitscheck, sendo a represa reinaugurada em 1943.

No dia 20 de abril de 1954, deu-se a ruptura do maciço, em virtude da ocorrência de erosão subterrânea do tipo “piping” através do corpo da barragem, segundo estudos constatados pela Comissão Técnica Especial, nomeada pelo prefeito em exercício na época, Américo René Gianetti, para avaliação do problema.

O sistema de drenagem da barragem da Pampulha, quando de sua construção, era constituído de drenos franceses normais ao eixo da barragem, espaçados de 7 em 7 metros, que avançavam, anormalmente, até muito próximo do talude de montante, conforme pode se observar na figura 1.1. O talude de montante era revestido por uma placa contínua de concreto armado, que defendia o maciço contra a possibilidade de fluxo violento através dos drenos.

Contudo, após 16 anos de sua construção, a cortina de concreto se rompeu, devido, segundo VARGAS (1954, 1977), a recalques das fundações da barragem.

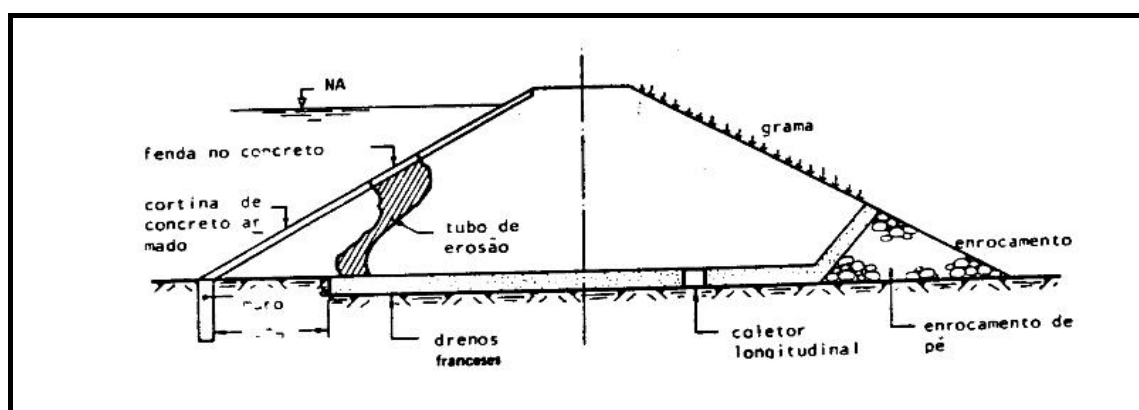


Figura 1.1 – Processo erosivo de “piping” na barragem da Pampulha, em 1954
(VARGAS, 1977)

Estabeleceu-se, então, um fluxo intenso de água entre a fenda da cortina e alguns dos drenos franceses. O fluxo de saída, visível numa boca de lobo do sistema de drenagem, conforme reportagens da época, aumentou progressivamente durante 5 dias, carregando cada vez mais material, até que se formou um túnel ao longo dos drenos.

Quando esse túnel alcançou dimensões inusitadas, o topo do mesmo desabou formando um canal em S, por dentro da barragem, pelo qual se escoou toda a água do reservatório, conforme figura 1.2.

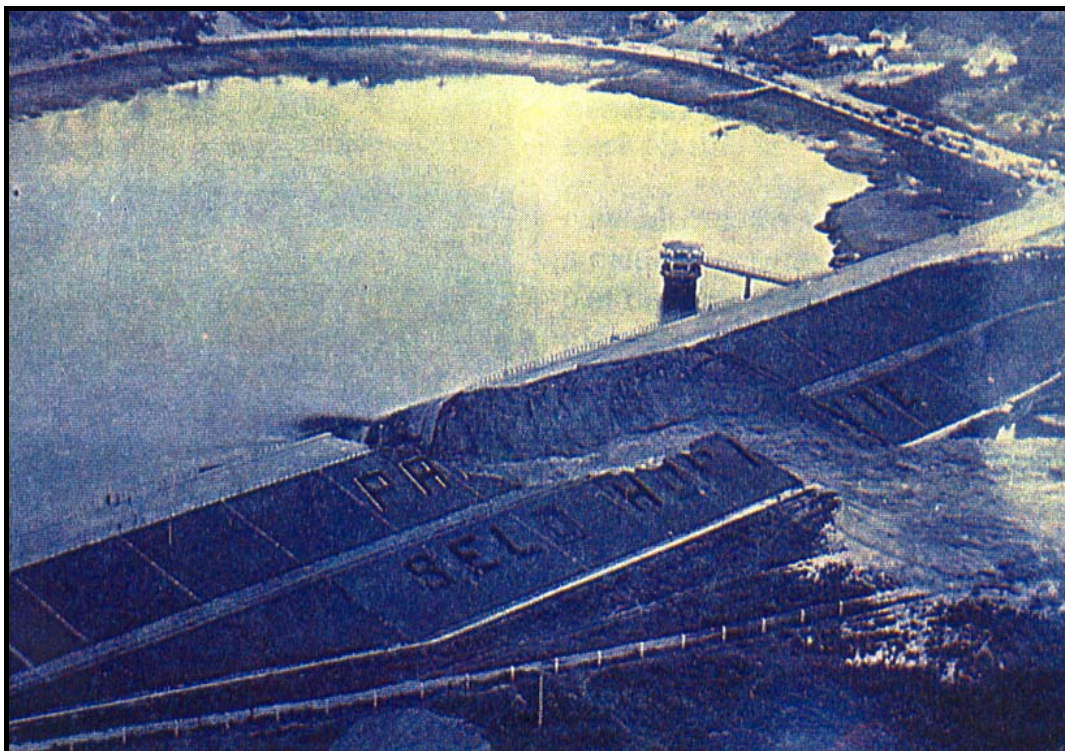


Figura 1.2 – Rompimento da barragem da Pampulha (revista ISTO É MINAS, 1992)

A reconstrução da barragem da Pampulha ficou a cargo do Departamento de Obras contra as Secas - DNOS, sendo que sua reinauguração se deu em 31 de janeiro de 1958. A cota do NA ficou estabelecida em 800,4 m, 0,40 m acima do NA do projeto anterior, tendo sido conservadas as mesmas características para o corpo da barragem, estando o terreno natural em cota variável, sendo 784,50 m sua cota mais profunda.

O sistema extravasor permaneceu com as mesmas características, sendo constituído por um vertedor de serviço e um vertedor de emergência. O vertedor de serviço era composto por uma tulipa, cujo coroamento original localizava-se na El. 800,40 m e que, posteriormente, foi alterada para a El. 801,30 m. A passarela da tulipa se encontra na El. 802,60 m. Esse vertedor está ligado a uma galeria de concreto com diâmetro interno de 3,30 m, que atravessa o corpo do maciço e que, atualmente (2003), atua como descarregador de fundo para eventuais manutenções.

O vertedor de emergência se localizava na ombreira esquerda e era constituído por um canal, com cota de fundo mínima na El. 803,00 m. A seção mais elevada do maciço, localizada na ombreira direita, corresponde à cota 805,00 m.

Após a sua reconstrução, acelerou-se a ocupação da região e, atualmente, a barragem da Pampulha está localizada a montante de uma região densamente habitada do município e sua eventual ruptura teria conseqüências catastróficas.

Em novembro de 1997, foram realizadas inspeções rotineiras na barragem da Pampulha que detectaram alguns sinais de instabilidade do maciço na região da galeria do vertedouro, tendo sido observadas trincas e abatimentos no talude.

Essas observações desencadearam uma série de inspeções mais criteriosas e estudos para avaliar as condições de estabilidade e segurança da barragem, de acordo com SUDECAP/DAM (Fev/1998). Para esta avaliação, foram realizadas inspeções geológico-geotécnicas no maciço, inspeção interna na galeria do vertedouro, análise de percolação e estabilidade.

Na primeira destas inspeções, realizada durante o período de descarga de cheia, foram observadas explosões de ar na saída da bacia de dissipação, conforme figuras 1.3 e 1.4. Pode-se constatar, então, que o vertedouro de serviço apresentava, nos momentos de maior descarga, um mau funcionamento hidráulico. O engolimento pela tulipa de grandes volumes de ar emulsionado na água acarretava grandes explosões durante as descargas, causando vibrações na galeria de concreto e no aterro adjacente, enquanto a ogiva existente na bacia de dissipação provocava o afogamento dessa galeria.

Nas inspeções executadas no interior da galeria foram identificados vários sinais do desenvolvimento de instabilidade do maciço. Dentre os mais significativos, pode-se destacar a abertura das juntas de deformação da estrutura da galeria no interior do maciço e do canal de restituição do vertedouro, conforme figura 1.5. Foram observados,

também, na região de contato do canal de restituição, abatimentos e colapsos do aterro, indicando processos de “piping”.



Figura 1.3 – Vista frontal das explosões devido ao emulsão de ar ao volume de água na tulipa (SUDECAP/DAM 1998)



Figura 1.4 – Vista lateral das explosões devido ao emulsão de ar ao volume de água na tulipa (SUDECAP/DAM 1998)

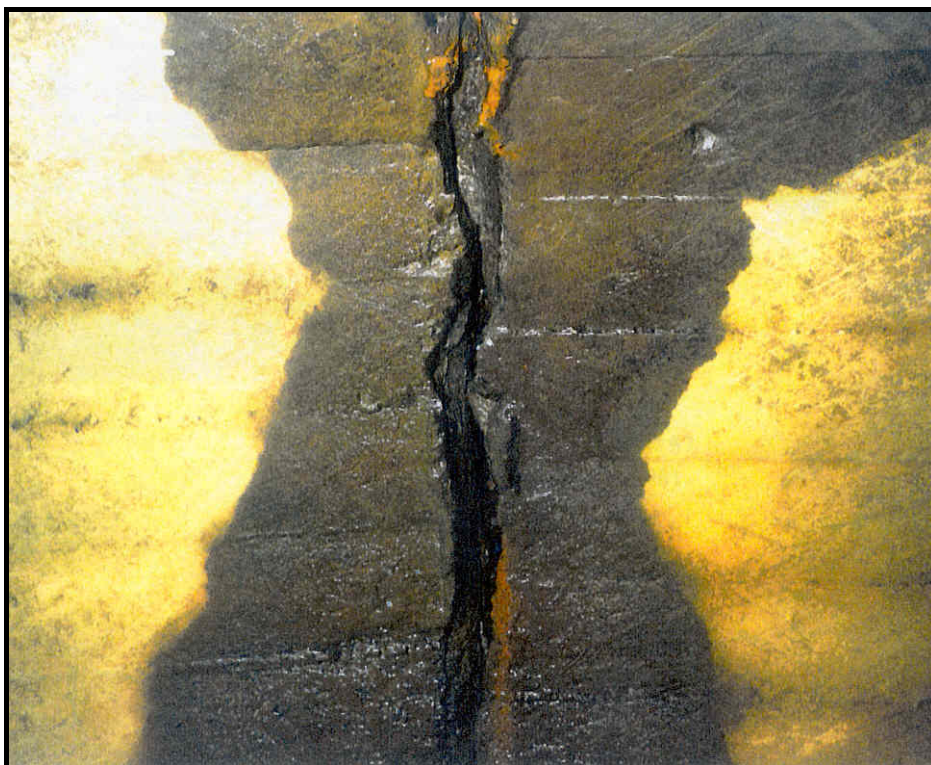


Figura 1.5 – Juntas abertas no interior da galeria (SUDECAP/DAM, 1998)

Investigações Geológico-geotécnicas

Para verificação das condições do aterro próximo à galeria do vertedouro e das condições da fundação da barragem, foi elaborado um programa de sondagens acompanhado de reconhecimento geológico-geotécnico de superfície. Tal programa consistiu da execução de sondagens a percussão, trado e poços de inspeção, cuja localização é mostrada na figura 1.6.

Pela análise dos testemunhos de sondagem à percussão e do material terroso retirado das escavações dos poços de inspeção, verificou-se que o aterro é constituído de material proveniente de solo residual de gnaisse.

Na região da galeria, foram identificados três horizontes de aterro, com diferentes valores médios de resistência ao ensaio SPT, de acordo com a profundidade que se segue:

- Um horizonte superficial de espessura em torno de 3 metros, com uma resistência média de 5 golpes ao ensaio SPT;
- Um horizonte intermediário, entre as profundidades de 3 e 11 metros, com resistência média de 12 golpes ao ensaio SPT;
- Um horizonte mais profundo, situado entre a profundidade de 11 metros e o solo residual da fundação, com resistência média de 6 golpes ao ensaio SPT.

Este último horizonte de aterro apresentou resistência ao ensaio SPT equivalente à resistência encontrada para o aterro superficial da barragem. Este trecho está situado nas proximidades da galeria do vertedouro.

Quanto ao solo de fundação, todo o maciço está assentado diretamente sobre solo residual proveniente da decomposição “in situ” de gnaisse. Sua resistência ao ensaio SPT é da ordem de 20 golpes e foi encontrado a partir da El. 780,00 metros, aproximadamente.

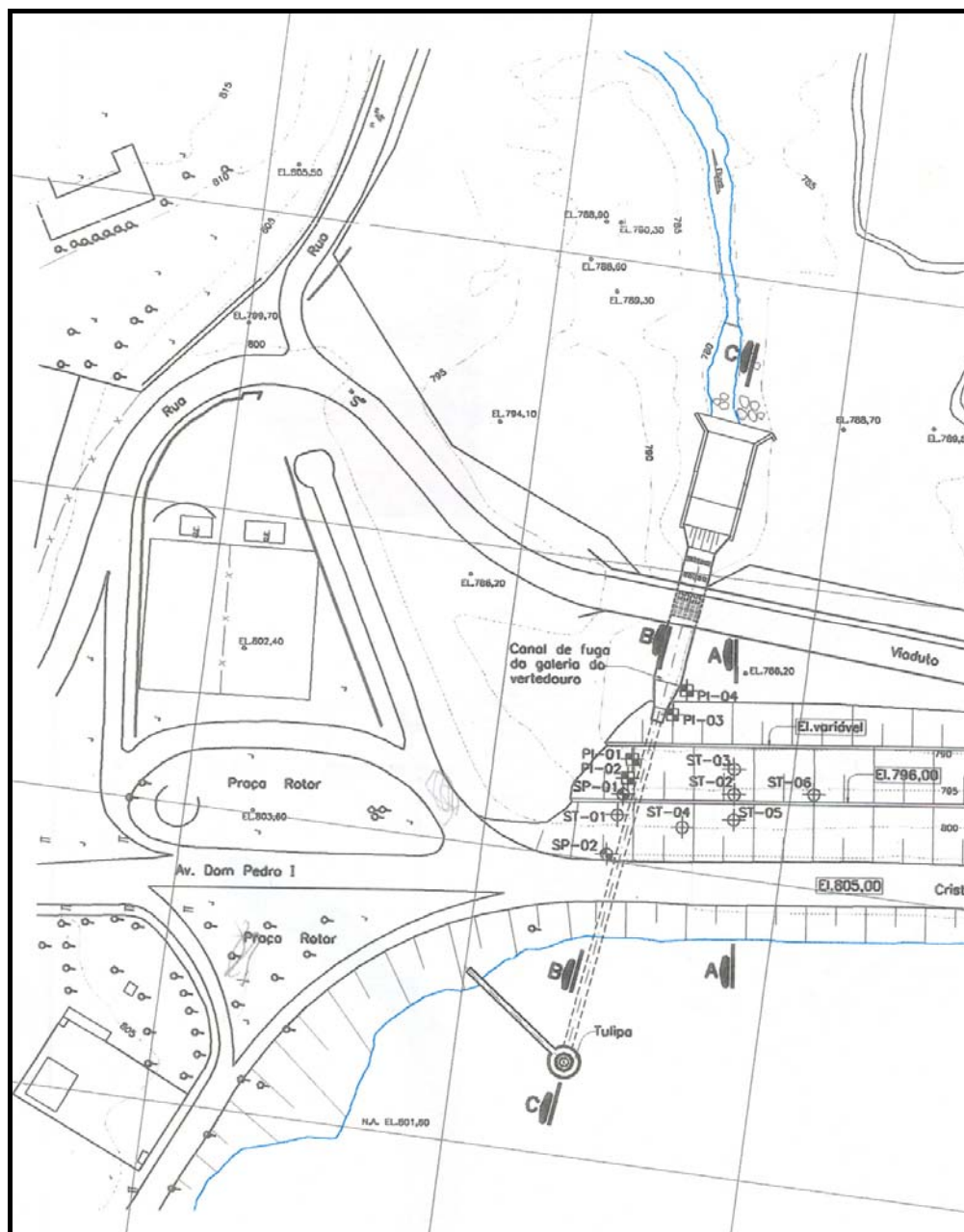


Figura 1.6 – Localização das investigações geológico-geotécnicas
(SUDECAP/DAM,1998)

Varição do Nível D'água no Corpo de Jusante da Barragem

Os furos de sondagem executados para a avaliação das condições do aterro da barragem mostraram a presença do nível de água muito próximo da superfície do talude, quando do início da campanha.

A primeira linha de sondagens, localizada próxima à galeria, no eixo da seção B-B mostrada na figura 1.7, foi iniciada durante período de fortes chuvas e o nível de água obtido foi elevado, estando na maioria dos furos, a cerca de 1 metro de profundidade.

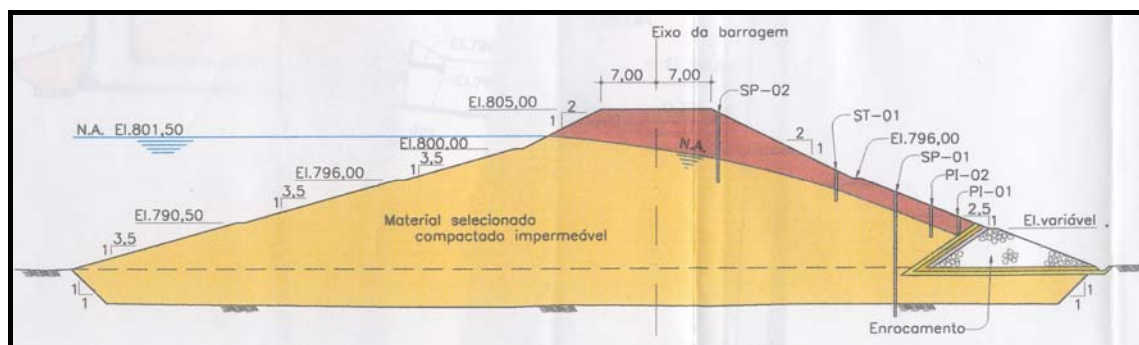


Figura 1.7 – Linha de sondagens localizada próxima à galeria

Pode-se observar, também, no poço número 1, a saída de bolhas de ar e de água, mostrada na figura 1.8, exalando odor desagradável aparentando processo de “ebulição”, comprovando haver abertura das juntas da galeria. O local da perfuração do referido poço se encontrava acima da 3ª junta da galeria, na 1ª berma do talude de jusante.



Figura 1.8 – Início da elevação do nível d'água no poço número 1, podendo-se notar a saída de bolhas de ar aparentando processo de “ebulição”

A segunda linha de sondagem, localizada mais afastada da região da galeria, no eixo da seção A-A mostrada na figura 1.9, foi executada no período de estiagem e observou-se o rebaixamento do nível de água em, aproximadamente, 1 metro, em relação à primeira linha de sondagens.

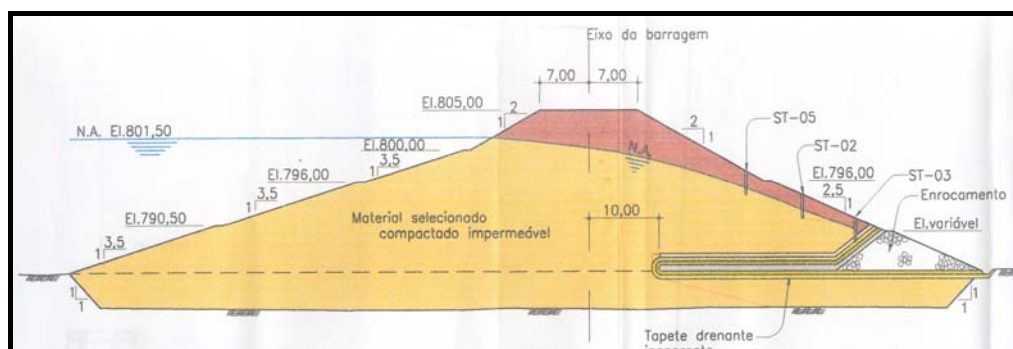


Figura 1.9 – Linha de sondagens com localização mais afastada da galeria

O nível geral estabelecido no talude de jusante, na altura da primeira berma, ficou, então, em torno de 2,60 metros de profundidade, não havendo mais disparidade entre o medido nos furos executados próximos à galeria e nos furos executados mais afastados da região da galeria.

Quando do rebaixamento do nível geral do lago, todos os furos rebaixaram, respondendo rapidamente às novas condições de percolação estabelecidas no maciço da barragem.

A terceira linha de sondagens foi executada apenas para se confirmar a diferença significativa do nível do lençol freático no período de estiagem em relação ao período de chuvas. Essa diferença indicou que as juntas abertas da galeria funcionavam como drenos na fase de estiagem e como alimentadores de água sob pressão no período de chuva.

Análise de Percolação

As análises de percolação objetivaram verificar o funcionamento/eficiência do sistema de drenagem existente na barragem.

Basicamente, foram analisados 3 casos. O caso 1 representou o fluxo do maciço e da fundação para a condição de dreno inoperante, ou seja, considerou-se o tapete drenante totalmente colmatado. O caso 2 representou o fluxo através do maciço e da fundação para a condição de dreno operante, considerando-se que o tapete drenante estivesse funcionando normalmente. O caso 3 representou o fluxo através do maciço e da fundação para a condição de dreno inoperante. Nos casos 1 e 2, considerou-se o NA na El. 801,50 m, correspondente ao NA normal e no caso 3 na El. 799,00, condição de NA rebaixado.

Os dados necessários para essas análises foram obtidos a partir da seção topográfica da barragem, investigações de campo e análises de laboratório.

Os resultados indicaram que a posição do NA para o caso do funcionamento normal do sistema existente encontrava-se bem próxima da posição determinada em campo quando das últimas investigações.

As sondagens executadas junto à galeria do vertedouro não interceptaram o tapete drenante. Assim, os valores elevados de NA obtidos na campanha de investigações, quando da época de cheia, são devidos à inexistência de drenagem no local, aliados ao mau funcionamento da galeria do vertedouro que, através das juntas abertas, contribuía com água sob pressão para o maciço da barragem.

Análise de Estabilidade

As análises de estabilidade foram elaboradas para determinar os fatores de segurança ao escorregamento para diversas seções da barragem.

O talude de jusante da barragem foi verificado apenas para a condição de percolação estável. Nesse caso, considerou-se que o NA do reservatório tenha se mantido por tempo suficiente para estabelecer a rede de fluxo pelo maciço. Admitiu-se, ainda, que o adensamento provocado pelo peso próprio do aterro já houvesse ocorrido.

Foi analisada a estabilidade na seção de maior altura, bem como na seção próxima à galeria do vertedouro, considerada crítica.

Os parâmetros de resistência para o material foram definidos a partir de ensaios de laboratório, realizados com amostra indeformada deste material.

Para o aterro situado ao redor da galeria do vertedouro, cuja resistência é inferior à do restante da barragem, conforme demonstrado pelas sondagens, adotou-se os parâmetros de resistência de aterros lançados sem compactação.

Os valores utilizados encontram-se apresentados na tabela 1.1.

Tabela 1.1 – Parâmetros de resistência adotados

Material	Ysat (kN/m ³)	Parâmetros de Resistência	
		C (kN/m ²)	φ (°)
Aterro existente	18,76	5	29
Aterro baixa resistência	17,00	5	48
Fundação	18,50	10	27

As análises de estabilidade ao escorregamento foram realizadas por equilíbrio limite, utilizando-se o método de Spencer. Esse método satisfaz às condições de equilíbrio de forças e de momentos e admite que as forças entre lamelas têm a mesma direção.

As subpressões no corpo do maciço e da fundação devido à percolação foram calculadas através de redes de fluxo, traçadas pelo método dos elementos finitos, utilizando o modelo SEEP/W.

Para a seção de maior altura da barragem, foi analisado apenas o caso de dreno operante, com o NA do reservatório na EL. 801,50 metros.

Para a seção ao redor da galeria do vertedouro, foi analisada a segurança ao escorregamento para a condição atual, considerando o NA elevado, constatado no período chuvoso.

Foram verificadas superfícies de forma circular, procurando cercar todas aquelas prováveis de ruptura.

As análises foram realizadas em termos de tensões efetivas.

Na tabela 1.2, a seguir, apresenta-se um resumo dos casos analisados e coeficientes de segurança encontrados:

Tabela 1.2 – Coeficientes de segurança encontrados

Caso	Seção	Condição de carregamento	Talude	Coeficiente de Segurança Encontrado	Observações
1	Maior altura	Percolação estável	jusante	1.644	Dreno operante
2	galeria	Percolação estável	jusante	1.068	Dreno inexistente

Risco de Ruptura da Barragem

A barragem da Pampulha foi construída com um sistema de drenagem interno inadequado para a dimensão do maciço. A inexistência de um dreno vertical no corpo do aterro poderia comprometer a segurança da barragem ao escorregamento, no caso de uma eventual colmatação do tapete drenante existente, se não houvesse ocorrido intervenção.

Segundo ESTEVES (1971) e SENTURK (1994), a colmatação de tapetes drenantes ocorre com frequência em barragens muito antigas, podendo ser verificada a partir do acompanhamento da posição da superfície freática no interior do maciço. Uma elevação

do nível de água no corpo do aterro pode significar o mau funcionamento do sistema de drenagem.

De acordo com as investigações e com as análises de percolação realizadas, o nível de água no interior do maciço encontrava-se bastante elevado, indicando que o sistema de drenagem interna não foi executado ou encontrava-se colmatado.

As análises de estabilidade realizadas, considerando os drenos inoperantes, indicaram que as condições de segurança à ruptura por escorregamento eram incompatíveis com os riscos envolvidos, pois o mínimo recomendado para barragens desse porte, em área urbana, é de 1,5.

Na região da galeria, pode-se considerar que o risco de ruptura por escorregamento era elevado, em consequência do mau funcionamento do vertedouro de serviço.

Os processos de piping já instalados neste trecho da barragem poderiam evoluir, caso não houvesse intervenção, para um processo de escorregamento, dado o enfraquecimento da estrutura do aterro no entorno da galeria do vertedouro. As trincas abertas e os abatimentos detectados nas inspeções de campo demonstraram estar ocorrendo movimentações de terra, as quais poderiam se transformar num escorregamento de massa no pé da barragem, provocando a instabilização e ruptura total do maciço.

Segundo SUDECAP/DAM (Set/1998), de acordo com as análises de estabilidade ao escorregamento, a barragem encontrava-se em níveis aceitáveis de segurança, exceto para a seção próxima à galeria do vertedouro.

Nesta região foi necessário se executar um reforço e drenos subhorizontais, para garantir a estabilidade do maciço e elevar o coeficiente de segurança para níveis aceitáveis.

Ainda segundo SUDECAP/DAM (1998), a causa da instabilização progressiva da região do maciço da barragem, é a associação dos seguintes fatores: forte vibração no aterro junto à galeria, causada pelo mau funcionamento do vertedouro nos períodos de descarga de grandes vazões, conforme figuras 1.3 e 1.4; e fuga de solo do maciço da barragem para dentro da galeria, através das juntas de dilatação, que se encontravam totalmente abertas, conforme figura 1.5, e entrada de água sob pressão no corpo do aterro, através dessas juntas de dilatação, nos períodos de descarga de grandes vazões pelo vertedouro, conforme explicitado na figura 1.10.

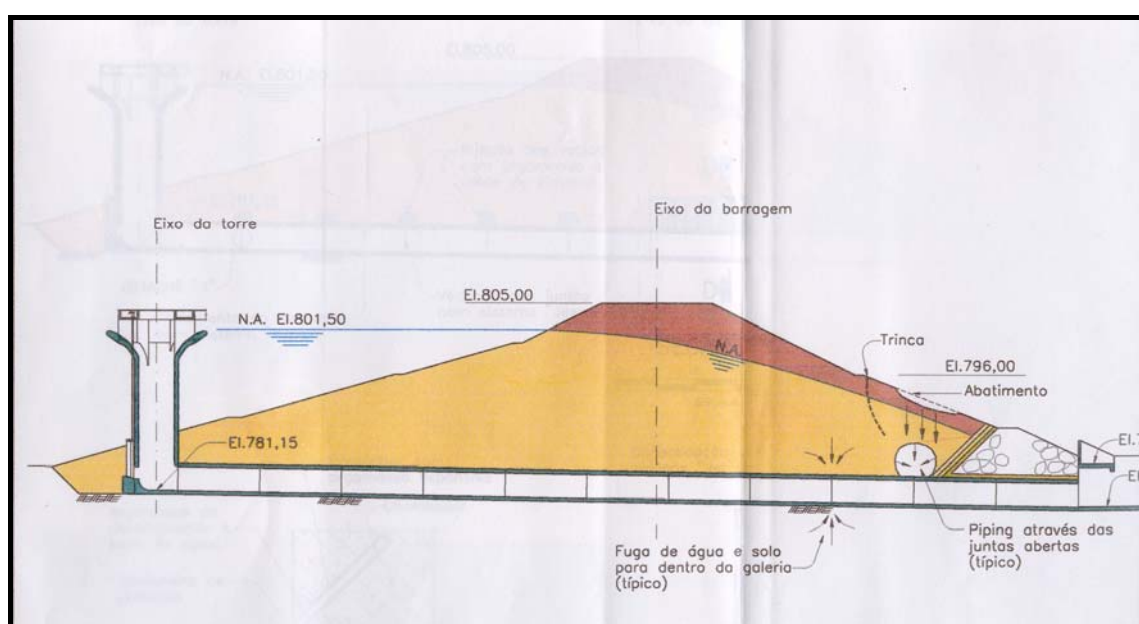


Figura 1.10 – Perda de solo do maciço através das juntas abertas do túnel

De acordo com SUDECAP/DAM (1998), a diminuição da resistência do aterro situado nas proximidades da galeria do vertedouro está relacionada a dois fatores: menor grau de compactação devido ao contato com a estrutura da galeria e variação do nível de água devido à ocorrência de entrada de água sob pressão, da galeria para o maciço.

1.2 – Objetivos da Tese

Todos os problemas na mecânica dos solos e geotecnia e muitos outros na área ambiental estão relacionados a uma das três áreas do comportamento do solo:

deformação, resistência e fluxo. Particularmente, na engenharia geotécnica, o interesse está voltado para o estudo de fluxo unifásico, em solos saturados.

Assim, verificou-se a relevância de se elaborar este trabalho com os seguintes objetivos:

- Estudar o problema de arrastamento de ar e de ar emulsionado na água (fluxo bifásico) em poços verticais seja com emboque tipo tulipa ou com emboque tipo vórtice e relacionar os resultados ao comportamento de aterros com certo grau de compactação;
- Elaborar uma seqüência metodológica para a verificação da instabilidade de maciço de terra causada pelo mau funcionamento de estrutura hidráulica tipo poço, com o apoio de modelo para análise de fluxo permanente em meios porosos saturados;
- Avaliar as pressões exercidas pelas juntas de dilatação e vibrações do túnel de um vertedor tipo tulipa, causadas pelo seu mau funcionamento hidráulico, associando-o ao estudo das sub e sobrepressões hidráulicas atuantes no maciço da barragem;
- Utilizar os resultados deste trabalho na identificação de limites de fadiga em maciços de terra com determinado grau de compactação e acomodação;
- Identificar e determinar a frequência das descargas limites aceitáveis de vertedores do tipo poço, possibilitando a adequação de medidas estruturais, quando do projeto e construção dessas estruturas; e não estruturais na planície de inundação, para o caso de ocorrência de cheias catastróficas.

1.3 - Escopo da Tese

A tese se compõe de 8 capítulos, apresentando, inicialmente neste capítulo, a introdução ao tema da pesquisa desenvolvida, os objetivos e seu escopo.

O capítulo 2 aborda os estudos de fluxo multifásico em meios porosos, bem como modelos de fluxo, percolação e rupturas em barragens de terra e, finalmente, as

pesquisas sobre os efeitos da admissão de ar em estruturas hidráulicas. Tal abordagem foi elaborada através de revisão bibliográfica pertinente aos objetivos da tese.

O capítulo 3 apresenta os dados e descreve a metodologia proposta, com base no exemplo da barragem da Pampulha.

O capítulo 4 apresenta e discute os resultados encontrados, com base na revisão bibliográfica elaborada.

O capítulo 5 avalia os resultados e discussões e descreve as conclusões que o estudo originou.

O capítulo 6 apresenta as principais conclusões deste trabalho; o capítulo 7, as contribuições originais ao conhecimento; o capítulo 8 a relevância dos resultados e, finalmente, o capítulo 9 propõe algumas sugestões para pesquisas futuras.

O trabalho compõe-se, ainda, de dois apêndices. O primeiro apresenta a descrição dos elementos característicos e os critérios de dimensionamento dos vertedores tipo poço. O apêndice II mostra os resultados das simulações das poropressões no maciço da barragem da Pampulha.

CAPÍTULO 2: REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - Formas de Fluxo em Meios Porosos.

Os estudos sobre as formas de fluxo em meios porosos são de grande valia em várias áreas do conhecimento, tais como a agricultura, a engenharia, em particular a engenharia geotécnica e, mais recentemente, a engenharia ambiental.

Apesar de ter ocorrido, nas últimas três décadas, um desenvolvimento mais acentuado na determinação das características hidráulicas dos solos, isto é, da condutividade hidráulica em meios porosos saturados com água, tanto para solos finos quanto granulares, não aconteceu o mesmo em relação ao fluxo de gases, uma vez que até recentemente considerava-se que o ar contido no interior dos poros do solo permanecia imóvel e sob pressão atmosférica. No entanto, segundo FREEZE, (1971), PAPAGIANNAKIS E FREDLUND,(1984) existe a presença de fluxo contínuo de ar entre a zona saturada e não saturada..

A permeabilidade ao ar tem sido, entretanto, de grande interesse para os pesquisadores do solo, de uma maneira geral, uma vez que esta, modula a troca de umidade entre o solo e a atmosfera e, conseqüentemente, afeta o movimento da água na zona vadoza.

No caso particular da engenharia ambiental, o interesse maior no movimento de gases no solo é quando este se relaciona com a migração potencial de vapores voláteis perigosos na subsuperfície tendo renovado a atenção sobre as relações entre o teor de umidade e a taxa de movimento do gás através dos solos.

Assim, há a necessidade de se compreender este fluxo complexo e o transporte multifásico que o mesmo se relaciona, pois envolve diferentes espécies de fluidos e requer uma precisa caracterização das propriedades de permeabilidade em relação a todas as fases presentes, das quais o ar é parte fundamental.

Cabe ressaltar, entretanto, que as dificuldades envolvidas ao se realizar determinações in situ tem incentivado o desenvolvimento de modelos matemáticos para estimação dos parâmetros de fluxo.

Segundo DELGADO (2000), a técnica que apresenta maior interesse, devido aos seus resultados, é a de determinação de parâmetros pelo problema inverso. Para se testar e validar diversos modelos, os quais se tornam cada vez mais refinados e sofisticados, é necessário maior quantidade de parâmetros experimentais. Entretanto, ainda segundo DELGADO (2000), existe grande deficiência dos mesmos na literatura, principalmente quando se trata de problemas de fluxo multifásico. Essa falta de dados é decorrente da dificuldade de se poder simular, em laboratório, as condições, nas quais o meio poroso e os fluidos se encontram na natureza.

DELGADO (2000) adverte, ainda, que diversos equipamentos e técnicas para a determinação da permeabilidade podem ser encontrados na literatura técnica, porém muitos deles apresentam deficiências com relação à quantificação da variação de volume, à quantificação do volume de fluido que atravessa o meio poroso, o tempo necessário para a obtenção de tal parâmetro, etc.

2.1.1 - Fluxo Unifásico

Henry Darcy, em 1856, investigando o fluxo de água através de filtros de areia, estabeleceu uma relação linear entre a vazão (Q) e o gradiente hidráulico i_h , conforme abaixo.

$$Q = ki_h A \quad (2.1)$$

Onde k é uma constante de proporcionalidade (condutividade hidráulica), A é a área da seção transversal do filtro e i_h é definido como:

$$i_h = \frac{h_1 - h_2}{L} \quad (2.2)$$

Sendo L o comprimento do filtro, h_1 e h_2 definidos conforme Figura 2.1.

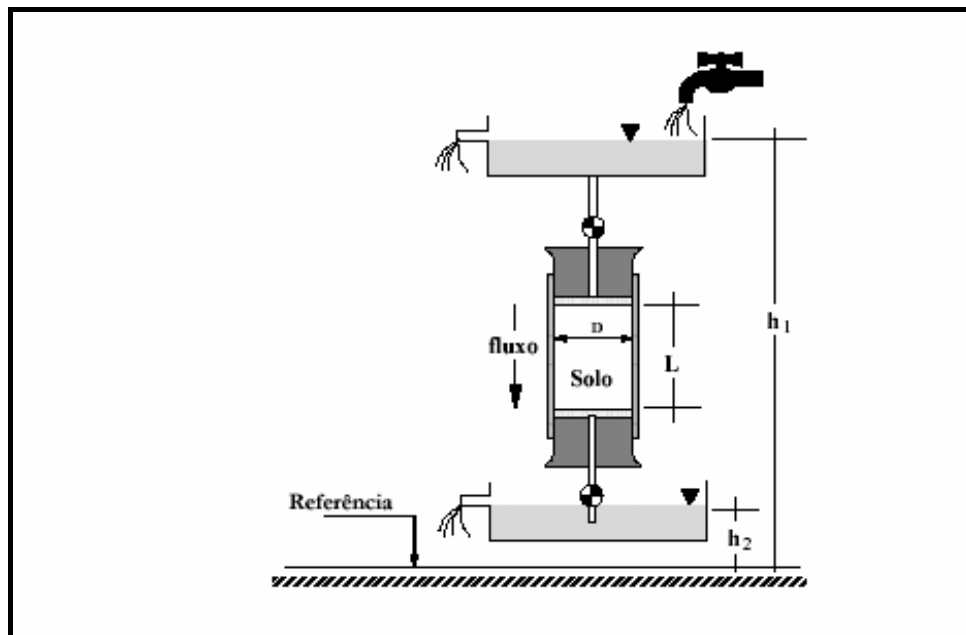


Figura 2.1 - Esquema do Experimento de Darcy (DELGADO 2000)

A constante de proporcionalidade k é denominada de condutividade hidráulica, sendo utilizada para definir a capacidade que possui um meio poroso de conduzir um fluido (líquido ou gás) através do mesmo. Este coeficiente é função das propriedades tanto do meio poroso, quanto do fluido.

HUBBERT (1940), ao repetir o experimento de Darcy utilizando um meio poroso ideal, constituído por partículas de diâmetro conhecido e usando dois fluidos diferentes (e mantendo constante o gradiente), observou que as velocidades ($v = Q/A$) são diferentes, indicando que as propriedades do fluido densidade e viscosidade dinâmica (ρ e μ) influenciam o valor das velocidades. Ao repetir o mesmo experimento com os mesmos fluidos, mudando o diâmetro das partículas, e mantendo sempre constante o gradiente, observou que as velocidades também eram diferentes, indicando, nessa condição que o diâmetro dos grãos influencia nas velocidades.

HUBBERT (1940) concluiu, então, que a velocidade é diretamente proporcional a $(d)^2$ (diâmetro dos grãos) e a ρg (densidade do fluido e gravidade) e inversamente proporcional à viscosidade do fluido (μ). Com base nessas observações, HUBBERT (1940) obteve três relações, além da obtida por Darcy:

$$v \propto d^2, v \propto \rho g, v \propto 1/\mu \text{ e } v \propto i_h = \frac{\delta h}{\delta L}$$

Dando origem a uma nova versão da Lei de Darcy:

$$v = -\frac{C d^2 \rho g}{\mu} \frac{\delta h}{\delta L} \quad (2.3)$$

Onde, C é uma constante de proporcionalidade que leva em consideração outras propriedades do meio, além do diâmetro das partículas (p. ex. distribuição do tamanho dos grãos, esfericidade dos grãos, natureza do seu arranjo, etc.)

Comparando esta expressão com a expressão de Darcy, tem-se que:

$$v = -\frac{C d^2 \rho g}{\mu} \frac{\delta h}{\delta L}, \quad v = -k \frac{\delta h}{\delta L}$$

$$\text{Fazendo, em função do meio poroso, } K = C d^2 \quad (2.4)$$

Obtêm-se em função do meio poroso e do fluido

$$k = \frac{K \rho g}{\mu} \quad (2.5)$$

Onde K é conhecida como permeabilidade intrínseca, ou *permeabilidade*, sendo exclusivamente função do meio poroso, e tendo como dimensão L^2 , enquanto que a dimensão da condutividade hidráulica (k) é LT^{-1} .

Uma vez que K , é uma propriedade exclusiva do meio poroso, a sua determinação não depende do fluido utilizado e, assim, teoricamente seu valor deverá ser constante, desde que não haja variações nas propriedades do meio poroso.

Segundo VARGAS (1977), diversas expressões teóricas existentes no meio técnico relacionam a condutividade hidráulica com as propriedades do meio poroso, sendo a mais conhecida a proposta por Kozeny, em 1927 e que, posteriormente, foi modificada por Carman em 1939.

$$K = k \left(\frac{\mu}{\rho g} \right) = \frac{l}{k_0 T^2 S_0^2} \left(\frac{e^3}{1+e} \right) \quad (2.6)$$

Onde k_o é um fator de forma do poro, T fator de tortuosidade, e índice de vazios e S_o área superficial específica. Outra expressão não menos conhecida foi desenvolvida por TAYLOR (1948), utilizando a lei de Pouseville.

$$k = C D_s^2 \frac{\gamma}{\mu} \frac{e}{1+e} S^3 \quad (2.7)$$

Onde D_s é o diâmetro efetivo da partícula e C um fator de forma.

Baseado no exposto acima, pode-se afirmar que a lei de Darcy foi desenvolvida, especificamente, para fluidos incompressíveis, entretanto, caso o fluido seja compressível, a mesma pode, ainda, ser utilizada.

Nos casos em que o fluxo seja horizontal e o fluido incompressível, a velocidade do volume de fluxo é constante, e a lei de Darcy pode ser escrita:

$$v_x = - \frac{K}{\mu} \frac{dP}{dx} \quad (2.8)$$

$$Q = \frac{K A}{L \mu} (P_1 - P_2) \quad (2.9)$$

No caso de fluxo de gases através de um meio poroso em regime de fluxo viscoso, as equações anteriores somente serão válidas, se as mesmas forem modificadas para levar em consideração a compressibilidade do gás.

De maneira de avaliar o efeito de compressibilidade, assume-se que a equação (2.8) é válida. Porém, neste caso não pode ser integrada, uma vez que v não é mais constante e aumenta quando o gás se aproxima da extremidade com menor pressão.

A integração da equação 2.8 só é possível, se assegurarmos que o fluxo de massa ao longo do meio poroso em regime permanente seja constante, e que o mesmo ocorra em condições isotérmicas.

De forma analítica, adotando-se a primeira condição ($\rho v = \text{constante}$) e a Lei de Boyle ($P = \rho R T$) como segunda condição, onde R é a constante dos gases e T a constante de temperatura e, combinando estas duas condições com a observação de que $(\rho)v$ é

constante, pode-se observar que ao multiplicarmos a equação 2.8 por ρ , o termo do lado esquerdo torna-se constante e, desta forma, a integração é possível. Considerando uma amostra de comprimento L , com pressões P_1 e P_2 atuando nas suas extremidades tem-se:

$$\rho v_x = -\frac{K}{\mu} \rho \frac{dP}{dx} \quad (2.10)$$

e desde que $v_x = \frac{Q}{A}$, tem-se $\rho \frac{Q}{A} = -\frac{K}{\mu} \rho \frac{dP}{dx}$

mas, se $\rho Q = \rho_b Q_b = \text{constante}$, onde Q e Q_b são definidos na temperatura e pressão na qual estão fluindo, pela lei de Boyles tem-se que:

$$\frac{\rho}{P} = \frac{\rho_b}{P_b} \Rightarrow \rho = \rho_b \frac{P}{P_b}$$

Assim

$$\rho_b \frac{Q_b}{A} = -\frac{K}{\mu} \rho_b \frac{P}{P_b} \frac{dP}{dx}$$

$$\frac{P_b Q_b}{A} = -\frac{K}{\mu} \rho_b \frac{P}{P_b} \frac{dP}{dx}$$

Separando variáveis e integrando

$$\begin{aligned} \frac{Q_b}{A} P_b dx &= -\frac{K}{\mu} P dP \\ \frac{Q_b}{A} \frac{P_b}{P_b} \int_0^L dx &= -\frac{K}{\mu} \int_{P_1}^{P_2} P dP \quad \Rightarrow \quad \frac{Q_b P_b L}{A} = \frac{K}{\mu} \frac{(P_1^2 - P_2^2)}{2} \\ Q_b &= \frac{KA}{2\mu L} \frac{(P_1^2 - P_2^2)}{P_b} \end{aligned} \quad (2.11)$$

Onde:

Q_b = Vazão medida na pressão na qual o gás está submetido, no dispositivo de medição de vazão;

P_b = Pressão base;

L = Comprimento do corpo de prova;

P_1 = Pressão na entrada do corpo de prova;

P_2 = Pressão na saída do corpo de prova;

$P_1 > P_2$;

μ = Viscosidade do gás.

Por outro lado, se definirmos $\bar{P} = \frac{(P_1^2 - P_2^2)}{2}$ como a pressão média, e \bar{Q} como a velocidade de fluxo do volume na pressão \bar{P} , tem-se que:

$$\bar{P} \bar{Q} = P_b Q_b \text{ e, substituindo na equação (2.11) } \bar{P} \bar{Q} = P_b Q_b = \frac{KA}{2\mu L} (P_1^2 - P_2^2), \text{ pode-se escrever:}$$

$$\bar{Q} = \frac{KA}{\mu L} (P_1 - P_2) \quad (2.12)$$

Verifica-se, conforme demonstração acima, que a velocidade de fluxo de gases ideais pode ser calculada a partir da equação 2.11, ou da equação 2.12, sendo que esta última é similar à utilizada com fluidos incompressíveis, caso a velocidade de fluxo do volume (Q) seja definido na pressão base ou na pressão algébrica média, respectivamente.

2.1.2 - Fluxo Multifásico.

O comportamento do fluxo num meio poroso contendo um único fluido é totalmente diferente do fluxo simultâneo de dois ou mais fluidos. A existência de vários fluidos requer o conhecimento de conceitos básicos para melhor entendimento, quando se tratar do fluxo simultâneo de dois ou mais fluidos.

2.1.1.2.1 - Conceitos Básicos.

TENSÃO INTERFACIAL

Ao se estudar os sistemas multifásicos, é necessário considerar o efeito das forças que atuam na interface formada pelo contato de dois fluidos imiscíveis. Quando estes dois fluidos são líquido e gás, a interface é denominada de superfície líquida.

Ao considerar dois líquidos imiscíveis, água e óleo, por exemplo, sempre existe uma tensão interfacial no contato. No interior dos líquidos todas as moléculas são atraídas mutuamente umas pelas outras. Uma molécula de água, a qual esta afastada da interface,

encontra-se rodeada por outras moléculas de água, sendo que a resultante das forças que atuam sobre ela tem uma resultante nula. Porém, a molécula localizada na interface, suporta a força gerada pelas moléculas do óleo situadas logo acima da interface, e as moléculas de água que se localizam embaixo da mesma, recebem a resultante das forças que atuam sobre a molécula, que não é nula, dando lugar à tensão interfacial. Este desequilíbrio de forças entre as moléculas, gera uma membrana contráctil. No caso da interface ar - água, e em decorrência das forças de atração do ar serem menores do que as forças de atração da água, a resultante não nula atuará em direção ao interior da massa de água, sendo perpendicular à interface no ponto considerado, conforme mostrado na Figura 2.2.

Quando a superfície da interface aumenta, realiza-se um trabalho para manter uma superfície unitária na água, a mesma que possui uma quantidade determinada de moléculas por unidade de superfície. Isto ocorre porque as moléculas passam do interior da massa de água à superfície. Este trabalho é denominado como a energia de superfície livre do líquido, sendo que a tensão interfacial é a força por unidade de comprimento requerida para formar uma nova superfície. A tensão interfacial está diretamente relacionada com a pressão e processo capilar através da interface entre fluidos imiscíveis, e é um fator que controla a molhabilidade.

Segundo DELGADO (2000), *“no caso do contato de um fluido com o seu vapor saturante, a tensão interfacial é denominada de tensão superficial. A magnitude da tensão interfacial entre líquidos é sempre menor do que a maior tensão superficial do líquido puro. De forma geral, grandes tensões superficiais resultam em maior pressão capilar, o que pode produzir grandes valores de saturação residual”*.

A tensão superficial é uma característica do fluido, a uma determinada temperatura, enquanto a tensão interfacial é dependente do fluido e da substância com a qual o fluido entra em contato.

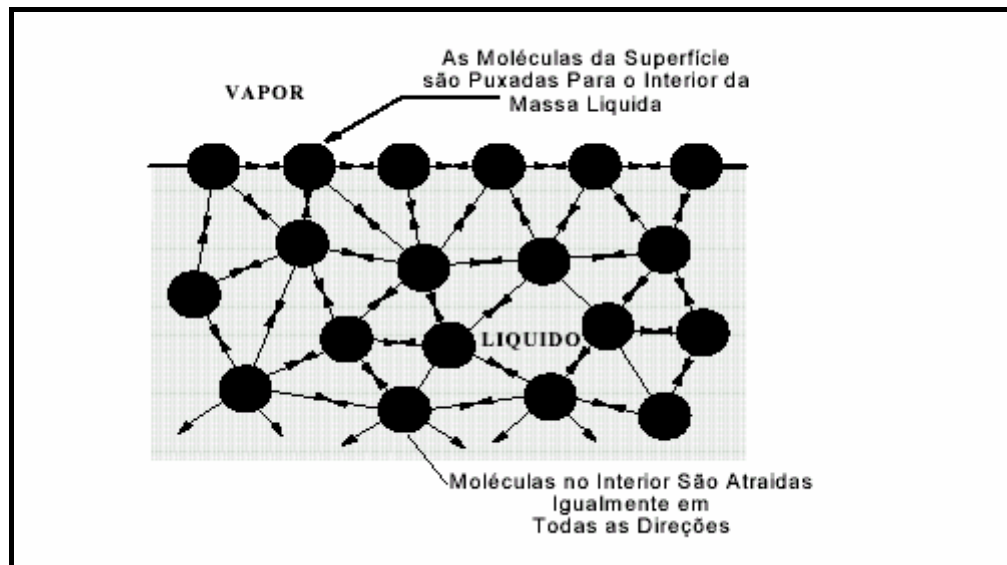


Figura 2.2 - Representação Esquemática da Tensão Interfacial.

MOLHABILIDADE

A combinação das forças que atuam na interface de duas fases líquidas imiscíveis, e entre os líquidos e a superfície sólida todas estas forças determina, tanto a molhabilidade como a pressão capilar do meio poroso.

A tensão de adesão, que é função da tensão interfacial, determina qual fluido molhará, de forma preferencial à superfície sólida. A Figura 2.3 mostra um diagrama, onde dois líquidos, óleo e água, estão em contato com uma superfície sólida. Por convenção o ângulo de contato θ é medido através da fase líquida mais densa, e pode variar entre 0 e 180°. Baseado nessa convenção, a tensão de adesão é definida como:

$$A_t = \sigma_{so} - \sigma_{sw} = \sigma_{wo} \cos \theta_{wo} \quad (2.13)$$

Onde A_t é a tensão de adesão, σ_{so} a tensão interfacial entre o sólido e a fase menos densa (óleo), σ_{sw} é a tensão interfacial entre o sólido e a fase mais densa (água), e σ_{wo} é a tensão interfacial entre os fluidos.

A tensão de adesão positiva indica que a fase mais densa molhará de forma preferencial à superfície sólida. A tensão de adesão zero indica que ambas as fases tem igual

afinidade pela superfície sólida. Por tanto, a magnitude da tensão de adesão determina a capacidade que a fase molhante tem de se espalhar sobre uma superfície sólida. Se o valor da tensão de adesão é elevado ou o ângulo de contato pequeno, a fase mais densa irá se espalhar tendendo a cobrir a superfície. Por outro lado, se o ângulo de contato é elevado, uma fonte de energia externa se fará necessária para que a fase mais densa se espalhe sobre a superfície sólida.

Conclui-se, portanto, que a tendência de um fluido deslocar um outro, numa superfície sólida, é determinada pela molhabilidade relativa dos fluidos para com a superfície sólida.

A Figura 2.4, mostra algumas situações de molhagem considerando-se a água, o ar e dois gases quaisquer, em contato com um dado sólido.

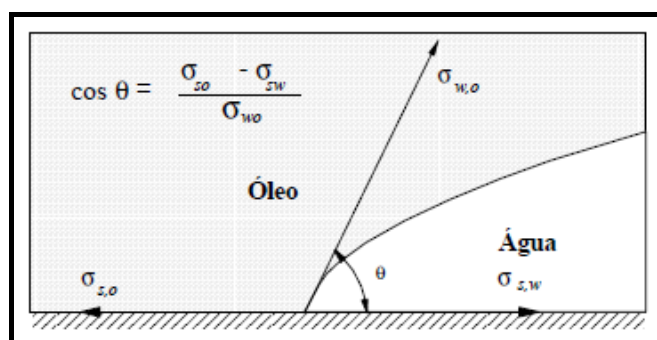


Figura 2.3 - Tensão Interfacial (DELGADO, 2000)

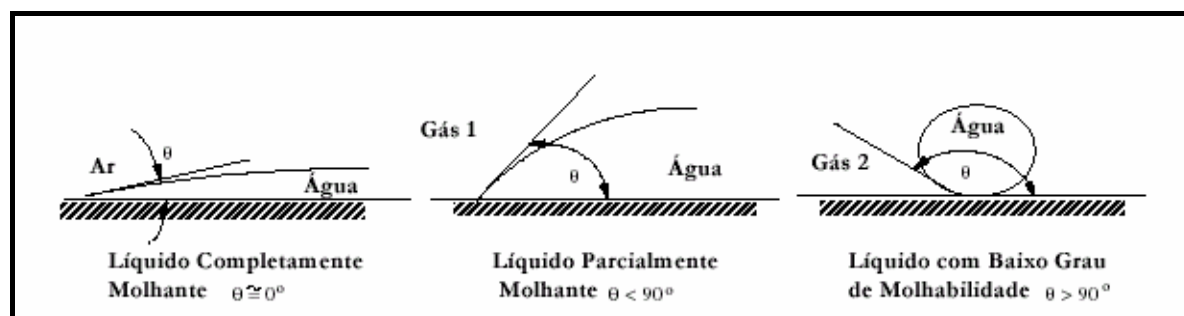


Figura 2.4 - Algumas Situações de Molhagem (DELGADO, 2000)

A molhabilidade do meio poroso é afetada por diversos fatores tais como a mineralogia do meio poroso, a composição química dos fluidos, a presença de matéria orgânica e

história de saturação do meio poroso. Na Figura 2.5 pode-se verificar o efeito da mineralogia do meio e da composição química dos fluidos sobre a molhabilidade.

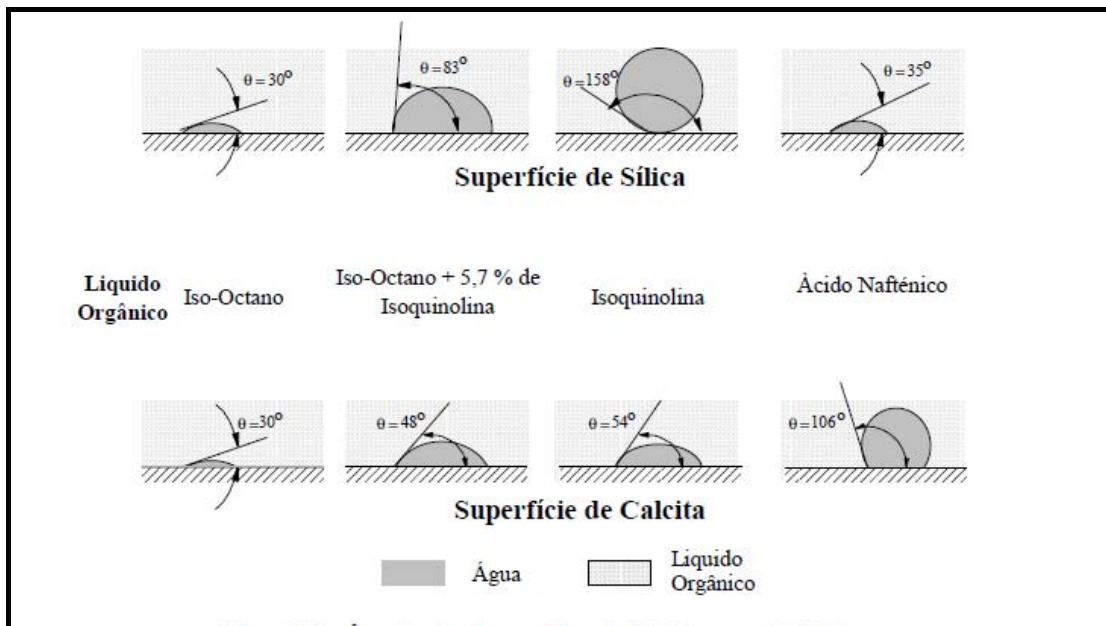


Figura 2.5 - Ângulos de Contato Interfacial (DELGADO, 2000)

PRESSÃO CAPILAR

É a propriedade que induz o meio poroso a absorver um fluido molhante ou que o faça repelir um fluido não molhante. Se dois fluidos imiscíveis entram em contato, formar-se uma superfície curva na interface (menisco). Ao se medir a pressão em ambos os lados da interface, pode-se observar que as pressões não são iguais. Esta diferença de pressão entre os lados côncavo e convexo é denominada de pressão capilar.

Assumindo-se que a pressão capilar é positiva, a mesma se define como a diferença entre a pressão do fluido não molhante e a pressão do fluido molhante. Segundo BEAR (1972), a pressão capilar está relacionada com a pressão interfacial, ângulo de contato e tamanho do poro, conforme as equações:

$$P_c = P_{mv} - P_w \quad (2.14)$$

$$P_c = \frac{2\sigma}{r} \cos\theta \quad (2.15)$$

Onde P_c é a pressão capilar, P_{nw} a pressão na fase não molhante, P_w a pressão na fase molhante, σ é a tensão interfacial entre as fases, θ é o ângulo de contato e r o raio de curvatura do menisco.

A pressão capilar que deve ser ultrapassada de modo que a fase não molhante possa penetrar num meio poroso saturado, com uma fase molhante, é denominada de pressão de entrada, no caso de solos saturados com água, esta pressão é denominada de pressão de borbulhamento, ou simplesmente pressão de entrada de ar. Em situações em que a fase molhante desloca a fase não molhante, existirá um processo de Embebição ou umedecimento; em situações opostas ocorrerá um processo de Drenagem ou secagem.

Freqüentemente, a pressão capilar é apresentada como função da saturação (Figura 2.6). Esta relação como apontado por diversos pesquisadores tem um caráter histerético, sendo que para um dado valor de P_c existirão dois valores de saturação, com o maior valor correspondendo ao processo de drenagem e o menor ao processo de embebição.

Segundo JUCA (1990), CARRILO (1993) e HILLEL (1980), este comportamento histerético é função entre outros fatores das características da fase não molhante, diferentes ângulos de contato no avanço ou recuo do menisco, história de saturação e distribuição do tamanho dos poros. A figura 2.7 mostra a influência da história de saturação sobre a histerese.

No processo de drenagem, conforme estudos de MERCER & COHEN (1990), os poros maiores drenam mais rapidamente, enquanto que os poros menores oferecem maior resistência a essa drenagem. Esta retenção capilar é uma das razões que auxilia no entendimento do por que, para um mesmo grau de saturação, a pressão capilar é maior no processo de drenagem.

SATURAÇÃO

A saturação de um fluido é a fração do volume total de poros ocupado por ele mesmo. Para o caso de fluxo simultâneo de dois ou mais fluidos, é conveniente se falar de razão

de saturação, isto é, cada fluido ocupará uma parcela do volume total de poros, sendo que o somatório da razão de saturação dos fluidos presentes será igual à unidade.

Geralmente, o meio poroso é molhado por água (fase molhante). Numa situação de drenagem, parte da fase molhante é retida no meio, mesmo sob altos valores de pressão capilar.

Nestas circunstâncias, a fase molhante encontra-se numa condição de saturação irreduzível (S_{iw}), correspondente ao menor raio de curvatura do menisco e máxima pressão capilar. Assim, o espaço poroso disponível para o fluxo é reduzido e o tamanho das partículas que compõem o meio poroso afeta o grau de saturação irreduzível da fase molhante; desde que quanto menor o tamanho das partículas, maior será S_{iw} , conforme apresentado na Figura 2.8.

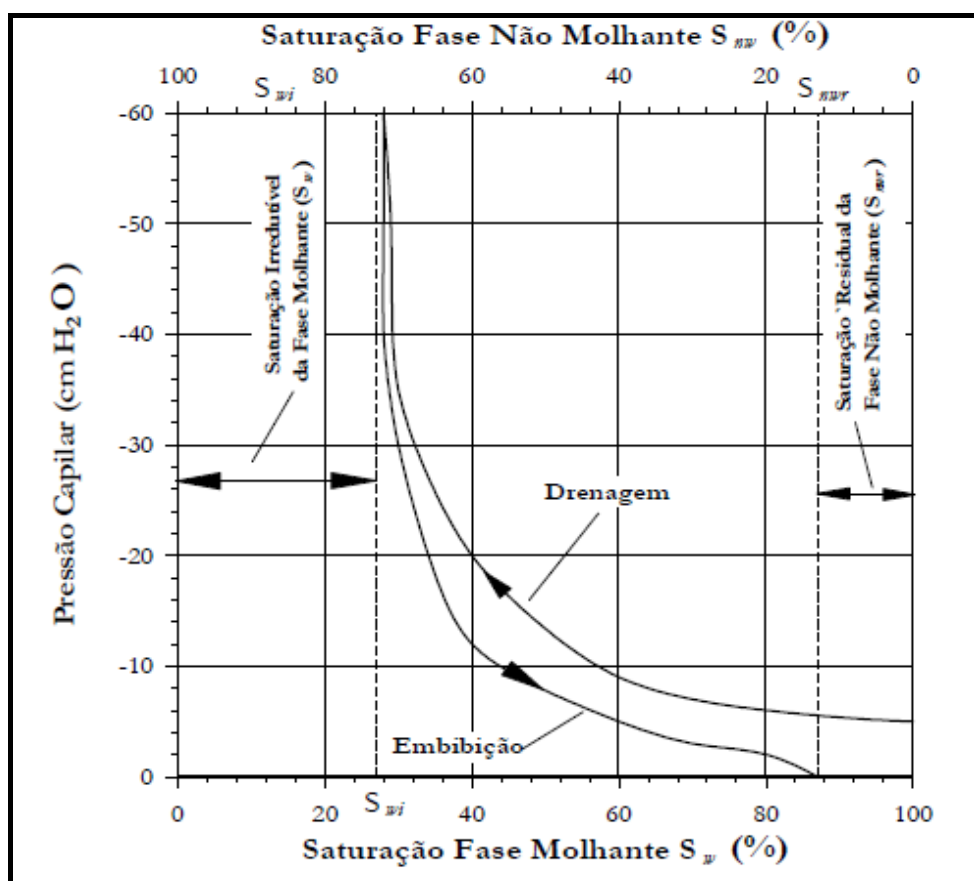


Figura 2.6 - - Relação Pressão Capilar – Saturação (FETTER, 1992; DELGADO, 2000).

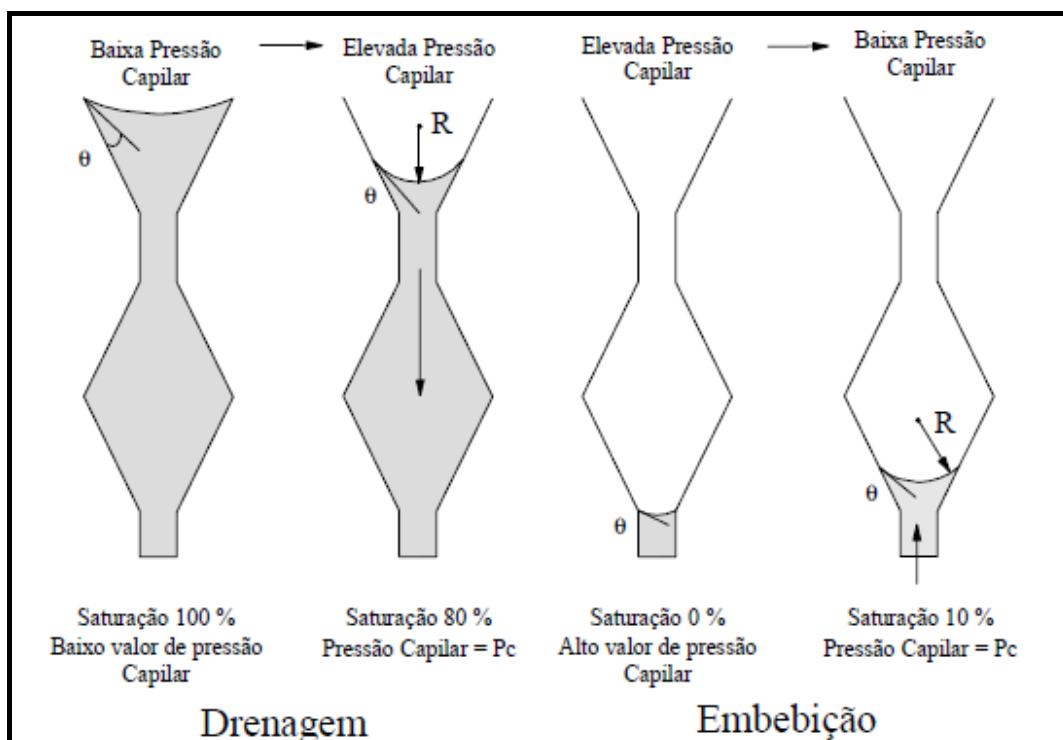


Figura 2.7 - Influência da História de Saturação na Histerese (AMIX, 1960).

BROOKS E COREY (1964) introduziram o conceito de grau de saturação efetiva, justamente levando em consideração S_{iw} . A Figura 2.9 ilustra esse conceito em diferentes sistemas multifásicos.

De acordo com DELGADO (2000), a saturação do meio poroso é de suma importância, desde que outras propriedades, tais como permeabilidade e pressão capilar, sejam apresentadas em função da mesma.

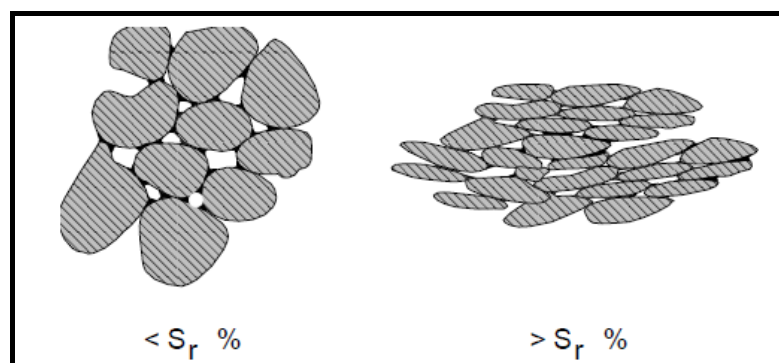


Figura 2.8 – Influência do Tamanho das Partículas Sobre o Grau de Saturação Irredutível ou Residual (DELGADO, 2000)

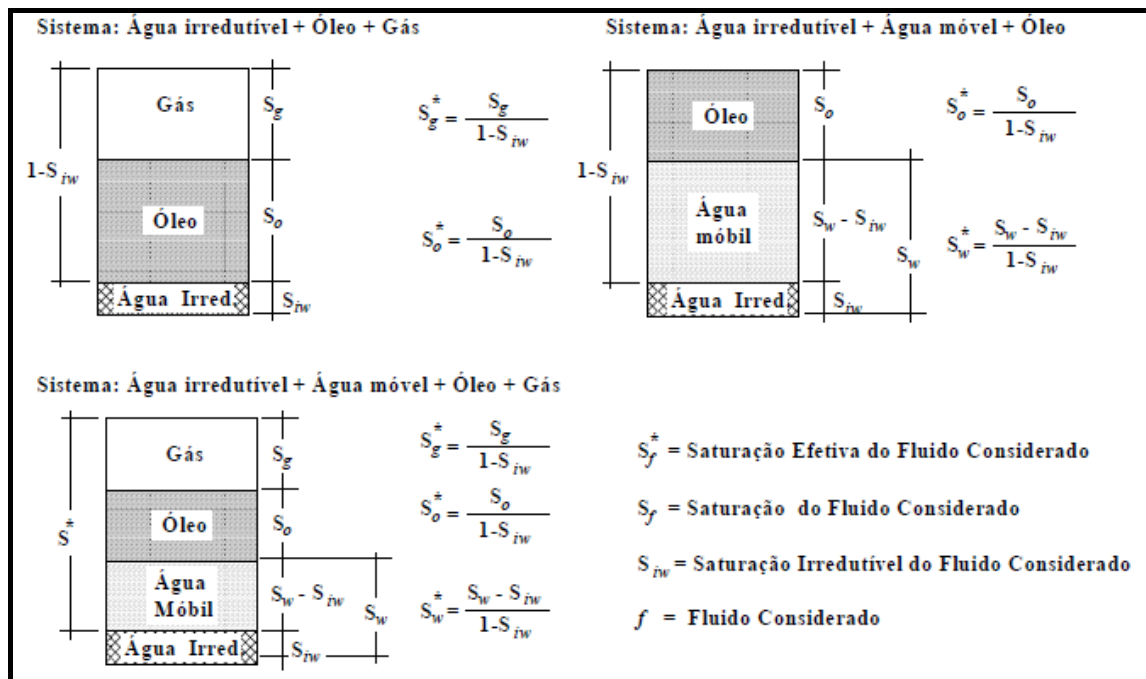


Figura 2.9 - Saturação Efetiva para Alguns Sistemas Multifásicos (DELGADO, 2000)

SATURAÇÃO RESIDUAL

A característica marcante da curva Pressão Capilar \times Saturação é a existência de um valor mínimo de saturação da fase molhante no processo de drenagem e um valor mínimo de saturação da fase não molhante no processo de embebição. Estes valores mínimos são denominados de saturação residual (S_{rw}) ou irreduzível (S_{iw}) da fase molhante, e Saturação residual (S_{rnw}) da fase não molhante respectivamente. A saturação residual é resultante da ação das forças capilares, e sua magnitude é dependente de vários fatores, tais como a distribuição granulométrica do meio poroso, mineralogia, molhabilidade, relações de viscosidade e densidade entre as fases, e gradientes hidráulicos.

No estado de saturação residual, a fase não molhante torna-se descontínua, sendo imobilizada pelas forças capilares. De acordo com os estudos de MERCER & COHEN (1990), o estado residual dos fluidos molhantes é, conceitualmente, diferente dos não molhantes, pois neste estado, o fluido molhante permanece contínuo no interior do meio poroso.

Segundo pesquisas de SCHWILE (1965) e VAN DAM (1965), confirmadas, posteriormente, por MERCER & COHEN (1990), a presença de contaminantes em estado residual no interior do solo é um problema sério e de grandes proporções, pois tende a ser uma fonte de contaminação, possivelmente duradoura e contínua.

Em um determinado meio poroso pode existir fluxo simultâneo de dois ou mais fluidos. Dentro da problemática de fluidos potencialmente perigosos para a integridade da água subterrânea, o fluxo relativo ao comportamento da sua migração tem sido separado em dois grandes grupos principais: fluxo de fluidos miscíveis com a água, e fluxo de fluidos imiscíveis com a água. Essa divisão é pertinente e admissível mediante a consideração que o fluxo simultâneo multifásico de fluidos imiscíveis produz um padrão de migração totalmente diferente daquele produzido pelo fluxo simultâneo multifásico de fluidos miscíveis, ou de solutos dissolvidos.

Deve-se considerar também, a hipótese da existência de fluxo em regime transiente ou permanente. No primeiro caso, o grau de saturação no interior do sistema modifica com o tempo. Já no segundo, o grau de saturação do meio em relação aos fluidos não muda, ou seja, permanece constante não existindo deslocamento de um fluido pelo outro (razão de saturação constante).

Segundo DULLIEN (1992), quando ambas as fases fluem na mesma direção tem-se o *fluxo concorrente* e quando as fases fluem em direções opostas tem-se o *fluxo contracorrente*.

Ainda conforme DULLIEN (1992), parece existir duas grandes concepções da forma de como os fluidos se movimentam num meio poroso em condições de fluxo em regime permanente.

A primeira é que ambas as fases, molhante e não molhante, fluem de forma simultânea em todos os poros interconectados. A fase molhante, em contato com as paredes dos canais de fluxo, e por sua vez, rodeando a fase não molhante, que permanece confinada à

parte central do conduto capilar. Esse fluxo, denominado de funicular, compreende uma distribuição das fases em forma contínua e graus de saturação da fase molhante elevados, quando os canais de fluxo no interior do meio poroso possuem seções transversais irregulares.

A outra concepção, conforme estudos de CRAIG (1971), se baseia na observação visual de matrizes porosas sintéticas e indica que cada fase se movimenta separadamente através de sua própria rede de canais interconectados. Esta concepção é denominada de fluxo em canal e, mostra que, quando a saturação da fase não molhante aumenta, há um incremento no número de canais pelos quais flui a fase não molhante, diminuindo, assim, o número de canais através dos quais flui a fase molhante. O mesmo estudo confirmou também a presença da fase molhante nos poros através dos quais flui a fase não molhante. Segundo DULLIEN (1992), a maioria do fluxo das fases acontece em fluxo de canal..

A Figura 2.10 apresenta algumas possibilidades de distribuição dos fluidos no interior do meio poroso. Ambas as fases podem fluir em canais separados, formando 2 subgrupos independentes de poros interconectados (Figura 2.10.a), ou fluir através dos mesmos canais, nos quais ambos, ou somente um dos fluidos são contínuos (Figura 2.10.b).

No caso de fluxo simultâneo trifásico há uma hierarquia de molhabilidade, ou seja, num sistema água-óleo-gás molhado por água, a água será a fase molhante em relação ao óleo e o óleo será a fase molhante em relação ao gás. Para STANDING (1975), está claro a existência de várias possibilidades para a distribuição de três fases do que para duas fases como apontado por DULLIEN (1992).

Ainda segundo STANDING (1975), no caso de sistemas água-óleo-gás molhados por água, os fluidos se distribuem no meio poroso da seguinte forma: a água preenche de forma preferencial os poros de diâmetro menor, o gás preenche os poros de diâmetro maior e o óleo os poros não preenchidos pelos outros dois fluidos.

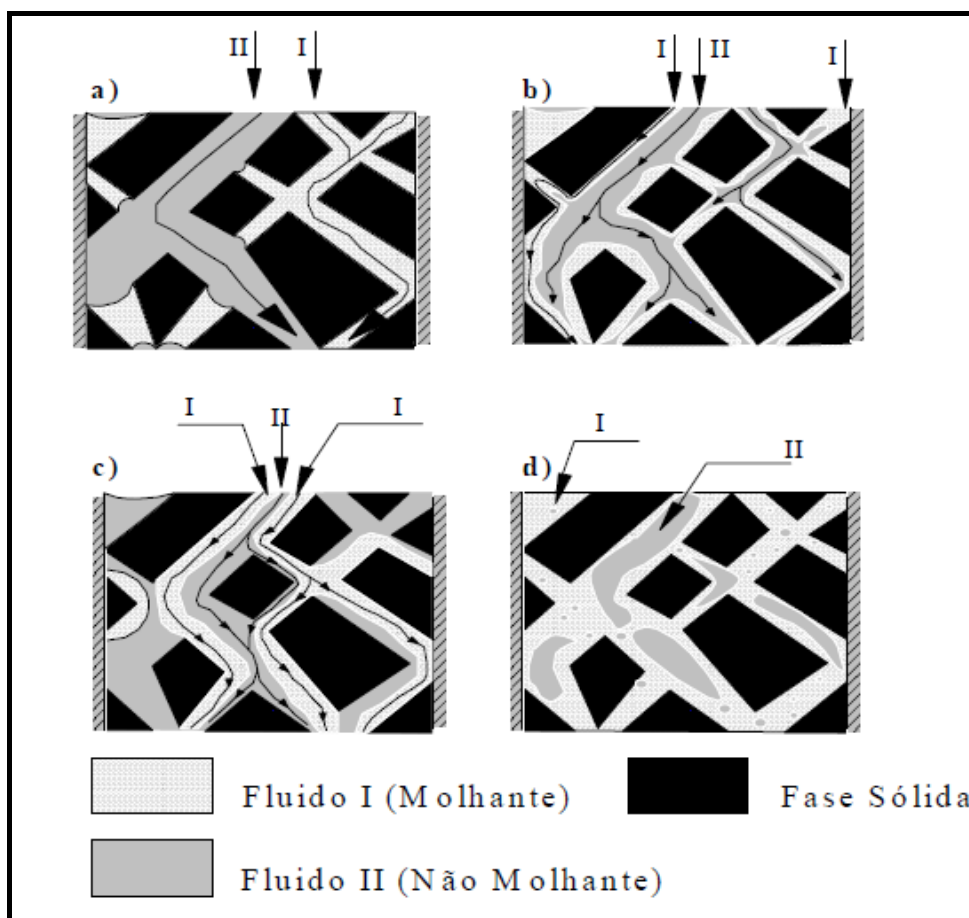


Figura 2.10 - Representação Bidimensional Do Fluxo Bifásico Num Meio Poroso
(Dullien, 1992)

- (a) Ambos fluidos se deslocando em canais separados. Fluido I molha uniformemente a superfície sólida
- (b) Ambos fluidos se deslocando nos mesmos canais. Fluido I molha uniformemente a superfície sólida
- (c) Ambos fluidos se deslocando nos mesmos canais. Cada fluido molha preferencialmente diferentes porções da superfície sólida.
- (d) Ambos fluidos se deslocando nos mesmos canais. Um dos fluidos é contínuo, em quanto o outro é disperso. O fluido I molha uniformemente a superfície sólida.

De acordo com VAN DAM (1965), BEAR (1972), SCHWILLE (1984) e DULLIEN (1992,), equações macroscópicas são utilizadas para se descrever o fluxo simultâneo de dois ou mais fluidos no interior do meio poroso e são uma extensão da lei de Darcy para o fluxo unifásico, a mesma que é realizada através da introdução do conceito de permeabilidade relativa.

MARLE (1981) propôs essa generalização ao assumir que a mesma se aplica em todos os pontos no interior do meio poroso, bem como ao fluxo em regime transiente.

$$\tilde{v}_i = \left(\frac{K_i K_r}{\mu_i} \right) (\nabla P_i - \rho_i g) \quad (2.16)$$

E as equações que descrevem o fluxo bifásico para fluidos incompressíveis em regime permanente são:

$$\tilde{Q}_i = \left(\frac{K_i \rho_i A}{\mu_i} \right) \left(\frac{\Delta P_i}{L} \right) \quad (i = 1, 2) \quad (2.17)$$

Onde Q_i é Vazão, \tilde{P}_i é a diferença de pressão existente no fluido considerado, μ_i é a viscosidade do fluido, A é a área da seção transversal e L o comprimento do corpo de prova respectivamente, K_i é a permeabilidade efetiva do meio poroso em relação ao fluido i .

Introduzindo o conceito de permeabilidade relativa (K_{ri}), que é a normalização da permeabilidade efetiva utilizando uma permeabilidade base, obtém-se a seguinte expressão:

$$Q_i = \left(\frac{K_{ri} \rho_i A}{\mu_i} \right) \left(\frac{\Delta P_i}{L} \right) \quad (i = 1, 2) \quad (2.18)$$

2.1.2.2 - Permeabilidade Efetiva – Relativa

Para o caso de fluxo simultâneo de dois ou mais fluidos imiscíveis não se pode mais referir à permeabilidade absoluta do meio poroso, mas sim às permeabilidades efetiva e relativa, uma vez que o estudo do fluxo multifásico em meios porosos é regido pelo conceito de permeabilidade relativa, conforme FLEUREAU E TAIBI (1994).

Caso exista fluxo simultâneo de dois ou mais fluidos imiscíveis, é natural assumir que, ao se considerar o fluxo de um dos fluidos, parte do espaço poroso nas vizinhanças esta ocupada pelo(s) outro(s) fluidos e, assim, a permeabilidade do meio poroso será reduzida em relação ao fluido considerado, sendo a premissa válida, também, para o caso do fluxo em meio poroso não saturado.

Em vista disto, a mobilidade dos fluidos é reduzida, podendo ser quantificada multiplicando-se a permeabilidade absoluta do meio poroso por uma razão adimensional, denominada de permeabilidade relativa, sendo que esta razão varia de zero a um. A permeabilidade relativa de um fluido é definida como sendo a razão entre a permeabilidade efetiva correspondente a um dado grau de saturação e uma permeabilidade base, expressa por:

$$K_r = \frac{K_{i(S < 100\%)}}{K} \quad (2.19)$$

Assim para a permeabilidade efetiva, cada fluido é considerado como sendo completamente independente dos outros fluidos que estão presentes no meio poroso, os mesmos que são considerados imiscíveis, de forma que a lei de Darcy tenha condição de ser aplicada.

A permeabilidade efetiva difere da permeabilidade intrínseca, pois a segunda é dependente, apenas, das propriedades da matriz sólida, e não das propriedades de qualquer fase fluida contida no interior dos poros do meio, conforme pesquisas de BEAR (1972). É uma medida relativa da capacidade de condução de um fluido que o meio poroso, quando o meio está preenchido por fluidos imiscíveis, implicando na possibilidade do meio poder ter uma condutividade diferente para cada fluido presente.

Conforme DELGADO (2000), as permeabilidades efetivas são normalmente determinadas em laboratório. No caso dos solos não saturados, onde se considera que a fase gasosa permanece imóvel, a permeabilidade efetiva à água pode ser apresentada como condutividade hidráulica (k) em função da pressão capilar (sucção) ou grau de saturação. Na Figura 2.11, são apresentadas curvas típicas da relação e $k \times$ Pressão Capilar ($u_{nw} - u_w$). No entanto devido às muitas combinações possíveis de saturação, quando dois ou mais fluidos escoam simultaneamente os dados de permeabilidade efetiva, são usualmente apresentados na forma de permeabilidade relativa, conforme mostrado na Figura 2.12.

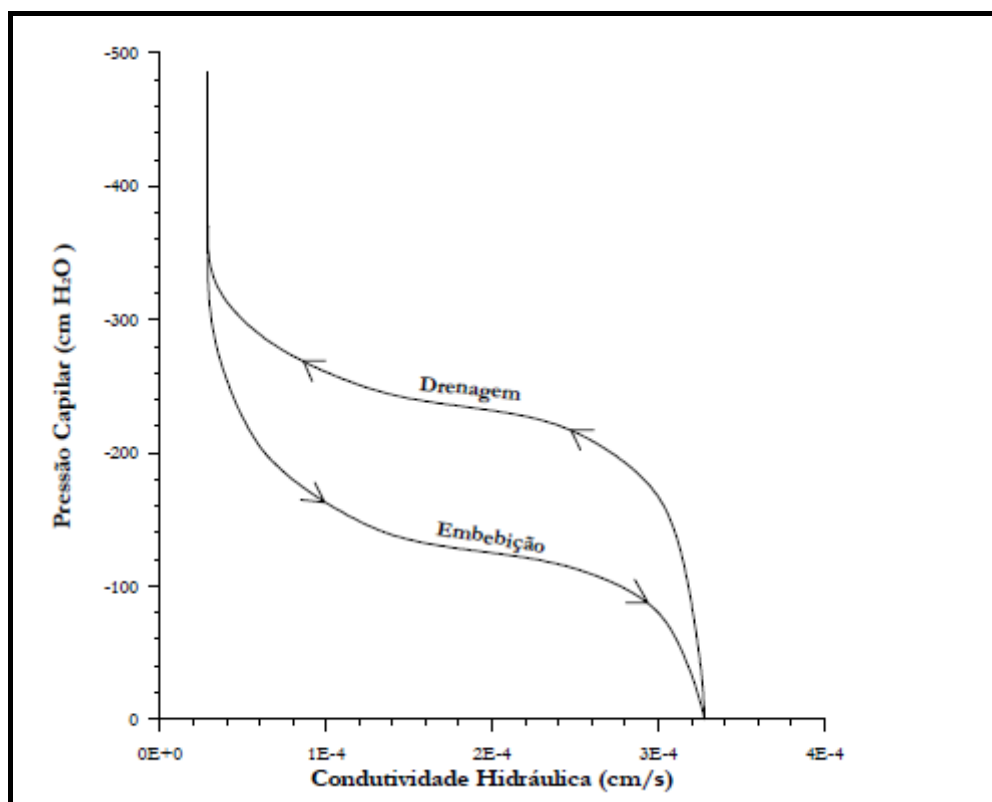


Figura 2.11 - Relação da Condutividade hidráulica com a Sucção Mátrica em Processos de Drenagem e Embebição (FETTER, 1992)

A Figura 2.12 apresenta curvas de permeabilidade relativa \times saturação, típicas para um sistema bifásico, contendo um fluido molhante (água, K_{rw}) e um não molhante (óleo, K_{rnw}).

Pode-se observar nesta figura, que ambos os fluidos estão em movimento só para um grau de saturação da fase molhante maior do que S_{iw} (grau de saturação irreduzível da fase molhante) e menor do que $(1 - S_{wr})$, onde S_{nwr} é a saturação residual da fase não molhante.

Para um grau de saturação S_{nwr} , o valor de K_{rnw} é usualmente menor do que 1, enquanto K_{rw} em S_{wi} aproxima-se de 1. O ponto A, onde S_w é igual a $(1 - S_{nwr})$ é denominado de saturação de equilíbrio e corresponde ao valor no qual o fluido não molhante torna-se imóvel. Também se observa um rápido aumento de K_{rnw} para pequenos incrementos de S_{nw} a partir de S_{nwr} , atingindo valores próximos de 1 para graus de saturação da fase não molhante (S_{nw}) menores do que 100%. Em contrapartida, ocorre uma rápida diminuição

de K_{rw} com o aumento de S_{nw} , que é uma indicação de que os poros maiores estão sendo ocupados pelo fluido não molhante.

Curvas de permeabilidade relativa trifásica, para água, óleo e ar, estão apresentadas na Figura 2.13 Cada ponto no interior do triângulo, corresponde a um diferente grau de saturação para o ar, óleo e água, respectivamente, conforme mostrado sobre as escalas ao longo dos eixos do triângulo.

Iguais valores de permeabilidade relativa, para cada uma das fases, são apresentadas como Isopermas, desenhadas no interior do diagrama As características gerais aplicadas no item de permeabilidade relativa bifásica, podem, também, ser aplicadas neste caso.

A partir do diagrama ternário apresentado na Figura 2.13, é aparente que existam grandes regiões, onde no mínimo, um dos três fluidos presentes está imóvel, e que somente numa limitada região de saturação é possível o fluxo simultâneo das três fases. Isto é mais claramente mostrado na Figura 2.14. Outra observação significativa é que a água em estado de saturação residual é sempre a mesma, independentemente da magnitude das saturações do óleo e do ar, observa-se também, que a saturação residual do ar é maior na região onde as saturações do óleo e da água são da mesma ordem de grandeza. Há que se ressaltar que a saturação residual do óleo é maior se nenhuma água(ou fluido com peso específico maior) está presente no sistema, mas torna-se aproximadamente constante com o aumento da saturação de água aproximando-se do seu valor residual.

Dados experimentais publicados indicam que a permeabilidade relativa da fase molhante intermediária (óleo), é dependente da história de saturação do fluxo bifásico água – óleo, conforme OAK et. al (1988). Para SCHWILLE (1985), estes fenômenos são imprescindíveis na determinação das trajetórias de migração de óleo, em relação à distribuição do mesmo no interior do meio poroso.

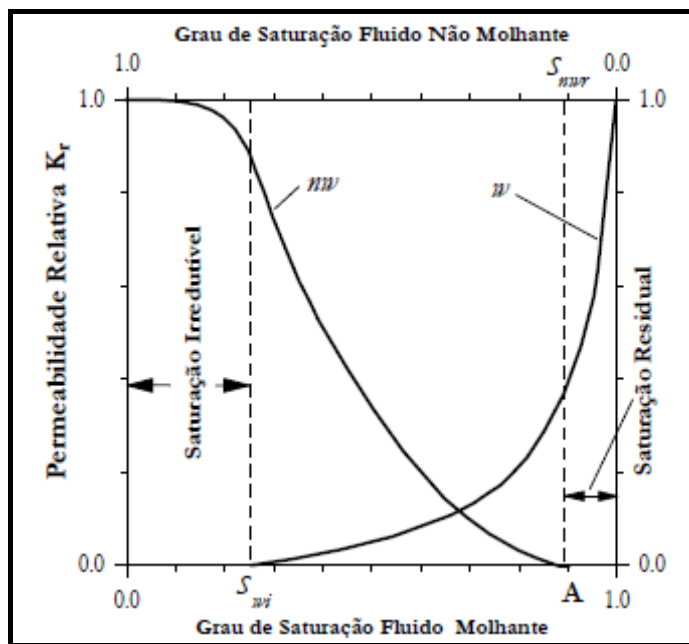


Figura 2.12 - Curvas típicas de Permeabilidade Relativa (FETTER, 1992).

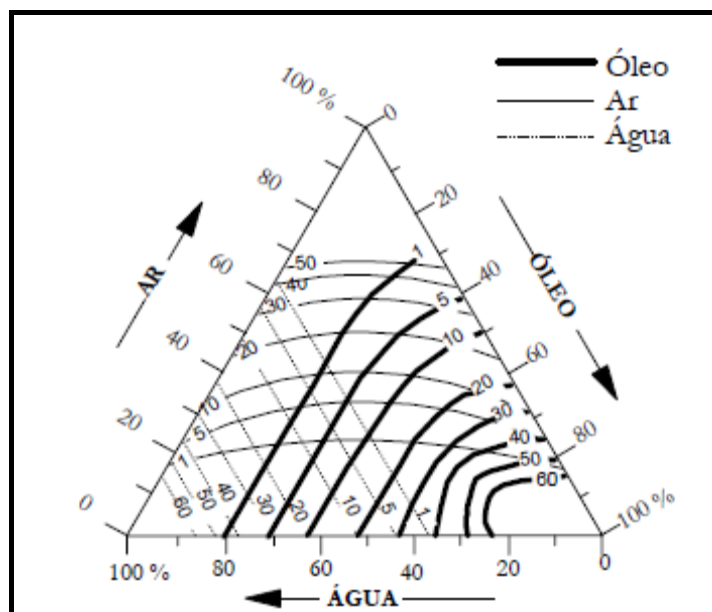


Figura 2.13 - Curvas típicas de Permeabilidade Relativa trifásica (VAN DAM, 1965)

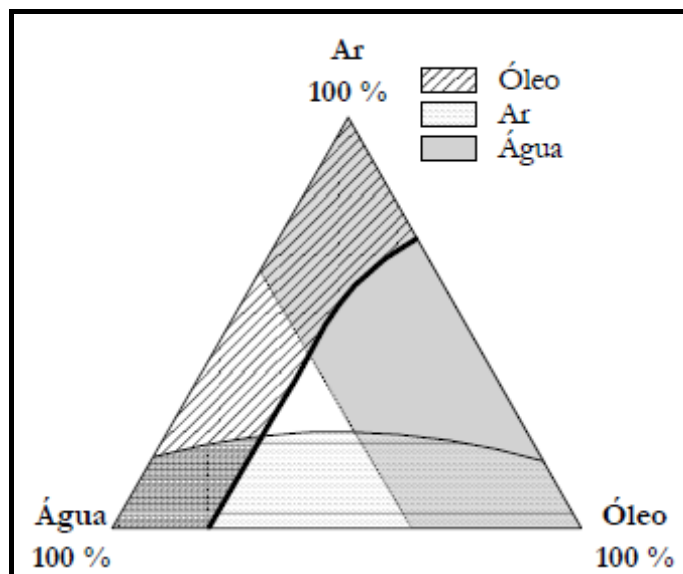


Figura 2.14 - Regiões Onde Não há Fluxo (VAN DAM , 1965).

2.1.3 - Validade da Lei de Darcy

A lei de Darcy é limitada às condições de fluxo viscoso, fluidos newtonianos, ausência de mudanças físicas e químicas decorrentes do fluxo, bem como a meios isotrópicos e à não ocorrência de “*Slip Flow*”.

LUTZ E KEMPER (1959) e vários outros pesquisadores têm afirmado que não existe uma relação linear entre a vazão e o gradiente aplicado, sendo que os desvios mais significativos ocorrem em valores de gradiente pequenos.

Estes desvios têm sido atribuídos à migração de partículas que bloqueiam e desbloqueiam as passagens de fluxo, às características de fluxo não newtoniano dos fluidos, bem como à consolidação e expansão localizada, que ocorrem no início do ensaio. Segundo TAVENAS et al (1983) e PANE et al (1983), essa expansão localizada é inevitável, pois se impõe um gradiente através de solos muito compressíveis, gerando uma percolação induzida, a qual é decorrente da mudança na distribuição de tensões efetivas ao longo do corpo de prova.

Ainda conforme PANE et al. (1983), variações de volume induzidas por percolação ocasionam vazões não lineares, distribuição de índice de vazios não linear e distribuição não linear da poropressão no interior do corpo de prova.

De acordo com MITCHELL (1993), que efetuou análises da resistência da ligação interpartículas em relação às forças de percolação, as partículas que não participam na transmissão de esforços no arcabouço do solo podem se deslocar sob moderados valores de gradiente hidráulico.

OAKES (1963), MILLER E LOW (1963), OLSEN (1969), OLSEN et al (1985) afirmam que solos com estruturas floculadas, ou com baixo teor de argila parecem ser particularmente susceptíveis ao deslocamento de partículas finas durante a penetração do fluido através dos poros do solo, com o conseqüente bloqueio e desbloqueio dos canais de fluxo.

De acordo com MITCHELL (1993), é improvável que as propriedades da água possam levar a um comportamento não darcyano.

SCHEIDEGGER (1960), verificou a validade da lei de Darcy, para o fluxo multifásico, considerando as permeabilidades relativas dependentes da natureza do meio poroso, da molhabilidade preferencial dentro do fluxo simultâneo e da saturação, mas independente das viscosidades e das velocidades.

Para fluxo em meio não saturado, SCHWARTZENDRUBER (1963) concluiu que a lei de Darcy é válida para teores de umidade volumétrica entre 15 e 35%. SCHWARTZENDRUBER (1968). WEEKS & RICHARDS (1967), e OLSON & SCHWARTZENDRUBER (1968), apresentaram dados definitivos demonstrando a validade da lei de Darcy para estreitas faixas no grau de saturação de quatro solos de baixa plasticidade (80 – 90 %, 73 - 87 %, 66 - 89 %, 66 - 83 %). HAMILTON, DANIEL e OLSON (1981), apresentaram medições de coeficientes de permeabilidade sobre argilas compactadas numa faixa de grau de saturação entre 25 e 95 %; sendo que os dados não sugerem qualquer tendência de que a condutividade hidráulica varie com o

gradiente hidráulico. Outros autores, dentre os quais, CHILDS e COLLIS-GEORGE (1950), BUCKINGHAM (1907), e RICHARDS (1931) também apresentaram estudos validando a lei de Darcy para solos não saturados, enquanto que BLIGHT (1971), apresentou pesquisas validando a lei de Darcy para o fluxo de ar.

Segundo OLSON E DANIEL (1981) e DULLIEN (1992), a lei de Darcy é uma ótima aproximação para a relação vazão \times gradiente hidráulico em solos não saturados, entretanto, é necessário que se empreendam mais estudos para que se comprove a sua validade em todos os casos.

2.1.4 - Fatores que Afetam a Permeabilidade Absoluta - Condutividade Hidráulica.

Pesquisas referentes ao fluxo de ar através de materiais granulares foram efetuadas para aplicações em engenharia, podendo-se destacar os estudos de KLINKERBERG (1941), FUSCHSBERGER et al (1995), STROBL (1991), KISTER (1994) e GÜLZOW (1994), dentre outros.

KLINKEMBERG (1941) mostrou que o fluxo de gases em corpos de prova de esferas de vidro, consolidado sob uma determinada tensão, difere do fluxo de líquidos.

Em estudos de óleos e graxas, utiliza-se, de forma geral, a permeabilidade absoluta, usualmente determinada utilizando gás como fluido percolante. Entretanto, conforme AMYX et al. (1960) e ESTES (1956) há um inconveniente: se a permeabilidade ao gás (K_g), apresenta valores maiores que a permeabilidade ao líquido K_{liq} , isto é atribuído ao efeito de “*slippage*” ou de “*Klinkerberg*”. Este fenômeno ocorre quando o diâmetro das aberturas capilares se aproxima da trajetória livre média do gás, sendo que esta trajetória é função do tamanho molecular e da energia cinética do gás.

Uma conseqüência do “*slip flow*” é que a permeabilidade à água é geralmente menor do que a permeabilidade ao ar em meios porosos idênticos. Esta discrepância é acentuada em baixas pressões no interior de meios porosos finos, e torna-se desprezível em elevadas pressões em meios porosos grossos. Outros estudos experimentais, tais como

LEVERETT e LEWIS (1941); LEAS et al. (1950); GATES e LIETZ (1950); YUISTER (1950); ESTES e FULTON (1956) confirmaram as constatações de KLINKERBERG (1941).

Para o caso dos líquidos, a velocidade nas paredes dos poros é zero, não acontecendo o mesmo com os gases, onde a velocidade nas paredes dos poros possui um valor finito.

A validade da teoria do “*slippage*” do gás, quando o mesmo atravessa um meio poroso tem sido estabelecida através de procedimentos de laboratório, à pressão atmosférica. Deve-se considerar, portanto, uma correção devida a esse fenômeno.

O valor de K_g obtido deve ser corrigido utilizando-se a equação que relaciona a permeabilidade ao gás com a permeabilidade ao líquido, apresentada por KLINKERBERG (1941). A realização dessa correção é efetuada determinando-se valores de K_g para diferentes níveis de pressão média. De posse destes dados, plota-se um gráfico com os valores de permeabilidade observada \times inverso da pressão média. Os pontos plotados são, então, ajustados por uma reta. A extrapolação dessa reta para um valor de pressão média infinita determinará a permeabilidade equivalente ao líquido (K_{liq}), conforme apresentado na Figura 2.15.

A equação, proposta por KLINKERBERG (1941), que nos fornece a correção de K_g , está descrita abaixo::

$$K_L = \frac{K_g}{1 + \left(\frac{b}{P}\right)} = K_g - \frac{m}{P} \quad ; \quad b = \frac{m}{K_L} \quad (2.20)$$

Onde:

K_L é a permeabilidade do meio a uma fase líquida única, preenchendo completamente os poros;

K_g a permeabilidade do meio ao gás observada;

P é a pressão média de fluxo na qual K_g foi observada;

b é uma constante para um gás específico, num meio específico, e;

m é a inclinação da reta de ajuste.

Pesquisas de ROSE (1948) e ESTES (1956) determinaram que o “efeito de Klinkenberg” diminui com o aumento do grau de saturação da fase molhante, conforme mostrado na Figura 2.17. Com relação a pesos moleculares de gases, AMYX et al. (1960), indicam que o “efeito de Klinkenberg” é inversamente proporcional ao peso molecular do gás utilizado.

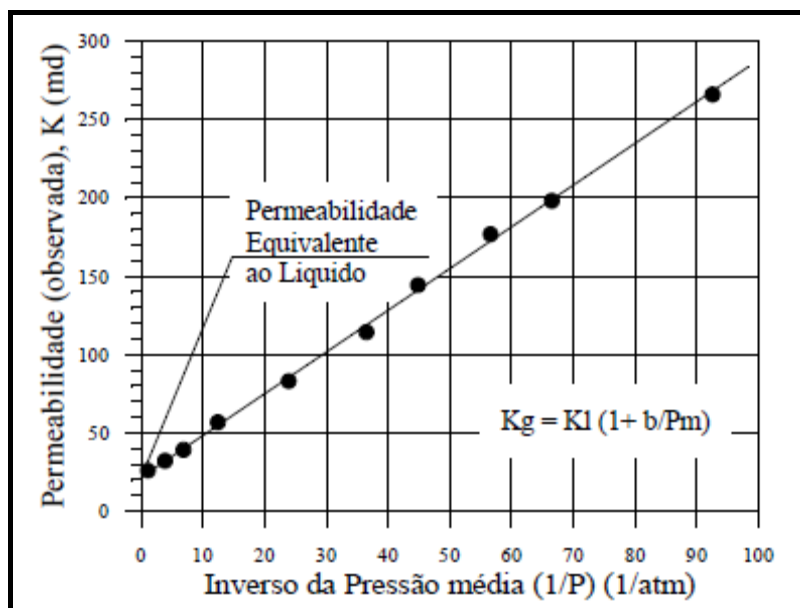


Figura 2.15 - Permeabilidade Equivalente ao Líquido (AITKEN, 1980).

Diversos pesquisadores, dentre eles, GOBRAN et. al. (1987), discutem alguns dos fatores que podem afetar o valor de K . Utilizando, como meio poroso, areias consolidadas (arenito Berea) e areias não consolidadas (areia de Ottawa) e, como fluido percolante, água destilada, efetuaram uma análise sobre a influência da temperatura, pressão confinante e poro pressão (tensões efetivas) sobre K . A partir dos resultados obtidos, concluíram que:

- K é independente da variação de temperatura;
- Qualitativamente, o comportamento de K com a pressão confinante é similar para ambos os meios, conforme mostrado nas Figuras 2.17.a e 2.17.b; sendo K função linear da pressão confinante no primeiro carregamento e não linear nos ciclos de carregamento e descarregamento subsequentes;

- A vazão injetada não afeta o valor de K (variação do gradiente aplicado), conforme mostrado nas Figuras 2.18 a 2.18 b, por outro lado, K diminui com a quantidade de fluido injetado no caso da areia, de acordo com a Figura 2.19 a, já no caso do arenito, há uma forte dependência de K , no início, diminuindo com o volume de fluido injetado, conforme Figura 2.19 b;
- O efeito da variação da poropressão numa pressão confinante constante (variação de σ') é apresentado na Figura 2.20a e Figura 2.20b. No caso da areia K aumenta linearmente com o incremento da poropressão (diminuição da tensão efetiva), diminuindo também de forma linear com a redução da poropressão, não sendo observada qualquer histerese; já no caso do arenito, K varia de forma similar do que na areia quando a poropressão é aumentada, no entanto, quando a poropressão é diminuída K não volta ao seu valor inicial, mas para um valor maior.

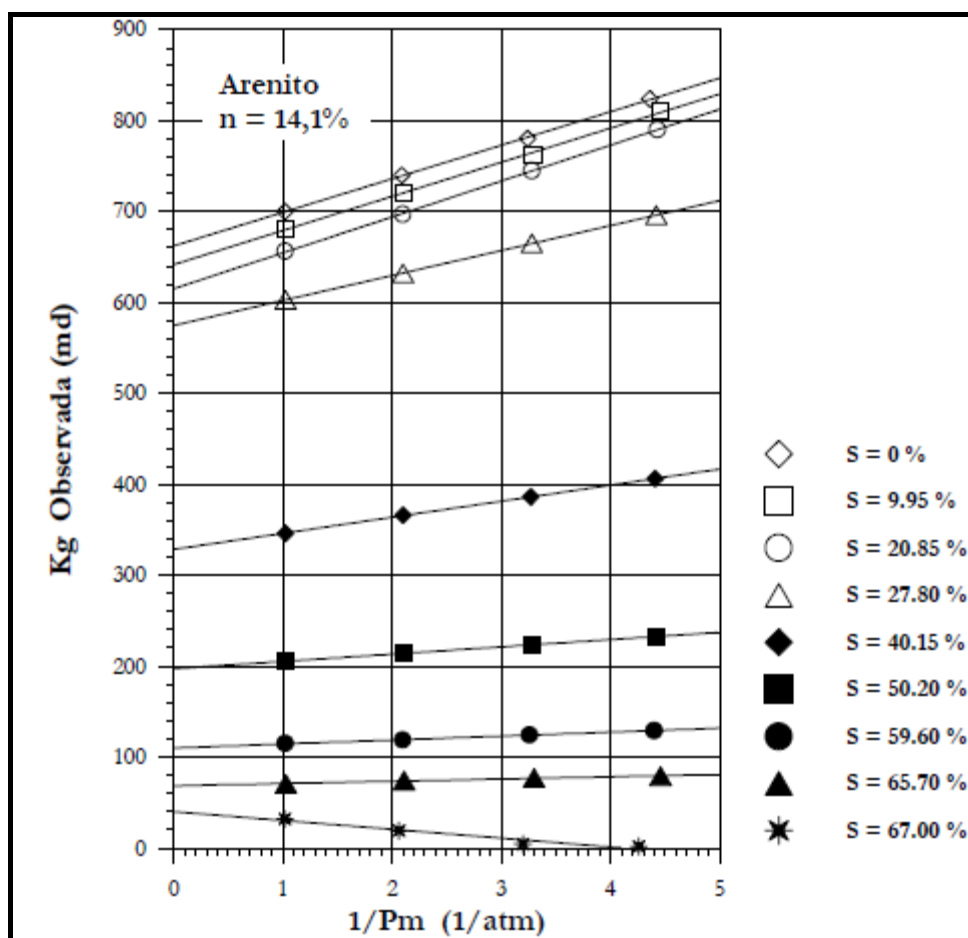


Figura 2.16 - Influência do Grau de Saturação no Efeito de Klinkenberg (ESTES, 1956).

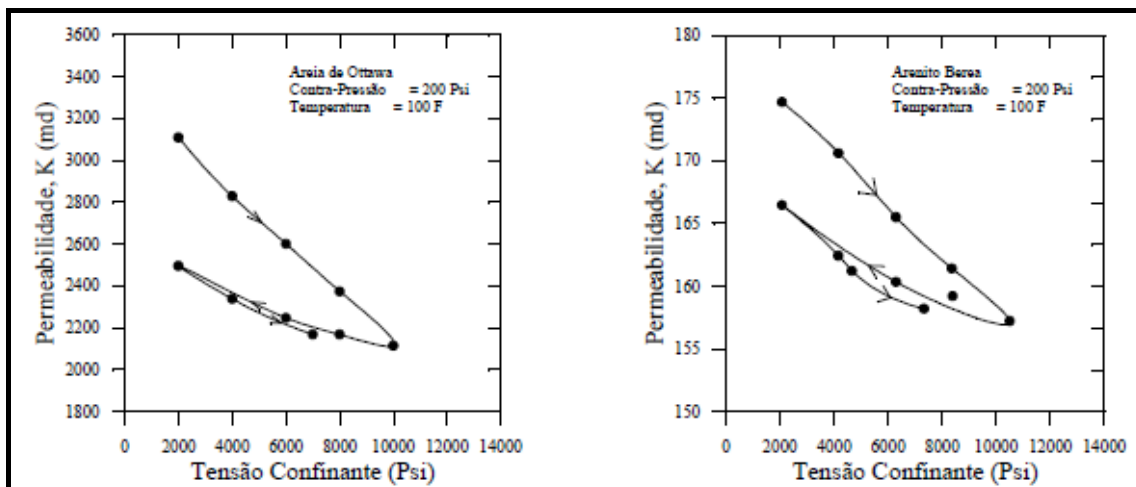


Figura 2.17 - Influência da Tensão Confinante, (a) Areia de Ottawa, (b) Arenito Berea, (GOBRAN et al., 1987)

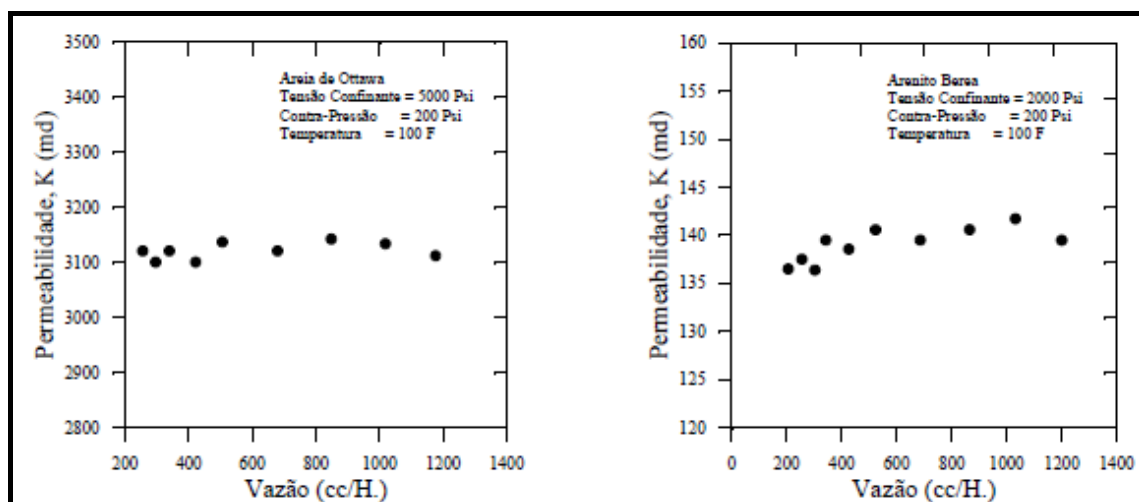


Figura 2.18 - Influencia da Vazão (a) Areia de Ottawa, (b) Arenito Berea (GOBRAN et al., 1987)

Na área geotécnica, os problemas de fluxo envolvem sedimentos não consolidados, em alguns casos, muito compressíveis. Tais sedimentos não possuem uma trajetória de fluxo fixa, como acontece em meios cimentados, a exemplo dos arenitos, o que leva a um estudo mais rigoroso do assunto, sendo que K não só dependente do grau de saturação, mas também da estrutura. Por outro lado, o parâmetro estudado é a condutividade hidráulica (k) e não a permeabilidade absoluta (K).

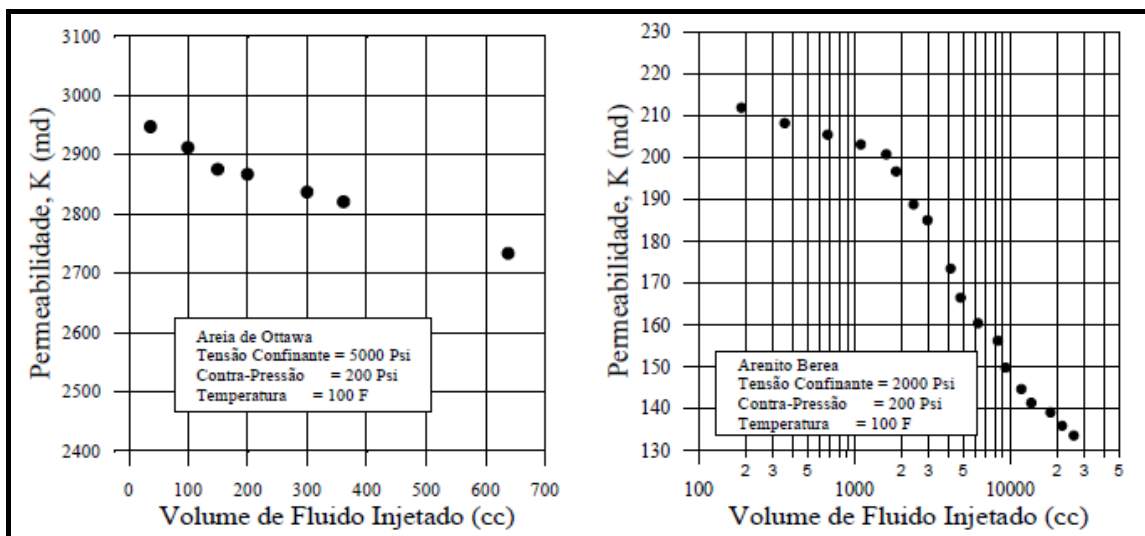


Figura 2.19 - Influencia da Quantidade de Fluido Injetada (a) Areia de Ottawa, (b) Arenito Berea (GOBRAN et al. ,1987).

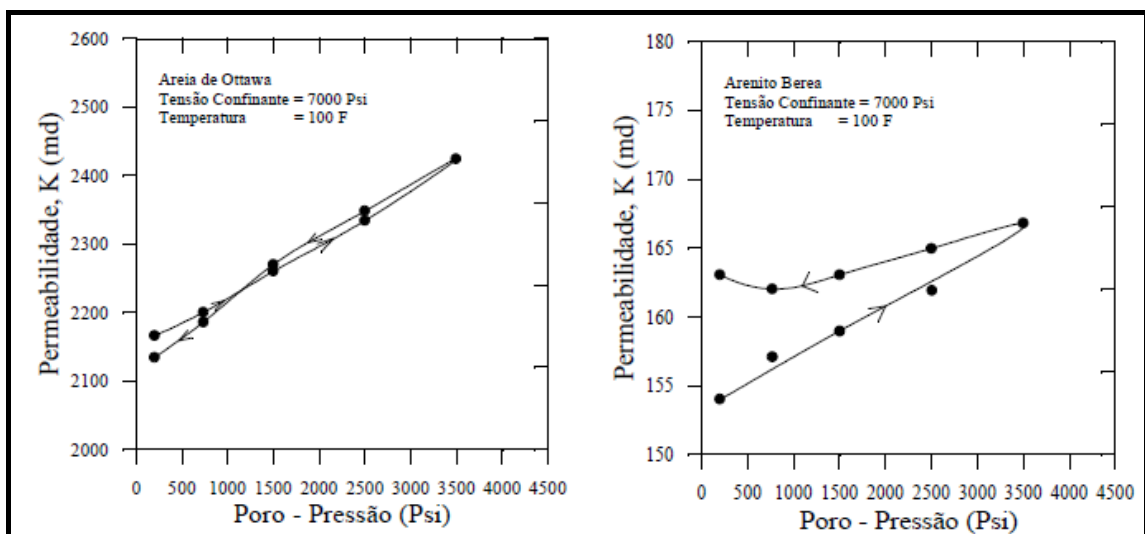


Figura 2.20 - Influencia da Poro-Pressão (a) Areia de Ottawa, (b) Arenito Berea (GOBRAN et al. ,1987)

Conforme estudos de CRAIG (1971), a condutividade hidráulica (k) de um determinado solo não é constante, podendo variar amplamente dependendo de diversos fatores. De acordo com as equações (2.6) e (2.7), a permeabilidade é influenciada pelas propriedades do fluido, tamanho das partículas, forma dos poros, tortuosidade dos canais de fluxo, superfície molhada, índice de vazios e grau de saturação.

Estudos de LAMBE e WITHMAN (1979), apontam cinco características que influenciam a condutividade hidráulica, sendo elas: o tamanho da partícula, índice de vazios, composição, estrutura e grau de saturação. Encontram-se dificuldades em isolar os efeitos de cada uma destas características, pois as mesmas estão intimamente relacionadas, tomando-se como exemplo, a estrutura do solo que depende do tamanho das partículas, do índice de vazios e da sua composição.

TERZAGHI e PECK (1973), DAS (1985), MITCHELL (1993) e vários outros pesquisadores da área geotécnica, discutem alguns dos fatores que influenciam a condutividade hidráulica nos solos, sendo que os mesmos estão descritos a seguir.

Influência do Permeante.

As equações (2.6) e (2.7) sugerem que o termo $\rho g / \mu$ leva em consideração a influência do permeante. Estas equações descrevem, adequadamente, o comportamento da condutividade hidráulica para solos granulares. Entretanto, têm sido inadequadas ao se tratar de solos finos. De acordo com MITCHELL (1993), a principal razão para a ocorrência dessa inadequação é que os solos argilosos não possuem tamanho de poro uniforme. OLSEN (1965) adverte que tais equações, não consideram a dependência da permeabilidade com relação à interação entre a composição química do solo argiloso e do permeante. Esta influência é mostrada na Figura 2.21.

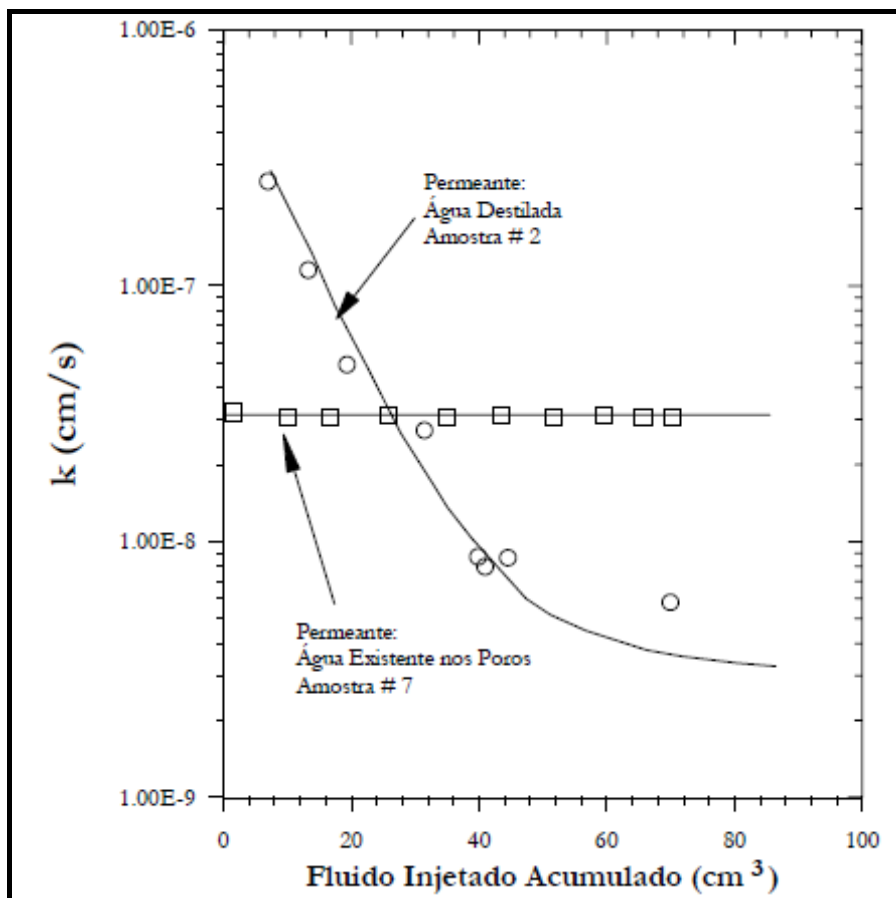


Figura 2.21 - Efeito do Fluido Percolante (OLSON e DANIEL, 1981)

Influência do Tamanho das Partículas.

A equação (2.7) indica que a condutividade hidráulica varia diretamente com o quadrado do diâmetro da partícula, ou seja, quanto menor o tamanho da partícula, menor o volume de poros que conformam a rede de canais de fluxo através dos quais o líquido irá fluir, e, assim, conseqüentemente a condutividade hidráulica será menor.

Influência da Composição do Meio Poroso.

O tipo de minerais que compõem o meio poroso é também um dos fatores que influenciam k . Segundo LAMBE e WITHMAN (1979), para o caso de siltes, areias ou pedregulhos, este fator é de pouca importância, exceto se ocorrer a presença de matéria orgânica e mica. Porém, conforme VARGAS (1977), em se tratando de solos finos, este fator é de extrema importância pois, o tipo e quantidade de argilominerais influenciam

no valor de k , sendo que, quanto maior for a ocorrência de argila menor será o valor da condutividade hidráulica.

Influência da Estrutura do Meio Poroso.

Segundo MITCHELL (1993), o meio poroso está associado ao arranjo de partículas, grupo de partículas e espaço poroso. A estrutura é um dos fatores mais importantes que controlam a condutividade hidráulica (k). Solos granulares são constituídos por partículas grandes o suficiente para se comportarem como unidades independentes. No caso de solos finos, entretanto, podem-se distinguir 3 níveis importantes na estrutura: a microestrutura, miniestrutura e macroestrutura.

A microestrutura é formada pelo agrupamento de partículas individuais, onde ocorrerá uma mínima quantidade de fluxo no espaço poroso.

A miniestrutura é composta por unidades de microestrutura e o espaço poroso formado por elas. Este espaço poroso pode ser até 100 vezes maior que o espaço poroso no interior da microestrutura, assim, ocorrerá um fluxo maior neste espaço do que no correspondente ao da microestrutura.

A macroestrutura é o resultado do arranjo das miniestruturas e o espaço poroso formado entre elas. Eventualmente apresenta fendas e/ou buracos ocasionados por raízes, etc., tornando o meio poroso mais permeável. Desta forma, pode-se afirmar que a condutividade hidráulica dos solos finos é dependente da macro e miniestrutura, sendo que a contribuição ao fluxo por parte da micro estrutura é insignificante.

Influência do Grau de Saturação.

O grau de saturação, no qual o meio poroso se encontra, tem grande influência na condutividade, uma vez que, quanto maior o grau de saturação, maior a condutividade hidráulica (k). Quando ocorre o fluxo, dependendo da magnitude do gradiente e do tamanho dos grãos, bolhas de ar podem se deslocar ao longo do corpo de prova, ou

deter-se em estreitamentos do espaço poroso, diminuindo o número de canais disponíveis para o fluxo do fluido percolante.

Influência do Índice de Vazios

.

As equações (2.6) e (2.7), sugerem, ainda, que a condutividade hidráulica é uma função linear de $e^3/(1+e)$. LAMBE e WITHMAN (1979) e HUANG et al. (1995) realizaram experimentos que indicam que $e \times \log. k$ é, de forma freqüente, uma linha reta. Na Figura 2.22 são apresentados dos resultados desses experimentos.

Influência da Temperatura

.

Contraopondo o apontado por GOBRAN et. al. (1987), a condutividade hidráulica do solo (k), varia com a temperatura, pois tanto a densidade quanto a viscosidade do fluido variam, conforme mostrado na Figura 2.23. Para o caso da água, a condutividade hidráulica varia aproximadamente 3 %, para uma variação de temperatura de 1°C, de acordo com OLSON e DANIEL (1981).

As flutuações de temperatura podem ser um grande problema em ensaios com materiais de baixa condutividade hidráulica, pois a expansão e/ou a contração da água no sistema, pode exceder o fluxo através do corpo de prova.

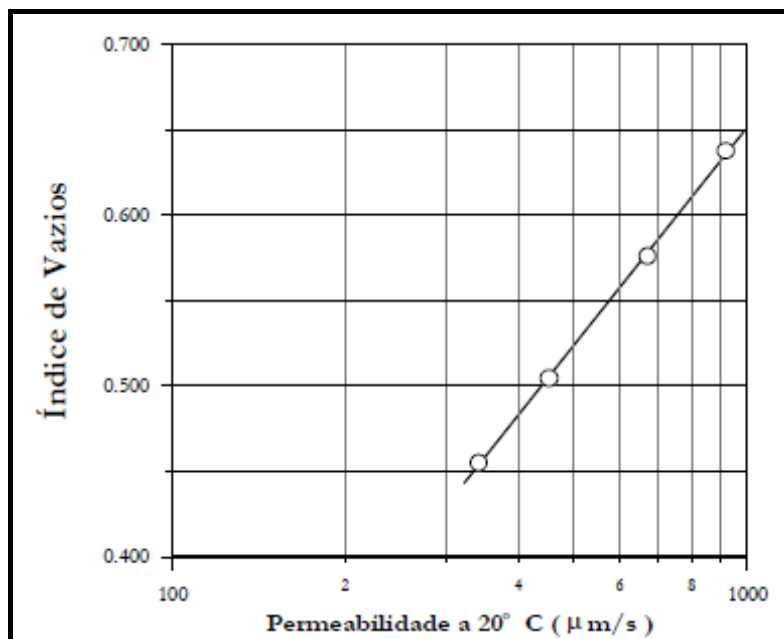


Figura 2.22 - Influencia do Índice de Vazios (LAMBE e WITHMAN, 1979).

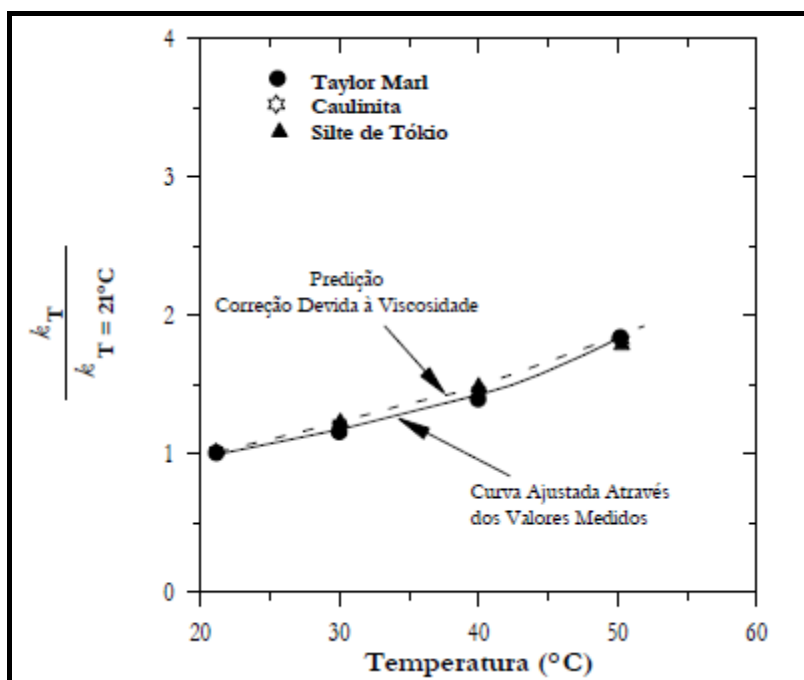


Figura 2.23 - Efeito da Temperatura Sobre a Condutividade Hidráulica (k), k em Temperatura t (KT) são normalizadas a respeito dos k medidos em 21°C ($KT=21^\circ\text{C}$), (OLSON e DANIEL, 1981).

Influência das Tensões Efetivas.

As tensões efetivas, às quais um solo é submetido, afetam a condutividade hidráulica. Em solos altamente compressíveis, ou solos contendo fraturas, macroporos, fendas etc.. (macroestrutura), o efeito da tensão efetiva será de grande importância, pois a variação das tensões efetivas produzirá variações de volume e, conseqüentemente, variações de porosidade, modificando a quantidade dos canais de fluxo disponíveis para o fluxo do permeante, e por sua vez a condutividade hidráulica.

Influência do Gradiente Hidráulico

A aplicação de altos gradientes hidráulicos pode causar sérias alterações no solo. Por um lado, o carreamento das partículas mais finas_ as mesmas que podem ficar presas ao longo do corpo de prova bloqueando os canais de fluxo disponíveis; ou retiradas completamente no caso de solos granulares_ originando, respectivamente, uma diminuição ou aumento de k .

Em contrapartida, a aplicação de gradientes elevados, implica menor tensão efetiva na entrada e maior na saída. Isto produzirá uma diminuição da condutividade hidráulica na saída e um aumento na entrada, sendo este efeito mais relevante, para o caso de solos compressíveis.

2.1.5 - Fatores que Afetam a Permeabilidade Efetiva Relativa na Geotecnia

A geotecnia tem estudado o caso de fluxo não saturado (água – ar), que é uma forma particular do fluxo multifásico. Porém, a maioria dos estudos se limita ao fluxo da fase líquida, considerando que a fase gasosa permanece imóvel, e que a pressão sobre a mesma é a atmosférica ou permanece constante, conforme indicado por KLUTE (1965), DIRKSEN (1985), JUCÁ (1990) e HUANG et al. (1994).

Entretanto, outros pesquisadores tem abordado o fluxo simultâneo da água (k_w) e do ar (k_a), podendo-se citar dentre eles FREDLUND E RADHARJO (1993), BARDEN e

PAVLAKIS (1971), BARDEN et al. (1969), COREY (1957), MATYAS (1967) e FLEUREAU e TAIBI (1995). A seguir, serão apresentadas algumas conclusões obtidas a partir destes estudos.

Efeito do Grau de Saturação.

Dados experimentais mostram que o grau de saturação da fase molhante diminui quando há um aumento na sucção (pressão capilar) e que a condutividade hidráulica diminui, rapidamente, quando o grau de saturação diminui, conforme mostrado na Figura 2.24. Por outro lado, a imposição de um gradiente hidráulico sobre as extremidades do corpo de prova produz variações espaciais de sucção, grau de saturação e, conseqüentemente, da condutividade hidráulica, de acordo com OLSON e DANIEL (1981).

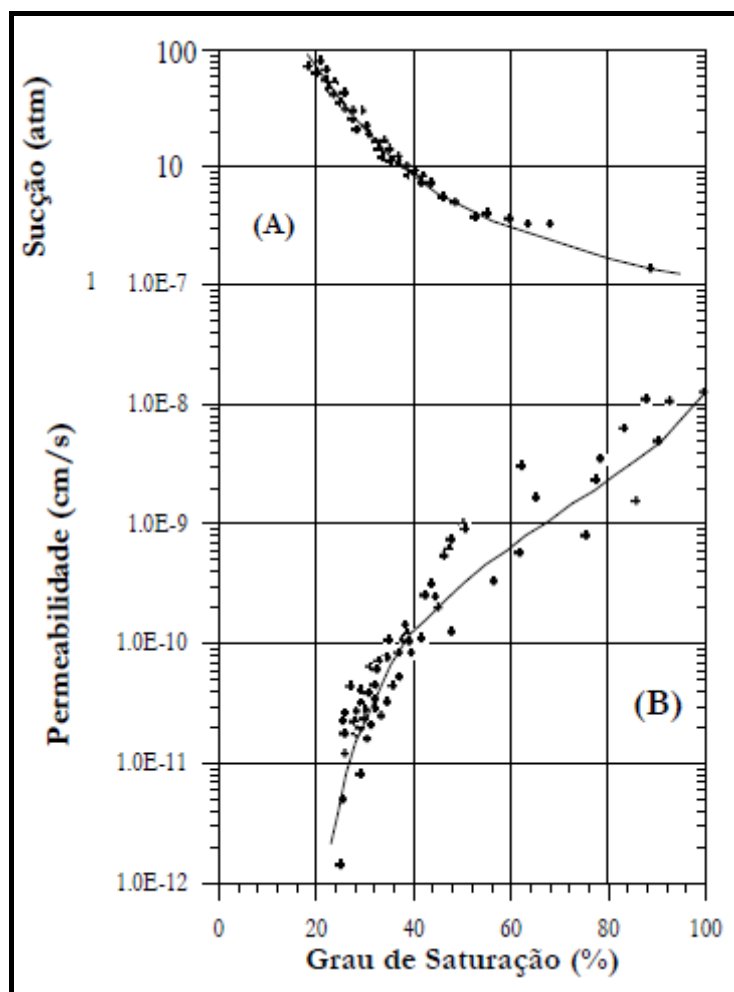


Figura 2.24 - Efeito do Grau de Saturação (OLSON e DANIEL, 1981)

BARDEN e PAVLAKIS (1971), ensaiando amostras compactadas, mostram que à medida que o teor de umidade de compactação aumenta, a condutividade da água aumenta e a do ar diminui, aproximando-se de zero próximo do teor de umidade ótimo, conforme apresentado na Figura 2.25.

MATYAS (1967) observou um alto valor na condutividade do ar no teor de umidade ótimo, que diminui quando o corpo de prova é submetido a compressão.

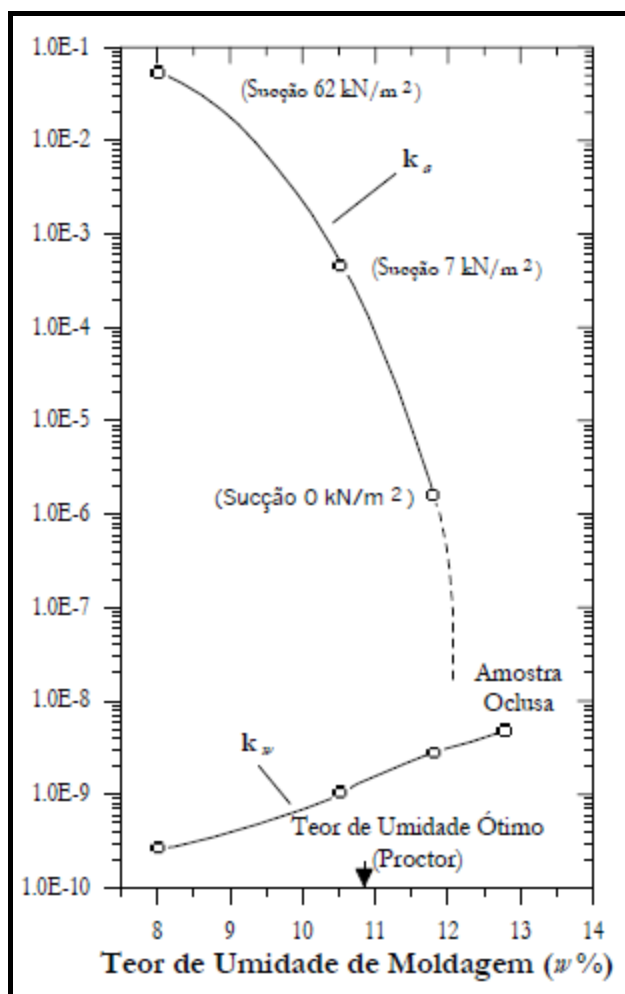


Figura 2.25 - Efeito do Teor de Umidade de Compactação
(BARDEN e PAVLAKIS, 1971)

Efeito da Temperatura.

De acordo com estudos de OLSON e DANIEL (1981), um acréscimo na temperatura pode, por um lado, diminuir a espessura da água adjacente às paredes dos poros em sucção constante, com a conseqüente redução da condutividade hidráulica. Por outro lado, este aumento de temperatura provocará a redução da viscosidade da água, aumentando a condutividade hidráulica. O resultado final desses estudos indica que variações de temperatura da ordem de 10°C causam variações na relação sucçãoxcondutividade hidráulica menores do que a dispersão experimental.

FETTER (1992), entretanto, mostra que uma variação na temperatura de 2°C até 25°C podem originar um acréscimo da condutividade hidráulica de até uma ordem de magnitude.

Segundo CONSTANTZ (1982), o efeito da temperatura sobre a condutividade hidráulica em meio não saturado é, principalmente, função do efeito da temperatura sobre a viscosidade dinâmica da água, conforme mostrado na Figura 2.26.

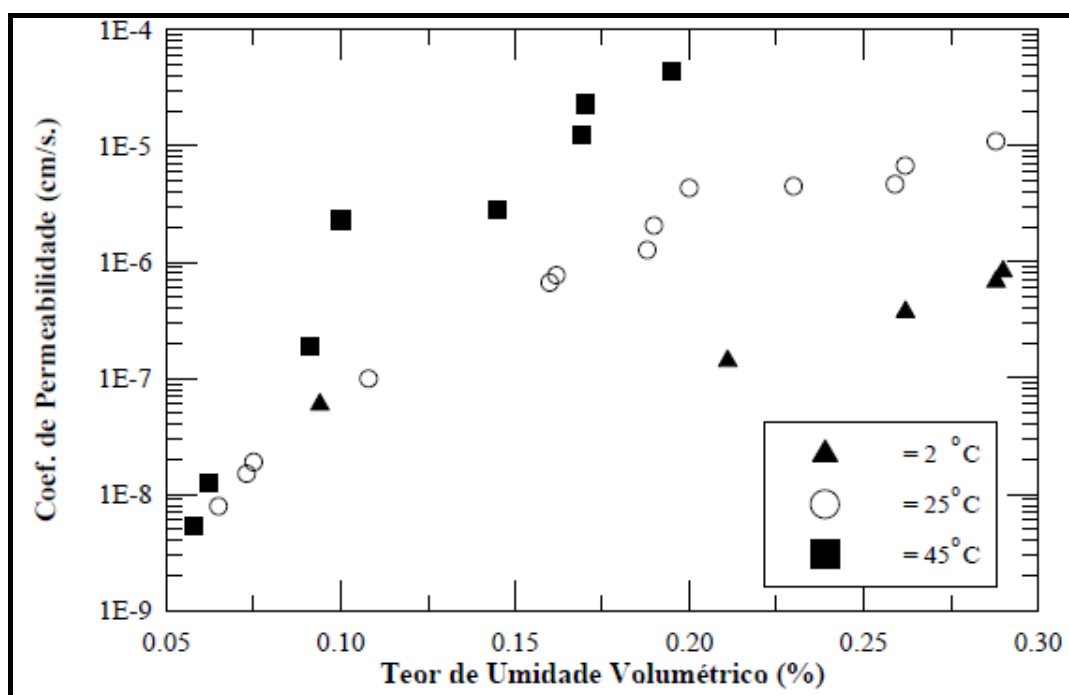


Figura 2.26.-Condutividade Hidráulica vs. Teor de Umidade Volumétrica Para Três Temperaturas (CONSTANTZ, 1982)

Efeito da Tensão Líquida Aplicada.

BARDEN E PAVLAKIS (1971), analisando o efeito da variação da tensão líquida aplicada mantendo o teor de umidade constante, observaram que k_a diminui com o aumento do valor da tensão aplicada e k_w aumenta, pois aumenta a espessura da água adjacente às paredes dos poros.

Influência do Tipo de Compactação

A Figura 2.27 apresenta a influência do método de compactação sobre k_a , sendo que os corpos de prova compactados dinamicamente exibem maior valor de k_a do que aqueles compactados estaticamente, conforme pesquisas de BARDEN e PAVLAKIS (1971). Este comportamento do solo contraria o esperado, uma vez que a compactação dinâmica produz maiores deformações cisalhantes e, com isso, deveria reduzir os macroporos.

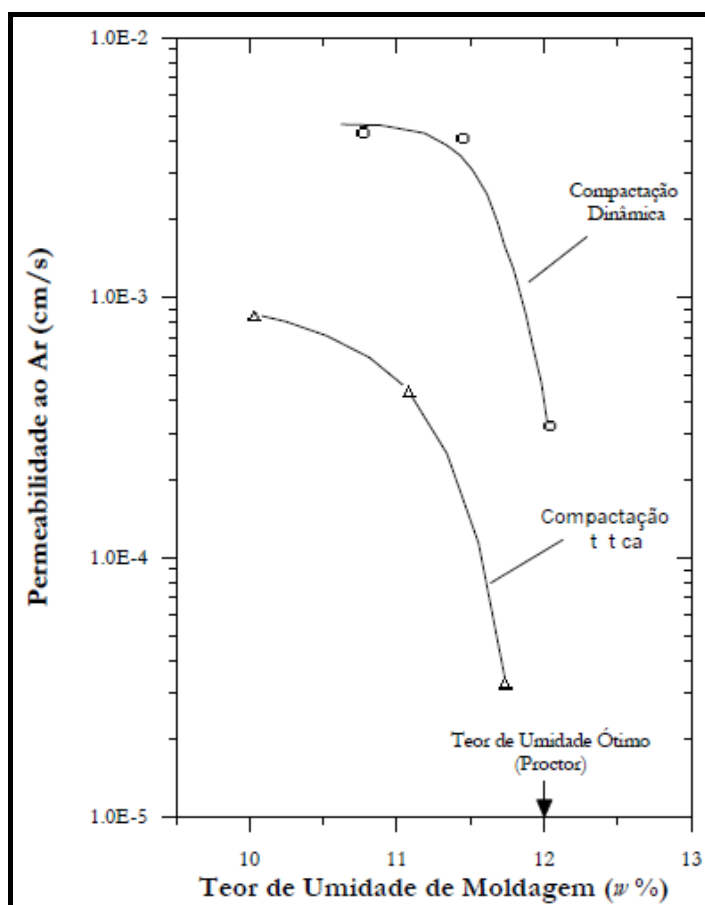


Figura 2.27 - Influência do Método de Compactação sobre k_a
(BARDEN E PAVLAKIS, 1971).

2.2 - Barragens de Terra

Segundo ESTEVES (1971), até muito recentemente, se recorria aos métodos empíricos para se projetar as barragens de terra, havendo, assim, um grande número de insucessos ou de superdimensionamento da estrutura. Somente após a década de 30, com o desenvolvimento acelerado da Mecânica dos Solos ocorreram vários progressos no que tange à ampliação dos conhecimentos e estudos sobre as fundações e aperfeiçoamentos das técnicas de experimentação laboratorial, substituindo, por métodos científicos, os métodos empíricos de projeto, aplicados no passado.

De acordo com U.S. BUREAU of RECLAMATION (1977), 20% dos casos de ruptura em barragens de terra são devidos a problemas nas estruturas hidráulicas, verificando-se, comumente, que na maioria desses casos o estudo, o projeto e/ou a construção não foram realizados com a devida atenção.

Ainda segundo ESTEVES (1971), as exigências fundamentais de um projeto adequado de barragens de terra são:

- a) Segurança contra a possibilidade de transbordamento para a máxima cheia considerada, prevendo-se vertedores com vazão necessária às descargas previstas em projeto;
- b) Inclinação conveniente dos taludes do aterro, afim de que haja segurança durante a construção e em todas as fases de operação do reservatório;
- c) Limitação suficiente das tensões transmitidas pelo aterro à fundação;
- d) Controle de percolação através do aterro e fundações a fim de evitar a erosão interna e/ou zonas de empocamento, ou ainda perdas excessivas de água;
- e) Segurança contra o transbordamento por ação das vagas;
- f) Proteção dos taludes de montante contra a ação das vagas e do coroamento e talude de jusante contra a erosão eólica e pluvial.

À exceção da exigência (a), todos os demais itens, acima listados, se relacionam diretamente com o material empregado no maciço de terra e, conseqüentemente, aos

estudos de tombamento, rompimento, escorregamento e flutuação, conforme será visto posteriormente.

Dada à complexidade do material solo e às características da sua ocorrência, deve-se, segundo CRAIG.(1985), recorrer a vários estudos para a obtenção de informações indispensáveis à previsão do seu comportamento, tais como sua caracterização, através de ensaios laboratoriais e a determinação de suas propriedades, tais como a permeabilidade.

2.2.1 - Fluxo de Água Através dos Solos

A água pode fluir livremente, através da massa de um solo permeável sob a ação da gravidade. No caso ideal do fluxo permanente de um fluido não viscoso aplica-se a equação de Bernoulli expressa por:

$$Z + \frac{P}{\gamma} + \frac{U^2}{2g} = \text{constante} \quad (2.21)$$

Onde:

Z é a cota no ponto considerado;

P é a carga piezométrica num ponto qualquer;

γ é a massa específica da água;

U é a velocidade de percolação intersticial no ponto; e

g é a aceleração da gravidade.

Chama-se velocidade superficial de percolação num ponto, o volume de água que atravessa, durante um intervalo Δt , uma seção A , normal ao fluxo nesse ponto, por unidade área. Chamando-se a razão desse volume de água com o tempo de vazão (Q), tem-se:

$$v = \frac{Q}{A} \quad (2.22)$$

Um volume de solo normal ao fluxo de seção A e altura unitária, terá como porosidade:

$$n = \frac{\Delta V}{V} = \frac{A_p}{A} \quad (2.23)$$

Sendo:

n , a porosidade;

A_p , a abertura média dos poros do solo, normal ao fluxo, no volume.

Assim, a velocidade de percolação intersticial será relacionada à velocidade superficial:

$$\bar{v} = \frac{Q}{A_p} = \frac{v}{n} \quad (2.24)$$

Na maioria dos problemas de percolação d'água o termo $\frac{U^2}{2g}$ é desprezado, uma vez

que o valor da velocidade é bem pequeno. Entretanto, haverá uma resultante da resistência à passagem da água pelos espaços intersticiais, denominada perda de carga, ou seja, Δh .

Dessa forma, havendo um fluxo entre dois pontos 1 e 2, num volume de solo, a equação de Bernoulli, passará a ser escrita:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \Delta h \quad (2.25)$$

Sendo que Δh representa a perda de carga do fluxo na distância ΔS , percorrida entre os pontos 1 e 2.

A relação

$$i = \lim_{\Delta S \rightarrow 0} \frac{\Delta h}{\Delta S} = -\frac{dh}{dS} \quad (2.26)$$

Denomina-se gradiente hidráulico, sendo o número que representa a dissipação de energia, por unidade de peso de fluxo, numa distância ΔS ,

A altura do nível piezométrico h num ponto qualquer de um espaço de solo onde ocorre a percolação da água, comumente denominada de carga hidráulica, será:

$$h = \frac{P}{\gamma} + Z \quad (2.27)$$

Segundo VARGAS (1977), Henry Darcy, estudando as fontes públicas da cidade de Dijon, chegou a correlacionar as velocidades superficiais de percolação da equação (2.22) com os gradientes hidráulicos definidos pela equação (2.26) através da expressão, conhecida pelo nome de “Lei de Darcy”, apresentada a seguir:

$$v = k i \quad (2.28)$$

Onde k é uma constante, denominada coeficiente de permeabilidade e representa um índice da maior ou menor dificuldade que o solo opõe à percolação através de seus poros e pode ser calculado, com alguma incerteza, pela equação de Kozeny-Carman:

$$k = \frac{c_s}{T_0 S_s^2} \frac{\gamma_0}{\nu} \frac{n^3}{(1-n)^2} \quad (2.29)$$

Ou, ainda, relacionando-a com o índice de vazios:

$$k = \frac{c_s}{T_0 S_s^2} \frac{\gamma_0}{\nu} \frac{e^3}{(1-e)^2}; \quad (2.30)$$

Uma vez que:

$$n = \frac{e}{(1-e)}$$

Onde:

c_s é o coeficiente de forma da seção dos canalículos capilares;

S_s é a superfície dos grãos por unidade de volume dos sólidos que é uma propriedade singular específica das partículas soltas;

T_0 é o coeficiente de tortuosidade correspondente à relação entre a distância L dos pontos de entrada e saída de água e o caminho real percorrido L_T , ou seja $T_0 = \frac{L}{L_T}$;

γ_0 é a densidade da água;

ν é a viscosidade da água;

n é a porosidade do solo, e;

e é o índice de vazios.

Para o coeficiente c_s , admite-se um valor médio de 0,5, pois a variação do mesmo entre os vários arranjos e formas dos grãos do solo não é significativa. Entretanto, para T_0 e S_s existem, ainda, grandes incertezas. No caso de T_0 , os valores encontrados, experimentalmente, para os solos provenientes da decomposição de arenitos é da ordem de 5, enquanto para os provenientes da decomposição de calcários chegou-se a medir valores entre 50 e 100. Para S_s , a incerteza, também, é admitida, uma vez que a sua determinação depende da camada de água absorvida sobre a superfície dos grãos por forças coloidais.

Segundo DAS (1985) e VARGAS (1977), há, ainda, que se considerar, que a equação impõe que os canalículos possuam o raio hidráulico com o mesmo tamanho efetivo médio. Assim, se houverem canais muito fora dessa imposição, o efeito seria desprezível com relação à superfície específica, entretanto, a permeabilidade sofreria considerável variação. Isto significa que em solos finos, a exemplo das argilas, onde ocorrem um grande número de fatores que intervêm na permeabilidade, a equação de Kozeny-Carman, não obtém resultado satisfatório. Entretanto, pode ser aplicada, sem restrição, em meios arenosos ou com pedregulhos.

Com base no estudo de Kozeny-Carman, pode-se afirmar que a permeabilidade está intimamente relacionada com os seguintes fatores:

- a) Tamanho e arranjo dos grãos;
- b) Índice de vazios, e ;
- c) Densidade e viscosidade da água.

2.2.2 - Fluxo de Água Através de Camadas de Solos

Segundo DE MARSILY (1986), num solo constituído por camadas, a permeabilidade ao fluxo de água vertical é diferente da do fluxo horizontal, resultando, assim, uma anisotropia em relação à permeabilidade. A figura 2.28 mostra um solo desse tipo

constituído por camadas de material grosso, com coeficientes de permeabilidade k_1 , k_2 , k_3 e k_4 e espessuras respectivas l_1 , l_2 , l_3 e l_4 .

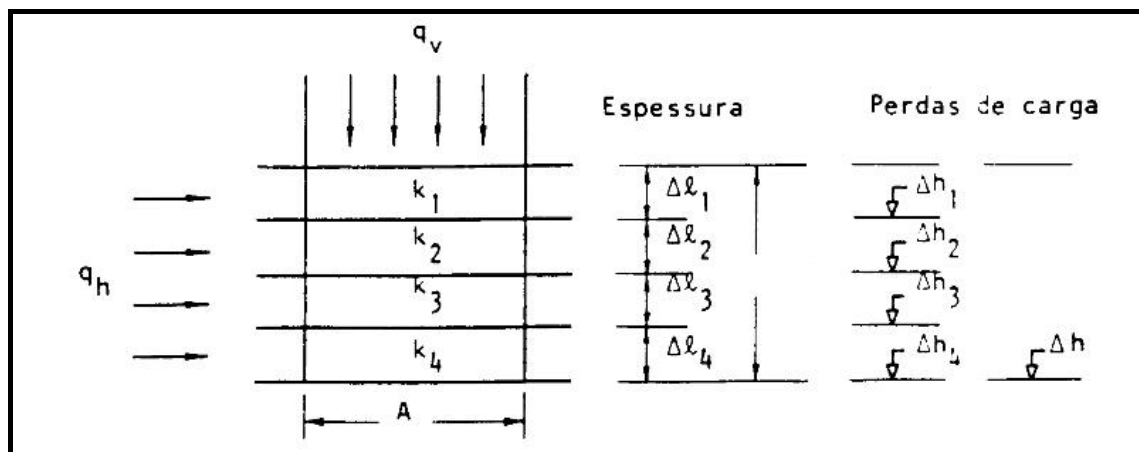


Figura 2.28 – Fluxo através do solo em camada (VARGAS, 1977)

A quantidade de água q_v que atravessa uma área de seção A , verticalmente, nessas camadas será:

$$q_v = k_1 \frac{\Delta h_1}{\Delta l_1} A = k_2 \frac{\Delta h_2}{\Delta l_2} A = k_3 \frac{\Delta h_3}{\Delta l_3} A = k_4 \frac{\Delta h_4}{\Delta l_4} A \quad (2.31)$$

Sendo Δh_1 , Δh_2 , Δh_3 e Δh_4 as perdas de carga através de cada uma das quatro camadas, as quais terão os valores:

$$\Delta h_1 = \frac{q_v \Delta l_1}{k_1 A}; \Delta h_2 = \frac{q_v \Delta l_2}{k_2 A}; \Delta h_3 = \frac{q_v \Delta l_3}{k_3 A}; \Delta h_4 = \frac{q_v \Delta l_4}{k_4 A} \quad (2.32)$$

Se a perda de carga total é Δh e o coeficiente de permeabilidade do conjunto é k_v , ter-se-á:

$$q_v = k_v \frac{\Delta h}{l} A \quad (2.33)$$

Sendo:

$$l = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 \text{ e}$$

$$\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2 + \Delta h_3 + \Delta h_4$$

Substituindo-se o valor do coeficiente k_v em função de k_i e das dimensões das camadas, tem-se:

$$k_v = \frac{\ell q_v}{\left(\frac{q_v}{A}\right) \left(\frac{\Delta \ell_1}{k_1} + \frac{\Delta \ell_2}{k_2} + \frac{\Delta \ell_3}{k_3} + \frac{\Delta \ell_4}{k_4}\right) A} \quad (2.34)$$

Ou seja:

$$k_v = \frac{\ell}{\left(\frac{\Delta \ell_1}{k_1} + \frac{\Delta \ell_2}{k_2} + \frac{\Delta \ell_3}{k_3} + \frac{\Delta \ell_4}{k_4}\right)} \quad (2.35)$$

Se a água percola horizontalmente através das camadas, numa mesma seção A , tem-se, então:

$$q_h = k_1 \frac{\Delta h}{m} \Delta \ell_1 + k_2 \frac{\Delta h}{m} \Delta \ell_2 + k_3 \frac{\Delta h}{m} \Delta \ell_3 + k_4 \frac{\Delta h}{m} \Delta \ell_4 \quad (2.36)$$

Onde m é o comprimento do caminho de percolação.

Admitindo-se um coeficiente de permeabilidade horizontal k_h , tem-se, então:

$$q_h = k_h \frac{\Delta h}{m} \ell \quad (2.37)$$

Colocando-se k_h em função de k_i e das dimensões das camadas, tem-se:

$$k_h = \frac{\ell}{\ell} (k_1 \Delta \ell_1 + k_2 \Delta \ell_2 + k_3 \Delta \ell_3 + k_4 \Delta \ell_4) \quad (2.38)$$

Segundo DAS (1985), convencionou-se que o coeficiente de permeabilidade, correspondente a um fluxo que atravessa uma série de camadas de solo, é a média geométrica dos coeficientes correspondentes às componentes do fluxo em duas direções ortogonais (as quais podem ser a vertical e a horizontal), tendo-se:

$$k = \sqrt{k_v \cdot k_h} \quad (2.39)$$

2.2.3 - A Percolação de Água nos Solos

A percolação de água nos solos, sem se considerar os campos de força moleculares, tais como os da ascensão capilar, dá-se pelo efeito do potencial gravitacional, podendo ser escrita da seguinte forma:

$$\phi = -kh + \text{constante} \quad (2.40)$$

De acordo com a expressão 2.27, podemos escrever:

$$\phi = -k \left(\frac{P}{\gamma} + Z \right) + C \quad (2.41)$$

Generalizando a Lei de Darcy e vetorizando as velocidades superficiais da água em direção e grandeza, temos:

$$\vec{v} = \text{grad } \phi \quad (2.42)$$

Onde o operador de campo gradiente de função é dado por:

$$\text{grad } \phi = \frac{\partial \phi}{\partial x} \vec{i} + \frac{\partial \phi}{\partial y} \vec{j} + \frac{\partial \phi}{\partial z} \vec{k} \quad (2.43)$$

Sendo \vec{i} , \vec{j} e \vec{k} os vetores unitários das coordenadas x, y e z, cuja função potencial ϕ se refere. Dessa forma, as três direções ortogonais x, y e z terão as seguintes componentes de \vec{v} :

$$v_x = \frac{\partial \phi}{\partial x}; \quad v_y = \frac{\partial \phi}{\partial y}; \quad v_z = \frac{\partial \phi}{\partial z} \quad (2.44)$$

O balanço de campo do volume de controle, isto é, a quantidade de fluxo que entra menos a quantidade que sai é igual à quantidade “q” de água gerada no interior desse volume de controle, expressa por:

$$\text{div } \vec{v} = \frac{qV}{dt} \quad (2.45)$$

Onde:

$$\text{div} = \frac{\partial}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial z}$$

Segundo ANDERSON e WOESSNER (1992), quando ocorre a percolação contínua, fato que ocorre, normalmente, em fluxo de água subterrânea em meio arenoso, não haverá nenhuma contribuição à água do fluxo do interior do solo, então:

$$\operatorname{div} \vec{v} = 0$$

Combinando-se a equação (2.42) com a equação (2.45), tem-se:

$$\operatorname{div} \vec{v} = \operatorname{div}(\operatorname{grad} \phi) = \nabla^2 \phi \quad (2.46)$$

Onde ∇^2 é o operador de campo $\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$ e, assim, pode-se assumir que:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \quad (2.47)$$

De acordo com os estudos de DE MARSILY (1986), assumindo-se um meio anisotrópico com relação à permeabilidade e não se considerando a capilaridade, pode-se escrever a equação do fluxo da água pura (fluido incompressível, não ionizado) através de um meio poroso incompressível e inerte, baseando-se na equação 2.39, conforme a seguir:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.48)$$

A solução dessas equações conduz às seguintes funções $h(x, y, z) + \text{constante}$ e $h(x, y, z) = h_1; h(x, y, z) = h_2; \dots; h(x, y, z) = h_n$, quando são dados valores constantes à função. Neste caso, surgirão equações cujas raízes definirão pontos de superfícies equipotenciais, ou seja, superfícies as quais possuirão, respectivamente, o mesmo potencial $h_1, h_2 \dots h_n$.

Em se tratando de problemas planos, pode-se definir outras linhas, as quais se denominam linhas de fluxo e que tem a propriedade de serem normais às linhas equipotenciais, através da equação:

$$\frac{\partial \psi}{\partial z} = -\frac{\partial \phi}{\partial x}; \quad \frac{\partial \psi}{\partial x} = -\frac{\partial \phi}{\partial z} \quad (2.49)$$

Onde ψ é constante.

Para cada ponto da linha de fluxo haverá um vetor representativo da velocidade de fluxo em grandeza e direção, sendo o mesmo normal à linha $\phi(x, z)$ e contido na linha ψ , de acordo com DAS (1985).

2.2.4 - A Rede de Fluxo

O traçado de uma rede de fluxo compreende em se determinar uma série de linhas equipotenciais, espaçadas a intervalos regulares entre o potencial de entrada e o de saída, conforme pode mostrado na figura 2.29. Através dessa figura, pode-se entender que:

- a) As linhas equipotenciais e as de fluxo são ortogonais (normais) entre si;
- b) As malhas serão quadrangulares, uma vez que a relação entre os lados das malhas não é constante.
- c) Todas as superfícies de entrada e saída de água são equipotenciais e, assim, as linhas de fluxo devem ser normais a elas;
- d) Toda superfície impermeável é uma linha de fluxo e as linhas equipotenciais devem ser normais a ela, e;
- e) As linhas freáticas terão, em cada ponto, o potencial determinado pela cota própria cota do ponto, ou seja, se $h=Z$, a carga piezométrica nesse ponto será nula.

Obedecendo-se os cinco preceitos, acima citados, está-se, implicitamente, obedecendo à equação geral de Laplace, ou seja:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (\text{em materiais isotrópicos}) \quad (2.50)$$

Se existir a anisotropia em relação à permeabilidade do solo, ter-se-á:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.51)$$

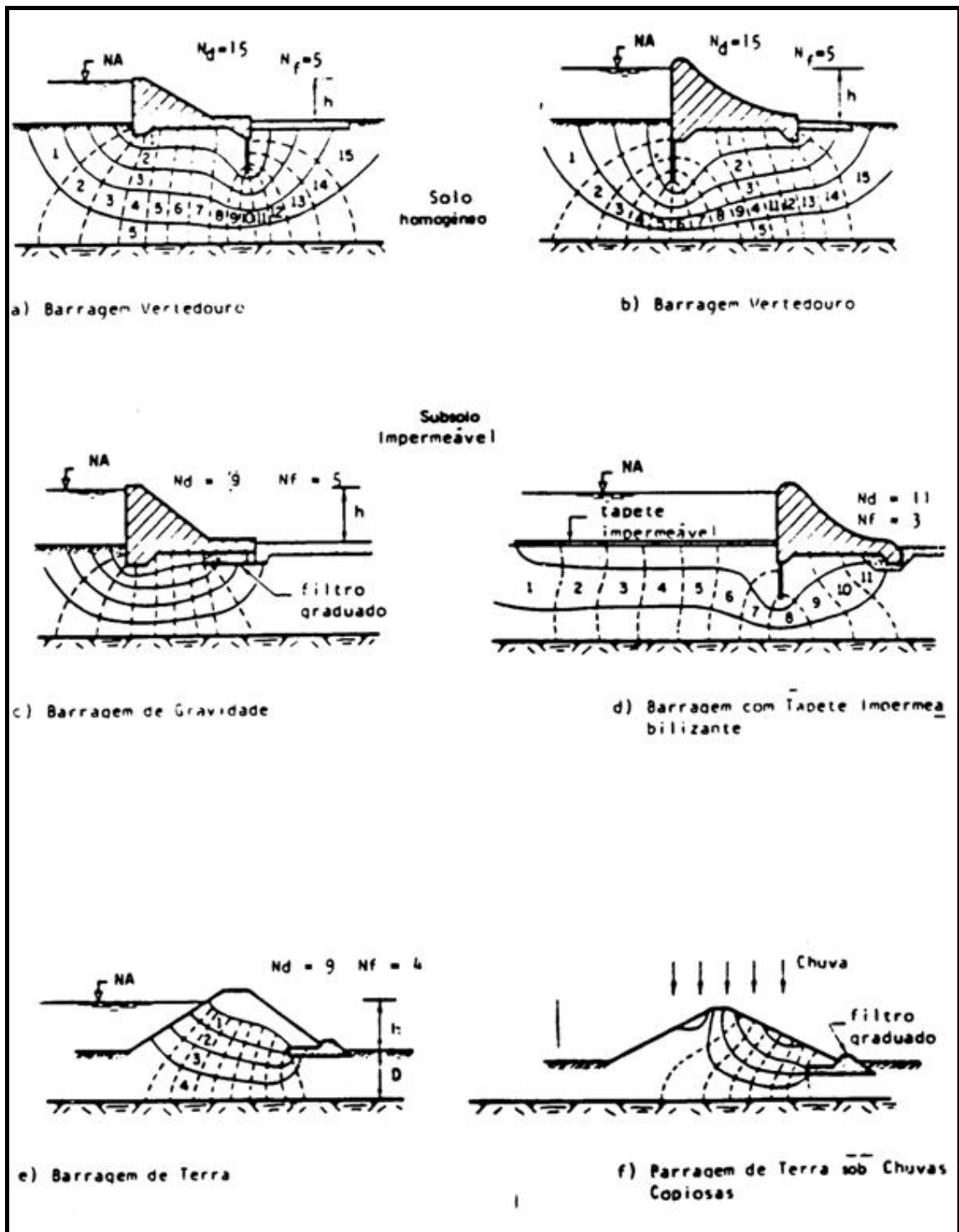


Figura 2.29 – Redes de fluxo em diversas barragens (VARGAS, 1977)

Caso os eixos das coordenadas sejam escolhidos nos pontos onde se verificam as permeabilidades máxima e mínima, pode-se escrever que:

$$k_{max} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_{min} \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.52)$$

Fazendo-se:

$$\frac{k_{max}}{k_{min}} = n^2, \text{ temos:}$$

$$n^2 \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.53)$$

$$\therefore \frac{\partial^2 h}{\partial \left(\frac{x}{n}\right)^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.54)$$

Ao se realizar a seguinte transformação:

$$x' = \frac{x}{n} \quad e \quad z' = z; \text{ tem-se, novamente a equação de Laplace:}$$

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z'^2} = 0 \quad (2.55)$$

Para se resolver questões referentes à percolação pelo método da rede de fluxo, deve-se desenhar a seção transversal, por onde percolará a água, contendo o terreno e estrutura referente a dois eixos, segundo as direções de máxima e mínima permeabilidade, conforme apresentado na figura 2.30.

O desenho deverá ser deformado, dividindo-se as distâncias por $n = \left(\frac{k_{max}}{k_{min}}\right)^{1/2}$. Traçam-se as linhas de fluxo, através de processo gráfico e volta-se à escala original do desenho.

Verifica-se, assim, que as malhas, ao invés de apresentarem configurações quadrangulares, estão com a configuração de losangos, que é, na verdade, a verdadeira configuração da rede, quando não existe anisotropia da permeabilidade.

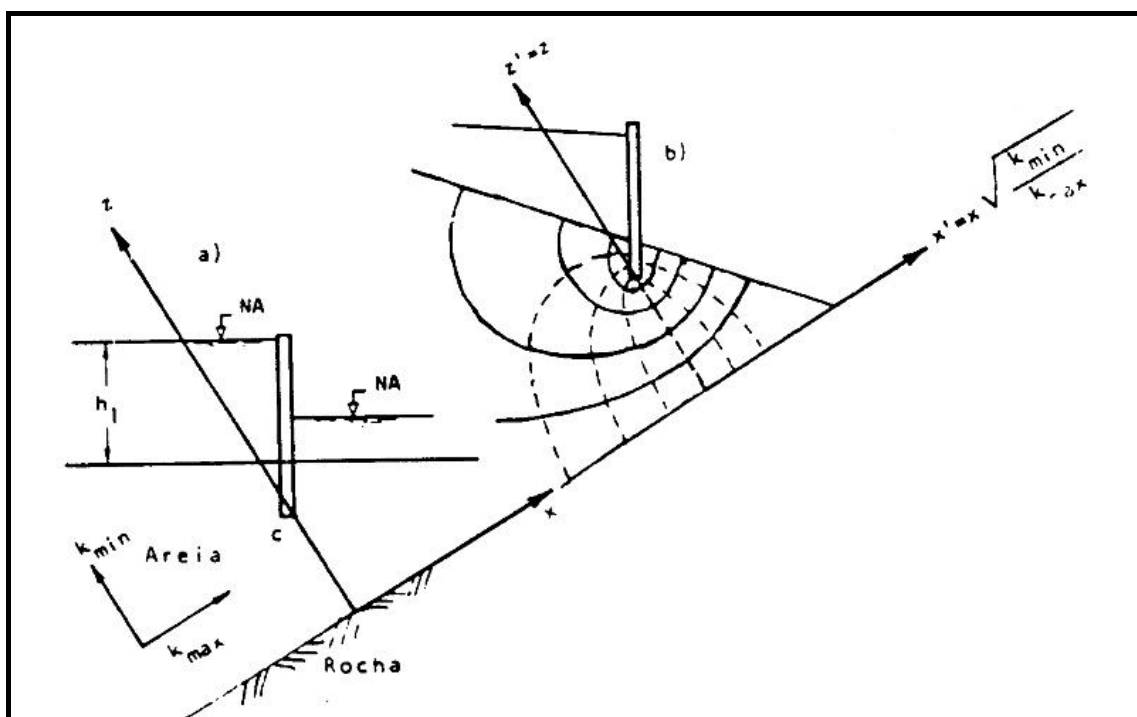


Figura 2.30 – Traçado da rede de fluxo em solo anisotrópico (ESTEVEES, 1971)

Atualmente, existem vários softwares que desenvolvem esse traçado, não mais existindo dificuldades na elaboração desse método.

2.2.5 - Modelos de Fluxo

Quando o traçado das redes de fluxo envolvem configurações complexas, verifica-se a necessidade de se recorrer a modelos físicos ou analógicos.

Os modelos físicos consistem em se reproduzir a seção transversal, por onde se percolará a água, em um tanque de parede de vidro ou acrílico, onde se possa visualizar a ocorrência do fenômeno que se deseja quantificar. Molda-se a seção contra a parede do tanque, utilizando-se material não sujeito a efeitos de capilaridade, tais como a areia grossa. Nas superfícies de montante, onde o nível freático se dará, colocam-se pastilhas de corante, de forma que, ao se colocar em carga piezométrica o maciço da seção (através do enchimento do tanque), as linhas de fluxo que passarão pelas pastilhas desenhando o seu traçado. A partir desse caminamento do fluxo, poderá se traçar as linhas equipotenciais.

Os modelos analógicos, de acordo com PATANKAR (1980), obedecem à equação de Laplace, utilizando a corrente elétrica que atravessa um condutor. É possível traçar a rede de fluxo estabelecendo-se a correspondência entre:

- a) A voltagem e a carga hidráulica;
- b) Corrente elétrica e a vazão q ;
- c) Condutividade elétrica e a permeabilidade.

Utilizam-se chapas de material condutor na forma geométrica da região do solo a montante do maciço, onde ocorrerá a percolação. Nas superfícies de entrada e saída de água é aplicado um potencial elétrico, obtendo-se as linhas freáticas. Pode-se simular, ainda, regiões de permeabilidades distintas, utilizando-se materiais, cuja resistividade elétrica são proporcionais a essas permeabilidades. Com relação à anisotropia, utiliza-se o mesmo processo, reduzindo-se as dimensões das camadas de material, nas direções da ocorrência desse fenômeno. Um exemplo de modelo analógico é mostrado na figura 2.31.

Todos os métodos são válidos para o traçado das redes de fluxo, contanto que os mesmos atendam as seguintes exigências:

- a) A diferença de potencial entre duas linhas equipotenciais tem que ser constante e ;
- b) A quantidade de água que percola entre duas linhas de fluxo, denominada canal de fluxo, é constante.

Nas redes de fluxo, duas características são de grande importância para se calcular as grandezas que envolvem os problemas de percolação de água: o número de quedas de potencial iguais e o número de fluxo. Essas características são denominadas, respectivamente, de N_d e N_f . Pode-se, então, explicitar:

$$N_d = \frac{h_1 - h^2}{\Delta h} \quad (2.36)$$

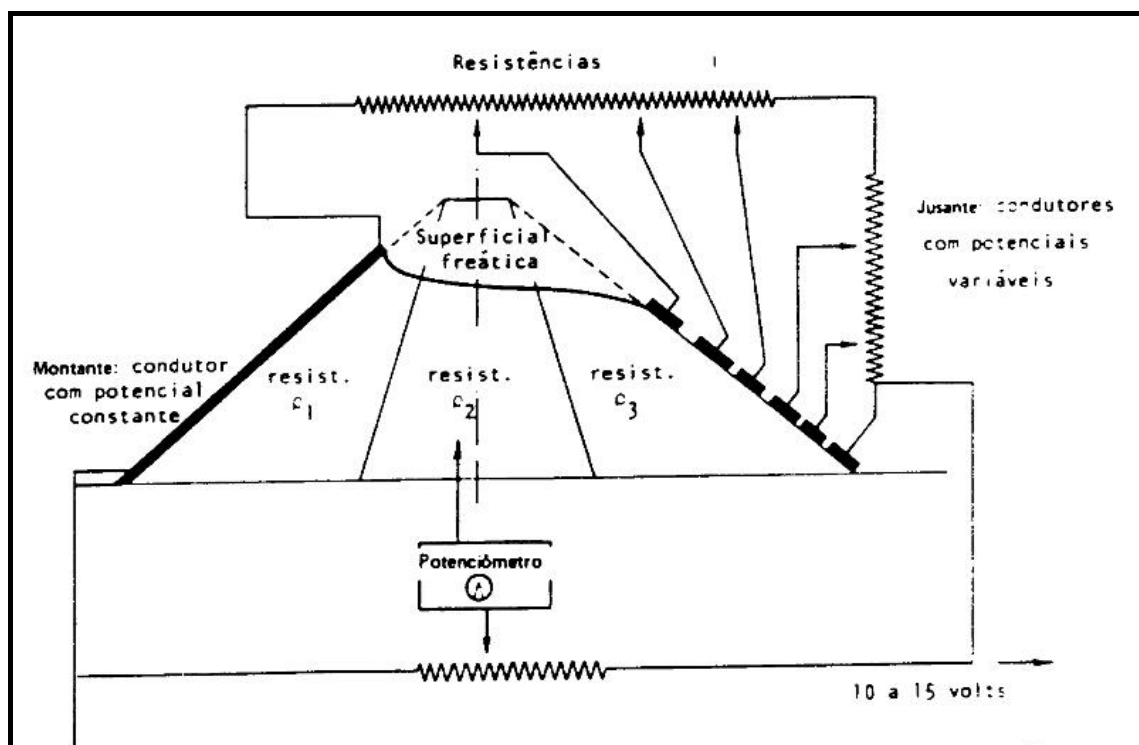


Figura 2.31 – Modelo analógico de maciço de barragem de terra (VARGAS, 1977)

Onde h_1 e h_2 são a carga hidráulica de entrada e saída, respectivamente.

$$N_f = \frac{q}{\Delta q} \quad (2.57)$$

Sendo q a vazão total, normal ao plano do papel, por metro linear e Δq , a vazão por canal de fluxo.

Na figura 2.32, observa-se que os valores de N_d e N_f são obtidos através da contagem das malhas de fluxo na direção do fluxo e na transversal a ela.

Considerando-se uma malha isolada num canal de fluxo, entre duas linhas equipotenciais, conforme apresentado na figura 2.33, o gradiente hidráulico médio pode ser estimado como:

$$i = \frac{\Delta h}{a} \quad (2.58)$$

Sendo a , a sua dimensão média.

A vazão por metro linear, que atravessa o elemento é:

$$\Delta q = aki = ak \frac{\Delta h}{a}$$

Assim, a vazão de cada canal será:

$$\Delta q = k \Delta h = k \frac{h_1 - h_2}{N_d}$$

Se N_f é o número de canais de fluxo, a vazão total normal ao fluxo, por unidade de largura, poderá ser calculada através da equação:

$$q = k(h_1 - h_2) \frac{N_f}{N_d} \quad (2.59)$$

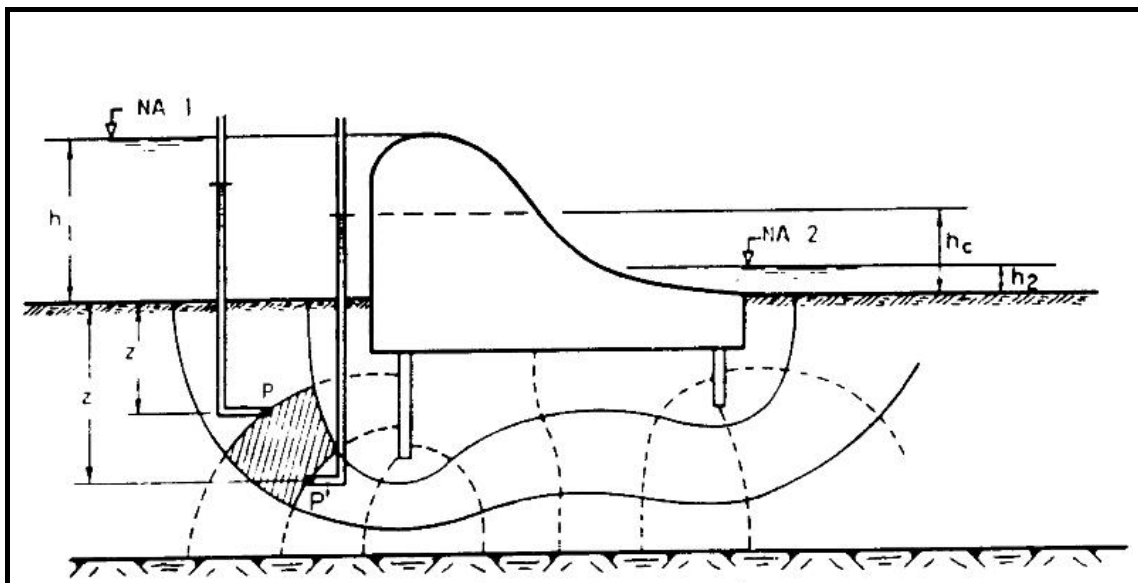


Figura 2.32 – Fluxo de água nas fundações de barragens vertedoras
(TERZAGHI e PECK, 1973)

A percolação faz com que surja no solo, uma pressão acima da pressão hidrostática de jusante, que denominamos de sobrepressão hidrostática, cujo valor pode ser estimado, com base na nomenclatura da figura 5.5, como:

$$u' = \gamma_0 h_c + \gamma_0 z' \quad (2.60)$$

Com:

$$\gamma_0 h_c = \frac{(h_1 - h_2)(N_d - N)}{N_d} = \Delta h \bar{N} \gamma_0 \quad (2.61)$$

Onde \bar{N} é o número de malhas de fluxo entre a superfície de saída e a malha avaliada.

Para a face de entrada da malha, no ponto P, a pressão será:

$$u = \Delta h (\bar{N} - 1) \gamma_0 + \gamma_0 Z \quad (2.62)$$

Assim, pode-se constatar que existe uma diferença de pressão entre as duas faces (montante e jusante), e dessa diferença resulta uma força que atua sobre o elemento considerado, na direção do fluxo e cujo módulo admite-se, supondo a malha infinitesimalmente pequena, para que $Z \cong Z'$:

$$\left| \vec{F}_p \right| = \left[\Delta h (\bar{N} + 1) - \Delta h \bar{N} \right] a \gamma_0 \quad (2.63)$$

Para, então, estimar-se a força de percolação por unidade de volume, basta dividir-se essa força pelo volume da malha ($a^2 \times l$), criando-se, assim, um vetor cuja direção é a da linha de fluxo e o módulo se apresentará como:

$$\left| \vec{p} \right| = \frac{\left| \vec{F}_p \right|}{a^2 \times l} = \frac{\Delta h}{a} \gamma_0 = \left| \vec{i} \right| \gamma_0 \quad (2.64)$$

Segundo VARGAS (1977), a existência de superfícies livres, ou seja, freáticas, as estimativas dos gradientes, vazões, força e pressão de percolação são favorecidas, uma vez que a linha freática determina o seu próprio potencial.

Assim, com base na figura 2.33, pode-se determinar as estimativas, acima referidas, em relação à malha hachurada, como:

a) Para o gradiente hidráulico:

$$i = \frac{\Delta h}{a}, \text{ onde } a \text{ é a distância } \overline{PP'}.$$

Colocando-se a origem de um sistema de eixos cartesianos, na face do canto de montante do filtro, pode-se afirmar que existirá um fluxo de água, através do meio permeável, representado pelo maciço de terra, acima de uma camada impermeável, representada pelo terreno de fundação (solo impermeável).

Segundo DAS (1985), baseando-se nos estudos de Kozeny-Carman pode-se dizer que a linha freática ou linha de fluxo superior é uma parábola com foco no ponto 0. Empiricamente, assume-se que essa parábola passa pelo ponto A, conforme explicitado na figura 2.34. Com centro no ponto A e tomando-se o raio AO, pode-se determinar a diretriz da parábola básica. Traça-se, então, com o foco em 0 e reta diretriz EF, a parábola passando pelo ponto B.

Em seguida, faz-se duas correções na parábola básica. A primeira delas é necessária para que se corrija o ponto de entrada de água da linha de fluxo superior. Traça-se a linha CC', para que a entrada de água seja normal à superfície do talude BC, pois a mesma é uma linha equipotencial.

A segunda correção, só é necessária quando o filtro não estiver na posição horizontal, ou seja, corrige-se a entrada da linha de saturação no filtro, quando o ângulo do filtro com a horizontal for diferente de 180° , conforme figura 2.35.

Nesse caso, a linha freática, na entrada do filtro, separa-se a partir do ponto C'' da parábola básica, por uma distância AC. Casagrande, apud VARGAS (1977), chamou de "a", a distância do foco da parábola ao ponto onde a linha freática atinge o filtro e chamando de c a relação $\Delta a/a+a$, elaborou o gráfico apresentado na figura 2.34, correlacionando c com o ângulo β' , que por sua vez é o ângulo que o filtro faz com a superfície do terreno impermeável, atingindo as faixas de 180° para o filtro horizontais e 90° para os filtros verticais.

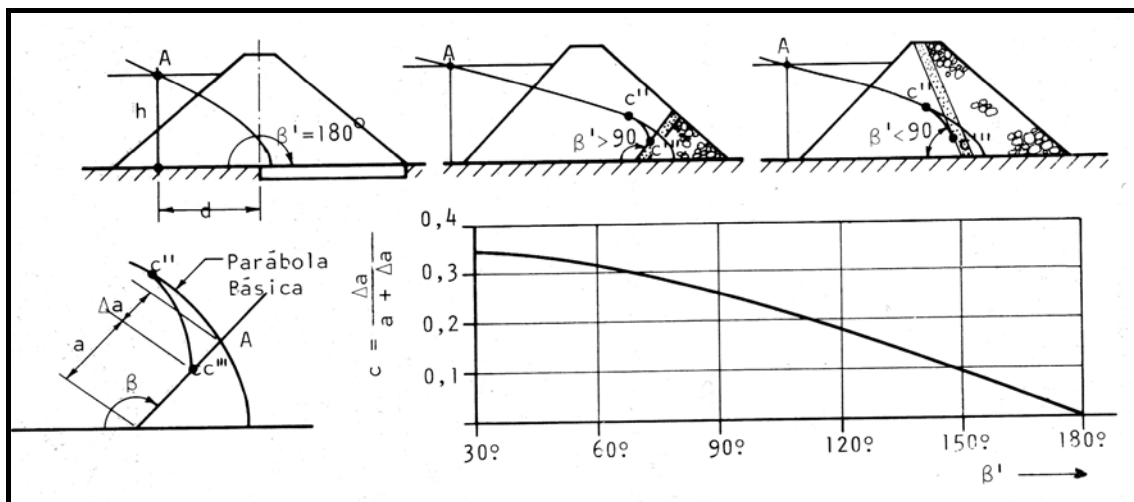


Figura 2.34 – Correções da entrada da linha freática no filtro (VARGAS, 1977)

Quando o ângulo β' é menor que 30° , calcula-se “a” pela equação de Schaffernak-Iterson, conforme a seguir:

$$a = \frac{d}{\cos \beta} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \beta} - \frac{h^2}{\sin^2 \beta}} \quad (2.65)$$

Onde:

D é a distância do ponto A, e;

h a altura desse mesmo ponto em relação ao foco O da parábola.

Para o caso das barragens que não possuem filtro, seção inteiramente homogênea, o foco da parábola se situa no pé de jusante e pela equação de Schaffernak-Iterson, percebe-se que a linha freática emerge no talude de jusante, conforme apresentado na figura 2.35.

Devido à compactação do maciço em camadas, pode-se afirmar que a anisotropia está sempre presente, e que esse processo concede ao solo uma maior permeabilidade horizontal do que vertical, que segundo vários autores, tais como CRAIG (1985) e ESTEVES (1971) são, em média, da ordem de dez vezes.

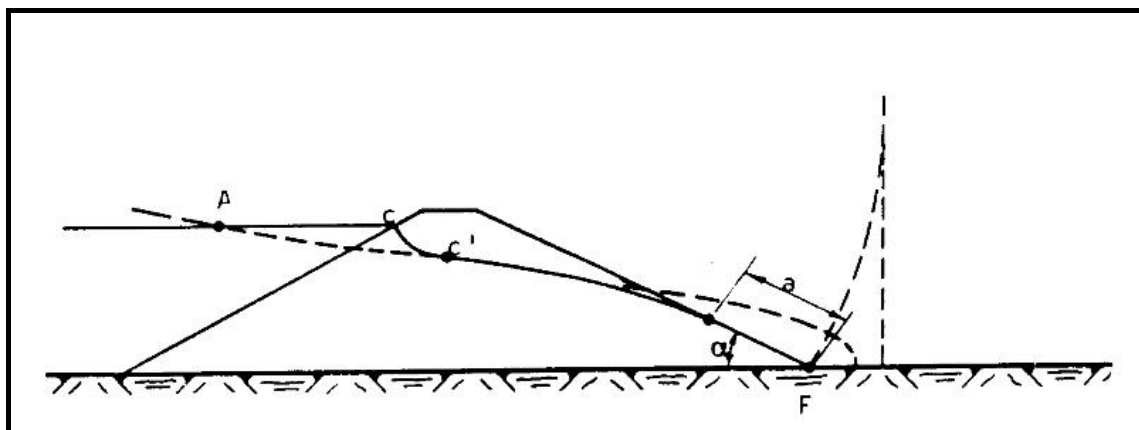


Figura 2.35 – Fluxo no talude de jusante em barragem sem filtro (ESTEVEES, 1971)

Para, então, se traçar as redes de fluxo numa barragem de terra, deve-se, primeiramente, reduzir a escala horizontal, na relação n , conforme apresentado no item 2.24. Pode-se observar, na figura 2.36, a diferença da linha freática obtida num solo anisotrópico, quando $k_h = 9k_v$ e compará-la com a do solo isotrópico, cuja relação $k_h = k_v$.

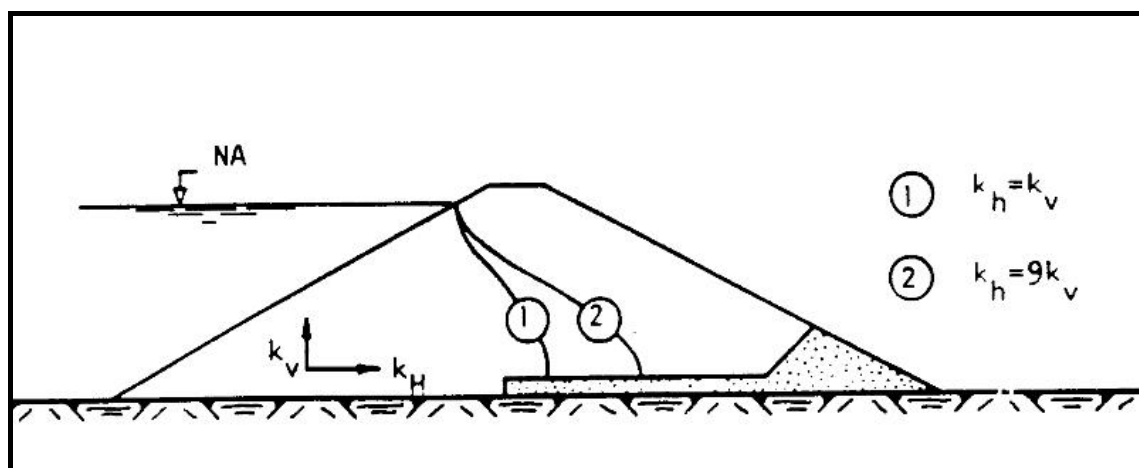


Figura 2.36 – Efeito da anisotropia na linha freática (VARGAS, 1977)

Para se obter a parábola de número 1, o traçado foi elaborado sem se reduzir as dimensões, ao passo que na parábola 2, reduziu-se as distâncias horizontais, dividindo-se as mesmas por três. Após se traçar a parábola básica, restabelecem-se as dimensões originais, resultando na deformação da parábola 1 para a 2. Nota-se, portanto, que a pesquisa da anisotropia, devido à compactação, de um maciço de barragem de terra

possui grande importância, tanto nos meios científicos como em projeto, conforme citado por VARGAS (1977) e CRAIG (1985)

Quando a fundação do maciço se localiza em solo de espessura D e com permeabilidade superior à do aterro compactado, a rede de percolação deve ser traçada, partindo-se do pressuposto que o fluxo das camadas da fundação é horizontal e, baseando-se nessa premissa, que as vazões, para cada uma das camadas com permeabilidades diferentes, serão distribuídas na relação $D_i k_i$, podendo-se, assim, se reduzir o problema ao de uma camada de fundação com permeabilidade de k_1 , com espessura $D' = D \frac{k_1}{k_2}$, conforme mostrado na figura 2.37, onde k_1 é a permeabilidade do aterro e k_2 , a permeabilidade da fundação. Caso haja anisotropia, recomenda-se, em primeira instância, a redução da escala, conforme acima mencionado, numa relação média entre $\sqrt{\frac{k'_h}{k'_v}}$ do aterro e $\sqrt{\frac{k_h}{k_v}}$ da fundação, e, ainda, assumir $k_1 = \sqrt{k_h k_v}$, para o aterro e $k_2 = k'_h$, para a fundação, reduzindo-se a espessura da camada dessa região, pois o fluxo será predominantemente horizontal.

Pode-se aplicar, também, este princípio para o caso onde o terreno de fundação é constituído por camadas de permeabilidades distintas.

Após traçar a rede de fluxo, obtém-se o perfil indicado na figura 2.37b. Após voltar às dimensões normais, as linhas de fluxo que passam pela fundação serão abatidas, conforme pode ser visto na figura 2.37a, verifica-se, portanto, que ao longo da linha de contato aterro x fundação, as linhas de fluxo assumem uma deflexão e, não são mais quadradas e sim, retangulares.

O fenômeno da deflexão das linhas de fluxo sempre acontece quando um fluxo de água atravessa uma superfície de contato entre dois materiais de diferentes permeabilidades. Atribui-se a causa da ocorrência dessas deflexões ao fato de que as tangentes dos ângulos de deflexão e incidência das linhas de fluxo são inversamente proporcionais aos coeficientes de permeabilidade das camadas de contato. Observa-se na figura 2.38, o

ângulo α , de incidência de uma linha de fluxo na camada de contato é maior que o ângulo de deflexão β , dessa mesma linha de fluxo, na camada de fundação, pois a permeabilidade k_1 da barragem é menor que a permeabilidade k_2 da camada de fundação.

Caso ocorra seção onde houver duas zonas, conforme apresentado na figura 2.39, sendo a da direita significativamente maior que a da esquerda, as quedas de potencial no material de textura grosseira do material de jusante, serão tão pequenas que a rede de fluxo será traçada somente no material do núcleo, pois o mesmo apresenta pequena permeabilidade, de acordo com ESTEVES (1971). Assim, o valor de β em 0, será de $\frac{1}{2}$, assumindo-se a condição de entrada livre e linha de contato AB será uma equipotencial. Como $k_2 \rightarrow \infty$, na saída do núcleo para o material de textura grosseira de jusante, a linha de fluxo deve atingir, tangencialmente, a superfície CD, cujo $\alpha=0$.

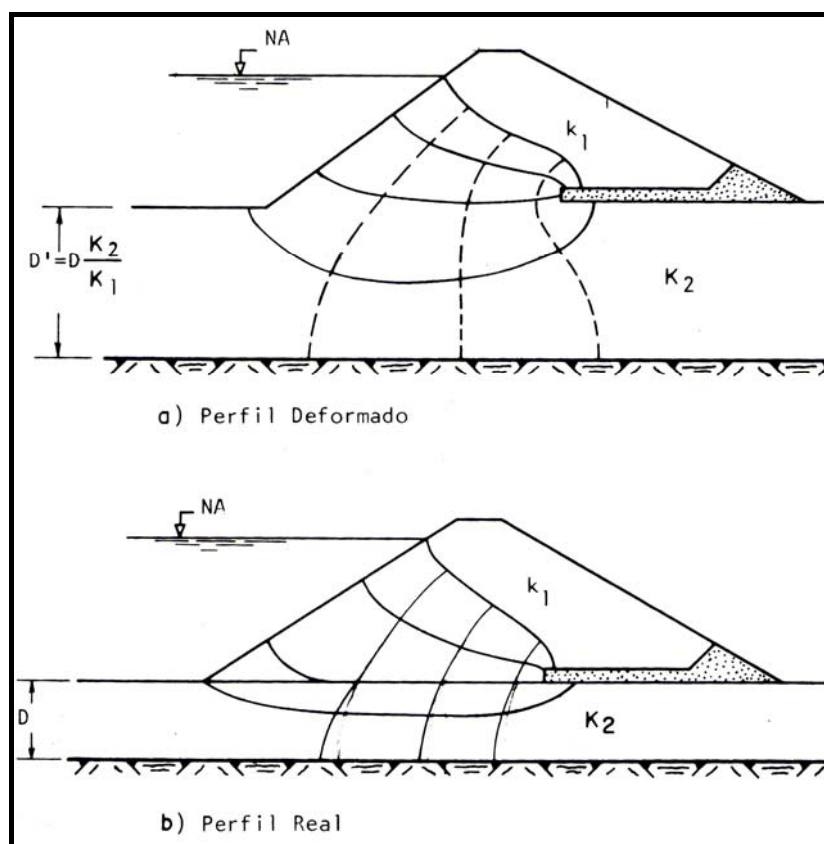


Figura 2.37 – Percolação em barragem de terra assentada sobre fundação impermeável
(VARGAS, 1977)

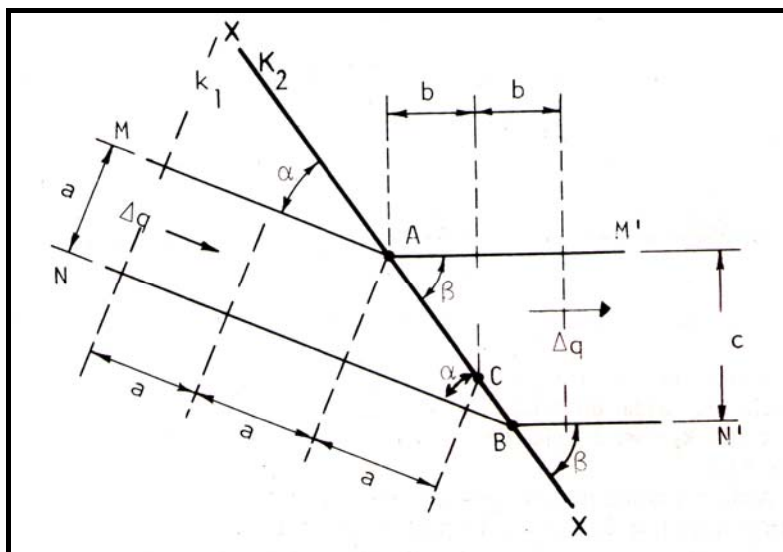


Figura 2.38 – Deflexão de linhas de fluxo em superfícies de contato entre camadas de diferentes permeabilidades (VARGAS, 1977)

Segundo CRAIG (op. Citada), quando a permeabilidade da superfície de jusante for cinco vezes maior que a do núcleo, as linhas de fluxo, no mesmo, apresentarão configurações não muito diferentes do que para o caso da zona de montante apresentar a permeabilidade infinita. Assim, para o caso de barragens zoneadas, conforme apresentado na figura 2.39, é suficiente traçar a rede de fluxo no núcleo, admitindo-se que a seção da barragem se restrinja ao mesmo.

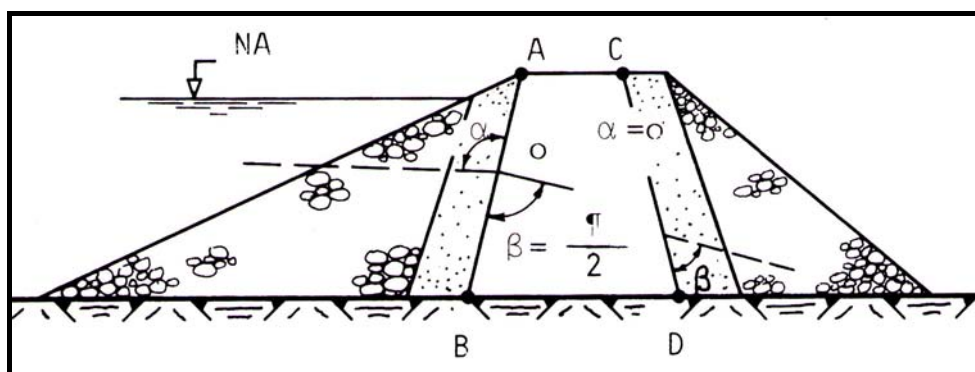


Figura 2.39 – Barragem zoneada com núcleo impermeável (CRAIG, 1985)

Na figura 2.40, observa-se uma rede de fluxo atingindo uma superfície inclinada para a esquerda do fluxo, onde $\beta' > 90^\circ$. A linha de saturação deverá atingir verticalmente a

superfície de contato e, então, o valor de α será o devido, para que ocorra esse efeito. Pode-se dizer que a pressão atmosférica atua ao longo da superfície de contato AB e, por conseguinte, as diferenças de potencial entre os pontos 1,2 e 3 são equacionadas pelas diferenças de cotas. Entretanto, podem ser, também, equacionadas pelas malhas quadradas de lado “a”, sendo importante salientar que se $a=\Delta h$, a linha de saturação terá a configuração vertical.

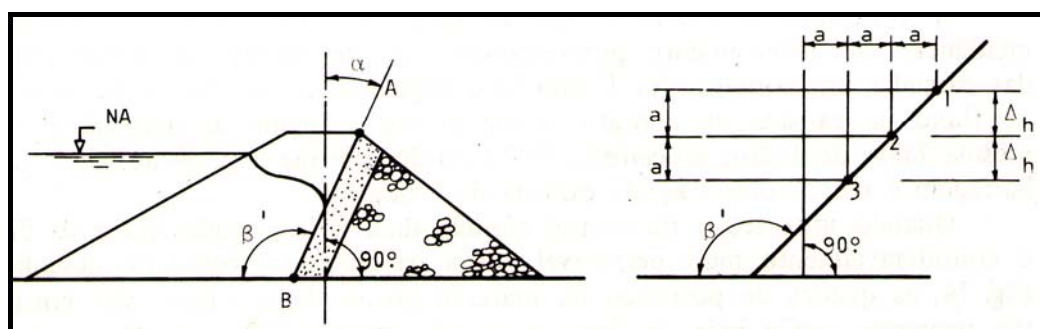


Figura 2.40 – Barragem zoneada com zona de montante impermeável (CRAIG, 1985)

2.2.7 - A Ruptura Hidráulica

A ruptura hidráulica é a perda da resistência e estabilidade do solo, com a conseqüente danificação da estrutura do mesmo, através dos efeitos das pressões de percolação de água.

Segundo VARGAS (1977), pode-se destacar dois tipos de ruptura hidráulica. No primeiro tipo, o solo perde parcial ou totalmente a sua resistência em virtude da perda de peso provocada pelas pressões do fluxo de água ascendente, denominado “levitação” do solo, por se tratar de um fenômeno de levantamento das partículas.

No segundo, ocorre erosão interna, cujo processo não difere da erosão superficial pluvial, ou seja, há o arrastamento dos grãos do solo provocado pelas forças de percolação. Normalmente, o início do processo se dá em um ponto de emergência de água e sua progressão se desenvolve de jusante para montante, carreando material em torno de um filete de água, onde o gradiente possui energia suficiente para o

arrastamento dos grãos. Como conseqüência da ação desse gradiente, forma-se um tubo ao longo desse filete de água, denominando-se esse tipo de erosão tubular, ou “piping”.

Conforme citado anteriormente, a pressão de percolação é:

$$\left| \vec{P} \right| = i \gamma_0 \quad (2.64)$$

Segundo vários pesquisadores, a força causadora de todo e qualquer fenômeno de ruptura hidráulica é a pressão de percolação. A malha de fluxo na superfície submersa de saída de um fluxo d’água emergente vertical, mostrado na figura 2.41, é um caso típico. A pressão hidrostática na superfície de saída é $\gamma_0 h_a$, sendo h_a , a altura de água que a recobre. Na base da malha de fluxo, cuja profundidade é z , atuará uma pressão hidrostática $\gamma_0(h+z)$. Haverá, também, o peso no interior da malha dado por $\gamma_{sat} \cdot z \cdot a$, e nessa malha atuará, também, a força de percolação verticalmente para cima, dada por $\vec{F} = i \gamma_0 z a$.

A resultante dessas forças será:

$P = \gamma_0 h_a a + \gamma_{sat} z a - \gamma_0 (h_a + z) a - i \gamma_0 z a$, resultando em:

$$P = \{ (\gamma_{sat} - \gamma_0) - i \gamma_0 \} z \cdot a \quad (2.66)$$

Existirá, portanto, um gradiente de saída crítico, onde o valor da resultante P se anulará.

O valor desse gradiente é:

$$i_c = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_0}{\gamma_0} \quad (2.67)$$

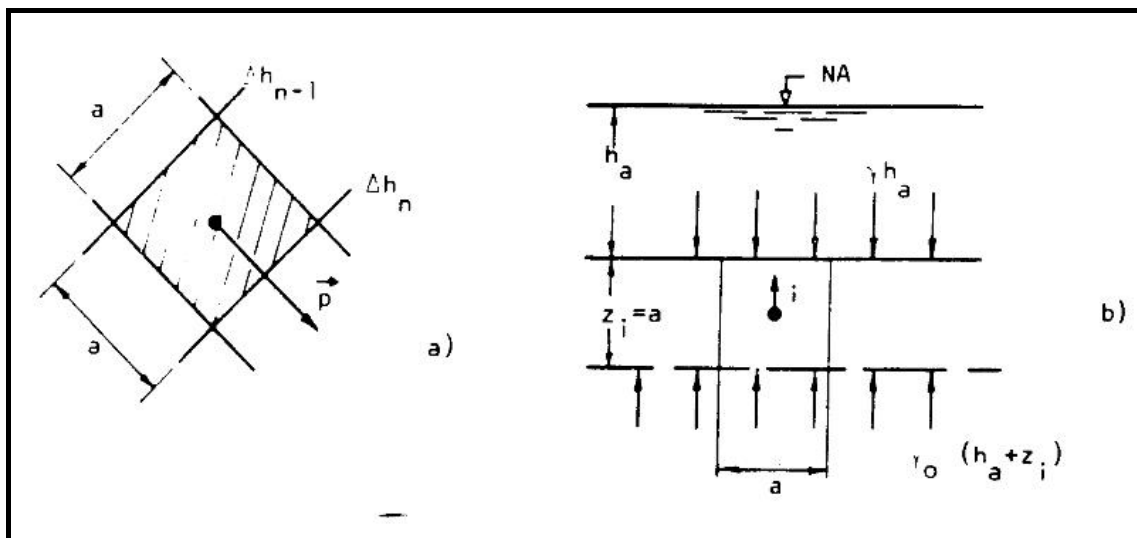


Figura 2.41 – Força de percolação e perda de peso do solo (VARGAS, 1977)

Criada essa condição, o solo perde o seu peso, pois a força de percolação vertical ascendente e o peso do solo se anulam. Quando o solo não for coesivo, ou seja, a sua resistência interna depende das forças a ele aplicadas e do seu próprio peso, a sua resistência se anulará integralmente. O fenômeno que se verifica, nesse caso, é a formação de uma zona de areia movediça, onde bolhas de água emergem de uma massa fluida, aparentando um líquido em processo de ebulição.

Quando o solo é coesivo, sua resistência é independente das forças atuantes, assim, na região onde o gradiente de saída atinge o valor crítico, o solo rompe-se em fendas ou em orifícios e a água inicia a percolação, violentamente, através das fendas e orifícios, exercendo uma ação erosiva e propiciando a erosão tipo “piping”.

A Ruptura por Levitação

TERZAGHI (1960) construiu um modelo para investigar o fenômeno de levitação. Trata-se de uma série de estacas contendo um curso d’água. O solo foi constituído por camadas de areia com uma espessura D_1 , onde as estacas foram cravadas com a profundidade D . Supondo-se que o nível de água de jusante esteja na superfície do solo, com diferença de altura h_1 da superfície de água de montante, promove-se, assim, o

escoamento cuja rede de fluxo é mostrada na figura 2.42a. Observa-se que, próximo à face de jusante do barramento de estacas, o fluxo é, praticamente, na direção vertical e com sentido de baixo para cima.

Os ensaios de TERZAGHI (1960), mostraram que a areia, à jusante da pranchada, se levantava e borbulhava água numa faixa de largura igual a $D/2$, aproximadamente, quando a altura h_1 se elevava ao nível correspondente ao gradiente crítico na zona de levantamento. A ruptura se evidenciava pela passagem intensa de água e areia sob a pranchada.

De acordo com a figura 2.42b, admite-se que a região, danificada pelo efeito de levitação, esteja-se em uma faixa de largura $D/2$ e profundidade D_3 . Ressalta-se que o peso da areia e o atrito das paredes laterais do prisma resistem ao movimento ascendente, porém, no instante em que ocorre a ruptura, as pressões horizontais sobre as paredes são muito pequenas, podendo-se desprezar o atrito. Dessa forma, o prisma se erguerá assim que a pressão da água sob a sua base (superfície OX), se igualar com o seu peso.

Através da rede de fluxo consegue-se determinar a curva C das sobrepressões u de percolação atuantes no nível OX, a profundidade D_3 , fixada arbitrariamente. Assim, pode-se determinar a resultante dessas sobrepressões. Se se denominar essa força de U_m no instante da ruptura seu valor atingirá $h_c U_m$.

O peso do prisma submerso será dado por:

$$W = \frac{D}{2} D_3 \gamma_{sub} \quad (2.68)$$

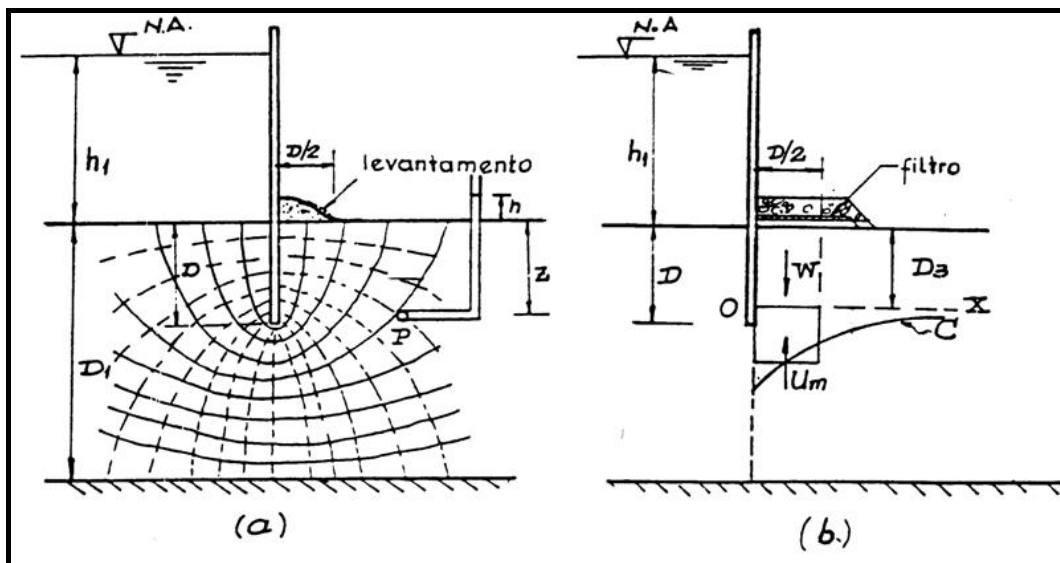


Figura 2.42 – Levitação através de ruptura hidráulica
(TERZAGHI e PECK, 1973)

Onde W é o peso por metro linear normal ao plano da figura.

No momento da ruptura, temos:

$$h_c U_m = \frac{D}{2} D_3 \gamma_{sub}, \quad (2.69)$$

Assim, podemos estimar a altura crítica em:

$$h_c = \frac{D D_3}{2 U_m} \gamma_{sub} \quad (2.70)$$

Repetindo-se a experiência para diferentes valores de D_3 , TERZAGHI (1960) adotou o valor mínimo h_c e estimou o coeficiente de segurança à ruptura por levantamento, para o caso da altura de água h_1 como sendo:

$$S = \frac{h_c}{h_1} \quad (2.71)$$

A fim de se aumentar a segurança, implanta-se, sobre a superfície de saída, um filtro com largura maior que $D/2$. Esse filtro é composto de uma camada de base com

capacidade para receber e escoar o fluxo, e uma camada de textura mais grossa para aumentar o peso. Assumindo que p_f é o peso do filtro por unidade de base, temos que:

$$h_c = \frac{D D_3 \gamma_{sub} + D p_f}{2 U_m} \quad (2.72)$$

Segundo DE MARSILY (1986), CRAIG (1985) e DAS (1985), o fenômeno de “levantamento” do solo pode se associar a outras componentes atuantes no maciço, tais como o ar. Essas componentes atuam em todas as direções e exercem pressão nos poros do maciço. Esse conjunto de forças é denominado poropressão.

A Erosão Subterrânea Regressiva

Quando a água percola com suficiente pressão sob a fundação de barragens é capaz de solapar o material dessa região, colocando em risco a estabilidade do maciço. A probabilidade de que a linha de “piping” seja a linha de fluxo mais curta é bem grande, entrando em contato imediato com a fundação. Segundo BLIGH, apud CEDERGREEN (1968), pode-se estimar a altura crítica do nível d’água a montante da barragem como:

$$h_c = \frac{L}{C_r} \quad (2.73)$$

Onde:

L é o comprimento da linha de fluxo, acima referida, e;

C_r é o coeficiente de erosão.

O valor desse coeficiente é muito variável, estando na faixa de 4 a 18, pois depende da resistência do solo ao fenômeno de “piping”.

O fenômeno de “piping” em uma barragem ocorre, geralmente, quando a linha freática intercepta o talude ou uma ombreira de jusante, fora dos filtros ou quando a linha de fluxo encontra uma estrutura hidráulica (tubulações de drenagem ou de descarga) com juntas ou superfícies de contato não protegidas dentro do corpo do maciço.

Com relação à resistência ao piping devido à compactação, pode-se dizer que os solos compactados com umidade abaixo da ótima adquirem uma estrutura onde os grãos se dispõem desordenadamente, formando flocos, que dependem da natureza mineralógica dos colóides do solo e da concentração iônica da água intersticial. O grau de compactação aplicado é, também, fator de formação dessa estrutura, pois quanto menor o esforço de compactação mais floculada é a estrutura. Quando ocorre a compactação acima da umidade ótima, o solo adquire uma estrutura dispersa com maior orientação dos grãos numa determinada direção quanto maior o grau de compactação.

SHERARD (1972), e vários outros autores indicam o gráfico da figura 2.43, onde se classificam o solo quanto à dispersibilidade e resistência à erosão, em função da porcentagem de íons em relação ao total de íons dissolvidos na água intersticial do solo. De acordo com HSU (1974), obtém-se essa água saturando-se completamente a amostra de solo com água destilada e retirando-a posteriormente.

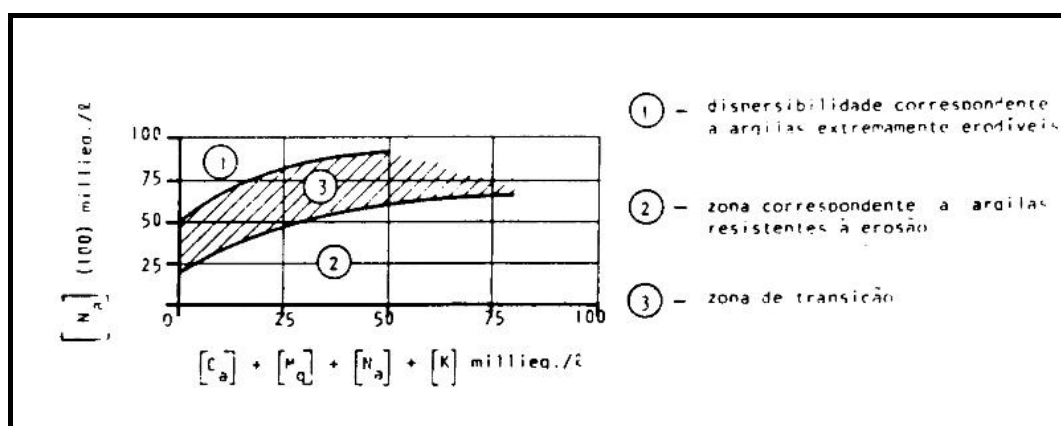


Figura 2.43 – Dispersibilidade de argilas em função da porcentagem de sódio em relação ao total de íons HSU (1974)

Há que se comentar, ainda, que uma boa compactação, capaz de emprestar ao solo um índice de permeabilidade inferior a 10^{-5} cm/s, impede a erosão regressiva, pois ao reduzir a quantidade de água percolada, diminui-se, automaticamente a capacidade de transporte.

Dois fatores propiciam, ainda, o aparecimento do fenômeno. O primeiro é causado pela compactação tipo “sanduíche”, executada em camadas mal compactadas e a segunda é o surgimento no corpo do maciço de trincas de flexão, retração e tração.

A água poderá percolar pelas camadas mal compactadas ou pelas trincas aplicando esforços de tração superiores à resistência à erosão do solo, promovendo o início do fenômeno de piping.

Filtros de Proteção Contra Piping

Os solos são constituídos por grãos de tamanhos distintos e, assim, pode ocorrer aos grãos menores passarem, sob o efeito da pressão d'água, por entre os grãos maiores. Num solo que possui graduação contínua, a possibilidade da ocorrência desse arrastamento é, aproximadamente, impossível. Pois cada grão de tamanho maior impedirá o movimento dos, imediatamente, menores.

Quando se dimensiona um filtro espera-se que a camada sobre a superfície de saída de água permita a passagem do fluxo sem que haja a migração dos grãos do solo. Admitindo-se, assim, que o filtro impeça o movimento dos grãos maiores e esses, por sua vez, impeçam o movimento dos grãos menores.

De acordo com estudos de BERTRAM (1940), se os poros dos filtros fossem suficientemente pequenos para impedir o movimento dos grãos correspondentes ao diâmetro máximo de 85% dos grãos do solo a ser protegido, as partículas mais finas, também, seriam impedidas de se moverem. Assim, estabeleceu-se o seguinte critério:

$$\frac{D_{15(\text{filtro})}}{D_{85(\text{solo})}} < 4 \quad (2.74)$$

Isto significa que os diâmetros dos menores poros do filtro correspondentes aos diâmetros máximos de 15% dos grãos do filtro, não devem exceder a 4 vezes os diâmetros máximos de 85% dos grãos do solo.

BERTRAN (1940), procurou garantir uma permeabilidade satisfatória a fim de evitar o surgimento de altas pressões de percolação na zona de contato solo/filtro. Assim, estabeleceu o seu segundo critério:

$$\frac{D_{15(\text{filtro})}}{D_{15(\text{solo})}} > 5 \quad (2.75)$$

Isto significa que os menores poros do filtro devem ser, pelo menos, 5 vezes maiores que os poros do solo, para que a água não tenha dificuldade em passar pelo filtro.

Os filtros, ainda, necessitam de possuir peso próprio suficiente para não serem carreados pelas forças de percolação. Para tanto, os mesmos são recobertos várias vezes por camadas mais grossas, para mantê-los estáveis. A migração dos grãos dos filtros para as camadas mais grossas é impedida através da zona de transição, dimensionada segundo os critérios de BERTRAN (1940).

Os filtros, também, são utilizados para o impedimento do fluxo. Dessa forma, eles são colocados em posições estratégicas com o propósito de interromper qualquer fluxo indesejável, tendo como exemplo os filtros verticais de areia.

2.3 - Propagação de Ondas Vibratórias nos Solos

Um equipamento que oscila, atuando na superfície do solo que, nesse caso é considerado como material elástico, faz propagar, através desse solo, ondas de três naturezas, que estão apresentadas na figura 2.44:

- “Ondas P” de compressão do solo: em cada ponto do solo há uma compressão normal à direção da onda, a qual é sempre radial a partir do ponto onde está o oscilador;
- “Ondas S” de cisalhamento – em cada ponto do solo há uma distorção por cisalhamento, no plano normal à propagação da onda;
- “Ondas R” que se propagam ao longo da superfície livre do solo.

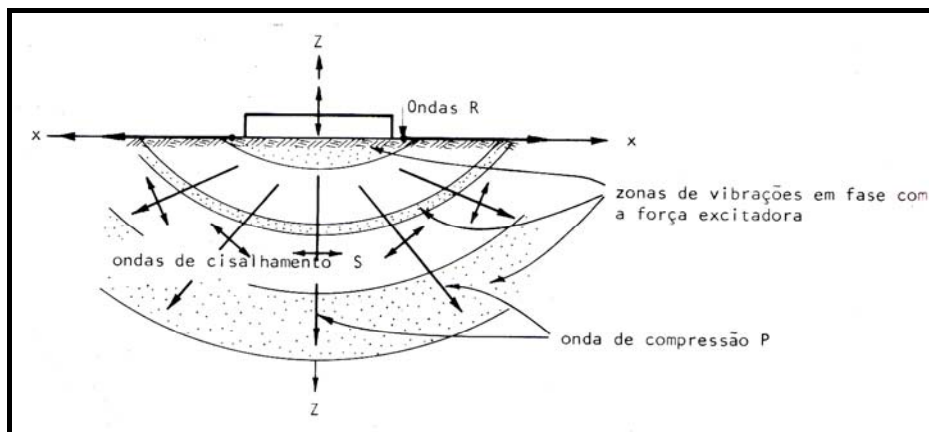


Figura 2.44 – Propagação de Vibrações no Solo
(TERZAGHI e PECK, 1973; VARGAS, 1977)

As velocidades de propagação das “ondas S” obedecem à equação:

$$v_s = \sqrt{\frac{Gg}{\gamma}} = \sqrt{\frac{Eg}{2\gamma(1+\mu)}} \quad (2.76)$$

Onde:

G é o módulo de distorção ao cisalhamento;

E é o módulo de elasticidade à compressão;

g , a aceleração da gravidade;

γ , o peso específico aparente, e;

μ o coeficiente de Poisson.

As velocidades de propagação das “ondas R” são próximas das velocidades das “ondas S”, entretanto a relação entre as velocidades de propagação das “ondas P” e das “ondas S” varia muito com μ , conforme se pode observar no gráfico da Fig. 2.45.

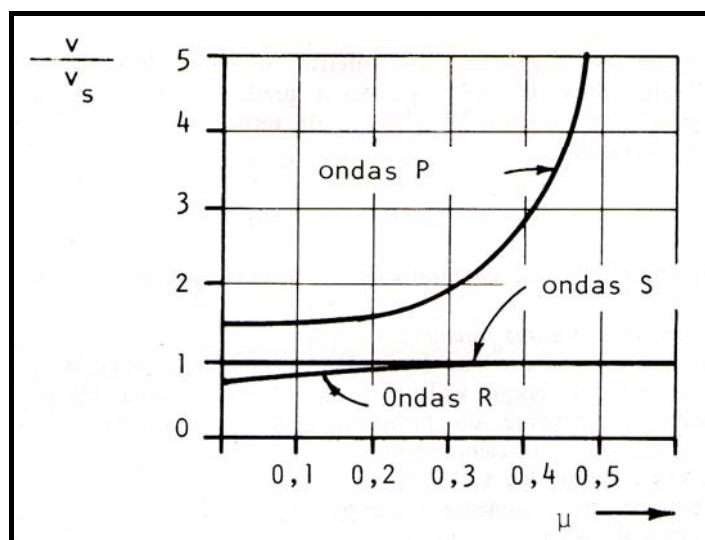


Fig. 2.45 – Relação entre Velocidades das Ondas no Solo e a Velocidade da Onda de Cisalhamento em Relação ao Coeficiente de Poisson (VARGAS, 1977)

Diretamente sob a fundação, as vibrações do terreno estarão em fase com a oscilação do equipamento. De acordo com a figura 2.44, em maiores distâncias existirão regiões de defasagem e inclusive regiões de oposição de fases.

A teoria da elasticidade resolve o problema da propagação de ondas no solo, se o solo é considerado um material elástico. Isto acontece quando as vibrações são de pequena amplitude.

“Quando é ultrapassada a pressão ou a deformação em que deixa de haver: 1) proporcionalidade entre tensão e deformação; 2) volta a zero das deformações (que é o ponto mais crítico em relação aos solos); então, a aplicação das fórmulas elásticas deixa de ter exatidão. As deformações, além desse limite de proporcionalidade, as quais são de natureza viscosa podem, entretanto, ainda ser tratadas pela teoria, admitindo-se relação tensão-deformação não lineares e integrando-se as equações por métodos numéricos. Entre esses métodos o mais bem-sucedido e, atualmente, o dos elementos finitos.”(VARGAS, 1977)

TERZAGHI e PECK (1973) admitem que a propagação de ondas elásticas no solo induzam à deformações plásticas que alteram, permanentemente, as camadas e a

superfície do solo. Nesse caso, o problema apresenta maior complexidade, entretanto, apresenta o maior interesse prático, pois aborda problemas de ruptura dinâmica do solo provocada, por um terremoto ou por uma explosão violenta.

Segundo VARGAS (1977) “*Um outro fenômeno correlacionado com a transmissão de vibrações no solo é o do aparecimento de pressões neutras num solo saturado submetido a variações dinâmicas de pressões, as quais comprimem e expandem periodicamente o volume de vazios do solo. Ocorre então uma redução progressiva do volume de vazios com o aparecimento de pressões neutras crescentes. Disto decorre um fluxo d’água para as zonas de menor pressão. Entretanto, enquanto esse fluxo não se dá, a pressão efetiva decresce. Existirá condição de liquefação, em zonas de areia, quando a pressão neutra assim desenvolvida iguala à pressão correspondente a altura de terra, num ponto qualquer*”.

2.3.1 - Efeitos Catastróficos de Choques sobre Estruturas Apoiadas sobre Terra

FUNDAÇÕES de ESTRUTURAS SUJEITAS a CHOQUE

Admitindo-se uma estrutura e sua fundação, com um peso total W e, induzindo-a a vibrar por um choque violento (explosão), a mesma poderá vibrar verticalmente, lateralmente ou horizontalmente por compressão do terreno, caso ela seja rígida o bastante para não rotacionar em torno dos seus eixos coordenados.

Considerando apenas a compressão vertical, mostrada no eixo 2 da figura 244, as forças atuantes serão:

a) força de inércia:
$$F_i = \frac{W}{g} \frac{d^2 z}{dt^2}$$

b) força elástica de compressão do terreno:
$$F_e = k_d A z$$

c) força amortecedora pela viscosidade do terreno:
$$F_a = 2\lambda \frac{W}{g} \frac{dz}{dt}$$

Todas essas forças devem equilibrar-se, ou seja, a equação do movimento vibratório amortecido será:

$$\frac{W}{g} \frac{d^2 z}{dt^2} + 2\lambda \frac{W}{g} \frac{dz}{dt} + k_d A z = 0$$

$$z = \frac{W}{kA} e^{-\lambda t} \cdot \cos(2\pi f_0 t - \alpha) \quad (2.77)$$

A figura 2.47 mostra o movimento vibratório amortecido de frequência que configura a frequência natural do conjunto solo-estrutura e é representado pela seguinte equação:

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_d A g}{W}} \quad (2.78)$$

O fator de amortecimento é dado por:

$$\lambda = f_0 \log \frac{z_n}{z_n + 1} \quad (2.79)$$

Assim, a estrutura vibrará conectada à vibração do solo, entretanto com uma amplitude aumentada segundo a relação:

$$z_e = \frac{f_e^2}{f_e^2 - f_0^2} \quad (2.80)$$

Sendo:

f_e a frequência própria da estrutura, e;

z a amplitude de vibração do solo.

A estrutura estará sujeita uma aceleração igual a:

$$a_e = 4\pi f_0^2 \frac{f_e^2}{f_e^2 - f_0^2} \quad (2.81)$$

Esse movimento vibratório terá como resultado uma força de compressão máxima que se adicionará às pressões estáticas da fundação e atuará sobre o solo, tendo como causa o choque. Será a correspondente à amplitude z_{\max} que se manifesta no tempo $t=1,4$ do período natural da vibração, conforme mostrado na figura 2.47 e dada por:

$$Fe_{max} = k_d A z_{max} \frac{f_e^2}{f_e^2 - f_0^2} \quad (2.82)$$

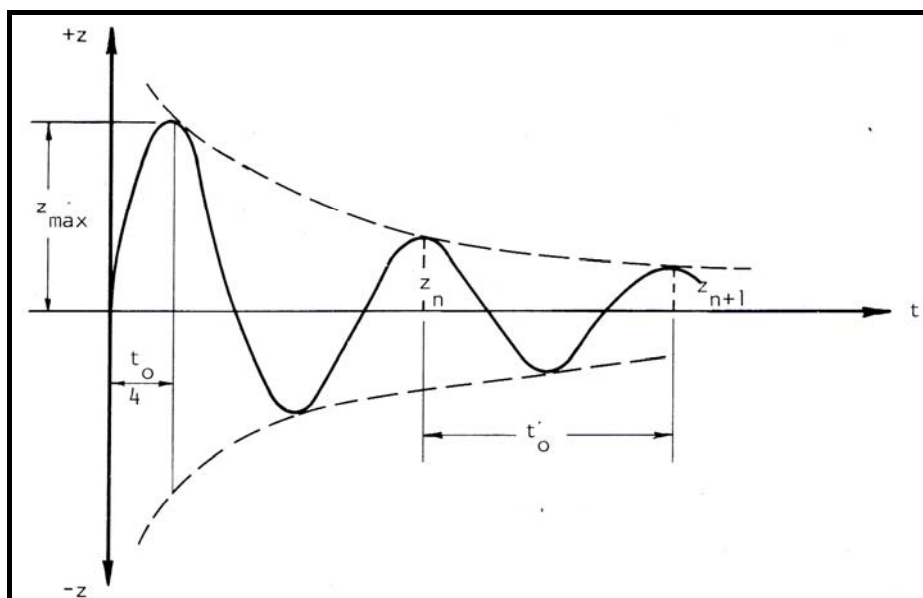


Figura 2.46 – Gráfico do Movimento Oscilatório (VARGAS, 1977)

É com essa força, somada aos pesos estáticos, que se deve calcular a fundação para suportar choques, explosões ou terrenos, lembrando que ela pode aplicar –se igualmente nos eixos x e y . Se a frequência própria da estrutura for igual à do solo haverá ressonância, isto é, a força atingirá valor infinito (VARGAS, 1977).

É, também, indispensável a consideração dos danos produzidos na fundação por deformações plásticas permanentes do solo ou eventual liquefação, produzidas pelas próprias ondas que propagam a vibração no solo, conforme mencionado anteriormente.

EFEITOS DE EXPLOSÕES

As explosões lançam, no solo, vibrações amortecidas e não mantidas – conforme as indicadas na figura 2.46. Essas vibrações possuem uma energia, proporcional à aceleração do movimento, que tem a capacidade de comprometer estruturas ou fundações, por elas atingidas.

Esse movimento vibratório é caracterizado, à semelhança dos causados por terremotos, pela sua energia, que é expressa em frações ou um número inteiro vezes a aceleração da gravidade g . Segundo TERZAGHI (1973), existe uma regra empírica indicando que as ondas de explosão até uma aceleração de 1,0 g não são danosas às estruturas de alvenaria. Porém, sua validade é para as frequências naturais dos solos (da ordem de 20 ciclos / seg.).

A aceleração máxima das ondas vibratórias senoidais amortecidas, de amplitude D_1 e frequência f_0 , pode ser dada pela equação:

$$a = 4\pi f_0^2 D_1 \quad (2.83)$$

Essa aceleração vai se atenuando com a distância à fonte de vibrações, conforme apresentado no gráfico da figura 2.47. Note-se que foi colocada, ao lado desse gráfico, uma escala de sensibilidade humana, correspondente às vibrações propagadas no solo.

Estudos elaborados por CRANDELL, apud (VARGAS (1977)), indicam que os danos aos edifícios, atingidos pelas ondas de choque provenientes de explosões, estão relacionadas com a energia cinética das mesmas, ou seja, a massa do solo em vibração multiplicada pela metade da velocidade de propagação da onda, dada pelas equações:

$$KE = \frac{MV^2}{2} = \frac{W}{2g} \frac{a_2}{4\pi^2 f_0^2} \quad (2.84)$$

Onde:

g é a aceleração da gravidade (cm/seg²);

W o peso do solo em vibração, e;

a aceleração da onda (cm/seg²);

f a frequência da mesma (1ciclos/seg);

D_1 o deslocamento do terreno (cm) produzido pelas vibrações.

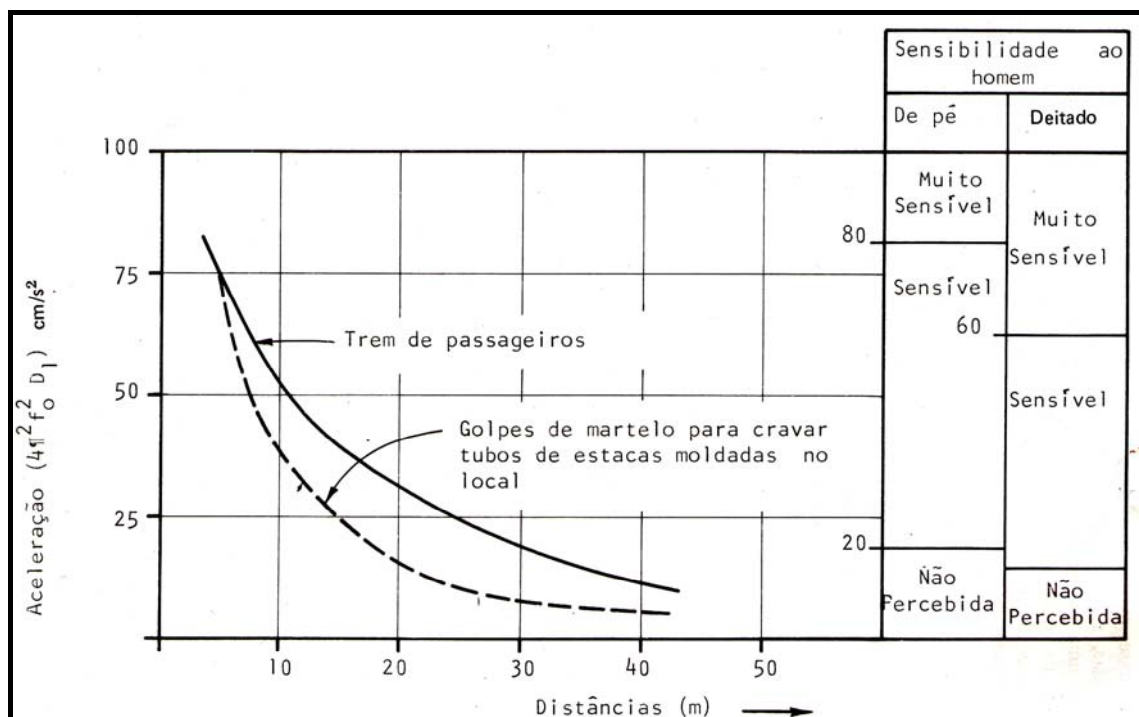


Fig. 2.47 – Amortecimento das Acelerações de Vibrações Produzidas Artificialmente, com as Distâncias (VARGAS, 1977)

Como o peso W do solo em vibração não pode ser estimado, Crandell, apud VARGAS (1977), propôs medir a energia do movimento vibratório pelo fator ER , conforme expressão abaixo e que poderia ser calculado a partir de observações de um acelerógrafo ou de um sismógrafo.

$$ER = \frac{a^2}{f_0^2} = 16 \pi^4 f_0^2 D_1^2 \quad (2.85)$$

Sendo ER dado em (cm^2/s^2) .

Quando $ER < 3.000$, os efeitos das explosões são nulos; se $3.000 < ER < 6.000$, duvidosos, mas se > 6.000 , a fundação ou estrutura estará sujeita a sérios riscos de danificação. Adverte-se, ainda, que o limite de validade dessa equação é para $f_0 < 20$ ciclos/seg.

2.3 – Vertedores Tipo Tulipa ou Poço

O vertedor ou extravasor tipo tulipa ou poço é aquele onde a água penetra através de uma soleira horizontal, normalmente circular em planta, seguida de um poço vertical ou inclinado, ligado, através de uma curva de raio curto, a um túnel horizontal ou de declividade pequena, conforme mostrado na figura 2.48. Na maioria dos casos, existe, no término do túnel, uma estrutura de dissipação de energia que poderá utilizar o ressalto hidráulico (bacia de dissipação clássica) ou ainda a própria massa d'água a jusante, para amortecer o impacto (“Flip Bucket”).

2.3.1 - Elementos Característicos

O vertedor tulipa é constituído dos seguintes elementos: soleira de emboque, transição vertical, poço vertical, curva de concordância entre o poço e o túnel, túnel horizontal (ou com ligeira declividade) e estrutura de saída, conforme apresentado na figura 2.49.

A estrutura de entrada é, normalmente, circular em planta, podendo apresentar dois tipos diferentes de crista: a crista tipo ogiva (perfil Creager) e a crista tipo patamar. Nesta última, um trecho (podendo ser horizontal ou não), antecede o perfil sobre o qual a água inicia o processo de queda.

A transição vertical liga o perfil da soleira de emboque ao poço vertical, sendo o ponto de ligação entre o poço e a transição, normalmente, denominado garganta.

O poço vertical deve ser projetado de modo que sua seção transversal permita o escoamento da vazão líquida de projeto, sem a ocorrência de depressões inaceitáveis ao longo do mesmo, e, também, da vazão de ar arrastada pelo núcleo, no caso de escoamento desafogado. Geralmente, o poço vertical possui seção constante em virtude da facilidade construtiva.

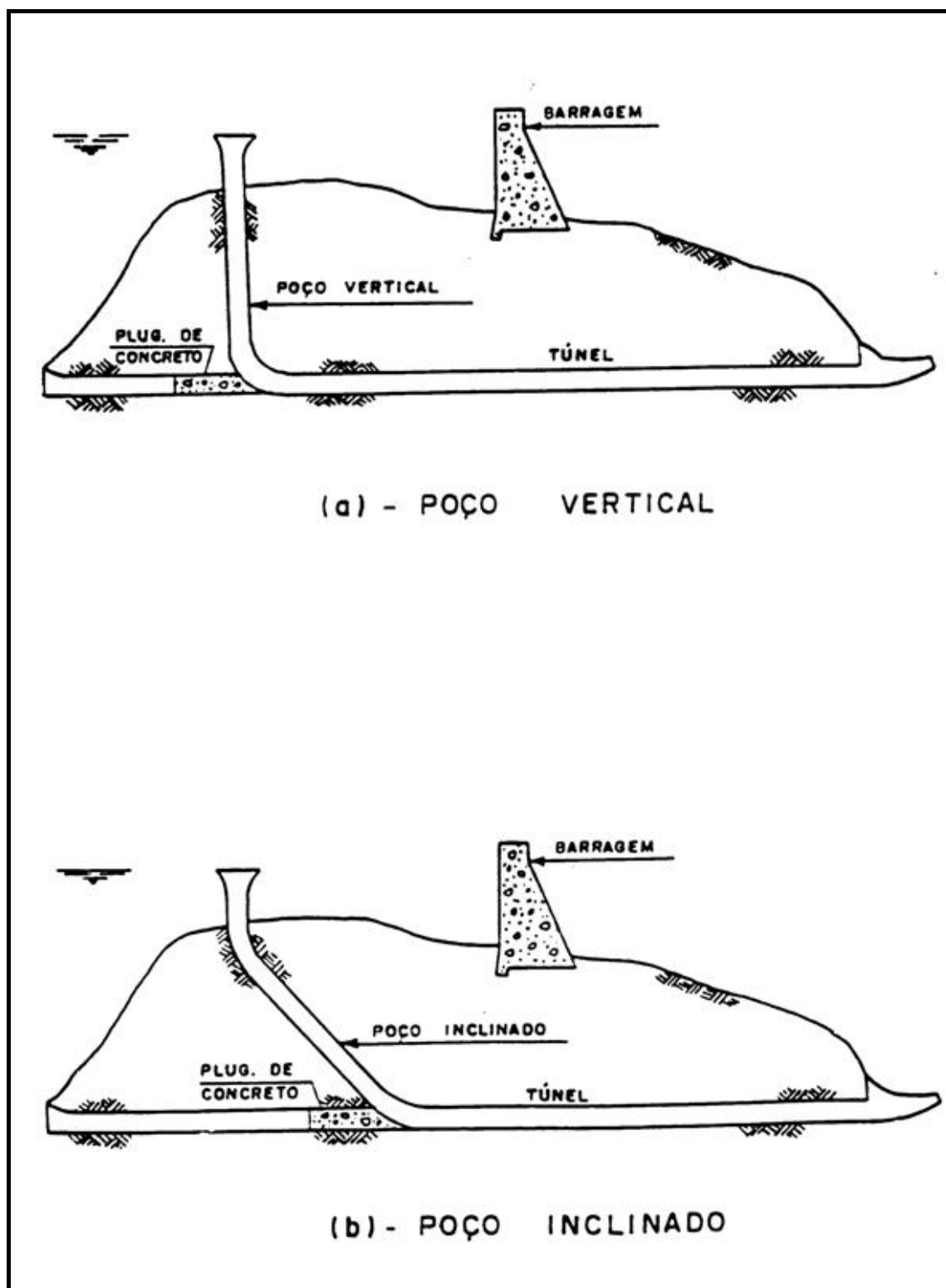


Figura 2.48 – Corte Típico de um Extravasador Tulipa (GENOVEZ, 1986)

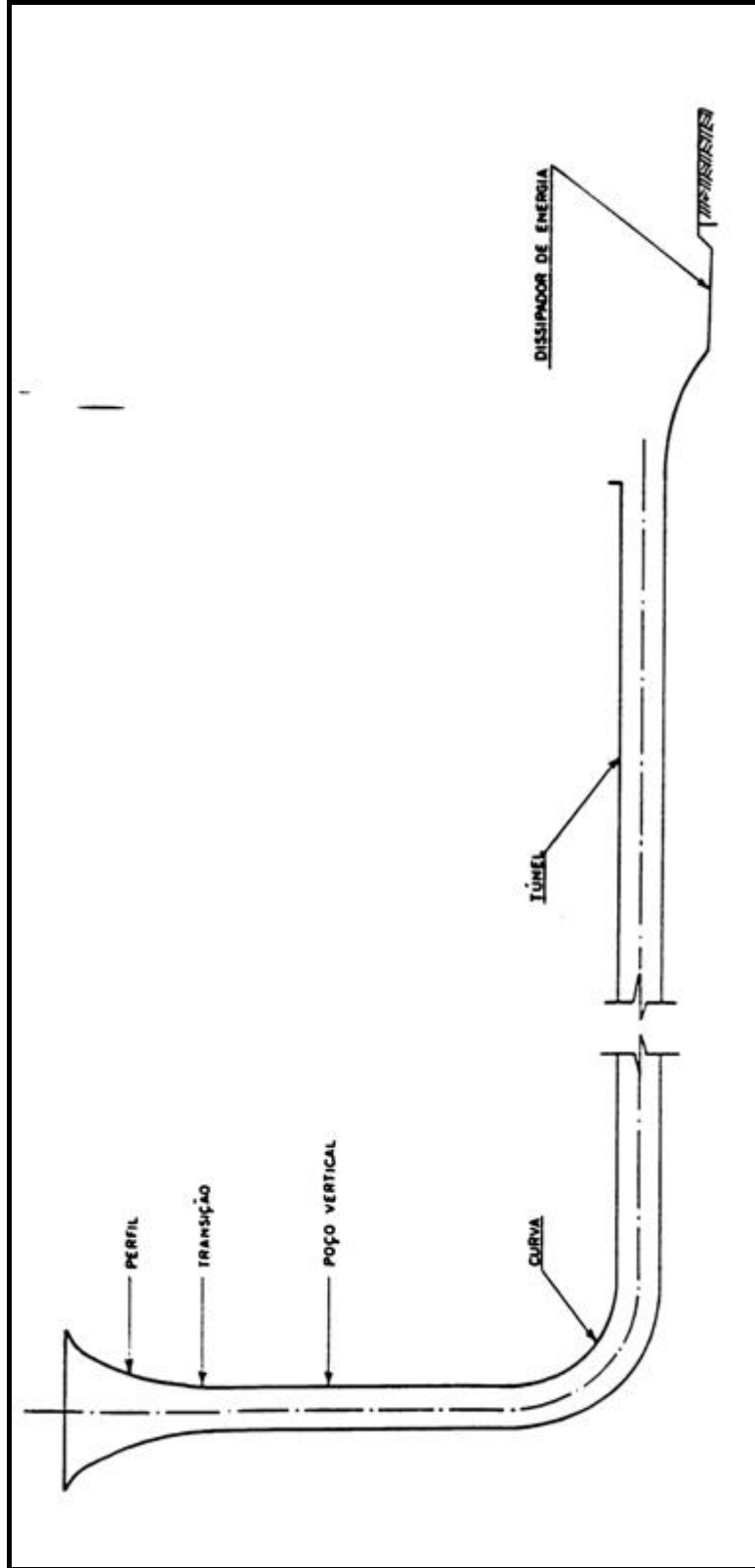


Figura 2.49 – Elementos Característicos de um Vertedor Tulipa com Poço Vertical (USBR, 1977)

A curva liga o poço vertical ao túnel. Na grande maioria dos casos, possui seção e raio constantes, sendo este último de pequena dimensão, quando comparado com as outras dimensões do vertedor.

O túnel horizontal, geralmente, forma parte do conduto de desvio empregado durante a construção da barragem. Ele deve ser projetado para trabalhar à seção livre ou à seção plena e nunca sob a possibilidade de ter os dois tipos de escoamento. Esta restrição se deve ao fato de que a mudança do escoamento de seção livre para a seção plena é sempre acompanhada de ondas no escoamento e conseqüentes vibrações na estrutura, segundo U S. BUREAU OF RECLAMATIONS (1977).

A estrutura na saída do túnel pode ser uma bacia de dissipação convencional ou um lançador (“Flip Bucket”).

Na maioria dos casos é necessário instalar nos vertedores tulipa, elementos estruturais auxiliares para melhorar as condições de escoamento, tais como arranjos antivórtice, defletores e aeradores.

O esquema convencional deste vertedor está sofrendo várias tentativas de otimização que devem ser consideradas, seriamente, pelos projetistas, tais como a técnica da duplicação da tulipa, a parcialidade do perímetro da soleira de emboque, a tendência a inclinar o poço e por último, a tendência à mecanização com a instalação de comportas.

O Apêndice I apresenta os elementos estruturais auxiliares, mais utilizados, nas tentativas de otimização do vertedor tipo Tulipa, conforme mencionado anteriormente.

2.3.2 - Características do Escoamento nos Vertedores Tipo Tulipa

Pode-se classificar os seguintes tipos de escoamento, em um vertedor tulipa:

- a) Descarga da vazão de projeto pela crista circular;

- b) Queda livre ou escoamento em pressão no poço vertical, com especial atenção ao problema do arraste de ar;
- c) Impacto e deflexão do escoamento na curva;
- d) Escoamento com superfície livre no túnel, com especial atenção ao problema do ar emulsionado na água, que provocará um aumento da seção molhada e ao problema do escoamento de ar, acima da superfície livre;
- e) Ressalto hidráulico na bacia de dissipação ou lançamento no “Flip Bucket”, para dissipar o excesso de energia cinética.

Na figura 2.50, pode-se visualizar as condições do escoamento e as vazões características de um determinado extravasor tulipa.

Para pequenas cargas (entre as ordenadas 0 e 1), acima da crista, prevalecerá o controle na crista do extravasor e a vazão descarregada será expressa por:

$$Q = f H^{1,5} \quad (2.86)$$

Onde:

f é função, e;

H é a carga total acima da crista do vertedor.

Nesta situação, um pequeno acréscimo da carga sobre a crista produz um grande aumento na vazão. A transição a jusante da crista trabalha parcialmente cheia e a água tende a concentrar-se nas paredes laterais do poço.

Aumentando a vazão, ou seja, a carga sobre a crista, o escoamento que possui, no poço, a forma anular começa a engrossar e, eventualmente, poderá convergir e preencher toda a seção transversal. O ponto a partir do qual o escoamento passa a ser feito à seção plena é denominado de garganta. Devido ao encontro dos filetes de água que caem, forma-se, acima da garganta, uma protuberância denominada de “Boil”. Aumentando-se a carga, a parte superior do “Boil” sobe progressivamente até que finalmente produz a submergência da crista. Quando isto ocorre, a transição passa a funcionar como seção plena, enquanto que o poço vertical escoará à seção parcialmente plena. Nesta condição,

o controle do escoamento passa a ser feito na garganta e o escoamento se processa como se fosse através de um orifício, ou seja:

$$Q = f H_a^{1/2} \quad (2.87)$$

Onde:

H_a é carga total medida acima da garganta.

No gráfico da figura 2.50, essa condição de escoamento está representada pelos pontos entre as ordenadas 1 e 2.

Aumentando a vazão, o poço vertical passa a escoar a seção plena e o controle desloca-se para a parte inferior do poço. A lei de escoamento é semelhante a da equação 2.87, ou seja:

$$Q = g H_s^{1/2} \quad (2.88)$$

Onde:

H_s é a carga total acima da parte inferior do poço, e;

g é a aceleração da gravidade.

No gráfico da figura 2.50 esta condição está representada pelos pontos entre as ordenadas 2 e 3.

Aumentando ainda mais a vazão, o escoamento começará a preencher a parte interna da curva até atingir a saída do túnel. Nessa situação, a descarga é calculada pela equação que rege o escoamento em condutos forçados, ou seja:

$$Q = G (H_T - h_l)^{0.5} = G h_v^{0.5} \quad (2.89)$$

Onde:

H_T é a carga total acima do túnel;

H_l é a perda de carga total. E;

H_v é a carga disponível na saída do túnel.

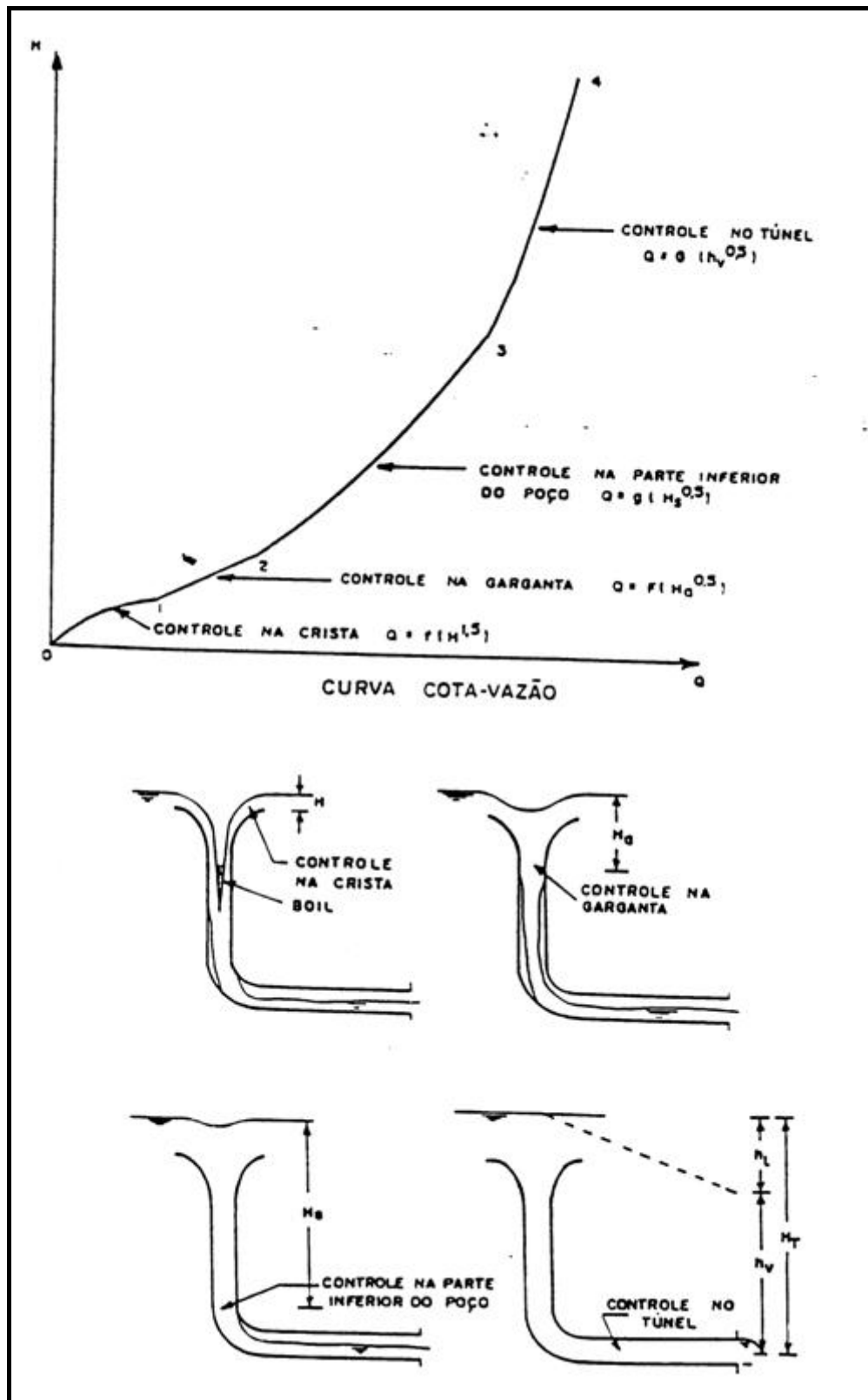


Figura 2.50 – Natureza do escoamento e vazões características de um vertedor tipo tulipa (USBR, 1977)

No gráfico da figura 2.50 esta condição está representada pelos pontos entre as ordenadas 3 e 4.

Na curva carga versus vazão do vertedouro tulipa, a vazão correspondente ao ponto 1 (da figura 2.50), onde se produz a mudança da declividade, é denominada vazão de início de afogamento. A partir dessa vazão, para um pequeno aumento de vazão, tem-se como, conseqüência, um grande aumento na carga H.

As características da descarga num determinado vertedor tulipa variam de acordo com o tamanho dos diferentes elementos, como soleira de emboque, transição, poço vertical, curva, túnel e estrutura de saída.

O ponto 1, de mudança de controle da crista para a garganta depende do diâmetro da crista, da geometria da transição e do diâmetro do poço vertical. Para grandes diâmetros da crista, com relação ao diâmetro do poço pode-se descarregar vazões maiores com cargas menores. A transição afogará e o controle será feito na garganta para as cargas pequenas.

O mesmo pode acontecer caso seja alterada a geometria da transição. Para uma seção menor da garganta, a curva 1-2 deslocar-se-á para a esquerda, em caso contrário, para a direita.

Para um poço vertical superdimensionado, o controle na garganta permanecerá por uma faixa maior de carga, quando comparado com um poço de seção menor, segundo GENOVEZ (1986).

O ponto de mudança do controle da garganta para a parte inferior do poço (ponto 2), depende, também, da proporção entre a geometria da garganta e do poço. Se a colocação de um defletor antes da curva diminuir muito a seção, o ponto 2 deslocar-se-á para a esquerda, podendo inclusive ultrapassar o ponto 1. Neste caso, o controle muda diretamente da crista para o poço, sem passar pelo controle da garganta. O mesmo fenômeno ocorre para a curva.

A proporção entre o tamanho da seção transversal do túnel e do poço vertical também muda as ordenadas dos pontos de controle. Se a seção do túnel é igual à do poço, a transição do controle da crista para o túnel, ou do controle na parte inferior do poço para o túnel, ocorrem quando o escoamento no túnel se dá à seção plena, produzindo então, a mudança do controle para a saída do túnel. Se o túnel for superdimensionado, o trecho 3-4 da curva da figura 2.50 poderá não existir, ou seja, o escoamento no túnel se faz sempre à superfície livre. Caso contrário, para um túnel sub dimensionado, o escoamento se fará a seção plena no túnel enquanto o poço vertical escoará parcialmente cheio, então o controle mudará da crista para o túnel e o trecho 1-2 poderá não existir.

O tipo de controle da curva de descarga dependerá da finalidade e da concepção da obra. Se o propósito é de deixar passar todo o excesso da água, sem que a água galgue a crista da barragem, o vertedor deverá ser projetado para funcionar com o controle na crista para toda a faixa de vazões. Por outro lado, se o propósito é o de limitar a vazão à jusante da barragem, o vertedor deverá ser projetado para funcionar livre com pequenas cargas e afogado para as grandes cargas.

2.3.3 – Desvantagens na Operação dos Vertedores Tipo Tulipa

O fato dos vertedores tipo tulipa representarem uma porcentagem pequena com relação ao número total de vertedores empregados em barragens é justificado pelas condições locais e pelas características hidráulicas desfavoráveis destas estruturas, citadas a seguir:

- Afogamento da soleira;
- Possibilidade de aumento das vibrações, e;
- Obstrução do vertedor.

As vibrações num extravasor tipo tulipa podem ser produzidas pela mudança no controle do escoamento e pelas explosões de bolsões de ar. Conforme abordado no item anterior, as seções de controle variam com a vazão e com a proporção das dimensões

dos diferentes elementos componentes estruturais, entretanto, essas mudanças podem ser repentinas e acompanhadas de vibração da estrutura.

A seguir são apresentados os agentes indutores de vibração para os vários tipos de mudança das seções de controle:

a) Mudança da seção de controle da crista para a garganta e da crista para a parte inferior do poço vertical:

A pressão de ar entre a lâmina d'água e o paramento não permanece constante, sempre que o perfil do vertedor possuir um traçado que se afasta da superfície inferior de um jato livre aerado, proveniente de um vertedor circular de soleira delgada.

A redução da pressão é ocasionada pela remoção do ar junto à parede, devido ao escoamento da água em alta velocidade. Isso só ocorrerá se não houver insuflação lateral de ar.

A depressão aumentará até um valor suficiente para succionar o ar do núcleo do escoamento. Isso ocorrendo, a depressão diminuirá bruscamente causando a vibração da estrutura.

À medida que a vazão aumenta, a espessura da lâmina d'água aumenta, dificultando a alimentação das regiões em depressão com o ar transportado pelo núcleo.

A depressão junto às paredes passará a succionar a água, alterando o coeficiente de vazão do vertedor; a água preencherá o poço e removerá o ar junto às paredes. Ocorre, então, um aumento repentino da carga nas paredes do vertedor. Nessa situação, tem-se uma vazão maior para o mesmo nível do reservatório, de acordo com a figura 2.51a.

A mudança da seção de controle pode ser evitada com uma transição, cujo traçado seja próximo ao perfil inferior da lâmina d'água aerada num vertedor circular de parede delgada, ou ainda, pela instalação de aeradores.

b) Mudança da seção de controle da garganta para a parte inferior do poço vertical:

O processo físico, bem como as conseqüências são análogas ao descrito no item a. A Figura 2.51b ilustra esta mudança de controle.

A mudança da seção de controle pode ser evitada projetando o poço vertical com um traçado próximo do perfil inferior da lâmina d'água aerada, ou ainda, pela instalação de aeradores.

c) Mudança da seção de controle da parte inferior do poço vertical para o túnel:

Quando o controle do escoamento encontra-se na parte inferior do poço vertical, o escoamento no túnel se dá à seção parcialmente cheia. O escoamento no túnel se faz em regime super crítico, arrastando consigo o ar em contato com a superfície livre.

Este arrastamento provoca um gradiente de pressão entre o interior do túnel e a atmosfera, criando uma circulação de ar como mostrado na figura I.7^a, do Apêndice I. Se a seção, acima do nível d'água, for insuficiente, o ar proveniente da extremidade de jusante do túnel não compensa o ar arrastado, conseqüentemente o gradiente aumentará e a superfície livre aumentará em cota.

A mudança do controle para o túnel ocorre quando a água, em algum ponto, tocar o teto na elevação da cota da superfície livre ou em virtude de ondas provocadas pela curva, conforme mostrado na figura 2.51c. O túnel passará a funcionar a seção plena, acarretando um aumento brusco do coeficiente de vazão. Tem -se, portanto, uma vazão maior para o mesmo nível do reservatório. Essa mudança de controle ocasiona um aumento brusco na carga dinâmica da estrutura.

A mudança de controle, nesse caso, pode ser evitada com um projeto adequado da curva do túnel, ou ainda pela instalação de aeradores.

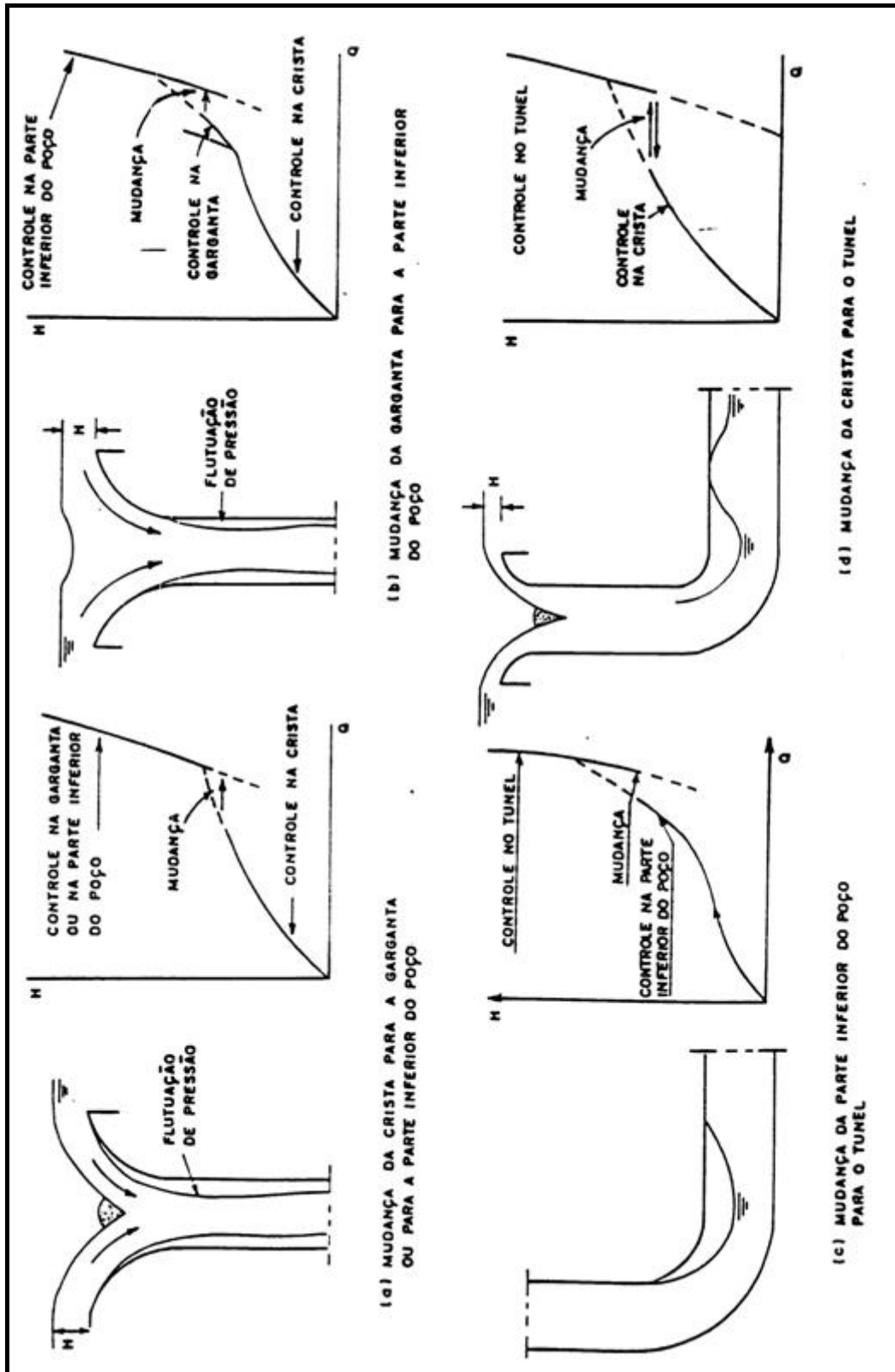


Figura 2.51 – Mudanças na Seção de Controle de um Vertedor Tipo Poço (USBR, 1977)

d) Mudança da seção de controle da crista para o túnel:

Para a seção de funcionamento com controle na crista, o poço vertical não se encontra totalmente preenchido e o escoamento no túnel se dá a seção parcial.

A água que cai livremente, ao bater no fundo da curva, poderá gerar ondas no escoamento. Se uma dessas ondas tocar no teto do túnel, tem-se o selamento com flutuação de pressão no mesmo, de acordo com a figura I.7b, do Apêndice I. Nessa situação, a seção de controle mudará para o túnel, com o conseqüente aumento da vazão, caso a água deixe de tocar no teto, a seção de controle retornará para a crista, conforme mostrado na figura 2.51d.

O nível d'água no reservatório permanece constante enquanto a vazão modifica.

A mudança da seção de controle, que produz vibrações na estrutura e variações na vazão descarregada, pode ser evitada neste caso, com um projeto adequado da curva e uma seção transversal maior do túnel, para assegurar o escoamento à seção parcial.

2.3.4 – Principais Experimentos sobre Arrastamento de Ar em Vertedores Tipo Poço

Diversos pesquisadores estudaram o arrastamento de ar em poços verticais para diferentes tipos de emboque e condições de escoamento. A vazão de ar arrastada depende da altura de queda, ou seja, do comprimento do poço (GENOVEZ, 1997).

O primeiro a ensaiar poços com comprimento variável foi MARQUENET (1953), estudando o arrastamento de ar num poço vertical com emboque radial. A instalação empregada consistiu num poço vertical de diâmetro de 150 mm e comprimento variável de 3,56 a 13,50 m, conforme apresentado na figura 2.52.

O poço era alimentado simetricamente por um tanque no qual as velocidades de aproximação d'água podiam ser desprezadas.

No que se refere ao escoamento, as pesquisas demonstraram a existência de dois regimes de escoamento, um para as vazões líquidas baixas e outro para as grandes vazões. O escoamento na primeira situação, isto é, para as vazões menores que as de afogamento, representa as regiões I e II, já descritas anteriormente e materializadas na figura 2.50. Para as vazões maiores que as de afogamento, estaríamos na região III, onde o vertedor está afogado.

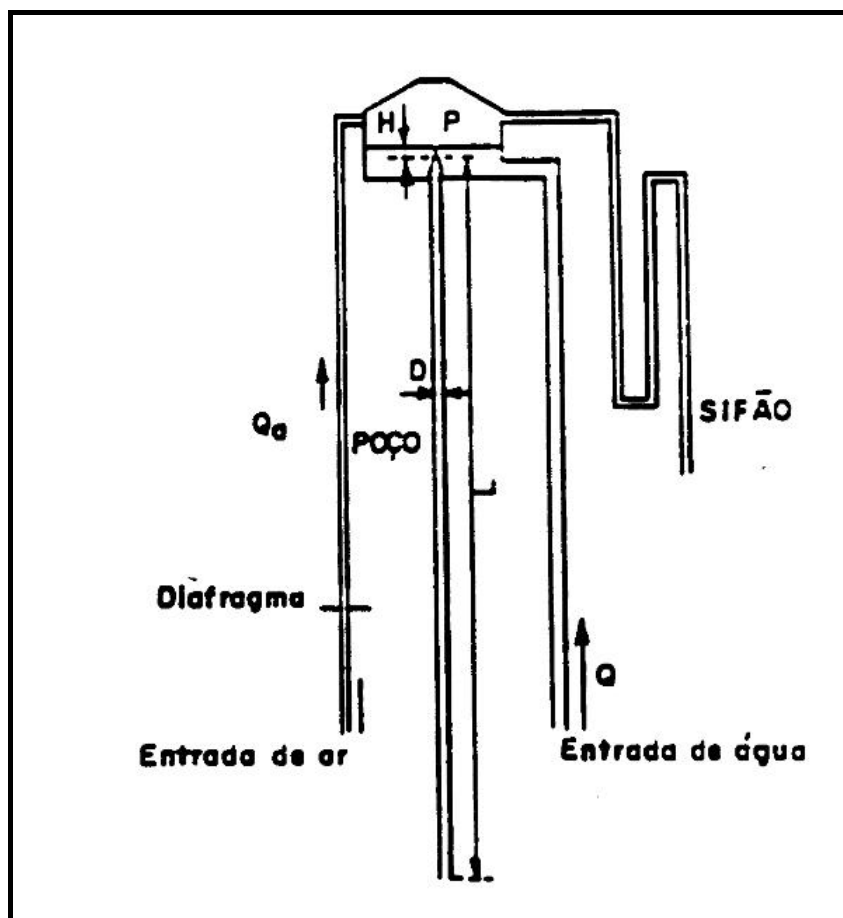


Figura 2.52 – Instalação experimental de MARQUENET (1953)

Na figura 2.53, apresentam-se as curvas cota-vazão para cada comprimento de poço ensaiado.

Devido ao descolamento da lâmina d'água logo a jusante da soleira de emboque e à depressão resultante, a representação do escoamento para as vazões menores que as de afogamento, através da equação do tipo $Q \propto h^{3/2}$ não é satisfatória, conforme visto em capítulos anteriores. Assim, o autor propõe utilizar:

$$Q = K_1 g^{1/2} D^{1/2} H^{1/2} \quad (2.90)$$

Onde:

H é a carga na crista;

D é o diâmetro do poço;

G é a aceleração da gravidade; e

K_1 é uma função de H/D .

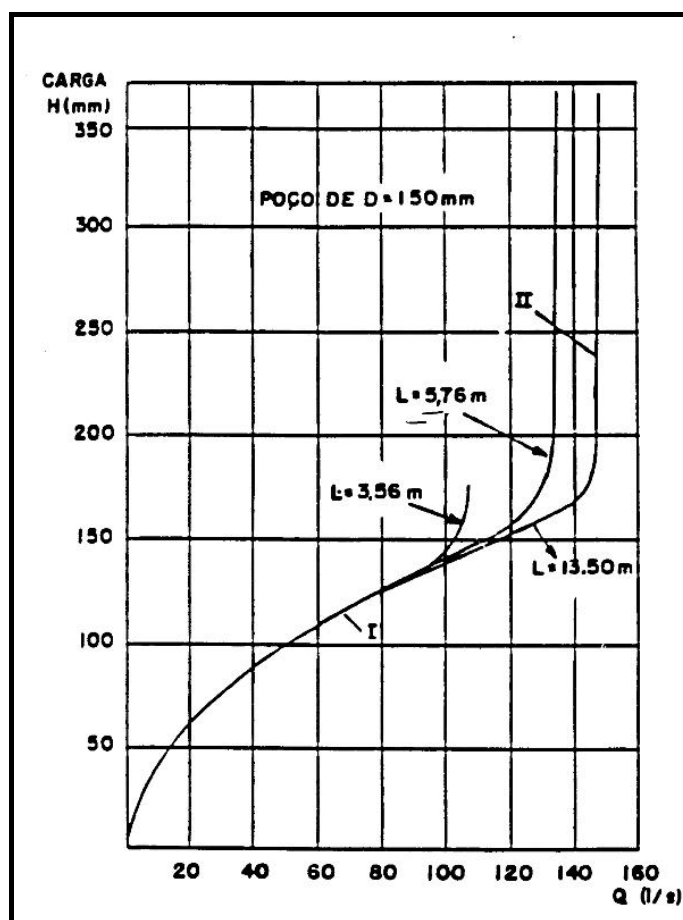


Figura 2.53 – Curva cota-vazão para diferentes comprimentos de poço
MARQUENET (1953)

A instalação experimental permitiu variar a pressão na entrada do modelo. Para o escoamento livre, observou-se dois regimes distintos de arrastamento de ar. O primeiro chamado de “desaeramento natural”, que tem lugar para vazões líquidas menores que as que provocam o arrastamento de ar. Nesta situação, a velocidade da água na parte inferior do poço é insuficiente para permitir o arraste do ar absorvido quando o sistema

entra em carga. O ar entra na forma de bolhas lenticulares, de dimensão aproximada em torno de 1 a 5 mm, que sobem à superfície livre, sozinhas ou unidas entre si. Este fenômeno constitui um meio de desaeramento natural nos poços de adução, admitindo uma seção tal que a velocidade seja inferior à que produz o arrastamento e desde que o poço seja o suficientemente comprido para que a emulsão não atinja nunca a galeria de derivação localizada na base do poço.

Esta solução de desaeramento natural não pode ser aplicada na prática, devido às grandes dimensões que a seção transversal do poço deve ter, ou porque só seria aplicável para vazões líquidas muito pequenas.

Para essa instalação foi verificada qual era a variação do comprimento da emulsão em função da velocidade, conforme apresentado na figura 2.54.

Observa-se uma velocidade limite de, aproximadamente, 0,13 m/s, a partir da qual a emulsão ocupa todo o poço, com grande arrastamento de ar para jusante.

Considerando, agora, as vazões líquidas maiores que as do caso anterior, porém menores que as de afogamento Q_s , o autor encontrou as curvas da figura 2.55, onde se nota que o ponto de máximo arrastamento de ar corresponde a uma vazão líquida de 1/3 da vazão de afogamento. Na figura 2.56, são apresentadas as curvas de variação de Q_a com a pressão, constatando-se que a vazão de ar aumenta com o aumento da pressão na superfície livre.

Assim, pode-se aplicar a seguinte relação entre Q_a e Q :

$$Q_a = \alpha U \left[\frac{\pi D^2}{4} - \frac{Q}{U} \right] \quad (2.91)$$

Onde:

α é um coeficiente em função da pressão a montante do poço;

D é o diâmetro do poço, e;

U é a velocidade da água.

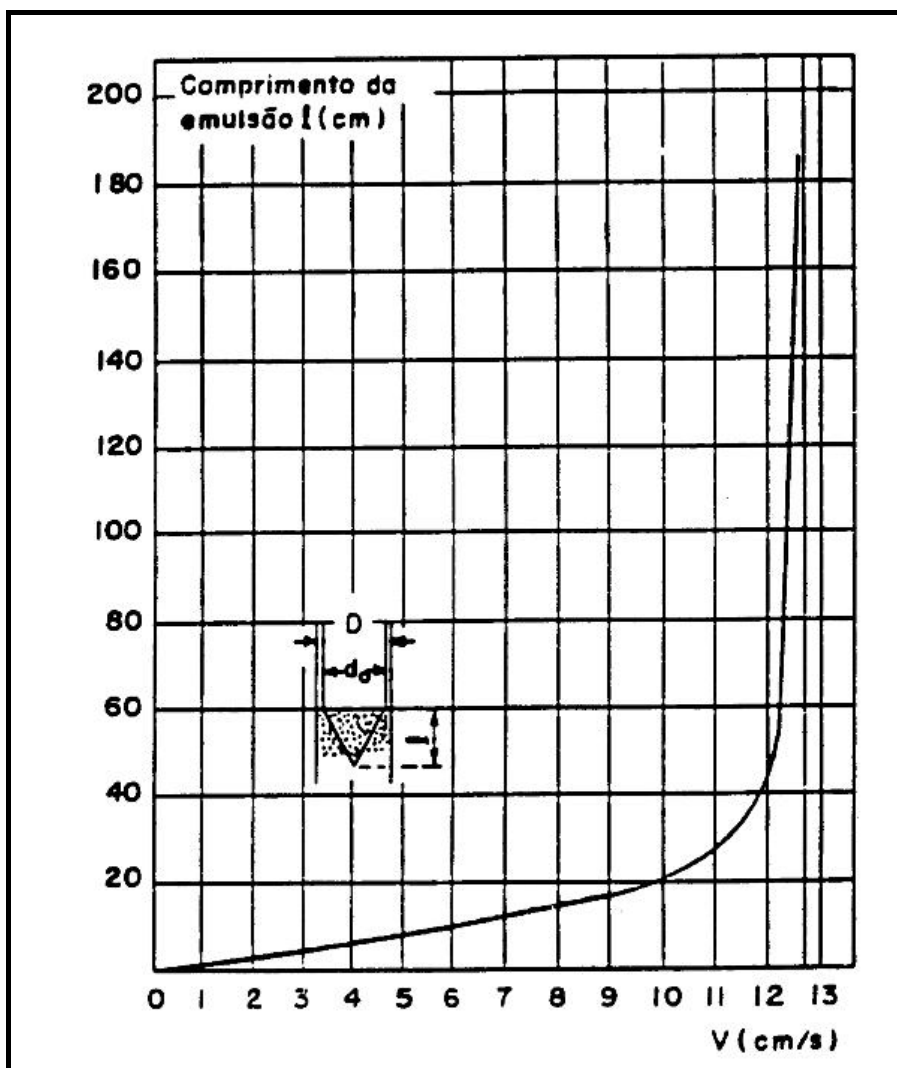


Figura 2.54 – Variação do Comprimento da Emulsão em Função da Velocidade
MARQUENET (1953).

A equação (2.91) se anula para $U=0$ e para a vazão de afogamento $Q_s=U\pi D^2/4$, apresentando um máximo entre esses pontos, como observado na figura 2.55.

VIPARELLI (1954) estudou o problema de arrastamento de ar em poços verticais, e sua instalação experimental pode ser visualizada na figura 2.56. A entrada de água no poço foi executada com embocadura tipo vórtice. O poço é constituído por uma tubulação transparente de 0,096 m de diâmetro e de comprimento variável, na faixa de 4,00 a 5,47 m, que desemboca dentro de um cilindro metálico. Na parte inferior desse cilindro se encontra a tubulação horizontal empregada para descarregar a água. O ar passa através

de um conduto localizado na parte superior do cilindro, no qual há uma válvula e um diafragma.

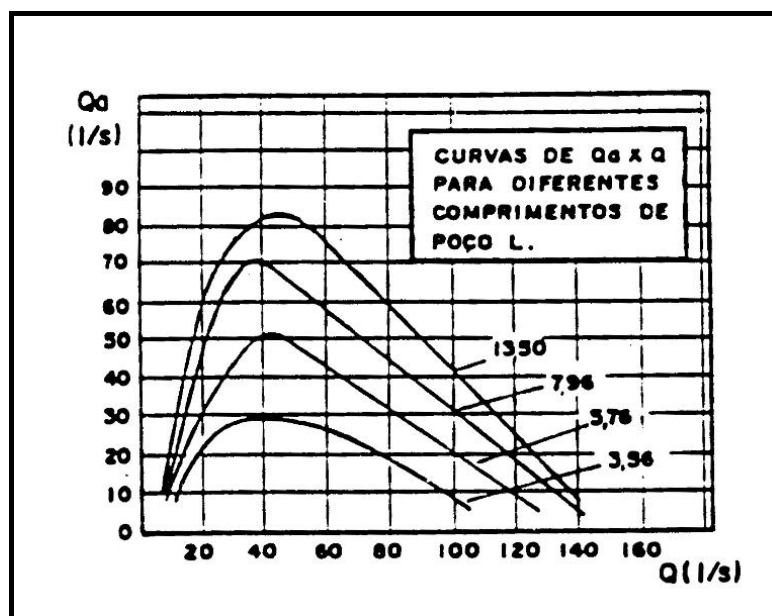


Figura 2.55 – Curva da Vazão de Ar em Função da Vazão Líquida
MARQUENET (1953)

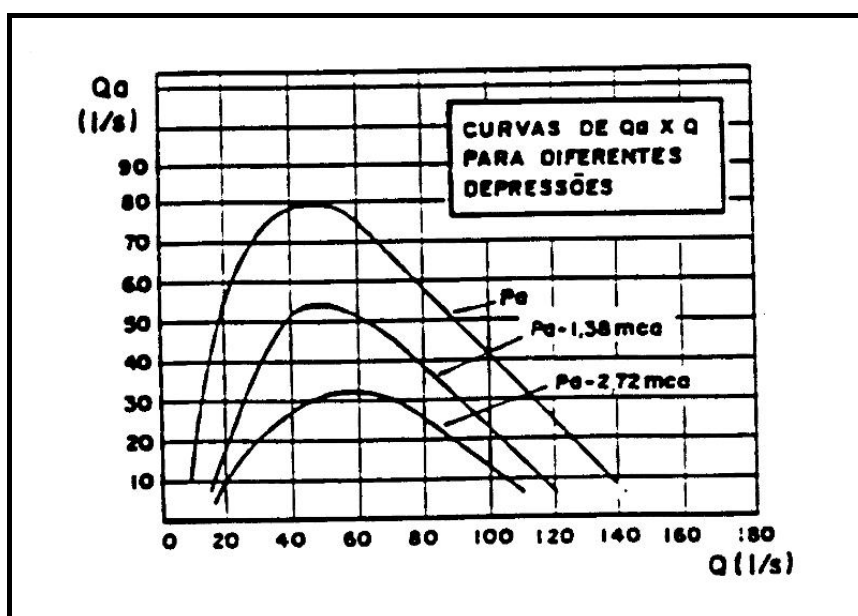


Figura 2.56 – Curvas de Vazão de Ar em Função da Vazão Líquida
MARQUENET (1953)

parte superior da superfície d'água. Por último mediu-se a altura d'água "a" no cilindro. Com essa instalação, foi possível obter diferentes tipos de escoamentos.

Deixava-se a válvula do conduto de ar aberta ($h_2=0$), e fazia-se com que a água caísse aderindo às paredes do poço, deixando um espaço aberto no seu interior através do qual o ar podia penetrar livremente, conforme figura 2.58.

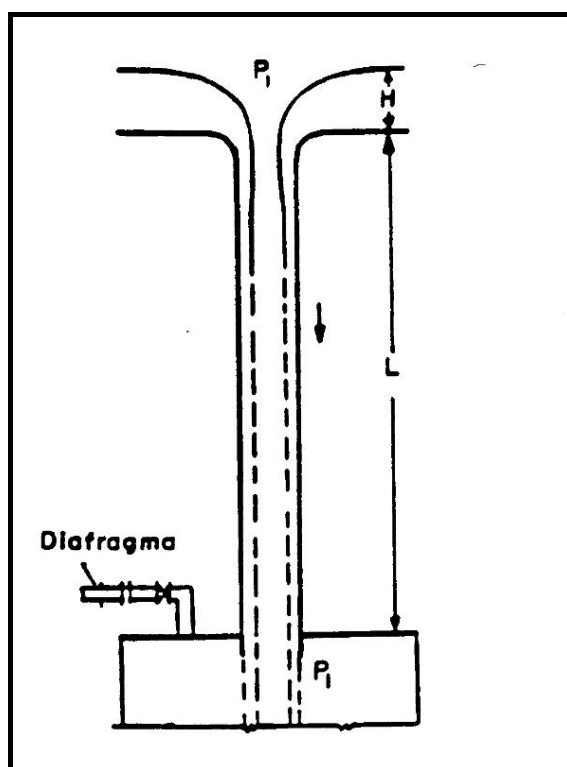


Figura 2.58 – Poço Vertical com Saída Livre (VIPARELLI, 1954).

Nesta condição podia-se considerar a água em queda livre no interior do poço, correspondendo à região I de escoamento, conforme definido anteriormente..

Com a válvula de ar parcialmente fechada, a água continuava em queda livre até que a pressão p_2 resultava um pouco maior que p_1 . Fechando a válvula, a pressão p_2 aumentava além do valor de p_1 e a mistura ar-água ocupava toda a seção no extremo inferior do poço. Outro aumento de p_2 fazia com que a mistura ar-água subisse e produzisse o preenchimento no extremo inferior de comprimento a^* .

A parte superior da mistura ar-água era violentamente agitada por vórtices e grandes bolhas de ar. Nesta região, o escoamento era similar ao que acontecia num ressalto hidráulico, portanto podia-se dizer que um ressalto tinha se formado após a queda livre da água no poço. À jusante do ressalto, o escoamento da água apresentava muitas bolhas de ar, como pode ser observado na figura 2.59. Essa segunda condição de escoamento representa a região II, conforme visto anteriormente na figura 2.50.

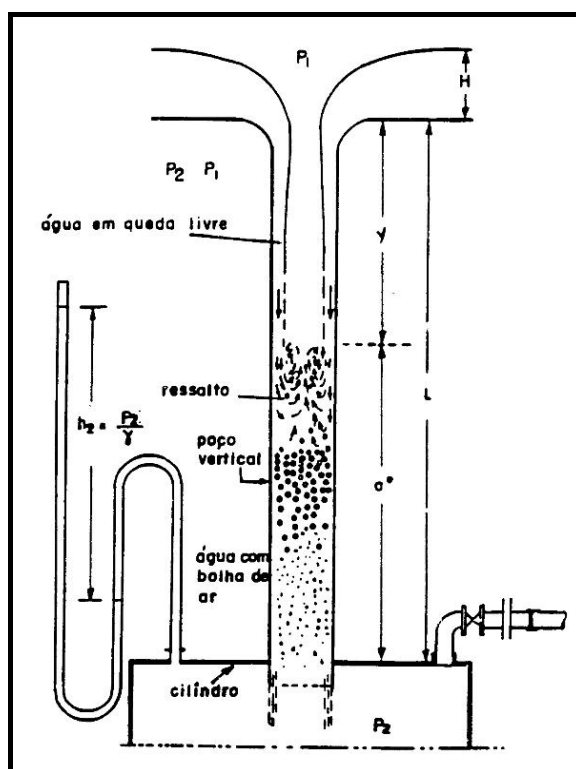


Figura 2.59 – Poço Vertical com Descarga em Pressão (VIPARELLI, 1954)

Para a região I, ou seja, a água em queda livre, o ar pode ser arrastado por intercâmbio de quantidade de movimento na interface ar-água e por ação direta.

O primeiro mecanismo prevalece quando a vazão líquida é muito pequena, ou seja, menor que a vazão Q_m , que poderia ser transportada pelo mesmo diâmetro do poço, sem entrada de ar.

Através dos ensaios encontrou-se a curva da figura 2.60, representada pela relação:

$$\frac{Q_a}{Q_{a\lim}} = 0,04 \left(\frac{D}{L} \right)^{-2/3} \quad (2.92)$$

Onde:

$Q_{a\lim}$ é a máxima vazão de ar e somente poderá ser obtida se o poço for muito longo e o escoamento livre;

L é o comprimento do poço, e;

D é o diâmetro do poço.

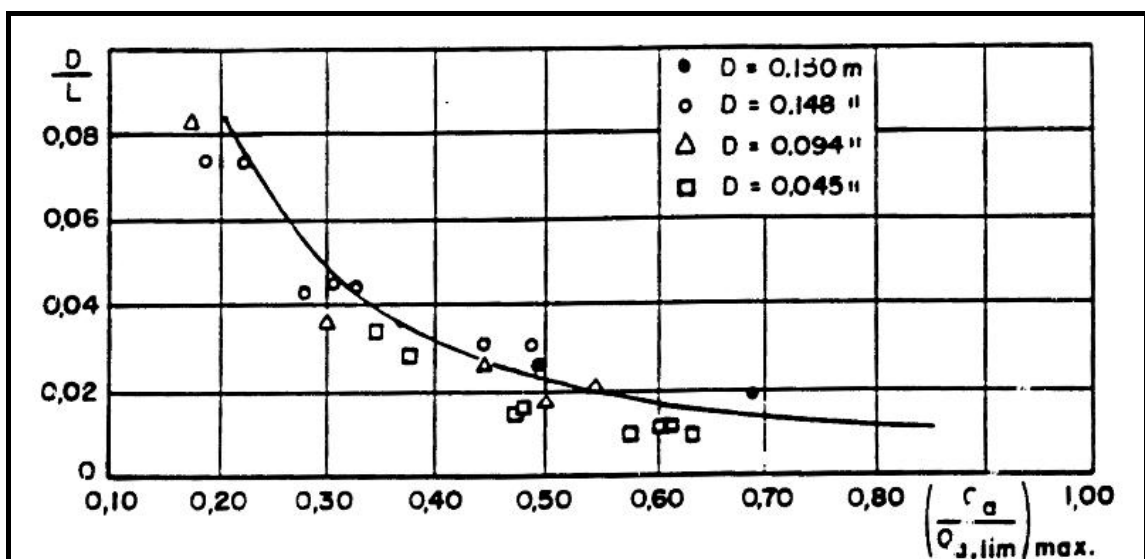


Figura 2.60 – Curva de D/L em Função de $(Q_a/Q_{a\lim})_{max}$, para Saída Livre
(VIPARELLI, 1954)

O cálculo de Q_m pode ser executado desprezando-se as perdas de carga na entrada, através da relação:

$$H + L = a Q_m^2 \left(\frac{1}{2 g s^2} + \frac{L}{K^2 R^{4/3} S^2} \right) \quad (2.93)$$

Onde:

H é a carga;

S é a seção transversal;

R é o raio hidráulico do poço;

K é o coeficiente de rugosidade de Strickler, e;

α é o coeficiente de distribuição de velocidade.

Quando a vazão Q era muito menor do que Q_m , a água escoava aderindo-se às paredes do poço, deixando um espaço no interior para o escoamento de ar.

Quando Q era próxima de Q_m , grande parte do ar era transportada por ação direta, e a seção transversal do núcleo começava a mudar e se rompia em grandes bolhas de ar que se deslocavam para jusante junto com a água.

No gráfico da figura 2.61, apresenta-se a curva contínua da equação abaixo, através dos dados obtidos pelo autor juntamente aos de KALINSKE e MARQUENET (referência incompleta) apud GENOVEZ (1997).

$$\frac{Q + Q_a}{Q} = \left(\frac{Q}{Q_m} \right)^{0,5} \quad (2.99)$$

A equação (2.99) pode ser utilizada para avaliar a vazão de ar transportada por ação direta.

Para a situação correspondente à região II, ou seja, com formação de um ressalto hidráulico, aplica-se a relação:

$$\frac{Q_a}{Q} = 0,022 \left(\frac{Y}{D} \right)^{3/5} \quad (2.100)$$

Onde Y é a distância da queda livre.

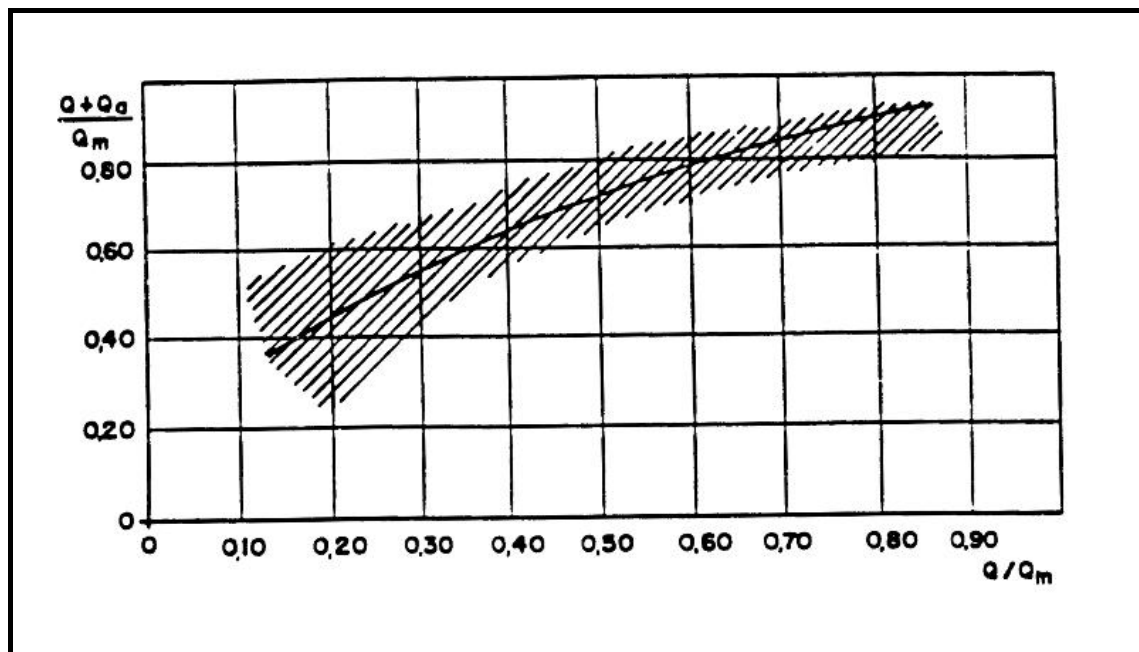


Figura 2.61 – Curva de $(Q+Q_a)$ em função de Q/Q_m , (VIPARELLI,1954).

A curva Y/D em função de Q_a/Q , apresentada na figura 2.62, representa uma boa extrapolação para o caso de escoamento com ressalto hidráulico. Mostra-se, assim, a dependência de Q_a com Y .

WIJEYESEKERA (1974) estudou o arrastamento de ar em poços verticais, com emboque tipo vórtice.

Para o caso de escoamento livre, observou que a vazão de ar cresce com o aumento da vazão líquida, tendo um valor de pico, que é controlado pelo diâmetro do núcleo de ar. Na figura 2.63 se apresentam as condições hidráulicas para esta situação. Através da teoria da entrada em vórtice é possível calcular o valor da velocidade U_a na garganta para diversas descargas, o valor da velocidade U_m , assim como a distância h_m . Nessa seção, a velocidade e a seção transversal do núcleo de ar permanecem constantes. A diferença entre as velocidades U_a e U_m , isto é (U_a-U_m) é que determina a variação do diâmetro do núcleo de ar.

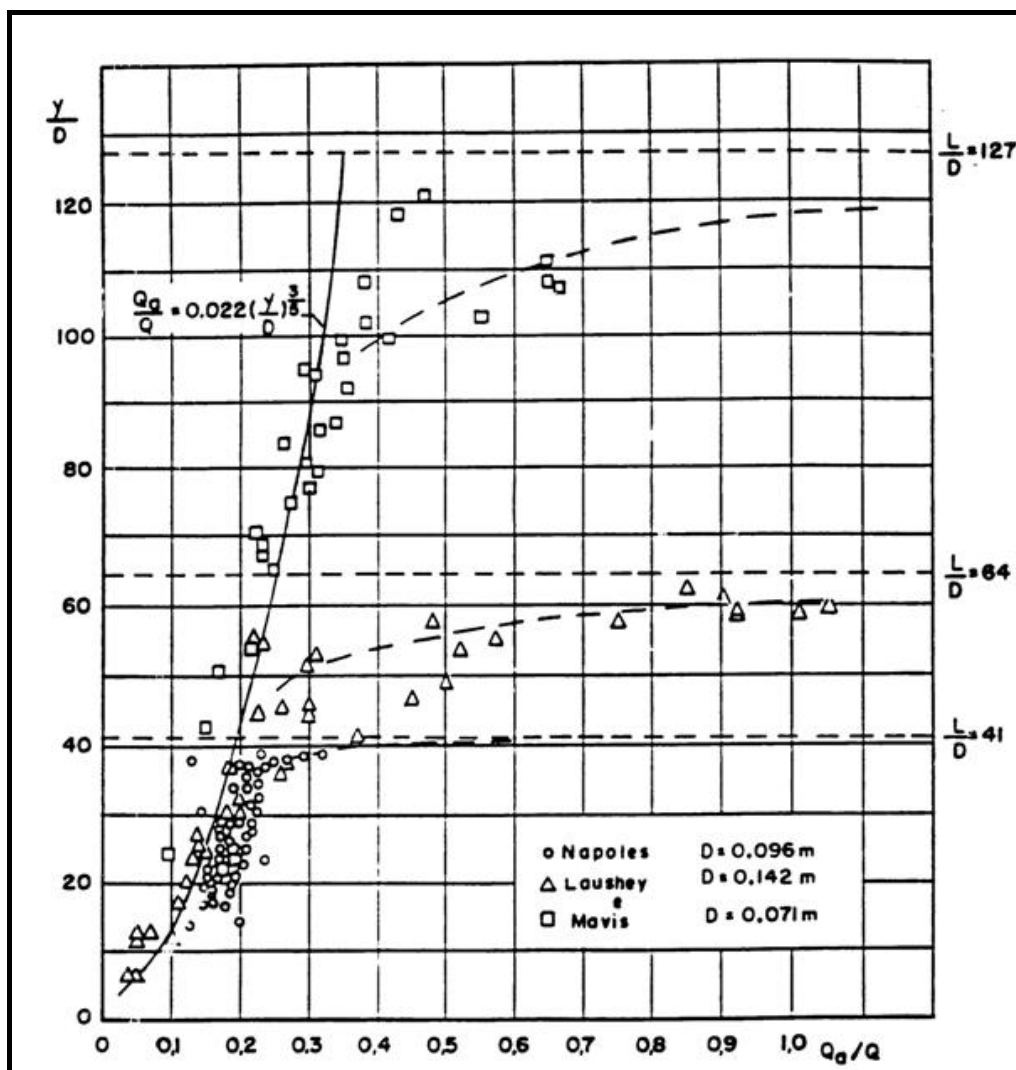


Figura 2.62 – Curva de Y/D em Função de Q_a/Q , (VIPARELLI, 1954)

Na figura 2.64 podem ser visualizadas as várias regiões do escoamento, sendo evidente que se a velocidade da água permanece constante, as regiões W_2 e A serão ocupadas pela água, fornecendo deste modo um núcleo de ar de seção constante, indicado por A_2 .

O autor propôs um modelo matemático para o cálculo da vazão de ar arrastada num poço vertical, com emboque tipo vórtice e escoamento livre, usado para avaliar as vazões de ar para várias vazões líquidas, nos seis modelos à escalas diferentes (variando de 1:15 a 1:3).

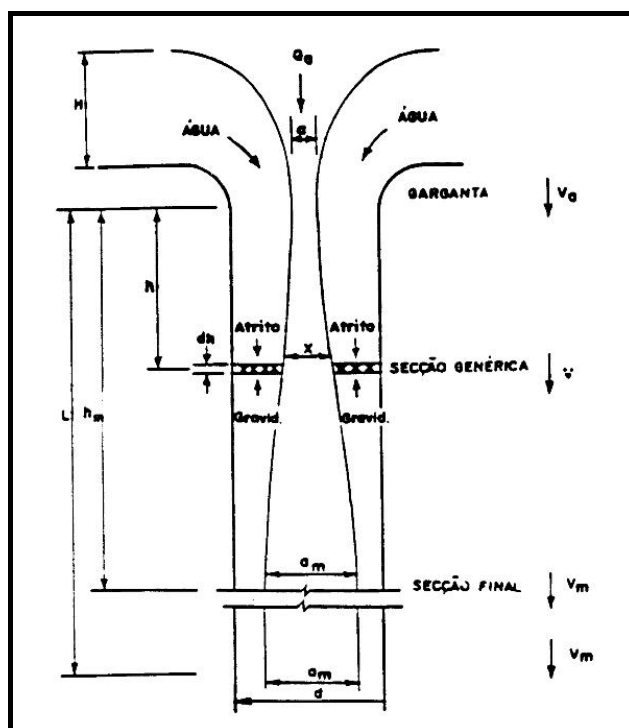


Figura 2.63 – Condições Hidráulicas para o Caso de Escoamento Livre
(WIJEYSEKERA, 1974)

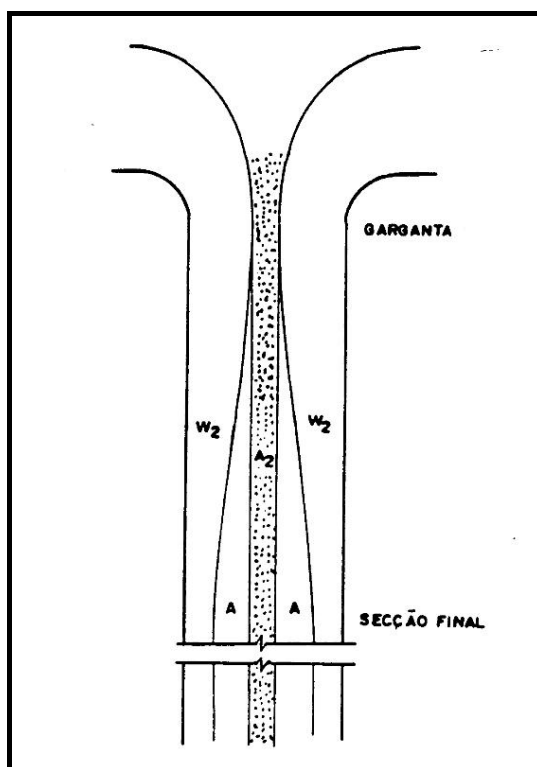


Figura 2.64 – Classificação das Várias Áreas de Escoamento
(WIJEYSEKERA, 1974).

Na figura 2.65, tem-se a correlação entre os resultados experimentais e as curvas teóricas para um dos modelos ensaiados, indicando o aumento na vazão de ar arrastada (para uma determinada vazão líquida) com o aumento do comprimento do poço.

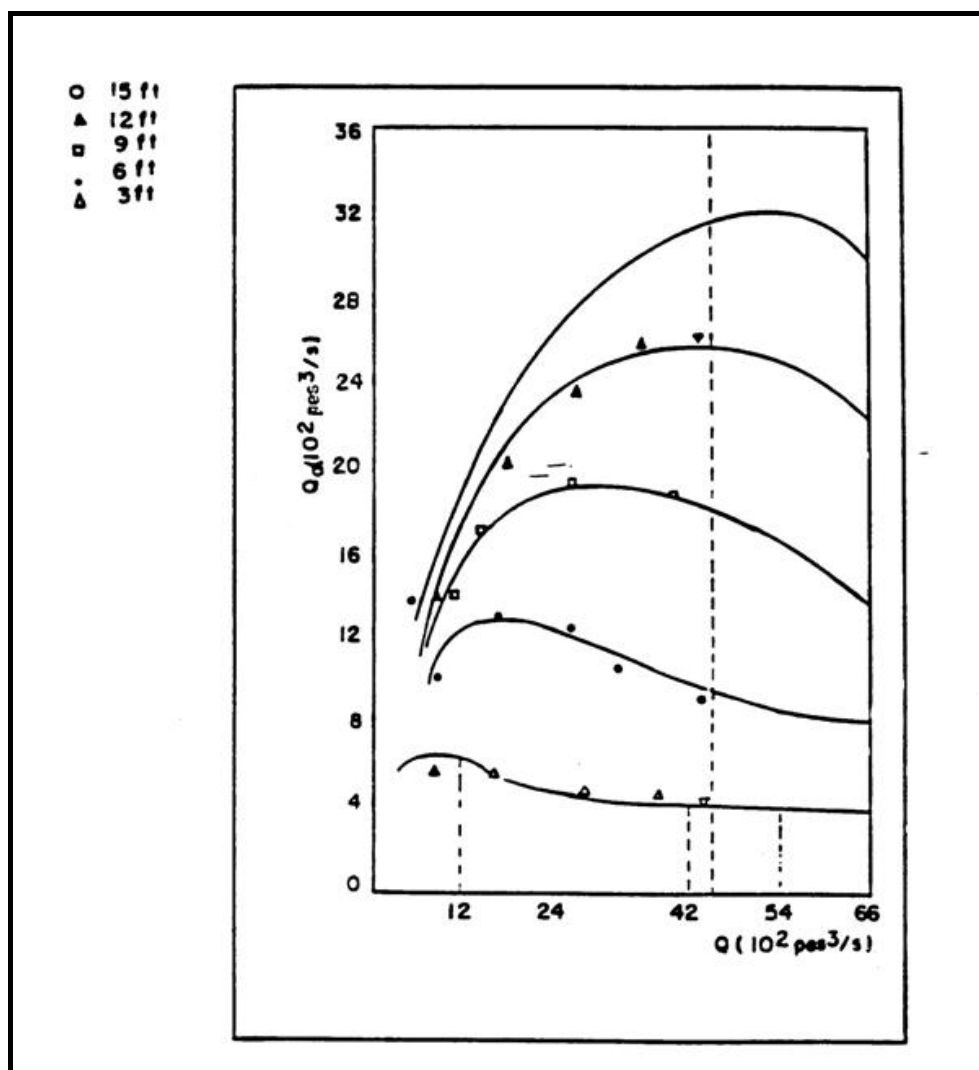


Figura 2.65 – Correlação Entre os Resultados Experimentais e as Curvas Teóricas Para um dos Modelos (WIJEYSEKERA, 1974).

O autor estudou, também, o arrastamento de ar quando há formação de um ressalto hidráulico anular no interior do poço vertical.

A existência de uma coluna de água na parte inferior do poço rompe o processo de entrada de ar, o qual, segundo GENOVEZ (1986), “normalmente, tem lugar sobre condições de escoamento livre”.

Com a água na parte inferior do poço, a quantidade de ar arrastada depende fundamentalmente da velocidade da água antes de atingir o “ressalto”. Para velocidades muito baixas, o ar poderá ser totalmente liberado pela mistura ar-água, tendo como consequência uma vazão de ar nula. Por outro lado, se a velocidade da água for suficientemente elevada, pequenas bolhas do ar poderão ser carregadas pelo escoamento. A análise do processo indica que o arraste de ar é provocado pelo espalhamento do jato anular ao longo do seu caminho e pelo envolvimento do ar, o qual penetra no “ressalto” conforme mostrado na figura 2.66.

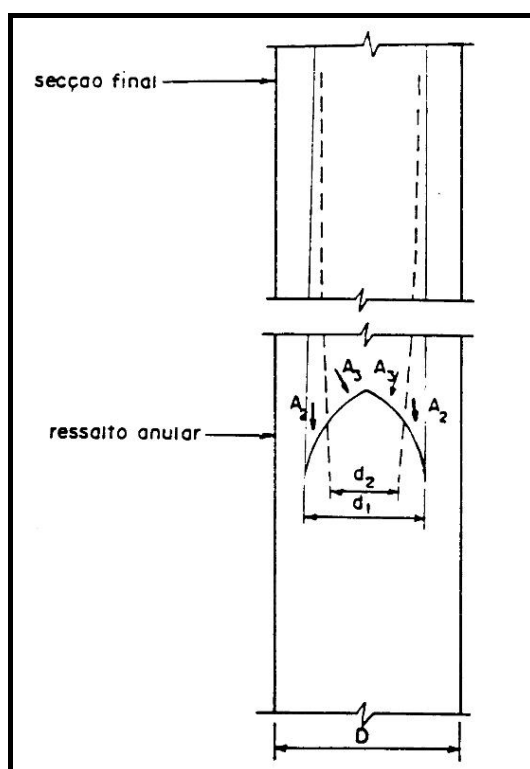


Figura 2.66 – Espalhamento do Jato Anular (WIJEYESEKERA, 1974)

Como o arrastamento de ar em poços com escoamento anular é devido ao processo de arrastamento por difusão turbulenta, como no caso de auto aeração em canais supercríticos, o modelo proposto por HACK (1977) foi projetado para suportar esse

regime. Devido ao fato da rugosidade das paredes influenciar a vazão de ar arrastada (no caso de canais), as pesquisas foram executadas com duas rugosidades diferentes.

Na instalação de ensaio, o comprimento do poço vertical podia variar de 1,0 a 4,9 m. A quantidade total de ar arrastado foi calculada por integração dos perfis radiais de velocidade, que foram medidos com um anemômetro de fio quente. As medições foram feitas na parte inferior do poço e na parte terminal. Através dos resultados, a vazão total Q_a pode ser subdividida em duas parcelas:

$$Q_a = Q_{an} + Q_{ac} \quad (2.101)$$

Onde:

Q_{an} é a vazão de arrastamento de ar transportado pelo núcleo, e
 Q_{ac} é a vazão de ar transportada na massa de água.

Através das medições das pressões no interior do núcleo, verificou-se que a subpressão e a velocidade no núcleo diminuem com o acréscimo da distância com relação à entrada.

Constatou-se, também, que a subpressão no núcleo era a causa principal do arrastamento de ar. Essa subpressão se origina no ponto onde a camada limite turbulenta corta a superfície livre, é o ponto onde se inicia o transporte de Q_{ac} , conforme apresentado na figura 2.67.

A equação da difusão para o cálculo da concentração média de ar $m=Q_{ac}/Q$ é obtida considerando o balanço entre a porcentagem de ar arrastado (Qm) e o ar arrastado r , no comprimento dx como mostra a figura 2.68, tendo-se:

$$Qm - Q \left(m + \frac{\partial m}{\partial x} dx \right) = r dx \quad (2.102)$$

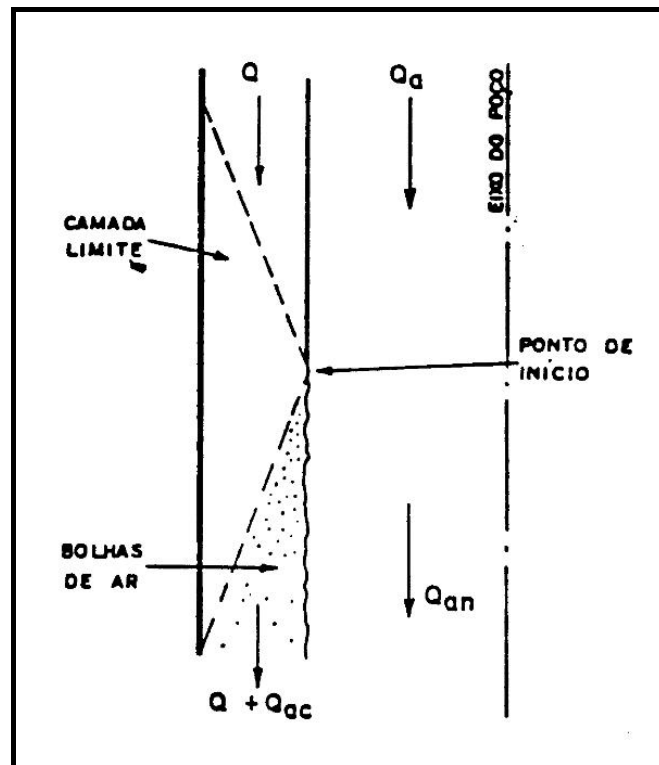


Figura 2.67– Ponto de Início da Entrada de Ar (HACK, 1977)

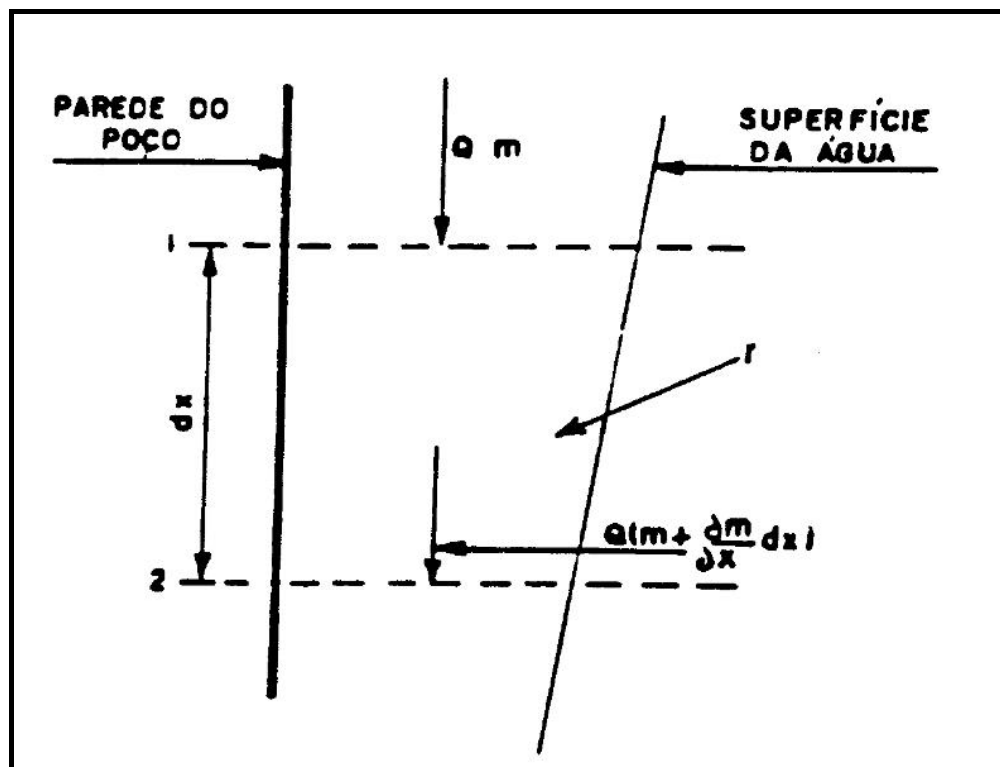


Figura 2.68 – Balanço do ar que entra (HACK, 1977)

A partir da análise dimensional, encontrou-se que m é dependente do número de Froude F do escoamento da água não aerada. Deste modo a equação (2.102) pode ser colocada em forma adimensional:

$$\frac{dm}{dF} = -(m_L - m)kF^{1/3} \quad (2.103)$$

Onde:

m_L é a máxima concentração média de ar, e;

k é uma constante que depende da rugosidade do poço e das perdas de energia.

Integrando a equação (2.103), a concentração média m , resulta em:

$$m = m_L \left(1 - e^{(kf_0^{4/3} - F^{4/3})} \right) \quad (2.104)$$

Ou fazendo:

$$C_L = \frac{m}{1+m} \quad (2.105)$$

Tem-se:

$$C_L = \left(1 + \left(m_L \left(1 - e^{kf_0^{4/3} - F^{4/3}} \right) \right) \right)^{-1} \quad (2.106)$$

Onde F_0 é o número de Froude no ponto de afloramento, que depende da geometria do poço, do escoamento e da rugosidade.

Para as duas rugosidades utilizadas no poço determinou-se a relação:

$$k = 1,8 \frac{\varepsilon}{D} + 0,0108 \quad (2.107)$$

Onde ε é a rugosidade absoluta.

O valor da máxima concentração possível de ar m_m foi determinado através de um modelo de esferas e resultou em $m_m=4$.

O ponto onde a camada limite intercepta a superfície livre da água pode ser determinado da mesma maneira que nos condutos livres com escoamento em alta velocidade, segundo GENOVEZ (1991).

A vazão de ar Q_{ac} pode ser obtida da expressão:

$$Q_{ac} = \frac{QC_L}{(1 - C_L)} \quad (2.108)$$

A vazão total de ar arrastado foi medida para diferentes comprimentos de poço e rugosidades, conforme figuras 2.69 e 2.70. Encontrando-se, então, o aumento da vazão de ar com o comprimento do poço confirmando os resultados dos outros trabalhos já citados neste texto.

Com os valores das vazões de ar das figuras 2.69 e 2.70, construiu-se o gráfico de β em função de C_L , sendo β a relação entre a vazão de ar e a vazão líquida. A figura 2.71 apresenta esses pontos, através dos quais traçou-se uma curva média obtendo-se:

$$\beta = \frac{Q_a}{Q} = 0,35 + 16,09 C_L^{2,88} \quad (2.109)$$

Com o auxílio das equações (2.106) e (2.109) é possível calcular a vazão de ar nos vertedores em poço, desde que o regime de escoamento seja do tipo I, com a saída afogada.

O trabalho de HACK (1977) representa um grande avanço para a determinação da vazão de ar arrastada pelos vertedores em poço. Entretanto, deve-se ressaltar alguns aspectos não abordados na sua pesquisa:

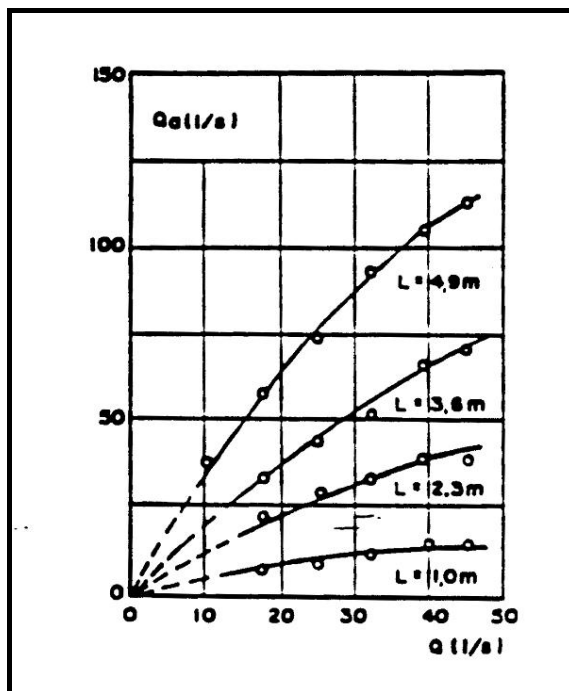


Figura 2.69 – Vazão Total de Ar para Diferentes Comprimentos do Poço com Parede Lisa (HACK, 1977)

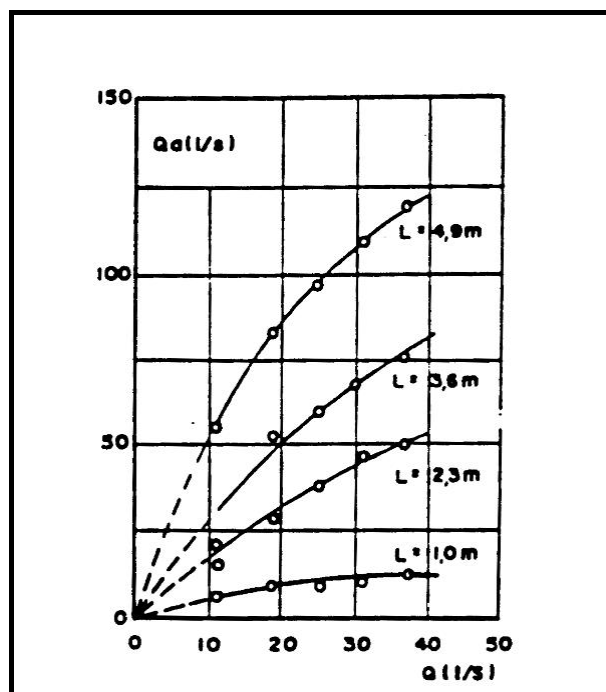


Figura 2.70 – Vazão Total de Ar para Diferentes Comprimentos do Poço com Parede Rugosa (HACK, 1977).

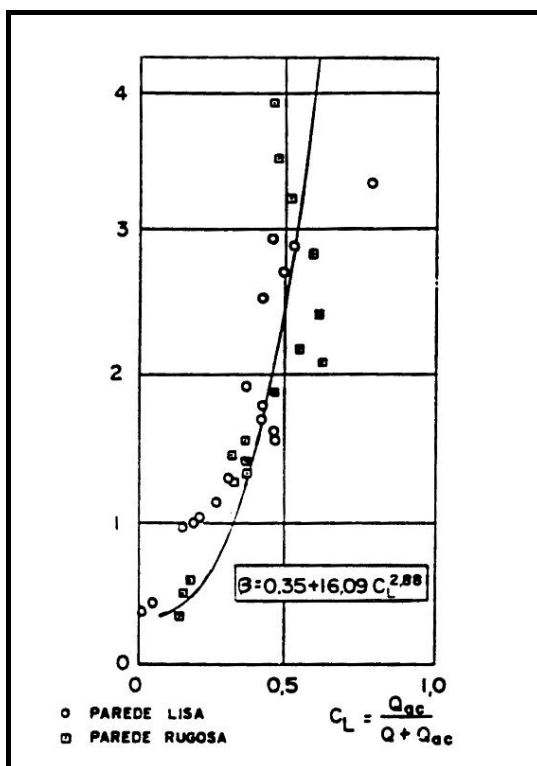


Figura 2.71 – Vazão Total de Ar em Função da Concentração Média de Ar (HACK, 1977).

- Apesar de terem sido pesquisados vários comprimentos de poço, não foi pesquisado o comprimento mínimo do poço, a partir do qual a vazão de ar não se altera mais;
- Não é levado em conta no trabalho o problema da influência da embocadura na vazão de ar arrastada pelo núcleo, fato esse comprovado por CUOMO (1981).

THORN (1977) estudou o arrastamento de ar em poços verticais, em dois modelos geometricamente semelhantes, com comprimento variável de até 3,8 m. A instalação empregada pode ser vista na figura 2.72. A água do reservatório de nível constante descarrega no poço de seção quadrada, de 0,15 e 0,30 m de seção, através de uma comporta deslizante, que regula a vazão líquida. Uma grelha colocada na parte superior do reservatório impede a formação de vórtices na entrada do poço, até que a água que cai atinge a superfície d'água no poço. A partir deste local o poço contém uma emulsão de ar na água. O poço descarrega num túnel horizontal, com o teto com declividade adversa, de forma a permitir que todo o ar que sai da instalação seja coletado. Uma

válvula localizada na seção terminal do túnel regula o nível d'água no interior do poço, e, portanto o valor da altura da queda livre Y .

O fenômeno mostrou-se semelhante nos dois modelos, mas a quantidade de ar arrastado foi diferente, mesmo a igualdade de vazão líquida. A explicação a esse fato é que para cada caso o tipo de bolhas que apareceu foi o mesmo (esferoidais de 3 a 5 mm de diâmetro), como já observado por outros pesquisadores.

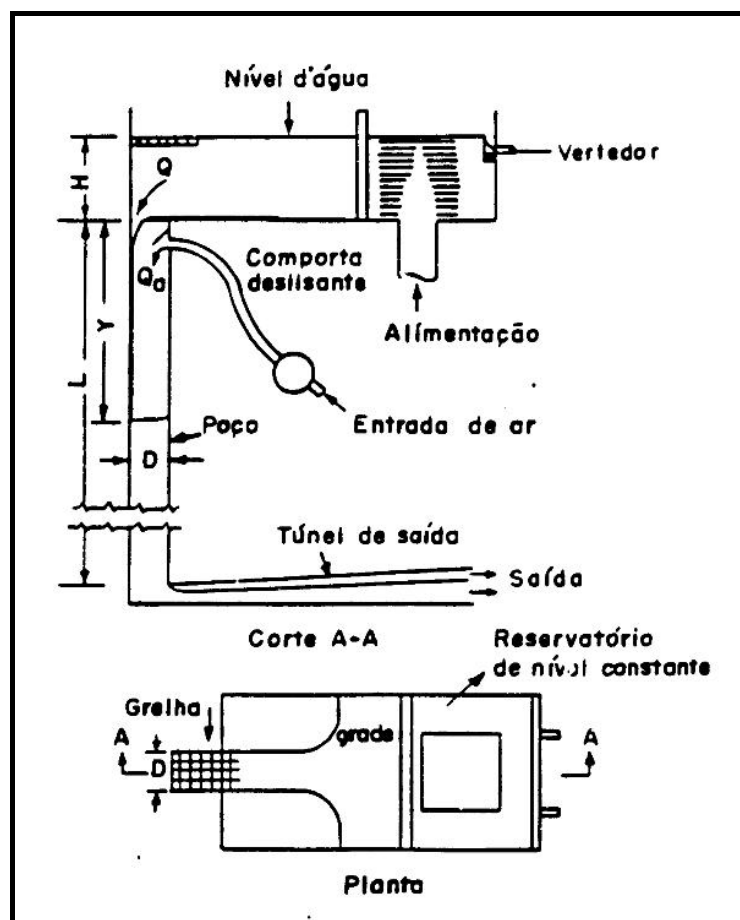


Figura 2.72 – Instalação Experimental de THORN (1977)

Portanto, a velocidade de ascensão das bolhas de ar resultou maior no modelo de escala menor.

A quantidade de ar arrastado embaixo da região de grande turbulência é uma função do comprimento da queda livre Y , acima de um valor igual a 0,43, que parece ser a condição limite, semelhante ao obtido por CURTET et DJONIM (1967). A vazão de ar

máxima foi atingida quando a velocidade da água era aproximadamente 3,5 vezes a velocidade de ascensão das bolhas. Na figura 2.73 apresentam-se os resultados dos dois modelos. A quantidade de ar arrastado resulta igual para o intervalo de valores Y estudados, para os quais a região de turbulência está contida no interior do poço.

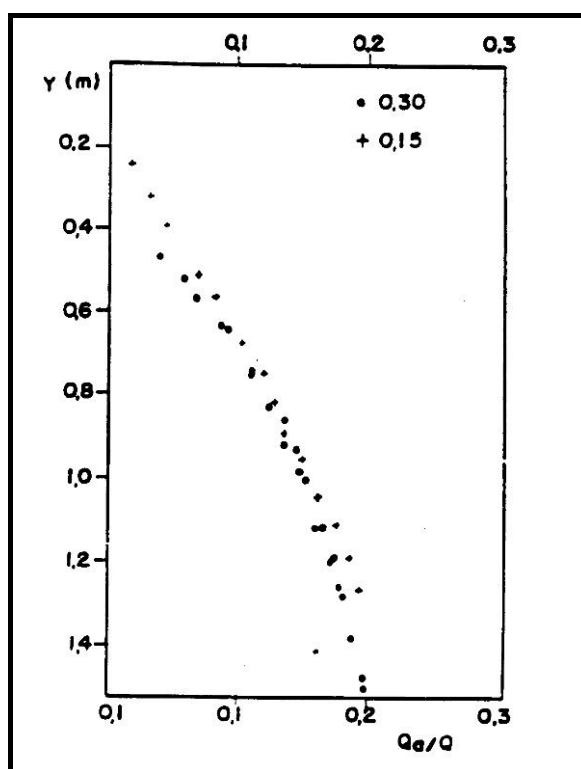


Figura 2.73 – Curva da Variação da Altura de Queda Y em Função de Q_a/Q
(THORN, 1977)

Portanto, os resultados obtidos nos modelos deveriam ser comparados para um comprimento de queda distorcido. Existe um determinado comprimento para o qual se alcança o valor máximo da relação Q_a/Q e assim, se alcançaria a velocidade limite d'água, conforme já afirmado por outros autores tais como VIPARELLI (1954) e CUOMO (1981).

JAIN (1988) estudou o arrastamento em poços verticais com entrada em vórtice. Para esta condição, a entrada faz com que o jato de água forme um determinado ângulo com o núcleo de ar na metade do poço vertical. À medida que a água desce, a velocidade aumenta, o vórtice fica atenuado e o escoamento se aproxima da vertical. A entrada de

ar no ponto de impacto com a coluna líquida é semelhante ao caso da entrada radial, mas o escoamento e transporte das bolhas de ar para jusante é diferente, devido à presença do vórtice à um gradiente de pressão que afeta as bolhas.

Para essa pesquisa, utilizou-se a instalação apresentada na figura 2.74. Pode-se notar a entrada tipo vórtice, o poço vertical, o conduto horizontal e a câmara para medição do ar arrastado. No conduto horizontal foi colocada uma válvula para regular a altura da água no poço vertical. O poço era representado por uma tubulação de acrílico de 29,2 cm de diâmetro e 6 m de comprimento. A vazão líquida foi medida com o auxílio de uma placa de orifício. A vazão de ar foi medida para cada situação cronometrando o tempo necessário para que a bolsa de polietileno, de volume conhecido, e acoplada à câmara de ar, estourasse.

Na figura 2.75, apresentam-se os resultados obtidos da variação da concentração de ar β com a distância da queda livre para diversas vazões líquidas. Os dados mostram que para uma determinada vazão líquida a concentração decresce com a diminuição da queda Y . Isto se deve ao fato da circulação crescer com o decréscimo da queda. Por outro lado, para uma queda, a concentração primeiro aumenta e atinge o máximo e depois diminui com o crescimento da vazão líquida, conforme já citado por outros pesquisadores. Isto é resultado de dois efeitos opostos. A circulação e a velocidade da água são proporcionais à vazão líquida e a concentração de ar diminui devido à circulação e aumenta devido à vazão.

A análise teórica desenvolvida considerando, conforme mostrado na figura 2.76, todas as forças que atuam numa bolha de ar e as velocidades axial, tangencial e radial, permitem chegar a definir a velocidade radial média de uma bolha de ar como diretamente proporcional à circulação (definida como $\Omega = v_a r_1$, onde r_1 é o raio considerado e v_a é velocidade tangencial, para o caso de vórtice livre).

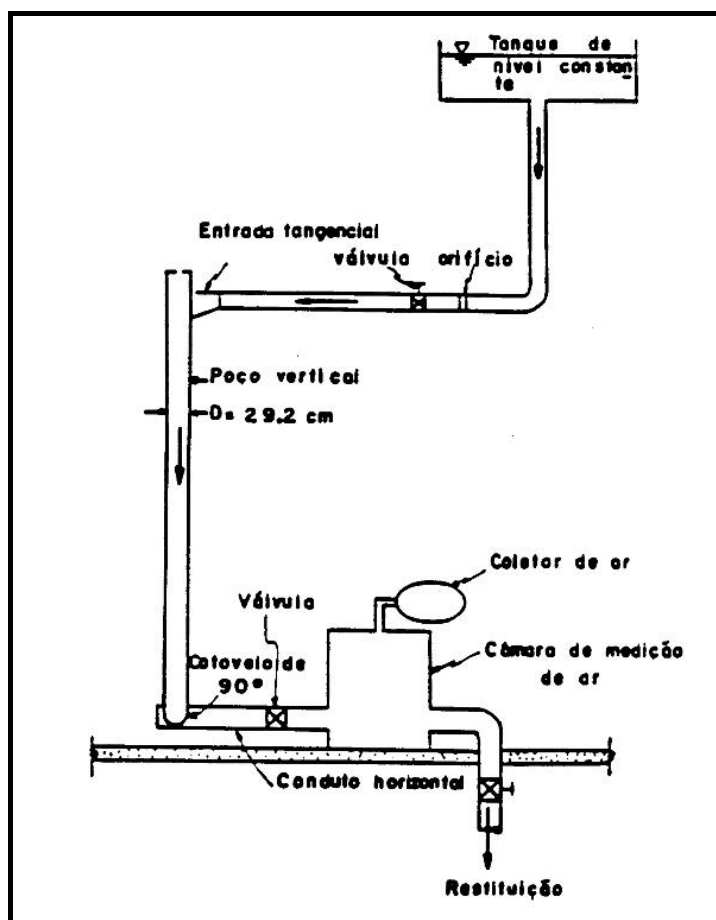


Figura 2.74 – Instalação Experimental de JAIN (1988).

O autor observou que, quando o ressalto hidráulico anular ocorre num local onde a circulação é, portanto a velocidade radial das bolhas é muito alta, um grande número de bolhas converge na parte central do poço, produz a coalescência em grandes bolhas e sobe contra a, relativamente, baixa velocidade do fluido. A quantidade de ar arrastado para jusante é, praticamente, nula. Por outro lado, se o ressalto acontece numa região onde a circulação é baixa, a maioria das bolhas são arrastadas para jusante, e uma pequena quantidade consegue convergir no núcleo e escapar. Assim, através dessas observações determinou-se a dependência da concentração de ar em relação às velocidades radial w_a e axial u_a na bolha, de modo a ter:

$$\beta = \phi \left(\frac{w_a}{u_a} \right) \quad (2.110)$$

Essa equação pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\beta = \phi \left(\alpha_1 \frac{\Omega}{UR} \right) \quad (2.111)$$

Onde:

ϕ é uma função;

Ω é a circulação;

U é a velocidade da água;

R é o raio do poço, e;

α_1 é um fator de escala.

Os dados obtidos de β com o número do vórtice local foram correlacionados e estão apresentados no gráfico da figura 2.77. A comparação da curva dessa figura com a equação (2.111) sugere que o parâmetro α_1 é uma constante nessa pesquisa. A quantidade de ar transportada é nula para um número local do vórtice maior que 0,88. Segundo GENOVEZ (1997), o afastamento dos dados para a vazão de 24,5 l/s foi devido a uma estimativa incorreta da circulação e os resultados desses estudos podem ser utilizados nos casos em que a altura da coluna de água no poço for maior que 5 a 10 vezes o diâmetro do mesmo.

2.3.4.1 – Os Modelos Físicos e o Efeito de Escala

Infelizmente, os modelos físicos estão submetidos a efeitos de escala, muitas vezes não resolvidos, conforme citado por SALIH (1982). Estes efeitos são parcialmente devidos à escolha errada das condições do regime permanente, no que se refere ao movimento e tamanho das bolhas de ar em água parada, para descrever o escoamento bifásico. A aceleração, o retardamento e a turbulência têm papel importante no escoamento e, portanto deveria ser esperado que estes influenciem o movimento e tamanho das bolhas arrastadas.

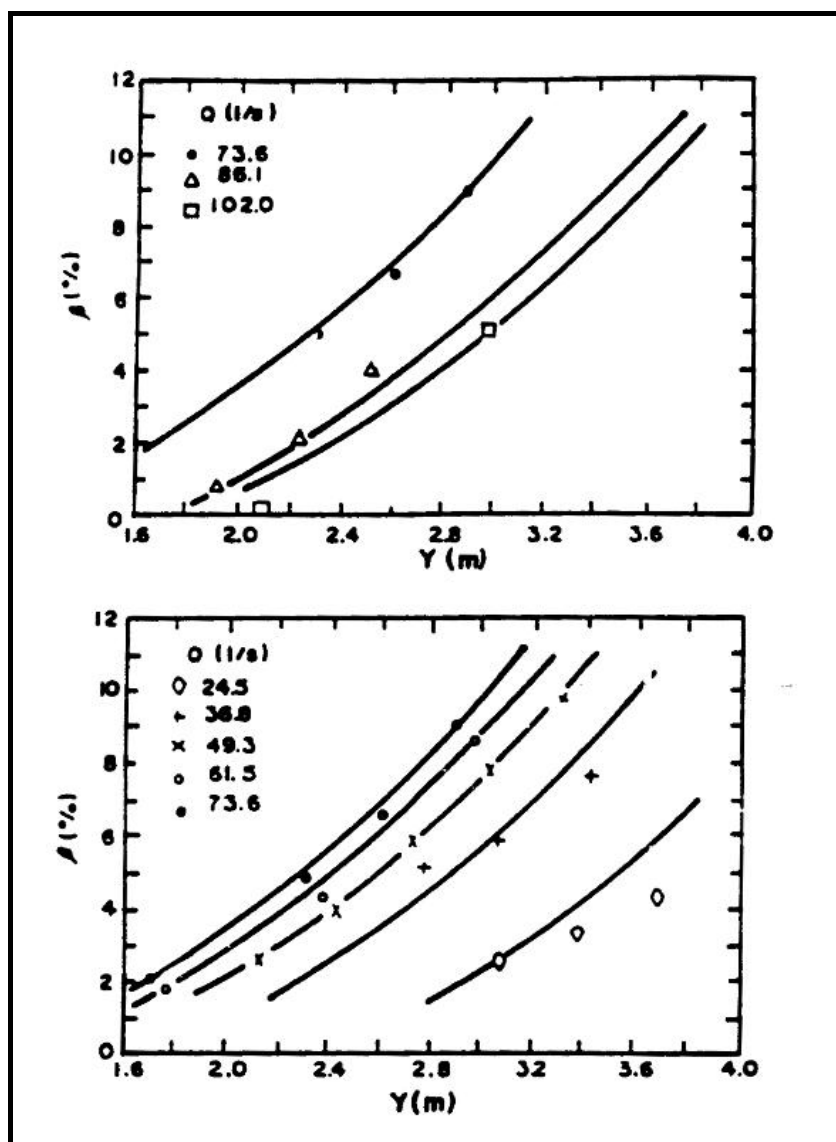


Figura 2.75 – Variação da Concentração de Ar em Função da Altura de Queda
(JAIN, 1988)

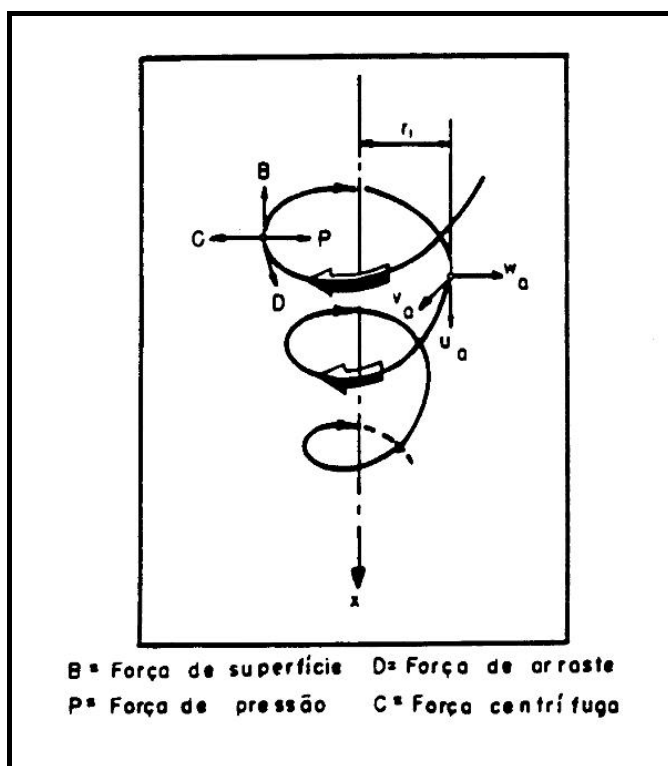


Figura 2.76 – Forças Atuantes Numa Bolha de Ar (JAIN, 1988).

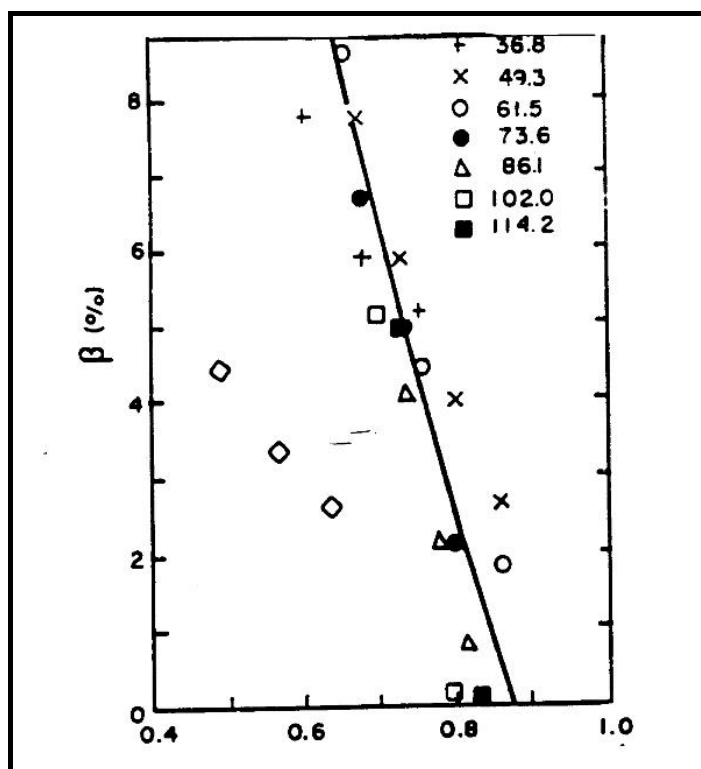


Figura 2.77 – Variação da Concentração em Função do Número do Vórtice Local (JAIN, 1988)

De acordo com FALVEY (1980) e várias outras bibliografias, enquanto uma bolha se choca com a vizinha para formar uma grande bolha, um bolha de tamanho maior que as chamadas críticas pode se romper em muitas bolhas pequenas. Tal situação, devido à sua diferença, pode significar mudanças no tamanho, forma e, conseqüentemente, nas forças que governam o escoamento. Como isto acontece e qual a influência da pressão e do gradiente de velocidades neles não está ainda definido.

Os modelos com superfície livre são construídos e operados utilizando a semelhança de Froude, desde que o processo seja controlado pelas forças gravitacionais e de inércia.

Obtida a semelhança de Froude deve ser controlado o efeito das forças viscosas e de tensão superficiais, traduzidas pelos valores dos números de Reynolds e Weber. Segundo PADMANABHAN e HECKER (1984), para números de Reynolds acima de 10^5 , os modelos reduzidos conseguem reproduzir corretamente as perdas de carga. Para valores menores, há a possibilidade de acontecerem alguns efeitos de escala, desde que os modelos menores apresentem grandes valores dos coeficientes de perdas de carga. O valor de 10^5 para Reynolds é o valor mínimo a ser adotado, seja este calculado separadamente para ar e água ou calculado para a mistura ar-água, segundo BERTUZZI et al, citado por MONGIARDINI (1966).

No que se refere ao problema das forças devido à tensão superficial, os modelos construídos segundo a semelhança de Froude podem ser utilizados para avaliar a quantidade de ar arrastado, desde que se possa considerar o efeito da tensão superficial como desprezível. Isto é conseguido se for assegurada a turbulência no modelo, ou seja, determinando o número de Weber crítico que varia conforme o tipo de escoamento, segundo PINTO e NEIDERT (1984).

Outro fator a considerar na semelhança de escoamentos é o fator de atrito. Como este é extremamente dependente do número de Reynolds, uma semelhança adequada entre o modelo e o protótipo é difícil de conseguir. Este problema é freqüentemente contornado reproduzindo o escoamento no protótipo, que é hidraulicamente rugoso, pelas condições

de escoamento liso no modelo. O método é aceitável se somente são levados em consideração os valores médios da velocidade e da profundidade do escoamento. Também pode ser conseguida uma modelação exata como a do desenvolvimento da camada limite ou a distribuição da velocidade como citado por KNAUS (1981).

Devido à impossibilidade de se conseguir a igualdade do número de Reynolds dos escoamentos no protótipo e no modelo, se aparecerem efeitos de escala deverá ser aplicado algum critério para fazer a correção dos valores. Como não existe até agora critério definido para avaliar este efeito em estruturas como os vertedores tulipa,, propõe-se a utilização da técnica de VOLKART (1984), comprovada por GENOVEZ (1991).

Segundo FREIRE (1972), MOTTA, CUOMO e GENOVEZ (1986), GENOVEZ (1991) e vários outros pesquisadores, em modelos físicos de vertedores normalmente é utilizado como adimensional principal o número de Froude do escoamento, com as seguintes relações, onde os índices p e m indicam os valores no protótipo e no modelo, respectivamente:

$$\lambda = \frac{l_p}{l_m} \quad \text{Escala Geométrica}$$

$$F_r = \frac{F_p}{F_m} = 1 \quad \text{Froude}$$

$$U_r = \frac{U_p}{U_m} = \lambda^{1/2} \quad \text{Velocidade}$$

$$Re_r = \frac{Re_p}{Re_m} = \lambda^{3/2} \quad \text{Reynolds}$$

$$f_r = \frac{f_p}{f_m} = 1 \quad \text{Atrito}$$

Obviamente, uma semelhança completa não pode ser conseguida, pois os parâmetros fundamentais derivados de uma análise dimensional não podem ser satisfeitos simultaneamente em um modelo reduzido utilizando os mesmos fluidos, isto é, ar e água.

Conforme visto anteriormente, as bolhas de ar, produzidas num fenômeno de aeração, têm sempre aproximadamente o mesmo tamanho. Portanto, num modelo reduzido a semelhança geométrica (relação entre o tamanho da bolha e a dimensão linear) e a dinâmica (relação entre a velocidade de ascensão da bolha e a velocidade da água) não são satisfeitas. Desta forma, conhecido o parâmetro do líquido, sugere-se a adoção de um valor limite para o número de Reynolds da bolha de ar.

CUOMO E GENOVEZ (1986) e GENOVEZ (1991) constataram, através de estudos experimentais, que existe uma região do escoamento de ar para a qual se verifica o menor coeficiente de arrasto. Assim, analisando os resultados da pesquisa, juntamente com dados de outros estudos, verificaram que havia distorções no comportamento das vazões de ar arrastadas em correspondência com um determinado número de Reynolds, que correspondia a valores menores que 10^3 .

Para modelos que utilizam a água e quando a entrada é de ar atmosférico a quantidade de ar arrastado depende do número de Froude, do número de Reynolds e da intensidade da turbulência. Em modelos com superfície livre, o número de Froude é adotado igual para o modelo e o protótipo, determinando a escala de velocidades. Assim, os efeitos de escala são devidos ao fato de que o número de Reynolds não é modelado corretamente e, também, por consequência das características de turbulência do escoamento.

Em geral, como o número de Reynolds no modelo é sempre menor que o correspondente no protótipo, os efeitos de viscosidade são exagerados nos modelos. No entanto, em escoamentos turbulentos plenamente desenvolvidos as características

médias do escoamento e a estrutura macroscópica da turbulência são independentes do número de Reynolds.

Assim, a transferência de energia do escoamento médio para os vórtices turbulentos depende dos efeitos inerciais e da viscosidade e aparece evidente somente nas pequenas escalas de dissipação da energia turbulenta. Com tais considerações, as condições de semelhança necessárias se reduzem a que o número de Reynolds deverá ser grande o suficiente para assegurar turbulência completa. Em protótipos isto é geralmente conseguido e, portanto deverá se ter para o modelo um número de Reynolds que assegure a turbulência completa.

Em modelos bifásicos, como os aqui estudados, encontrou-se o aparecimento das chamadas regiões de instabilidade do escoamento estava localizada no entorno do valor de Reynolds de 10^5 . Analisados os valores através do fenômeno da rotação das partículas de ar, da turbulência e da rugosidade do núcleo de ar encontrou-se que para esse valor de Reynolds do líquido o coeficiente de arrasto era mínimo. Essa situação encontra-se numa região de transição. Portanto, essa região deverá ser evitada na fase de projeto de modelos bifásicos, adotando-se um Reynolds maior que 10^5 , como obtido no trabalho experimental de GENOVEZ (1991).

Também, sugere-se o cálculo do número de Reynolds do comprimento, devendo se obter valores maiores que $3,5 \times 10^6$ para não aparecerem efeitos de escala nos modelos construídos segundo a semelhança de Froude, que foi verificado através dos trabalhos experimentais, acima citados. Esse valor mínimo deverá ser obtido na fase de definição da escala do modelo.

Nos vertedores tipo poço, as estruturas localizadas à jusante da curva são dimensionadas em função da vazão líquida máxima e é necessário considerar que poderá transportar uma vazão de ar máxima, que poderá ser desprezível em determinadas condições.

Mas, se essas obras são projetadas para o funcionamento livre, então as vazões líquidas inferiores às máximas serão as mais frequentes. Portanto um parâmetro fundamental no

projeto destas estruturas é o conhecimento da vazão líquida para a qual se terá a máxima vazão de ar. No estudo de GENOVEZ (1997), foi determinado analiticamente e verificado experimentalmente que a vazão de ar será máxima para uma vazão líquida igual a $1/5$ da vazão de afogamento a que se obtém quando a vazão de ar é nula.

Os outros adimensionais a serem considerados na fase de definição da escala do modelo são o número de Weber e o número de Mach. Quanto ao primeiro deverá ser verificado o valor mínimo, para evitar a influência das forças devido à tensão superficial, em geral, maior que 500, valor este que perde importância quando é assegurada a turbulência no modelo. Quanto ao número de Mach deverá ser verificado que o escoamento de ar possa ser considerado como incompressível.

Uma das condicionantes da escolha da escala do modelo é o que se refere ao espaço físico disponível. Caso seja necessário construir um modelo que não satisfaça as condições de semelhança acima referidas e, portanto, para o qual se espera o aparecimento de efeitos de escala, deverão ser aplicados os critérios de avaliação, citados neste item.

CAPÍTULO 3: METODOLOGIA

A metodologia adotada no presente estudo envolve estudos hidrológicos, hidráulicos e geotécnicos.

3.1 – Estudos Hidráulicos

Os estudos hidráulicos se limitaram na verificação da altura de lâmina d'água, a partir do qual o vertedor Tulipa, do exemplo, funcionasse com controle, inicialmente, na parte inferior do poço, acarretando, assim, um escoamento instável associado a flutuações de pressão no túnel.

Segundo estudos de SUDECAP (1985), a equação do escoamento na tulipa da barragem da Pampulha é dada pela seguinte equação:

$$Q = 176,3 \mu H^{1,5}$$

Onde:

H é a altura da lâmina d'água medida a partir do centro da borda da tulipa;

μ é um coeficiente que varia em função da relação H/r , sendo r , o raio de abertura da tulipa.

A altura máxima utilizada no cálculo da vazão Q foi de $h = 1,30$ m, medida a partir da soleira da tulipa, ou de $H = 1,65$ m se tomada a partir do centro de curvatura da borda da tulipa. O acréscimo desta lâmina d'água restringiu-se a este valor porque acima dele atingir-se-á o vertedouro de emergência da barragem, ultrapassando-o e inclusive inundando áreas localizadas ao longo da Av. Otacílio Negrão de Lima, que margeia o lago formado pela represa.

A Tabela 3.1 apresenta os valores de μ para cada valor da relação H/r , a qual, por ser constante o valor de r , dependerá apenas da variação de H .

Tabela 3.1 – Valores de μ para Valores de H

h (cm)	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60
H (cm)	0.35	0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95
H / r	0.055	0.071	0.087	0.102	0.118	0.134	0.150
R / H	1.00	0.78	0.64	0.54	0.47	0.41	0.37
μ	0.4164	0.4162	0.4161	0.4160	0.4158	0.4156	0.4155
h (cm)	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30
H (cm)	1.05	1.15	1.25	1.35	1.45	1.55	1.65
H / r	0.165	0.181	0.197	0.223	0.228	0.244	0.260
R / H	0.34	0.30	0.28	0.26	0.24	0.23	0.21
μ	0.4153	0.4152	0.4151	0.4158	0.4145	0.4141	0.4135

(Fonte: SUDECAP; 1985)

Com base em dados de observações de funcionários da INFRAERO e SUDECAP, que observaram alagamentos nas áreas sujeitas a inundações, conforme abordado anteriormente e, simultaneamente vibrações no aterro, nos meses de Dezembro/94, Janeiro/95 e Dezembro/97, pode-se concluir para esse estudo que a lâmina d'água que provoca o mau funcionamento do vertedor seria $H = 1,65$ m, que corresponde a uma vazão de $155,9 \text{ m}^3/\text{s}$.

Assumindo-se a altura $h = 1,30$ m e calculando-se o volume acumulado acima da soleira da tulipa, considerando-se que o espelho d'água foi reduzido ao longo do tempo de 3 para $2,4 \text{ km}^2$, conforme OLIVEIRA (1996), pode-se verificar os volumes correspondentes. Para a área de 3 km^2 , tem-se $V = 3.900.000 \text{ m}^3$ e para $2,4 \text{ km}^2$, tem-se $V = 2.400.000 \text{ m}^3$.

3.2 – Estudos Hidrológicos

No caso dos estudos hidrológicos, foram elaboradas análises e quantificação das precipitações ocorridas de Fevereiro/58 a Dezembro/97 e que poderiam contribuir no aumento de volume do reservatório e, conseqüentemente, no aumento da carga hidráulica do vertedor tulipa.

Para se efetuar essa quantificação, necessitou-se de dados referentes aos eventos chuvosos ocorridos na região em estudo, que foram obtidos em OLIVEIRA (1996), PINHEIRO (1997), INEMET, CDTN, Usina de Biogás (CEMIG), INFRAERO e, SUDECAP.

Após o tratamento desses dados de precipitações, discretizou-se todos os eventos chuvosos ocorridos na bacia hidrográfica da Pampulha, utilizando-se a subdivisão da mesma em oito sub-bacias, conforme adotado por SILVA et al (1996) e OLIVEIRA (1996), para diferentes períodos de retorno de acordo com estudos de PINHEIRO (1997).

Para o cálculo da vazão de pico e do volume escoado, foram utilizados os dados citados anteriormente e o mapeamento da evolução da urbanização na bacia, de acordo com SILVA et al (1996). Para os cálculos dos tempos de concentração aplicou-se o método de Kirpich, conforme a seguir, sabendo-se que o valor de T_c encontrado é o tempo gasto por uma gota d'água para percorrer o talvegue principal da bacia hidrográfica de um ponto mais distante até o canal de drenagem.

$$T_c = \left(0,294 \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,77} \quad (3.1)$$

Onde:

T_c = valor do tempo de concentração, em horas;

L = comprimento do talvegue principal, em km;

S = declividade média do curso d'água, em %, calculada conforme abaixo:

$$S = \frac{H \text{ medio}}{L} \quad (3.2)$$

A velocidade do escoamento é calculada por:

$$v = \frac{1}{3,6} \cdot \frac{L}{Tc} \quad (3.3)$$

Onde:

v = velocidade, em m/s;

Para o cálculo do Hidrograma Triangular Unitário foi utilizado o método do Soil Conservation Service que, segundo PORTO (1995), é de uso corrente. Ainda, o valor da retenção máxima potencial utilizada nesse método, é dependente do tipo, uso e ocupação do solo, que é de extrema relevância, uma vez que a bacia foi e, ainda é, submetida a mudanças nos tipos de urbanização. Os parâmetros utilizados nesse método são:

Tempo de Pico

$$tp = 0,6 Tc \quad (3.4)$$

Onde:

tp = tempo de pico, em horas;

Duração da chuva:

$$D = 2 \sqrt{Tc} \quad (3.5)$$

Sendo:

D = duração da chuva, em horas;

Tempo de Ascensão:

$$ta = \frac{D}{2} + tp \quad (3.6)$$

Onde:

t_a = tempo de ascensão, em horas;

• *Tempo de Recessão:*

$$t_r = 1,67 t_a \quad (3.7)$$

Onde:

t_r = tempo de recessão, em horas;

Tempo de Base:

$$t_b = t_a + t_r \quad (3.8)$$

Sendo:

t_b = tempo de base, em horas;

Vazão de Pico Unitária:

$$q_p = 0,208 \frac{A}{t_a} \quad (3.9)$$

Onde:

q_p = vazão de pico unitária, em $m^3/s \cdot mm$;

A = área da bacia, em km^2 ;

t_a = tempo de ascensão, em horas;

Retenção Potencial Máxima:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (3.10)$$

Onde:

S = retenção máxima potencial, em mm;

CN = número da curva, que depende do tipo, condições de uso e ocupação do solo e da umidade antecedente do mesmo.

Do ponto de vista hidrológico, os solos são classificados em quatro grupos, desde os arenosos até os argilosos. Na região em estudo, onde há predominância de solos granito-gnáissicos, pouco espessos, com fraco percentual de argila (SILVA et al, 1996) os solos se enquadram no tipo B.

Para se determinar a condição III de umidade antecedente (solo úmido, próximo à saturação), com base na quantificação dos eventos chuvosos elaborada anteriormente, foi utilizada a equação indicada por CHOW (1988), conforme abaixo:

$$CN_{III} = \frac{23CN(II)}{10 + 0,13CN(II)} \quad (3.11)$$

Os valores de CNII, utilizados na resolução da equação acima, foram retirados de Porto (1995), respeitando-se os cenários propostos e discretização de padrão de ocupação adotado por SILVA et al (1996), conforme tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Valores de CN, Segundo Padrões de Ocupação na Bacia da Pampulha

CLASS E	SUBCLASSE	CARACTERÍSTICAS	CN
I Cobertura Vegetal	Ia - Arbórea de médio a grande porte, contínua	Proteção do solo por mata densa ou reflorestamento com baixa proporção de solo exposto à erosão	60
	Ib - Arbórea de médio a grande porte, descontínua	Proteção parcial do solo por mata ou reflorestamento rarefeitos com exposição parcial do solo	66
	Ic - Arbórea de pequeno porte ou gramínea, contínua	Vegetação de pequeno porte ou gramínea recobrando homogeneamente a área, sem solo exposto ou com menos de 10%	58
	Id - Arbórea de pequeno porte ou gramínea, descontínua	Proteção parcial do solo por vegetação de pequeno porte ou gramínea com distribuição rarefeita e exposição parcial do solo (+ de 10%)	68
	Ie - Área cultivada, chácaras e sítios	Grandes lotes, cobertura vegetal parcial, solo localmente exposto nas áreas de cultivo e no sistema viário representado por caminhos, trilhas e estradas de circulação interna	81
II Ocupação não consolidada	IIa - Área decapeada, com intensa movimentação de terra	Caracterizada pela remoção das camadas mais superficiais do solo e total exposição ao escoamento superficial. Inclui área de terraplenagem para instalação industrial e loteamento.	90
	IIb - Área ocupada por vila ou favela	Densidade de ocupação elevada, em padrão desordenado, comumente em área com predisposição aos riscos de erosão, escorregamento ou inundação; precariedade de infra-estrutura e vias de acesso; exposição do solo no sistema viário e em pequenas áreas.	82
	IIc - Área ocupada com padrão construtivo baixo	Lotes de dimensões reduzidas, ocupação ordenada mas com precariedade de infra-estrutura e exposição do solo no sistema viário e no interior dos lotes.	85

II Ocupação não consolidada	IId - Área ocupada com padrão construtivo médio a elevado IIe - Área loteada e com ocupação inferior a 10%	Lotes de área média a elevada, padrão urbanístico bom, com exposição do solo no sistema viário e no interior dos lotes. Reduzida intensidade de ocupação (até 10%), sem infra-estrutura, podendo ocorrer exposição parcial do solo nos lotes e no sistema viário.	75 80
III Ocupação Consolidada	IIIa - Ocupação de padrão construtivo médio a elevado	Área consolidada, com infra-estrutura urbana, ruas pavimentadas, escassez de exposição do solo e elevadas taxas de impermeabilização.	98
	IIIb - Área especial	Áreas de clubes, zoológico, estádio de futebol, campus universitário, museu e indústria.	69

(Fonte: OLIVEIRA, 1996)

De posse dos valores de CN, utilizou-se a média ponderada, para se encontrar um valor comum, aplicável em toda a área da sub-bacia.

Precipitação Máxima, Precipitação Efetiva, Vazão de Pico e Volume Escoado:

No método do bloco único de precipitação, adotado neste estudo, as precipitações para o tempo de duração da chuva correspondente em cada sub-bacia, foram calculadas através da equação geral de chuva para a região metropolitana de Belo Horizonte, proposta por GUIMARÃES (1997).

A precipitação efetiva correspondente à precipitação que contribui para o deflúvio na bacia foi obtida, subtraindo-se da precipitação total, os valores da abstração inicial e contínua, correspondentes às perdas por infiltração e armazenamento, da seguinte forma:

$$Pe = \frac{(P - 0,2 S)^2}{P + 0,8 S}, P > 0,2 S \quad (3.12)$$

Onde:

P_e = precipitação efetiva, em mm;

P = precipitação máxima, em mm;

S = retenção potencial máxima, em mm.

De posse dos dados da precipitação efetiva, foram, então, calculadas as vazões de pico, utilizando-se a seguinte equação:

$$Q_p = q_p P_e \quad (3.13)$$

Onde:

Q_p = vazão de pico, em m³/s;

q_p = vazão de pico unitária, em m³/s . mm;

P_e = precipitação efetiva, em mm.

O volume escoado de cada sub-bacia e para cada evento ocorrido, de acordo com a evolução da urbanização, foi calculado através da área abaixo do hidrograma. Verificou-se, posteriormente, a simultaneidade do acontecimento dos eventos na bacia e empreendeu-se o cálculo do volume total escoado para a represa, o qual acarretava um aumento da carga hidráulica acima da soleira da tulipa que correspondia ao seu mau funcionamento.

Procurou-se verificar, junto à INFRAERO e aos moradores da localidade, a veracidade dessa frequência de mau funcionamento do vertedor, para que não houvesse prejuízos ao estudo empreendido. As informações obtidas conduziram na adoção dos resultados dos estudos hidrológicos na análise geotécnica efetuada, posteriormente.

3.3 – Estudos Geotécnicos - Análise das Subpressões Atuantes no Maciço

As subpressões atuantes no corpo do maciço da barragem, mais precisamente, na região da galeria, devido à percolação de água e ar foram calculadas através do modelo SEEP/W, versão 4.0, desenvolvido pela Geo-Slope International. Este modelo utiliza o método dos elementos finitos para traçar as redes de fluxo. Utilizou-se esse modelo por ser bem aceito no meio técnico e, portanto, de uso corrente na área de geotecnia.

Para as simulações foram adotados os parâmetros de resistência à coesão ($C = 5 \text{ KN/m}^2$ e $\phi = 25^\circ$), conforme SUDECAP/DAM (1998). As Figuras 3.1 a 3.3 mostram, respectivamente, a Rede de Fluxo da barragem da Pampulha, na seção longitudinal correspondente à galeria, e nas seções A-A e B-B, transversais à galeria.

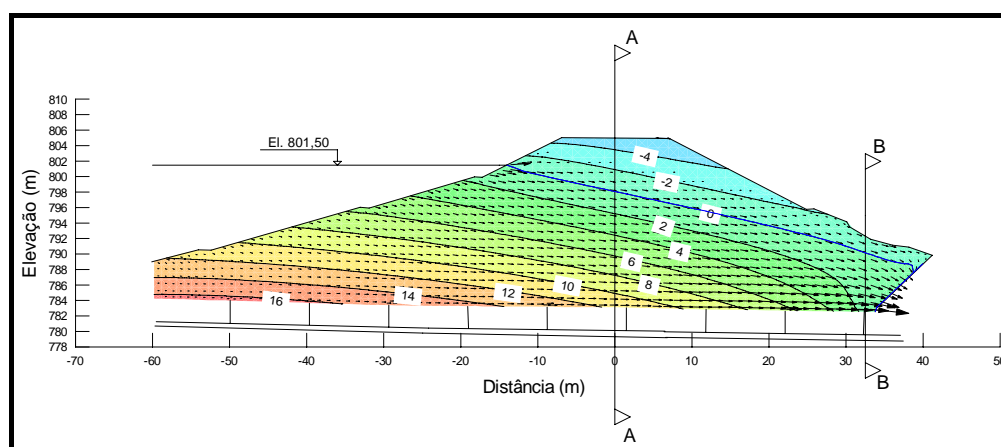


Figura 3.1 – Rede de fluxo da barragem na Seção Longitudinal à Galeria

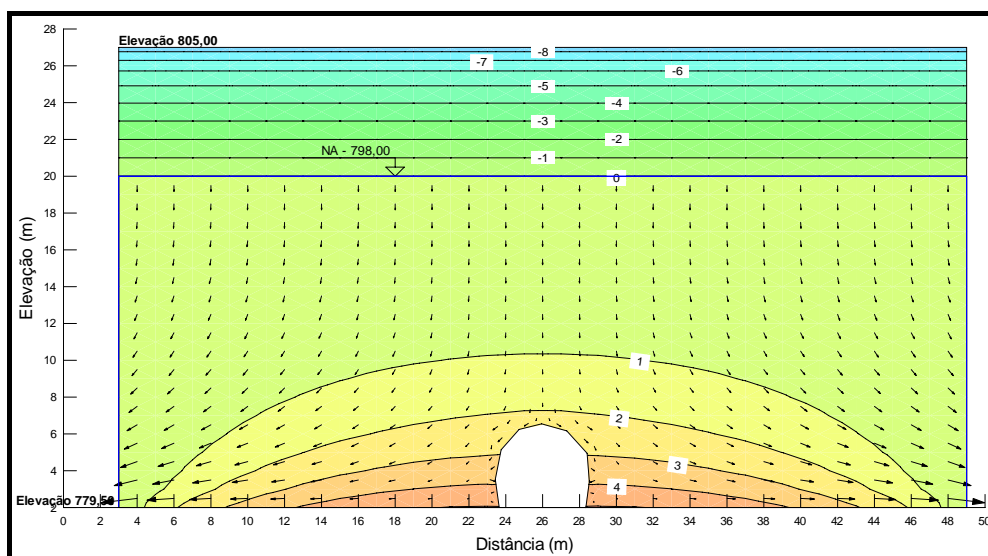


Figura .3.2 - Rede de fluxo da barragem na Seção A-A, Transversal à Galeria

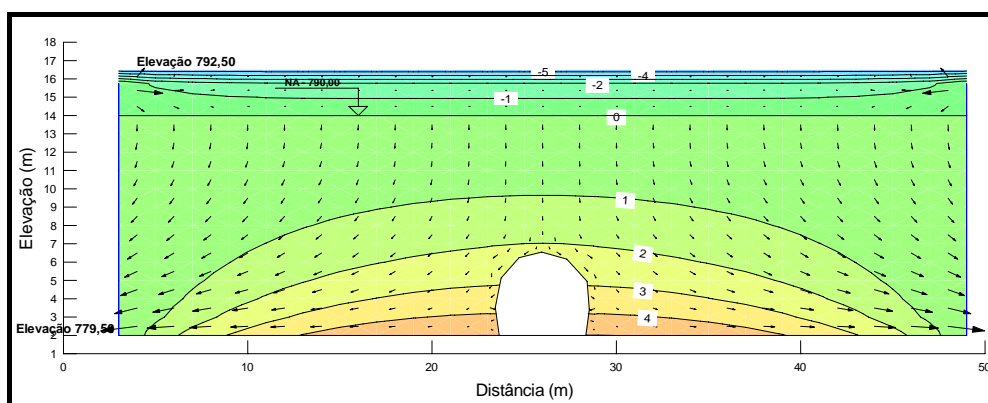


Figura 3.3 - Rede de fluxo da barragem na Seção B-B, Transversal à Galeria

Foram simulados 24 cenários com diferentes valores de percolação de água e ar. Esses cenários foram subdivididos em dois grupos: o primeiro com condição de contorno impermeável no topo do maciço e o segundo com a condição permeável.

Optou-se, também, por se utilizar os parâmetros do solo correspondentes ao aterro existente, ou seja, desconsiderou-se a fatia correspondente à região adjacente ao túnel, haja vista que o objetivo do presente trabalho é simular situações ocorridas e não a ocorrer. Os resultados de todas as análises de percolação se encontram no apêndice II.

Foram adotados 3 valores de k para a água: obedecendo SUDECAP/DAM (1998), adotou-se $4,22 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}$ e dentro da faixa de valores indicada por VARGAS (1977), $4,22 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$ e $4,22 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$.

Para o ar, admitiu-se os valores extremos e o mediano de k_a , indicados por BARDEN e PAVLAKIS (1971), mostrados na figura 2.27, obedecendo-se o critério de uniformidade de valores significativo de k , para facilitação no entendimento das análises.

Os cenários simulados correspondem à verificação da porção do maciço solidária à galeria, admitindo-se que as juntas da mesma estariam totalmente abertas, conforme relatado em SUDECAP/DAM (1998) e com dois furos em regiões estratégicas para verificação do início do processo de rompimento do solo no entorno da mesma.

CAPÍTULO 4: RESULTADOS E DISCUSSÕES

Conforme a metodologia proposta no capítulo 3, os valores dos parâmetros hidrológicos calculados para cada sub-bacia nos respectivos cenários de urbanização, indicados por SILVA ET AL (1996), adotados no presente trabalho, se apresentam na tabela 4.1. Cabe lembrar que os anos de 1995 e 1997 apresentam o mesmo cenário de urbanização de 1994, de acordo com OLIVEIRA (1996) e, portanto, o volume escoado referente às precipitações de mesma frequência para esses anos são os mesmos.

Tabela 4.1 – Parâmetros Hidrológicos Calculados Para Cada Sub-bacia, Segundo Padrões de Ocupação na Bacia Hidrográfica

DADOS	PARACATU	AGUA SUJA	BARAUNA	BOM JESUS	SARANDI	RESSACA	TEJUCO	MERGULHAO
AREA (km2)	4,37	1,56	2,28	17,47	41,96	22,94	2,32	4,68
L (km)	3,25	1,19	2,87	8,74	16,76	9,58	1,59	4,02
H Total (m)	85,80	18,00	85,80	126,00	204,00	157,20	52,00	168,00
H Medio (m)	30,68	10,00	49,74	52,80	101,30	73,00	26,40	55,62
CN 1964	84,00	83,00	81,00	83,00	82,00	85,00	87,00	75,00
CN 1972	84,00	88,00	82,00	83,00	84,00	89,00	86,00	85,00
CN 1981	89,00	90,00	84,00	85,00	85,00	92,00	93,00	87,00
CN 1989	89,00	87,00	85,00	85,00	87,00	93,00	89,00	87,00
CN 1994	90,00	84,00	86,00	86,00	88,00	94,00	96,00	88,00
s	0,94	0,84	1,73	0,60	0,60	0,76	1,66	1,38
Tc	0,99	0,48	0,71	2,51	4,14	2,46	0,46	1,00
v	0,91	0,69	1,12	0,97	1,12	1,08	0,96	1,11
tp	0,59	0,29	0,43	1,51	2,49	1,48	0,28	0,60
D	1,99	1,38	1,69	3,17	4,07	3,14	1,36	2,00
ta	1,59	0,98	1,27	3,09	4,52	3,05	0,95	1,61
tr	2,65	1,63	2,12	5,16	7,55	5,09	1,59	2,68
tb	4,24	2,61	3,39	8,25	12,08	8,14	2,54	4,29
qp	0,57	0,33	0,37	1,18	1,93	1,57	0,51	0,61
S 1964	48,38	52,02	59,58	52,02	55,76	44,82	37,95	84,67
S1972	48,38	34,64	55,76	52,02	48,38	31,39	41,35	44,82
S1981	31,39	28,22	48,38	44,82	44,82	22,09	19,12	37,95
S1989	31,39	37,95	44,82	44,82	37,95	19,12	31,39	37,95
S 1994	28,22	48,38	41,35	41,35	34,64	16,21	10,58	34,64
P _{D,2 anos}	48,01	45,17	46,72	51,89	54,10	51,81	45,06	48,05
P _{D,5 anos}	54,85	51,60	53,38	59,29	61,81	59,19	51,48	54,90
P _{D,10 anos}	60,67	57,07	59,04	65,57	68,37	65,47	56,94	60,72
P _{D,25 anos}	69,32	65,21	67,45	74,92	78,11	74,80	65,05	69,37
P _{D,50 anos}	76,67	72,12	74,60	82,86	86,39	82,73	71,95	76,73
P _{D,100 anos}	84,80	79,77	82,51	91,65	95,55	91,50	79,58	84,87
Pe _{,2 anos1964}	16,95	13,93	12,83	18,40	18,69	20,94	18,61	8,36

Pe,2 anos1972	16,95	20,07	13,85	18,40	21,26	26,95	17,32	18,21
Pe,2 anos1981	23,82	23,06	16,06	21,00	22,65	32,33	28,17	20,88
Pe,2 anos1989	23,82	18,70	17,26	21,00	25,61	34,31	21,43	20,88
Pe,2 anos1994	25,43	15,02	18,53	22,39	27,20	36,41	34,45	22,32
Pe,5 anos1964	21,81	18,20	17,01	23,68	24,12	26,54	23,54	11,75
Pe,5 anos1972	21,81	25,16	18,20	23,68	27,04	33,21	22,08	23,25
Pe,5 anos1981	29,50	28,47	20,74	26,62	28,59	39,03	34,01	26,25
Pe,5 anos1989	29,50	23,63	22,11	26,62	31,89	41,16	26,68	26,25
Pe,5 anos1994	31,27	19,46	23,54	28,18	33,65	43,38	40,65	27,86
Pe,10 anos1964	26,17	22,07	20,81	28,39	28,98	31,51	27,90	14,93
Pe,10 anos1972	26,17	29,66	22,13	28,39	32,17	38,68	26,31	27,73
Pe,10 anos1981	34,49	33,20	24,93	31,59	33,86	44,83	39,06	30,99
Pe,10 anos1989	34,49	28,00	26,42	31,59	37,42	47,05	31,28	30,99
Pe,10 anos1994	36,37	23,45	27,98	33,28	39,29	49,37	45,95	32,72
Pe,25 anos1964	32,93	28,12	26,79	35,72	36,54	39,17	34,60	20,05
Pe,25 anos1972	32,93	36,56	28,29	35,72	40,09	46,99	32,85	34,67
Pe,25 anos1981	42,08	40,42	31,44	39,27	41,95	53,57	46,66	38,27
Pe,25 anos1989	42,08	34,74	33,11	39,27	45,85	55,92	38,31	38,27
Pe,25 anos1994	44,12	29,68	34,84	41,13	47,88	58,34	53,87	40,16
Pe,50 anos1964	38,90	33,49	32,14	42,17	43,21	45,88	40,48	24,75
Pe,50 anos1972	38,90	42,57	33,77	42,17	47,04	54,20	38,61	40,79
Pe,50 anos1981	48,68	46,66	37,20	46,00	49,04	61,08	53,20	44,64
Pe,50 anos1989	48,68	40,63	39,00	46,00	53,18	63,52	44,43	44,64
Pe,50 anos1994	50,83	35,18	40,86	47,99	55,34	66,02	60,64	46,65
Pe,100 anos1964	45,70	39,64	38,28	49,53	50,82	53,49	47,14	30,24
Pe,100 anos1972	45,70	49,37	40,06	49,53	54,93	62,28	45,14	47,72
Pe,100 anos1981	56,09	53,69	43,76	53,62	57,05	69,46	60,49	51,83
Pe,100 anos1989	56,09	47,30	45,70	53,62	61,45	71,98	51,32	51,83
Pe,100 anos1994	58,35	41,47	47,68	55,74	63,72	74,56	68,15	53,96
QP,2 anos1964	9,71	4,62	4,80	21,63	36,06	32,77	9,41	5,07
QP,2 anos1972	9,71	6,66	5,19	21,63	41,03	42,18	8,76	11,03
QP,2 anos1981	13,65	7,66	6,01	24,68	43,70	50,60	14,25	12,65
QP,2 anos1989	13,65	6,21	6,46	24,68	49,42	53,71	10,84	12,65
QP,2 anos1994	14,58	4,99	6,93	26,32	52,48	56,99	17,42	13,52
QP,5 anos1964	12,50	6,05	6,37	27,84	46,53	41,54	11,90	7,12
QP,5 anos1972	12,50	8,36	6,81	27,84	52,18	51,97	11,17	14,08
QP,5 anos1981	16,91	9,45	7,76	31,29	55,17	61,09	17,20	15,90
QP,5 anos1989	16,91	7,85	8,27	31,29	61,54	64,41	13,49	15,90
QP,5 anos1994	17,93	6,46	8,81	33,12	64,92	67,89	20,56	16,88
QP,10 anos1964	15,00	7,33	7,79	33,37	55,92	49,32	14,11	9,04
QP,10 anos1972	15,00	9,85	8,28	33,37	62,08	60,53	13,31	16,80

QP,10 anos1981	19,77	11,03	9,33	37,13	65,33	70,17	19,75	18,77
QP,10 anos1989	19,77	9,30	9,89	37,13	72,19	73,64	15,82	18,77
QP,10 anos1994	20,85	7,79	10,47	39,12	75,82	77,26	23,24	19,82
QP,25 anos1964	18,88	9,34	10,03	41,98	70,50	61,30	17,50	12,15
QP,25 anos1972	18,88	12,14	10,59	41,98	77,36	73,55	16,62	21,00
QP,25 anos1981	24,13	13,42	11,77	46,16	80,95	83,84	23,60	23,18
QP,25 anos1989	24,13	11,53	12,39	46,16	88,46	87,51	19,37	23,18
QP,25 anos1994	25,29	9,85	13,04	48,35	92,39	91,31	27,24	24,33
QP,50 anos1964	22,30	11,12	12,03	49,57	83,38	71,81	20,47	14,99
QP,50 anos1972	22,30	14,14	12,64	49,57	90,77	84,82	19,53	24,71
QP,50 anos1981	27,91	15,50	13,93	54,06	94,62	95,60	26,90	27,04
QP,50 anos1989	27,91	13,49	14,60	54,06	102,62	99,41	22,47	27,04
QP,50 anos1994	29,14	11,68	15,29	56,41	106,78	103,33	30,67	28,26
QP,100 anos1964	26,20	13,16	14,33	58,22	98,07	83,71	23,84	18,32
QP,100 anos1972	26,20	16,39	14,99	58,22	105,99	97,47	22,83	28,91
QP,100 anos1981	32,16	17,83	16,38	63,02	110,08	108,72	30,59	31,39
QP,100 anos1989	32,16	15,71	17,10	63,02	118,56	112,66	25,95	31,39
QP,100 anos1994	33,45	13,77	17,85	65,52	122,95	116,70	34,47	32,69
V _{esc} , 2 anos1964	74079,41	21688,90	29289,42	321400,40	783798,15	480156,33	43113,85	39081,28
V _{esc} , 2 anos1972	74079,41	31254,27	31615,63	321400,40	891871,97	617984,13	40120,84	85083,99
V _{esc} , 2 anos1981	104108,90	35914,97	36660,68	366691,13	949795,19	741285,87	65256,37	97560,48
V _{esc} , 2 anos1989	104108,90	29118,67	39394,90	366691,13	1074116,05	786872,68	49640,82	97560,48
V _{esc} , 2 anos1994	111153,43	23393,14	42281,77	391048,15	1140831,71	834967,86	79798,45	104317,65
V _{esc} , 5 anos1964	95352,95	28353,17	38831,39	413559,98	1011459,01	608583,00	54513,70	54931,96
V _{esc} , 5 anos1972	95352,95	39190,11	41534,70	413559,98	1134097,13	761496,54	51142,99	108650,78
V _{esc} , 5 anos1981	128970,12	44342,15	47337,34	464819,53	1199217,23	895056,62	78777,67	122675,58
V _{esc} , 5 anos1989	128970,12	36802,93	50450,36	464819,53	1337650,21	943727,59	61784,24	122675,58
V _{esc} , 5 anos1994	136696,71	30312,75	53714,63	492122,75	1411227,02	994682,14	94149,29	130193,62
V _{esc} , 10 anos1964	114389,30	34366,12	47495,77	495785,58	1215448,30	722548,26	64610,49	69753,68
V _{esc} , 10 anos1972	114389,30	46189,33	50497,83	495785,58	1349393,64	886918,36	60948,84	129615,33
V _{esc} , 10 anos1981	150756,78	51712,90	56895,36	551655,38	1420050,02	1028069,05	90465,73	144829,43
V _{esc} , 10 anos1989	150756,78	43609,72	60303,04	551655,38	1569234,25	1078984,14	72447,54	144829,43
V _{esc} , 10 anos1994	158994,76	36526,39	63858,95	581212,47	1647985,03	1132000,93	106434,39	152925,77
V _{esc} , 25 anos1964	143957,41	43789,25	61142,23	623686,96	1532353,73	898158,73	80146,34	93724,01
V _{esc} , 25 anos1972	143957,41	56936,31	64553,56	623686,96	1681453,58	1077567,29	76097,39	162048,12
V _{esc} , 25 anos1981	183969,74	62946,40	71758,86	685737,22	1759463,94	1228438,69	108066,97	178843,59
V _{esc} , 25 anos1989	183969,74	54101,93	75562,96	685737,22	1922796,62	1282182,83	88729,56	178843,59
V _{esc} , 25 anos1994	192871,05	46222,37	79508,71	718287,77	2008289,88	1337778,17	124781,10	187701,07
V _{esc} , 50 anos1964	170053,32	52154,06	73344,31	736473,25	1812468,05	1052160,46	93769,72	115671,15
V _{esc} , 50 anos1972	170053,32	66306,44	77073,58	736473,25	1973100,26	1242777,69	89427,87	190611,06
V _{esc} , 50 anos1981	212805,60	72677,29	84901,01	803210,04	2056658,65	1400725,82	123215,30	208600,52

V _{esc, 50 anos} 1989	212805,60	63281,14	89007,68	803210,04	2230570,14	1456499,18	102911,55	208600,52
V _{esc, 50 anos} 1994	222195,40	54796,97	93249,12	838010,11	2321057,65	1513929,93	140459,98	218027,07
V _{esc, 100 anos} 1964	199755,19	61732,98	87370,15	864928,73	2131598,00	1226512,42	109179,05	141342,63
V _{esc, 100 anos} 1972	199755,19	76888,78	91422,16	864928,73	2303737,22	1428122,41	104546,78	223029,28
V _{esc, 100 anos} 1981	245214,79	83612,66	99876,55	936335,43	2392791,87	1592879,28	140107,40	242201,15
V _{esc, 100 anos} 1989	245214,79	73675,03	104285,87	936335,43	2577106,40	1650581,82	118870,13	242201,15
V _{esc, 100 anos} 1994	255079,16	64587,44	108821,55	973360,39	2672467,54	1709746,89	157852,91	252186,70

A contagem dos eventos ocorridos nas sub-bacias simultaneamente, provocando afluência de toda a área da bacia da Pampulha na barragem de mesmo nome foi elaborada e os resultados obtidos indicam que o vertedor tulipa do estudo de caso-exemplo funcionou, de forma a produzir vibrações na estrutura, 5 (cinco) vezes. A tabela 4.2 apresenta as datas e os volumes escoados correspondentes a cada sub-bacia, bem como o volume total escoado simultaneamente. Apresenta, também, as alturas correspondentes a esses volumes, desconsiderando o extravasamento pelo vertedor de emergência e áreas adjacentes à represa.

Tabela 4.2 – Volumes Escoados (hm³) Simultaneamente pelas Sub-bacias

Ano	Para catu	Água Suja	Barau na	Bom Jesus	Saran di	Res saca	Teju co	Mergu lhão	Volume Total Escoado	H (m)
1972	0,14	0,08	0,05	0,62	1,35	1,08	0,10	0,16	3,59	1,35
1985	0,18	0,08	0,06	0,69	2,23	1,28	0,12	0,18	4,82	2,01
1994	0,22	0,06	0,08	0,97	2,32	1,71	0,14	0,22	5,73	2,39
1995	0,16	0,06	0,05	0,84	2,01	1,51	0,16	0,15	4,95	2,06
1997	0,15	0,08	0,05	0,55	2,23	1,08	0,10	0,14	4,39	1,83

Com relação aos estudos de percolação verificou-se que tanto os cenários de condição de contorno de topo permeável como os de topo não permeável indicaram o mesmo resultado. Todas as simulações se encontram no Anexo II.

Nos cenários de percolação de água com as juntas totalmente abertas, verificou-se que:

- a) Para $k = 4.22 \times 10^{-8}$: existe poropressão maior que a coesão do solo numa faixa de cerca de 6 metros de comprimento e menos de 1 metro de altura junto ao solo de fundação e existe capilaridade numa faixa de altura equivalente a 14 metros, chegando ao limite de coesão no topo do talude;

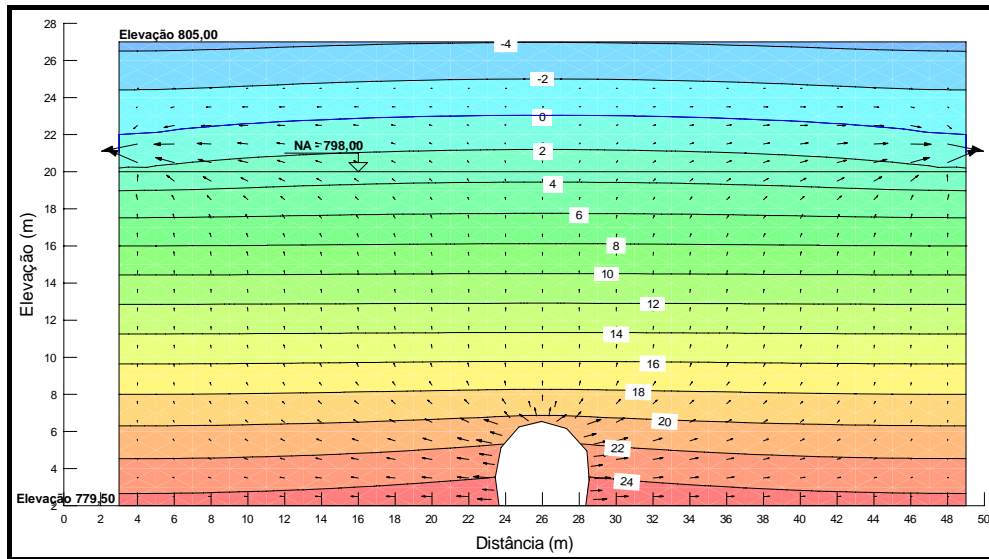


Figura 4.1 - Seção AA – Junta Totalmente Aberta – Poropressões Resultantes da Percolação de Água ($q = 4,22 \times 10^{-8} \text{ m/s}$)

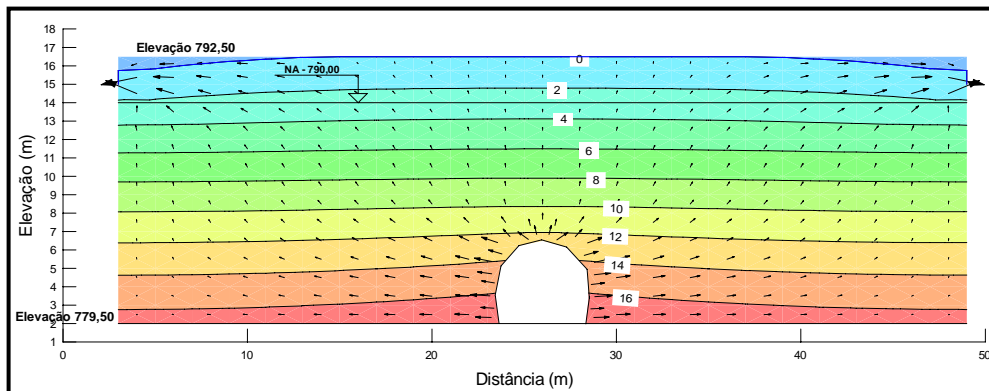


Figura 4.2 - Seção BB – Junta Totalmente Aberta – Poropressões Resultantes da Percolação de Água ($q = 4,22 \times 10^{-8} \text{ m/s}$)

b) Para $k = 4.22 \times 10^{-9}$: o comportamento é semelhante ao cenário da letra (a) no que diz respeito à zona de capilaridade, sendo sua altura aumentada em 1 metro, no entanto para a região no entorno à galeria junto ao solo de fundação, as poropressões chegaram no limite da coesão, em uma faixa de comprimento de 11 metros;

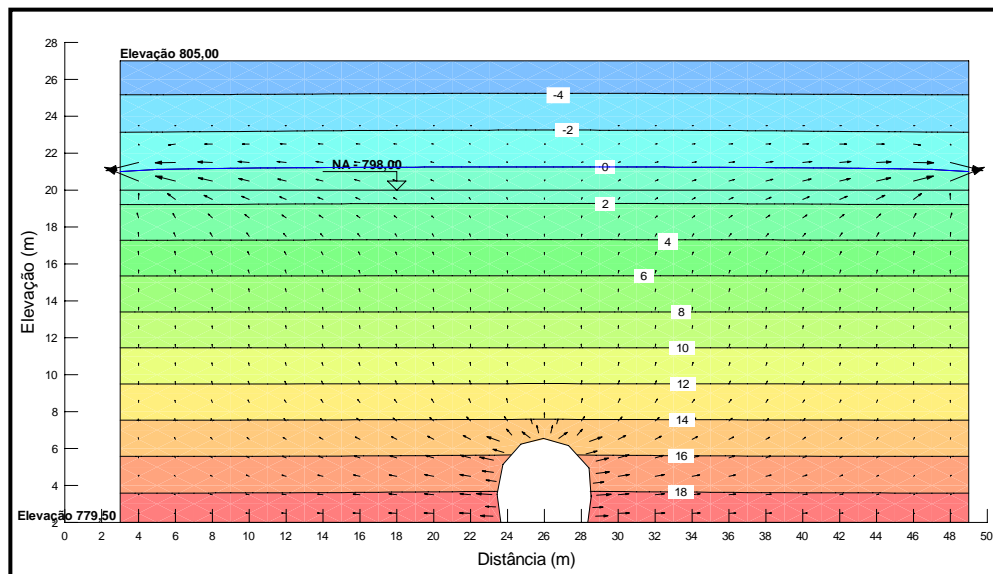


Figura 4.3 - Seção AA – Junta Totalmente Aberta – Poropressões Resultantes da Percolação de Água ($q = 4,22 \times 10^{-9} \text{ m/s}$)

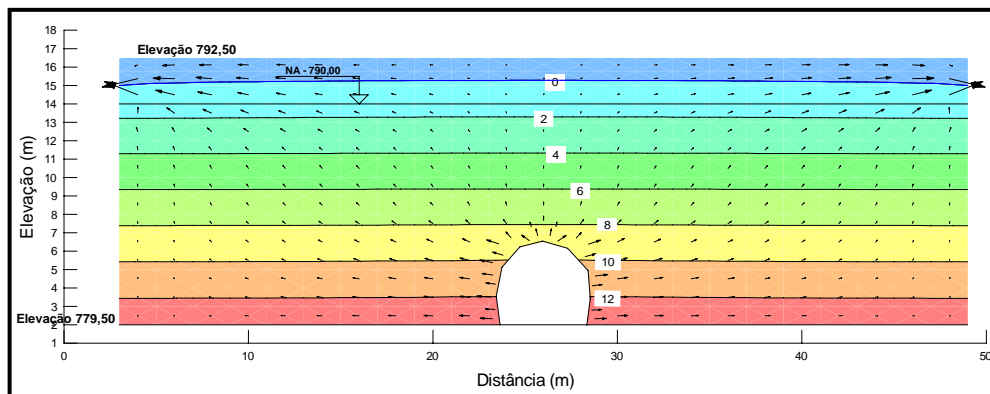


Figura 4.4 - Seção BB – Junta Totalmente Aberta – Poropressões Resultantes da Percolação de Água ($q = 4,22 \times 10^{-9} \text{ m/s}$)

c) Para $k = 4.22 \times 10^{-7}$: Nesse cenário há o rompimento do aterro, tanto no corpo do maciço, quanto do solo de fundação.

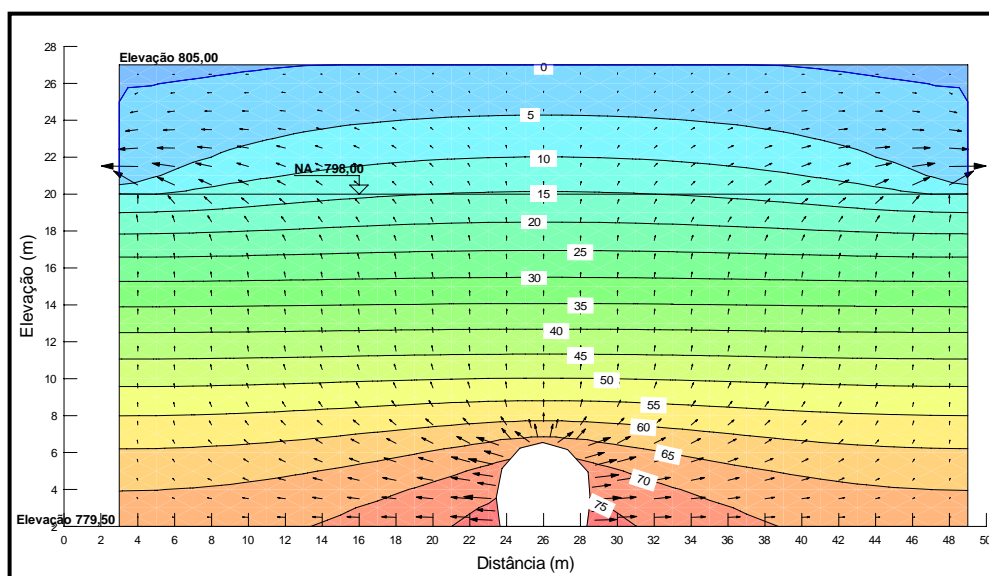


Figura 4.5 - Seção AA – Junta Totalmente Aberta – Poropressões Resultantes da Percolação de Água ($q = 4,22 \times 10^{-7} \text{ m/s}$)

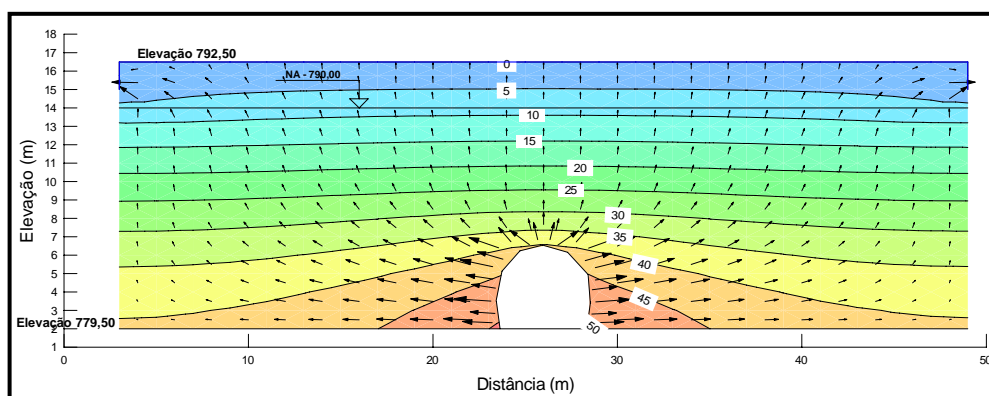


Figura 4.6 - Seção BB – Junta Totalmente Aberta – Poropressões Resultantes da Percolação de Água ($q = 4,22 \times 10^{-7} \text{ m/s}$)

Nos cenários de percolação de água com duas pequenas rupturas nas juntas, verifica-se que:

- Para $k = 4,22 \times 10^{-8}$: o comportamento é semelhante ao cenário das juntas totalmente abertas no que diz respeito à zona de capilaridade, sendo sua altura aumentada em 1 metro, no entanto para o caso da região no entorno à galeria, as poropressões chegaram no limite da coesão junto ao solo de fundação, em uma faixa de comprimento de 12 metros;

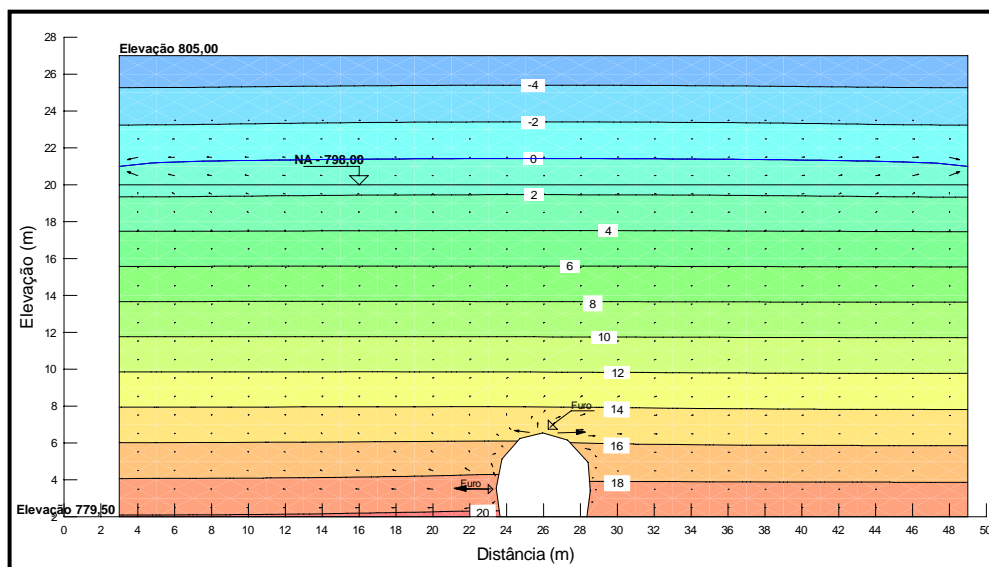


Figura 4.7 - Seção AA – Junta com Duas Rupturas – Poropressões Resultantes da Percolação de Água ($q = 4,22 \times 10^{-8} \text{ m/s}$)

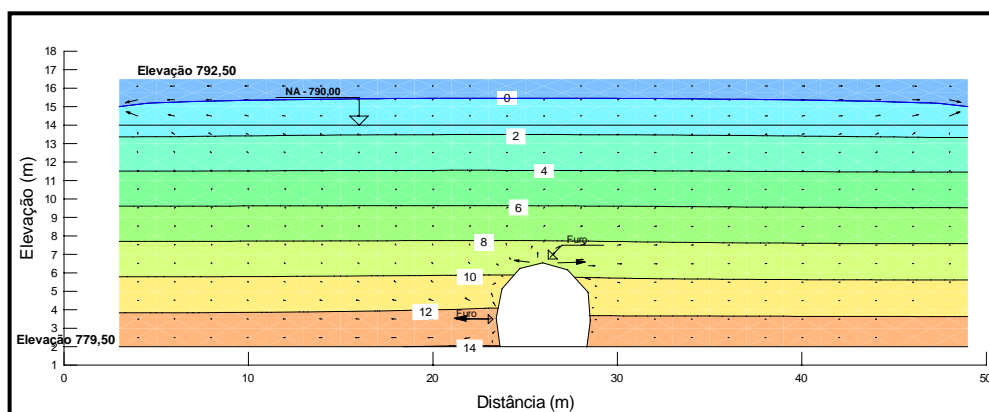


Figura 4.8 - Seção BB – Junta com Duas Rupturas – Poropressões Resultantes da Percolação de Água ($q = 4,22 \times 10^{-8} \text{ m/s}$)

b) Para $k = 4,22 \times 10^{-9}$: comportamento semelhante ao cenário anterior, na faixa de altura de 11 metros acima do solo de fundação, entretanto a pressão de capilaridade acima dessa faixa é maior do que no cenário anterior;

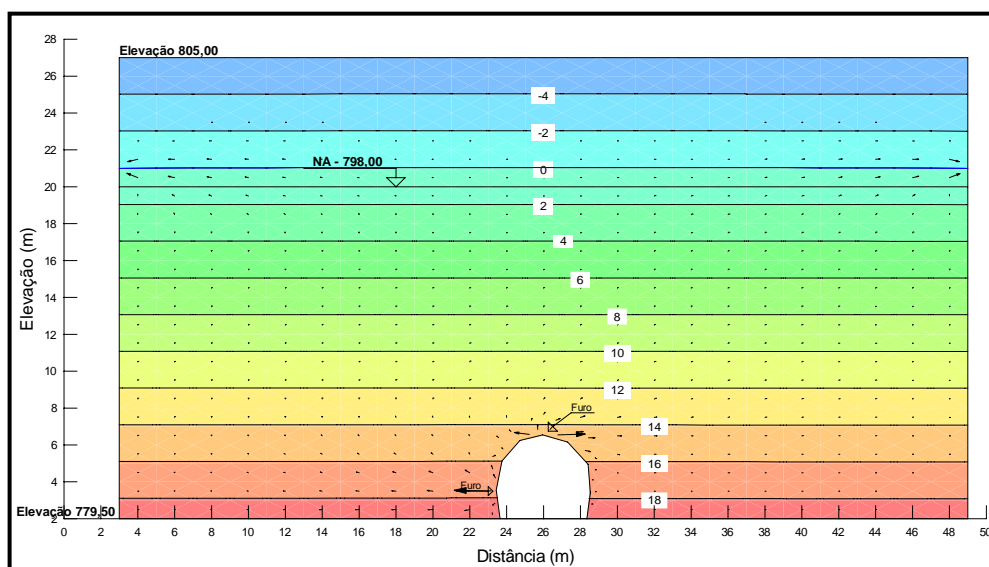


Figura 4.9 - Seção AA – Junta com Duas Rupturas – Poropressões Resultantes da Percolação de Água ($q = 4,22 \times 10^{-9} \text{ m/s}$)

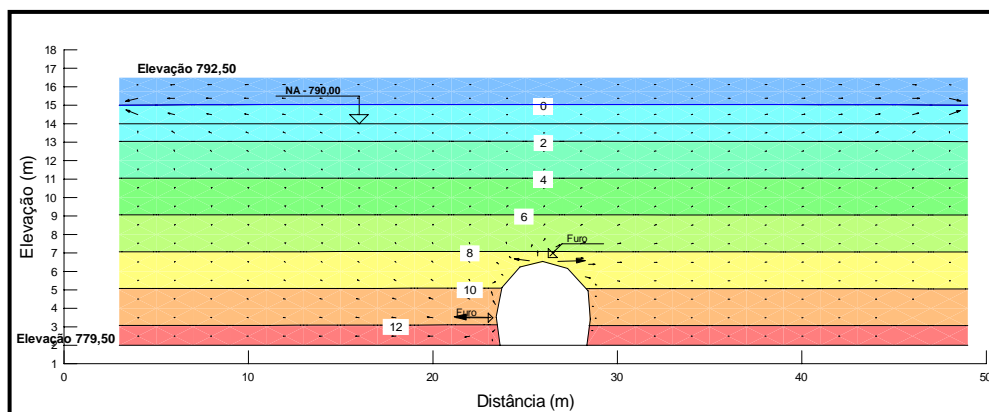


Figura 4.10 - Seção BB – Junta com Duas Rupturas – Poropressões Resultantes da Percolação de Água ($q = 4,22 \times 10^{-9} \text{ m/s}$)

c) Para $k = 4,22 \times 10^{-7}$: Nesse cenário há o rompimento numa porção do corpo do aterro adjacente à galeria e ao solo de fundação. Continua havendo capilaridade, porém numa faixa maior, cuja altura é cerca de 13 metros.

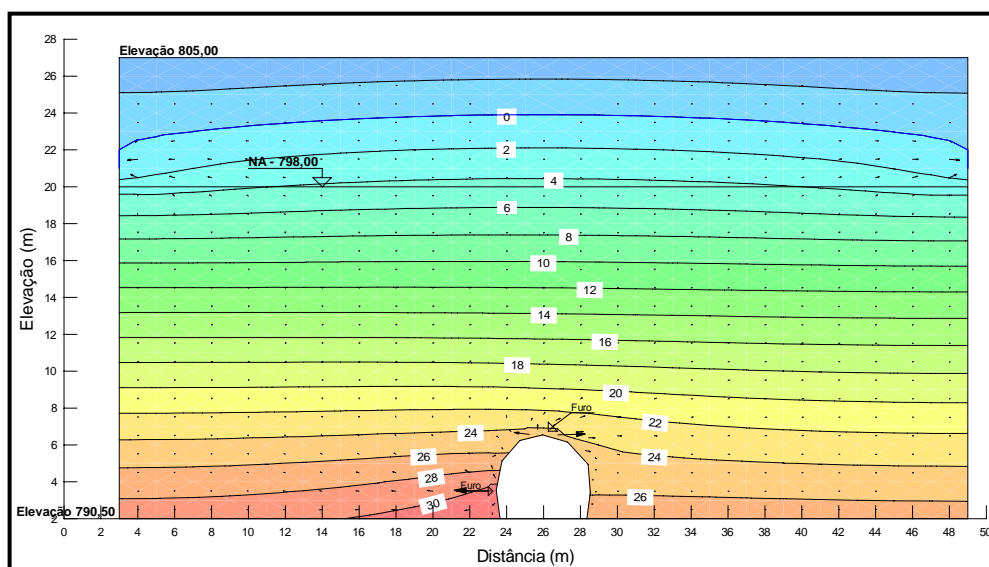


Figura 4.11 - Seção AA – Junta com Duas Rupturas – Poropressões Resultantes da Percolação de Água ($q = 4,22 \times 10^{-7} \text{ m/s}$)

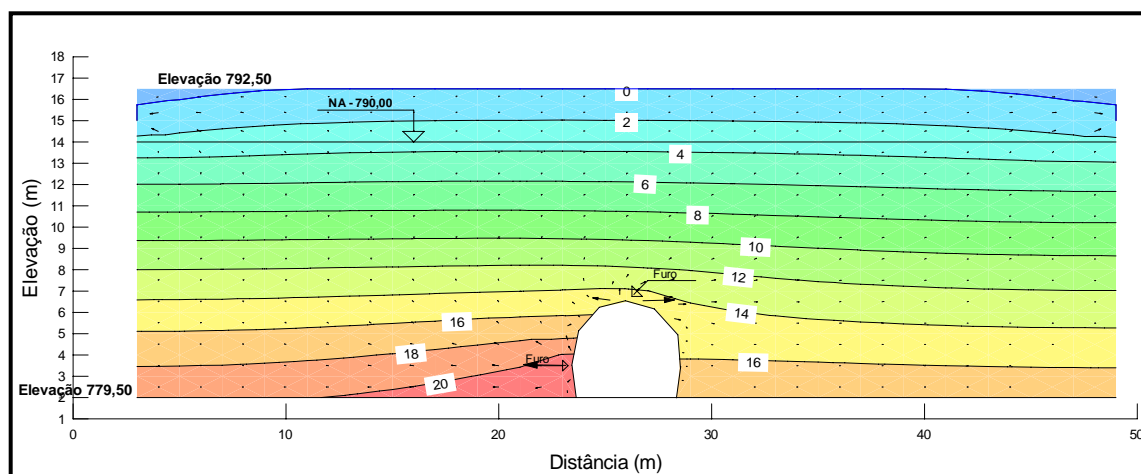


Figura 4.12 - Seção BB – Junta com Duas Rupturas – Poropressões Resultantes da Percolação de Água ($q = 4,22 \times 10^{-7} \text{ m/s}$)

Em todos os cenários simulados com vazão de ar, o aterro entraria em colapso, conforme apresentado no Anexo II.

CAPÍTULO 5: CONCLUSÕES

De acordo com os estudos hidrológicos e com dados do vertedor utilizado como exemplo, verificou-se que o mesmo teria funcionado de forma a produzir vibrações e flutuação de pressão, apenas uma vez, se a cota de sua soleira não houvesse sofrido alterações.

De acordo com a figura 5.1, verifica-se que o alteamento sofrido pela tulipa implicou no aumento da frequência do seu mau funcionamento, uma vez que, de acordo com a tabela 4.2, à exceção do ano de 1972, o vertedor funcionaria com o controle no túnel, não havendo perturbações com relação à flutuação de pressão.

Assim deve-se empreender, no caso da adoção de dispositivos vertedores do tipo poço, um estudo de frequência de funcionamento do mesmo para posterior simulação geotécnica.

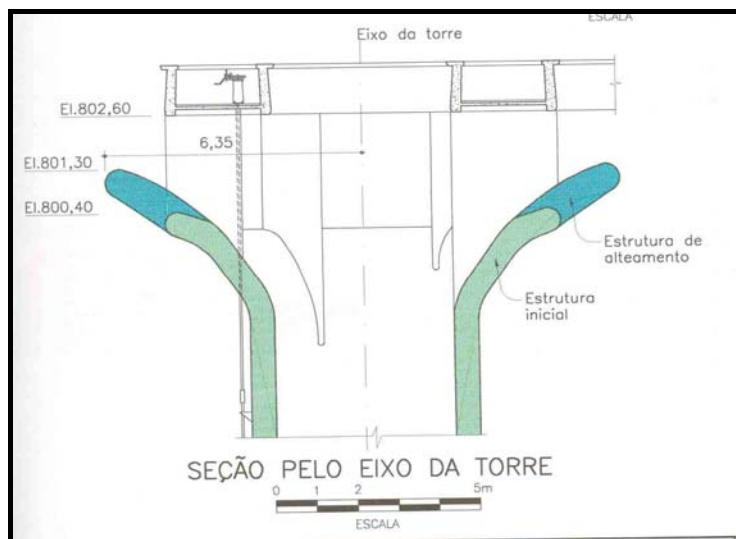


Figura 5.1 – Alteamento da Tulipa (SUDECAP/DAM, 1998)

De acordo com os resultados obtidos nas simulações das possíveis poropressões atuantes na porção do maciço adjacente à galeria, tem-se a observar:

a) Em nenhum momento houve, somente, entrada de ar nas juntas, uma vez que a permeabilidade do ar induziria ao colapso imediato do maciço. O fenômeno que ocorreu no poço n° 1, quando de sua abertura, foi o efeito da pressão de entrada de ar ou pressão de borbulhamento, indicando que a pressão capilar foi ultrapassada para que a fase não molhante (ar) pudesse penetrar num meio poroso saturado, com uma fase molhante (água);

b) Baseado em que, de uma forma geral, as variações das tensões produzem variações de volume e, estas por sua vez, variações de porosidade, alterando a quantidade de canais de fluxo para o fluido permeante, sugere-se com base nos resultados das simulações das poropressões que a compactação do aterro foi homogênea e, com a frequência de seu funcionamento, houve sérias variações no grau de compactação e acomodação do solo;

c) O efeito da tensão líquida, também, deve ser considerado nesse processo de alteração do grau de compactação, uma vez que a condutividade do ar diminui com o incremento da tensão líquida que aumenta a condutividade hidráulica, pois aumenta a espessura da água adjacente às paredes dos poros;

d) Com base nas discussões efetuadas no capítulo 4, os cenários mais condizentes com o ocorrido no maciço da barragem da Pampulha equivalem ao coeficiente de permeabilidade $k=4,22 \times 10^{-9}$, com juntas totalmente abertas e com pequenas aberturas. A Figura 5.2 mostra o comportamento da rede de fluxo da seção longitudinal à galeria X poropressões referente à injeção de vazão $q=4,22 \times 10^{-9}$ de água.

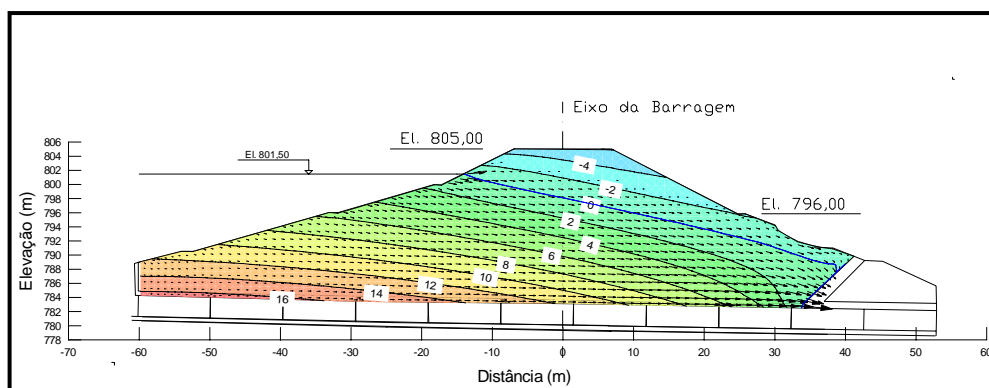


Figura 5.2 - Seção Longitudinal à Galeria – Poropressões Resultantes da Percolação de Água ($q = 4,22 \times 10^{-9} \text{ m/s}$)

Os demais cenários, caso ocorressem, levariam o solo adjacente à galeria a um colapso e, conseqüentemente, à ruptura;

e) Verificou-se, também, que a carga hidráulica do reservatório atuou como “*fator de amortecimento*”, quando da aplicação das injeções de água, promovendo uma recirculação do fluxo, atenuando, assim, as poropressões verticais, também, verificado na figura 5.2;

f) Deve-se, quando do projeto de estruturas hidráulicas do tipo poço, verificar as situações em que o túnel do extravasor tulipa funcione sob pressão (conduto forçado) e simular a entrada de água nas juntas com a pressão dinâmica apropriada, tendo em vista a segurança do empreendimento;

g) Com base no exposto no capítulo 2, e figura 2.47, o corpo de todo o aterro não sofreu as oscilações emitidas pelo túnel, quando do mau funcionamento hidráulico do vertedor, porque a uma distância de 30 metros, as vibrações seriam de pequena escala. Dessa forma, somente a porção do maciço, acima e lateralmente solidária à galeria, sofreu o sismo.

CAPÍTULO 6: CONTRIBUIÇÕES ORIGINAIS AO CONHECIMENTO

Não constam na literatura, estudos de instabilidade de maciços de terra, causada pelos fenômenos de ruptura hidráulica, provenientes das vibrações induzidas através das juntas de dilatação de estrutura transversal a aterros, submetida a um funcionamento hidráulico inadequado. A modelagem matemática de comportamento de solos associada à modelagem física de comportamento hidráulico de estruturas vertedoras é ferramenta de grande valia para projetos desses aterros.

Diversos pesquisadores estudaram o problema de arrastamento de ar em poços verticais vertedores sem associar os resultados das suas pesquisas à Mecânica dos Solos e Geotecnia.

Este trabalho contribui para uma primeira associação das diferentes áreas do conhecimento que devem atuar na solução de problemas desse caráter.

CAPÍTULO 7: RELEVÂNCIA DOS RESULTADOS

Barragens são obras hidráulicas destinadas ao represamento de um curso d'água com o fim de utilizar mais racionalmente os recursos hídricos e evitar ou retardar enchentes.

Atualmente, devido à demanda crescente dos recursos hídricos e complexidade dos empreendimentos, as barragens podem atender a mais de um objetivo, sendo denominadas de “barragens de usos múltiplos”.

As barragens de terra utilizam materiais disponíveis da região onde serão implantadas e, também, na sua execução são empregados equipamentos simples e disponíveis, facilmente, na sua construção. Nas condições brasileiras, a utilização de barragens de terra é muito freqüente.

Com base nos resultados obtidos neste estudo, pode-se verificar que a metodologia sugerida para a adoção do vertedor tipo poço em projetos de barragem de terra poderá ser utilizada amplamente, uma vez que indica a freqüência de funcionamento hidráulico inadequado e o associa ao estudo de instabilidade do maciço. Assim, poderão ser adotados graus de compactação e materiais adequados às pressões impostas no aterro, evitando que o mesmo entre em colapso e possa provocar danos às populações localizadas na planície de inundação.

CAPÍTULO 8: SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Sugere-se, como trabalho futuro, o aprimoramento da modelagem física em solos com determinado grau de compactação e acomodação, associando-os aos esforços referentes ao mau funcionamento de estruturas hidráulicas que poderão atuar sobre os mesmos.

Sugere-se, também, estudos de “Dam Break” para verificar, nos casos de barragens já executadas e sujeitas ao fenômeno estudado neste trabalho, a geometria da brecha (para cada tipo de solo empregado) e o tempo decorrente à abertura danosa, para que se possam adotar medidas não estruturais na planície de inundação.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABECASIS, F. M. e QUIONTELA, O – O comportamento dos descarregadores em poço. LNEC, Lisboa, 1964, Memória No 90.

AITKEN, J.- Reservoir and Production Fundamentals, Schlumberger.1980.

AMYX, J. W., BASS, D. M. JR. & WHITING, R. L.,. “Petroleum Reservoir Engineering. 1960.

ANDERSON, M.P. e W.W. WOESSNER – Applied groundwater modelling simulation of flow and advective transport, Academic Press, Inc., San Diego, California, 1992, 381 p.

BARDEN, L. AND PAVLAKIS, G., “Air and Water Permeability of Compacted Unsaturated Cohesive Soil”, *Journal of Soil Science*, Vol. 22, No. 3, pp. 302 – 318. 1971.

BEAR, J “Dynamics of Fluids in Porous Media”, American Elsevier, New York.1972

BLIGHT, E., “Flow of Air Through Soils”, *ASCE J. Soil Mech. Found. Eng. Div.*, Vol. 97 SM4, pp. 607-624.1971

BROOKS, R.H. & COREY, A.T. “Hydraulic Properties of Porous Media”, Colorado State Univ. Hydrol. Paper, No 3, 27 pp.1964

BUCKINGHAM, E.,. “Studies of The Movement of Soil Moisture”, U.S.D.A. Bur. of Soils, Bulletin No 38.1907

CARRILLO, D. C. W. “Resistencia ao Cisalhamento dos Solos Coluvionares e Residuais Não Saturados da Vista Chinesa, RJ.”, Dissertação de Mestrado Pont. Univ. Católica. Do Rio de Janeiro, DEC.1993.

CASTORANI, A, DI SANTO A, & PICCINNI, A.F. – Alcune considerazioni sul proporzionamento degli sfioratori a cálice. *L’Energia elétrica*, No 6, 1986.

CHILDS, E.C. & COLLIS-GEORGE, E. “The Permeability of Porous Materials”, *Proc. Royal Society.*, Vol □210A, pp. 392-405.1950.

CHOW, V.T., MAIDMENT, D.R. e MAYS, L.W. – Applied hydrology. Mc Graw Hill Book Company, New York. 1988. p.149.

CONSTANTZ, J. “Temperature Dependence of Unsaturated Hydraulic Conductivity of Two Soils”, *Soil Science Society American Journal*, N^o46, pp.466-470. 1982.

COREY, A.T. “Measurement of Water and Air Permeability in Unsaturated Soil”, *Soil Science Society American Journal*, Vol. 21, N^o1, pp.7-10. 1957.

COREY, A.T. “Air Permeability”, *In Methods of Soil Analysis. Part 1. Physical and Mineralogical Methods. 2nd ed. Agronomy. Edited by A. Klute. American Society of Agronomy, Inc. Madison, Wis., U.S.A. pp 1121-1136. 1986.*

CRAIG, R.F. – Soil Mechanics, Van Nostrand Reinhold (UK Co. Ltd, Wokingham, England, 1985, 419 p.

CUOMO, A.R. – Entrainment d’air par un écoulement dénoyé em puits vertcaux avec dèversoir circulare. In: Congresso IAHR, No 16, são Paulo, 1975. Proceedings, v 3, p.319-324.

_____ - Arrastamento de ar em poço com embocadura tipo tulipa. B. Técnico DAEE, São Paulo, 24 (2), p.193-207, mai-ago, 1981.

_____, SOUZA, P..A & OLIVEIRA, D.D. – Arrastamento de ar em vertedores circulares com poço vertical. In: Simpósio Luso Brasileiro sobre simulação e Modelação em Hidráulica e Recursos Hídricos. Blumenau, S.C., Brasil, v1, p.543-569.

_____ & GENOVEZ, ^aI.B. – A escolha da escala para um modelo físico de um vertedor com emboque tipo tulipa. In: XII Congresso Latino Americano de Hidráulica, São Paulo, Brasil, 1986.

CURTET, R. et DJONIM, K. – Etude d'un écoulement mixte air-eau vertical descendant: regimes, évolution de la concentration. *L'Houille Blanche*, 1967, 22 (05).

DAS, Braja M. – *Advanced soil mechanics*, Mac-Grow Hill Book Company, Singapore, 1985, 511 p.

DELGADO, C.W.C., *Desenvolvimento de um equipamento para o estudo da permeabilidade efetiva em meios multifásicos – Tese de Doutorado – Departamento de Engenharia Civil - PUC – RJ*, 2000.

DE MARSSILY, G. – *Quantitative Hydrogeology – groundwater hydrology for engineers*, Academic Press. Inc., London, 1986, 440 p.

DORIA, P.G., SCUDERI, M., VIPARELLI, R. – Il trascinamento d'aria in pozzi di caduta. In: XXII Congresso di Idraulica e Costruzioni, Cosenza, Itália, 4-7, outubro, 1990.

DULLIEN F. A. L. “*Porous Media Fluid Transport and Pore Structure*” *Academic Press Inc.* 1992.

ELEVATORSKI, E. A. – *Hydraulic energy dissipators*. New York, Mc Graw-Hill, 1959, 214 p.

ESTES, R.K. & FULTON,. “Gas Slippage and Permeability Measurements”, *Transactions of AIME Petrol.* Vol 207. 1956.

ESTEVEES, V.P. *Barragens de terra*, Universidade da Paraíba, Escola Politécnica de Campina Grande, Campina Grande, 300 p., 1971.

ERVINE, D.A e AHMED, A. A – A scaling relationship for a two dimensional vertical drop shaft. In: Conference on Hydraulic Modelling of civil Engineering Structures, Coventy, England, Set. 22-24, 1982..

ERVINE, D.A – A review of bubbly and air pockets flows in Civil Engineering Hydraulic Structures. Manuscript, 1985.

FALVEY, H.T. – Air water mixtures. Engineering Monograph no 41 – U.S. Department of the Interior. Water and power resources services, 1980.

FAURE, J. et PUGNET, L. – Étude de l'alimentation d'un évacuateur en puits. Communication présentée au VI Congrès Italien d'Hydraulique et de Constructions Hydrauliques, Padova, Italia, 1959, 7 pag.

FETTER, C.W. "Contaminant Hydrogeology", Prentice Hall.1992.

FLEUREAU, J.M. E TAIBI, S. "A New Apparatus for the Measurement of Water-Air Permeabilities", First Int. Congress on Environmental Geotechnics, Alberta-Canada.1994.

FLEUREAU, J.M. E TAIBI, S "Water-Air Permeabilities of Unsaturated Soils", 1st Conference on Unsaturated Soils, Paris-France, Vol 1, pp 479-484.1995.

FREDLUND E RADHARJO "Soil Mechanics for Unsaturated Soils", John Wiley & Sons Inc., New York.1993.

FREEZE, R.A., "Influence of the Unsaturated Flow Domain on Seepage Through Earth Dams", *Water Resource Research*, Vol 7, No4, pp 929-940. 1971.

FUSCHSBERGER, M. E SEMPRICH, S. "Air flow Through Partially Saturated Cohesionless Soil", *1st International Conference on Unsaturated Soils*. Paris, Vol 1: 491-497. 1995.

GARDEL, A. – Les évacuateurs des crues en déversoir circulaires. Bull. Tch. De la Suisse Romande, No 27, 1949.

GATES , J. I. E TEMPELIETZ, W “Relative Permeabilities of California Cores by Capillary Pressure Method”, *American Petroleum Institute., Drilling and Production Practice*, 285. 1950.

GENOVEZ, A.I.A – Arrastamento de ar em poço com embocadura tipo tulipa. Estudo experimental comparativo. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da USP. São Paulo, 1986.

_____ - Estudo do efeito de escala no arrastamento de ar em poço com embocadura tipo tulipa. Tese de doutorado. Escola Politécnica da USP. São Paulo, 1991.

_____ - Determinação do comprimento limite no estudo do, arrastamento de ar em poço com embocadura tipo tulipa. Tese de Livre Docência. UNICAMP. 1997.

_____ & CUOMO, A.R. – Estudo da semelhança do arrastamento de ar em poço com embocadura tipo tulipa. In”: Congresso Latino americano de Hidráulica, Cartagena, Colômbia, Set.1992.

_____ & CUOMO, A.R. – Determinação da curva de arrastamento de ar em função da vazão líquida no arrastamento de ar em poço com embocadura tipo tulipa. Boletim EPUSP, 05, 1993.

HACK, H.P. – Air entrainment in dropshafts with annular flow by by turbulent diffusion. In: Congress IAHR, 17o , Baden-Baden, Alemanha, 1977, Proceeding, v 1, A64, p 507-515.

_____ - Modelling of zones of natural desaeration. In: Congress IAHR, 17o , Baden-Baden, Alemanha, Proceeding, v 1, A66.

HAMILTON, J.M., DANIEL D.E AND OLSON R.E., “ Measurement of Hydraulic Conductivity of Partially Saturated Soils” Permeability and Groundwater Contaminant Transport. *ASTM STP 746*. Zimmie T.F. and Riggs C.º Eds., *American Society for Testing and Materials*.1981.

HILLEL , D. “Fundamentals of Soil Physics”, Academic Press. New York. 1980.

HUANG, S.Y., FREDLUND, D.G. E BARBOUR, S.L. “Measurement of the Coefficient of Permeability Of Unsaturated Soil”, 1st Conference on Unsaturated Soils, Paris-France, Vol 1, pp 505-511. 1995.

HUBBERT, M.K. “The Theory of Ground Water Motion”, *J. Geol.* 48, pp 785-944. 1940.

HSU, S.J.C. – Argilas dispersivas, *Anais, Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos*, São Paulo, v II, 1974.

JAIN, S. – Air transport in vortex-flow drop shafts. *Journal of Hydraulics Engineering*, v114, Dec. 1988.

JUCA, J.F.T. “Comportamiento de los Suelos Parcialmente Saturados Bajo Succión Controlada”, Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid, ETS de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos. Madrid España. 1990.

KALINSKE, AA& BOBERTSON, J.N. – closed conduit flow. *Transaction of the American Society of Civil Engineers*, 1943, 108, 1435-1516.

KLINKERBERG, L.J. “The Permeability of Porous Media to Liquid and gases”, *Amer. Pet. Inst. Drill. rod. Pract.*, pp 200-213. 1941.

KLUTE, A., "Laboratory Measurements of Hydraulic Conductivity of Unaturated Soil", *In Methods of Soil Analysis*. (C. A. Black, Ed.), Monograph 9 Chap. 16, Part 1, *American Society of Agronomy, Inc. Madison, Wis., U.S.A.* pp 253-261. 1965.

KOBUS, H. – Local air entrainment and detrainment. In: Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures. Esslingen am Neckar, Germany, Septem, ber 3-6, 1984 – IAHR.

LAMBE, T.W. AND WHITMAN, R.V, "Soil Mechanics", John Willey & Sons, New York.1979.

LAUSHEY, L.N. & MAVIS, F.T. – Air entrained by water down vertical shafts. In: Congress IAHR, 5^o , Minnessota, U.S., Proceedings, v 1, p 483-487.

LAZZARI, E. – Ricerca sperimental sugli sfioratori a calice. In: Convegno di Idraulica e Construzioni Idrauliche, 6^o, Padova, Italia, 1959, Atti B 8, 11 p.

LENHARD, R.J. E PARKER, J.C. "Experimental Validation of the Theory of Extending Two-Phase Saturation-Pressure relations of Three-Fluids Phase Systems for Monotonic Drainage Paths", *Water Resource Research*, Vol 24 N^o3, pp 373-380.1987.

LEVERETT, M.C. E LEWIS, W.B "Steady Flow of Gas-Oil-Water Mixtures Through Unconsolidated Sands", *Trans. AIME*, 142, pp 107-116.1941.

LUTZ, J.F.,AND KEMPER,J.D "Intrinsic Permeability of Clay as Affected by Clay-Water Interaction", *Soil Science*, Vol 88.1959.

MARCHI, E. e RUBATTA, A – Ricerca sperimentali sugli sfioratori a calice. Atti Del Convegno di Idraulica e Construzioni Idrauliche, Padova, Itália, 1959.

MARLE, "Multiphase Flow in Porous Media", Gulf Publications Co.1981.

MARQUENET, G. – Entrainment par un écoulement en conduit verticale. Application aux puits d'adduction secondaires. In: Congresso IAHR, 5o, Minnesota, U.S., 1953, p. 489-56.

MATYAS, E.L. “Air and Water Permeability of Compacted Soils”, *ASTM*, , *American Society for Testing and Materials*., pp 160-175.1967.

MERCER J.W. AND COHEN R.M. “ A Review of Immiscible Fluids in the Subsurface: Properties, Models, Characterization and Remediation”, *Journal of Contaminant Hydrology*, 6.1990.

MITCHELL, J.K. “Fundamentals of Soil Behavior” (2nd. Edition), John Willey & Sons, New York, 437 pp.1993.

MUSSALI, Y.G. e CARSTEN, M. R. – A study of flows conditions in shaft spillways. Atlanta, U.S., 1968, 158 p.

OLIVEIRA, D.D. – Extravadores tipo tulipa. Estudo teórico experimental. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da USP., São Paulo, 1984.

OLIVEIRA, M.G.B. – Estudos dos processos erosivos e avaliação da produção de sedimentos na bacia hidrográfica da Pampulha – Dissertação de Mestrado. EHR – UFMG.1996

OAKES M.J, BAKER L.E AND THOMAS“Three-Phase Relative Permeability of Berea- Sandstone” SPE/DOE, 17370, Presented at SPE/DOE Enhanced Recovery Symposium, Tulsa, Oklahoma.1988.

OLSEN, H.W., NICHOLS R.W. AND RICE T.L.,“ Low Gradient Permeability Measurements in a Triaxial System”, *Geotechnique*, 35 No2.1985.

OLSEN, H.W, “Simultaneous Fluxes of Liquid and Charge in Saturated Kaolinite”, *Soil Science Society of America Proceedings*, 33, Nº3.1969.

OLSEN, H.W., “Deviations from Darcy’s Law in Saturated Clay”, *Soil Science Society of America Proceedings*, pp 135-140.1965.

OLSON, R.E. AND DANIEL D.E “Measurement of the Hydraulic Conductivity of Fine- Grained Soils”, *Permeability and Groundwater Contaminant Transport. ASTM STP 746*. Zimmie T.F. and Riggs C.º Eds., *American Society for Testing and Materials*.1981.

OLSON, T.C. AND SCHWARTZENDRUBER, D. *Soil Science Society of America Proceedings* Vol. 32 Nº4.1968.

PANE, V., CROCE, P. ZNIDARCIC, D. KO, H.-Y., OLSEN, H.W. AND SCHIFFMAN, R.L., “Effects of Consolidation on Permeability Measurements for Soft Clay”, *Geotechnique*.1983

PAPAGIANNAKIS, A.T. E FREDLUND, D.G “A Steady State Model for Flow in Saturated- Unsaturated Soils”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol 21, Nº13, pp 419-430.1984

PATANKAR, S.V. – Numerical heat transfer and fluid flow, McGraw Hill Book Company, New York, 1980, 197 p.

PINHEIRO, M.G. – Equação de chuvas intensas para a RMBH – Dissertação de Mestrado. EHR – UFMG. 1997.

PINTO, N.S.L. & NEUDERT, S.H. – Model-prototype conformity in aerated spillway-flow. In: Conference on Hydraulic Modelling of Civil Engineering Structures., Coventry, England, Set. 22-24, 1982.

PORTO, R.B. Drenagem Urbana. Porto Alegre. Ed. UFRGS. 1995.

RAO, N.S.L. & KOBUS, H.E. – Characteristics of self-aerated free surface flows. Bielefeld, 1975, 224 p.

RICHARDS, L.A “Capillary Conduction of Liquids Through Porous Medium”, *J. Physics* Vol 1, pp 318-333.1931.

ROSE, W.D “Permeability and Gas Slippage Phenomena”, *API Drill. and Prod. Prac.*, 209.1948.

RUBATTA, A – Gli sfioratori a calice. Conclusione di ricerca aperimentali. *L'énergia elettrica*, no 2, 1962.

RUTSCHMANN, P. e HAGER, W. – Air entrainment by spillway aerators. *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol. 116, 06, Jun.1990.

SCHEIDEGGER, A.E “The Physics of Flow Through porous Media”, University of Toronto Press, Toronto.1974.

SCHWARTZENDRUBER, D.. *Soil Science Society of America Proceedings*. Vol 32, N°1.

SCHWARTZENDRUBER, D. *Soil Science Society of America Proceedings*, Vol 27, pp 491-495.1968.

SCHWILE, F. “Migration of Organic Fluids Immiscible with Water in the Unsaturated Zone”, *Pollutants in Porous Media*, Bayron, Degan and Goldschmid Editors, Springer.1984

SENTURK, F. *Hydraulics of Dams and Reservoirs*, Water Resources Publications, Highlands Ranch, Colorado, 1994.

SHERARD, I.L. – Piping in earth dams of dispersive clays, Proceedings Conference on Performance of Earth Supported Structures, ASCE, 1972.

SILVA, A.B., CARVALHO, E.T., FANTINEL, L.V., ROMANO, A.W. – Estudos Técnicos para o levantamento dos focos de erosão e do risco geológico na bacia hidrográfica da Pampulha, Belo Horizonte. Relatório Técnico FUNDEP, IGC/UFMG. 1994.

STANDING M. B., “Notes on Relative Permeability Relationships”, Department of Petroleum Engineering, School of Earth Sciences, Stanford University, Stanford California. 1975

STRACH, J.C.S. – Vertedor tulipa com parcialização da soleira de emboque. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da USP., São Paulo, 1990.

SUDECAP/DAM Engenharia. *Condições de Estabilidade e Segurança da Barragem da Pampulha* – Relatório Técnico, Fevereiro/1998.

SUDECAP/DAM Engenharia. *Análise de Percolação e Estabilidade da Barragem da Pampulha* – Relatório Técnico, Setembro/1998.

SUDECAP – Condições hidrológicas da represa da Pampulha – Relatório Técnico. 1985.

TAVENAS, F. LEBLOND, P.J AND LEROUEIL, S., “The Permeability of Natural Soft Clays. Part I: Methods of Laboratory Measurement”, *Canadian Geotechnical Journal* Vol. 20.1983

TAYLOR, D.W. “Fundamentals of Soil Mechanics”, John Willey & Sons, New York, 700 p.1948

THOMAS, N.H. – Air demand in Hydraulic Models: Experimental evidence of Bi-Modal Structure in air entraining flows and a scaling analysis of detrainment with special application to siphon priming. In: Conference on Hydraulic Modelling of Civil Engineering Structures. Coventry, England, Set. 22-24, 1982.

THORN, M.F.C. – Modelling the air demand of vertical dropshafts. In: Congress IAHR, 17o, Baden-Baden, Alemanha, 1977. Proceedings, v 1, A65, p 515-523.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS/ASCE, Hydraulics design of spillways, ASCE Press, American Society of Civil Engineers, 345 East 47th Street, New York, New York 10017-2398, 1995.

U.S. BUREAU OF RECLAMATION – Hydraulic design of stilling basins and energy dissipatos, Engineering Monograph no 25, Denver, Co, 1984.

U.S. BUREAU OF RECLAMATION – Design of small dams, Washington, D.C., 1977.

VAN DAM, J. “The Migration of Hydrocarbons in Water-Bearing Stratum” In Joint Problems of Oil and Water Industries. Hepple, P., Ed., Elsevier. New York.1965

VARGAS, M. – Introdução à mecânica dos solos, Mac-Grow Hill, São Paulo, 1977, 509 p.

VIPARELLI, M. – Transporte di aria da parte di correnti idriche in condotti chiusi. L'Energia Elettrica, Nov. 1954, no 11, p 83-826.

_____ - les courants d'air et d'eau dans puits verticaux. La Houille Blanche. Dec. 1961, no 6, p 857-869.

VIPARELLI, R. – Proporcionamiento di un imbocco a calice. In: XXII Congresso di Idrulica e Construzioni Idrauliche, Cosenza, italia, outubro, 1990, p 51-63.

WAGNER, W.E. – Morning glory shaft spillway: Determination of pressure – controlled profiles – Transactions ASCE, v. 121, p.345 (Paper 2802).

WEEKS, I.V. E RICHARDS, S.J - *Soil Science Society of America Proceedings*. Vol 31, pp. 721-725.1967.

WIJEYESEKERA, D.S. – Air entrainment in vertical shafts. *Water Power*, jun. 1974.

WISNER, P. – Suir le role du critere de Froude dans létude de l'entraînement de l'air par les courants a grande vitesse – In: XI Congresso IAHR, Leningrado, URSS, 1965.

10. PUBLICAÇÕES DA AUTORA RELACIONADAS COM O TRABALHO

1. GLORIA BRAZ, M – *“The operation of a morning-glory-type spillway as related to the embankment stability of an earthfill dam – A case Study”*;–ASCE’s Joint Conference on Water Resources Engineering and Water Resources Planning & Management - 30/07 a 02/08/00, Minneapolis, Minnesota.
2. BRAZ; M.G. –*“Instabilidade de um maciço de barragem de terra causada pelo mau funcionamento de um vertedor tipo tulipa”* — In V Simpósio de Recursos Hídricos do Nordeste, Natal, Rio Grande do Norte, 21 a 24/11/00, Volume I, p.595 – 602.
3. BRAZ, M.G.; CANÇADO, R.Z.L. – *“A relação da instabilidade de maciços de barragens de terra e o funcionamento hidráulico de vertedores tipo tulipa”* —In XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos e V Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa, Aracaju, Sergipe, 25 a 29/11/01. CD ROM.

11 – APÊNDICES

APÊNDICE I

I.1 - Elementos Estruturais Auxiliares dos Vertedores Tipo Tulipa ou Poço

ARRANJOS ANTIVÓRTICE

Segundo SENTURCK (1994), U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1995), GENOVEZ (1986) e vários outros autores, a formação de vórtices reduz a capacidade de vazão do vertedor e pode provocar um incremento na formação de ondas ao longo do túnel. Segundo DRIOLI (1969) e PICA (1970), no escoamento em vórtice, a estrutura da tomada possui o formato de uma espiral e, entretanto, a estrutura da entrada, a transição vertical e o poço vertical, foram dimensionados para o escoamento radial.

Assim, para se assegurar o escoamento radial, podem ser empregados pilares, aletas e paredes que atravessam a crista, conforme apresentado na figura I.1.

Quanto aos pilares, o seu tamanho e a sua quantidade dependerão das condições de aproximação ao vertedor, conforme figura I.2a. Nestes pilares poderão se alojar comportas para regularização do nível d'água, por ocasião de grandes cheias, ou então, os mesmos poderão servir de elemento para construir uma ponte sobre a crista da tulipa. A finalidade dessa ponte é permitir a remoção de detritos flutuantes, para evitar que os mesmos caiam dentro do vertedor.

As aletas são elementos menores que os pilares e acompanham o perfil de entrada, conforme a figura I.2b. Como nos pilares, o seu número depende das condições de aproximação ao vertedor. Poderão ser adotadas quando não se pretender instalar comportas e nem construir uma ponte sobre a crista.

No caso do vertedor tulipa com crista de pequeno diâmetro e, quando requerer somente dois pilares, poderá ser interessante adotar uma parede antivórtice, conforme apresentado na figura I.2c.

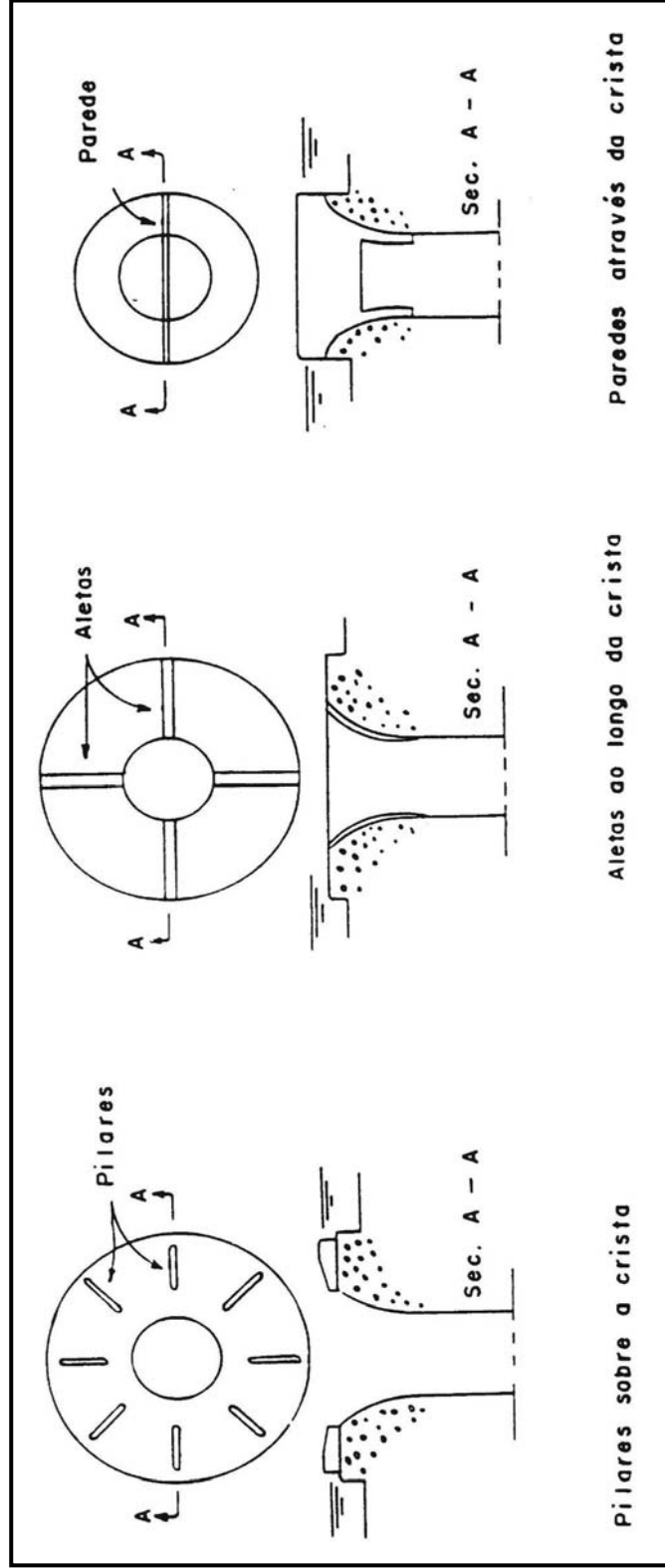


Figura I.1 – Arranjos Antivórtice em Um Extravasor Tulipa (GENOVEZ, 1986)

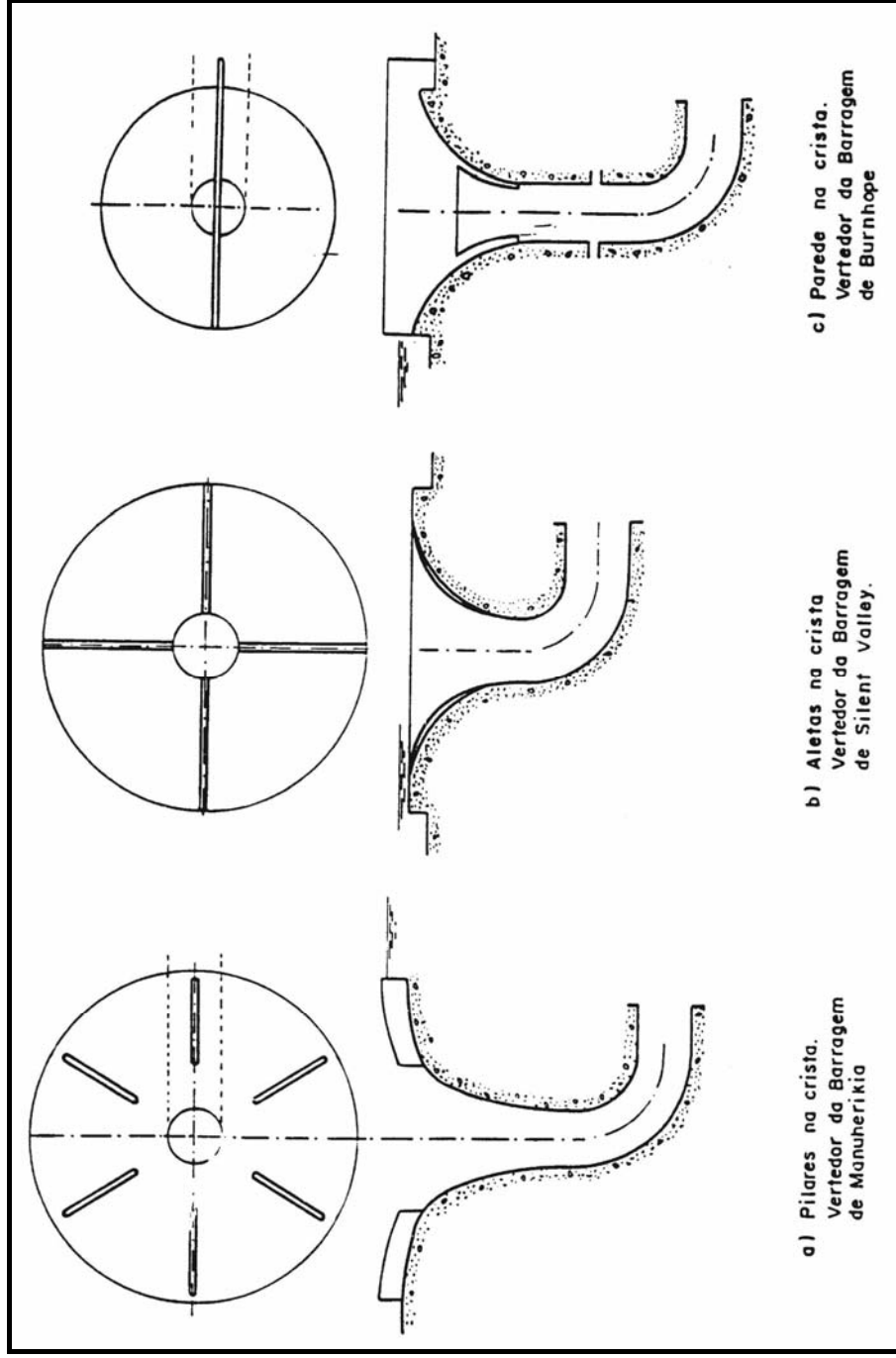


Figura I.2 – Exemplos de Arranjos Antivórtice (OLIVEIRA, 1984)

Quando o vertedor tulipa está próximo do talude da barragem, as condições de aproximação do escoamento são, fortemente, influenciadas pelas condições de fronteira. Para que a alimentação seja a mais próxima da radial, costuma-se empregar uma crista com perímetro parcial, ou seja, só é construída a parte da crista onde o escoamento chega radialmente, conforme mostrado na figura I.3.

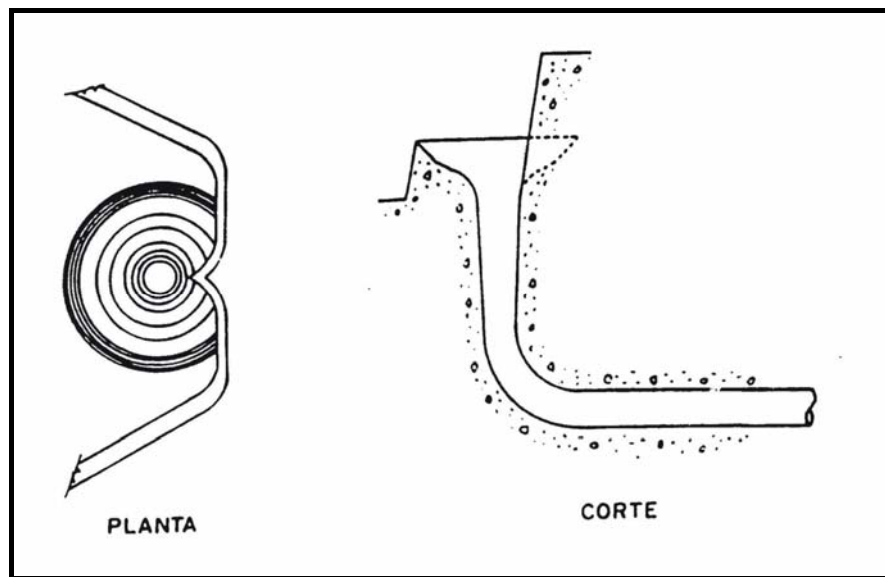


Figura I.3 – Crista com Perímetro Radial (USBR, 1977)

DEFLETORES

A finalidade dos defletores é provocar a estabilização do escoamento. São peças de seção transversal curvilínea ou retilínea, de pequena espessura, e podem ser colocadas na transição, no poço vertical, a montante e a jusante da curva, conforme figura I.4.

A colocação dos defletores, à montante da curva, tem por finalidade diminuir a perturbação provocada pelo encontro da água em queda livre, na parte interna da curva, com o escoamento, junto à parte externa da mesma.

A colocação do defletor produz a redução na seção transversal disponível, o que poderá diminuir o coeficiente de vazão nesta seção, mudando a seção de controle.

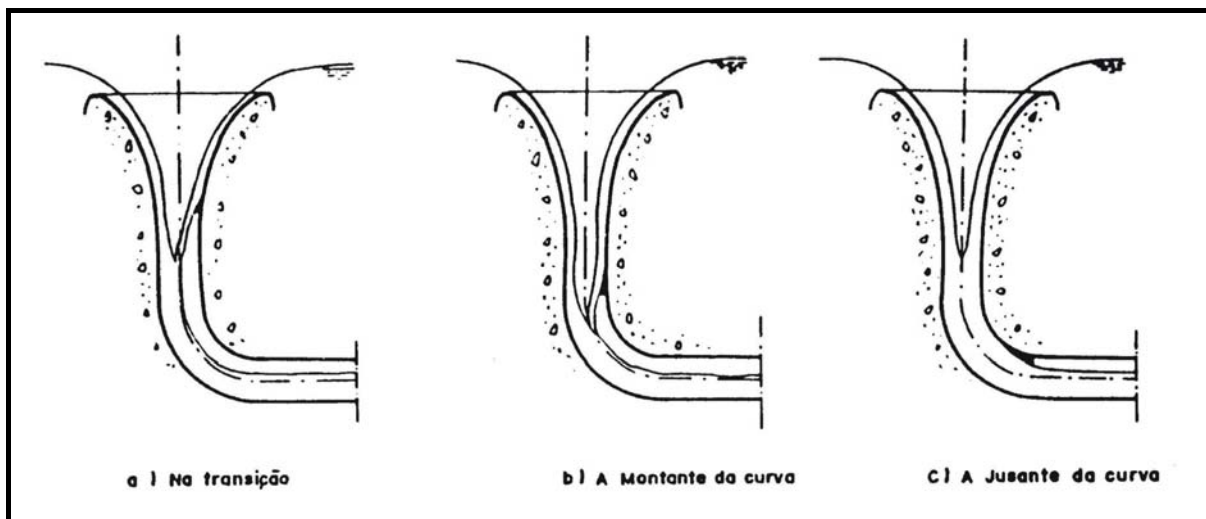


Figura I.4 – Localização do Defletor (GENOVEZ, 1986)

HAJDIN (1967), apud RIBEIRO (1976), propôs uma relação simples que permite determinar a vazão descarregada, no caso de ser empregado um defletor a montante da curva, conforme figura I.5.

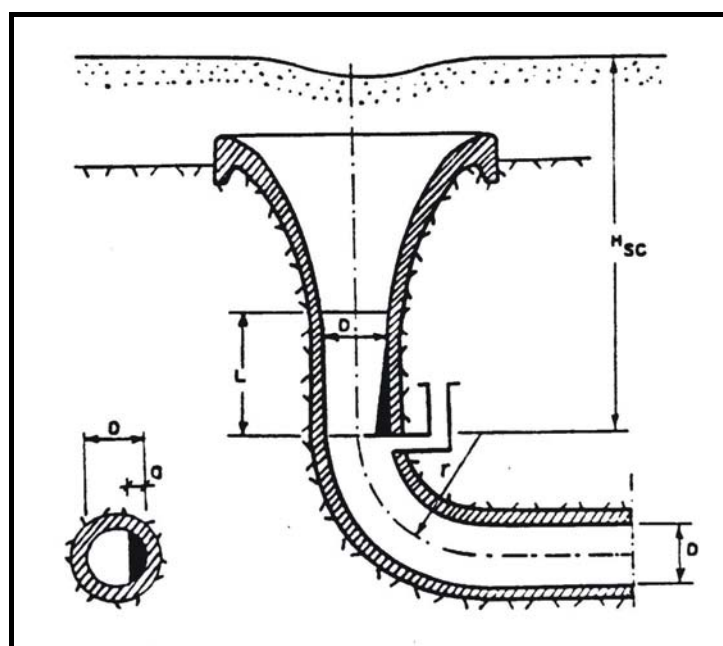


Figura I.5 – Instalação do Defletor (OLIVEIRA, 1984)

A vazão pode ser calculada através da relação:

$$Q = C_Q A_{SC} \sqrt{2gH_{SC}} \quad (I.1)$$

Onde:

A_{SC} = área da seção transversal contraída;

H_{SC} = carga em relação à seção contraída;

$$C_Q = \text{coeficiente de vazão} = C_Q = 0,92 - 0,2 \frac{D}{r} \quad (I.2)$$

Sendo:

D = diâmetro do poço;

R = raio da curva.

A equação (I.2) só é válida para os limites:

$$0 < \frac{a}{D} < 0,4$$

$$0 < \frac{D}{r} < 1$$

$$0 < \frac{L}{D} < 6$$

Onde r, l e a são dimensões apresentadas na figura I.5.

AERADORES

O ar arrastado pelo escoamento serve para formar uma superfície irregular no conduto horizontal e para aerá-lo.

A instalação de aeradores tem por finalidade evitar o aparecimento de grandes depressões e melhorar as condições de estabilidade do escoamento. Estes dispositivos poderão se instalados na transição vertical, no poço, na curva ou no túnel, conforme figura I.6.

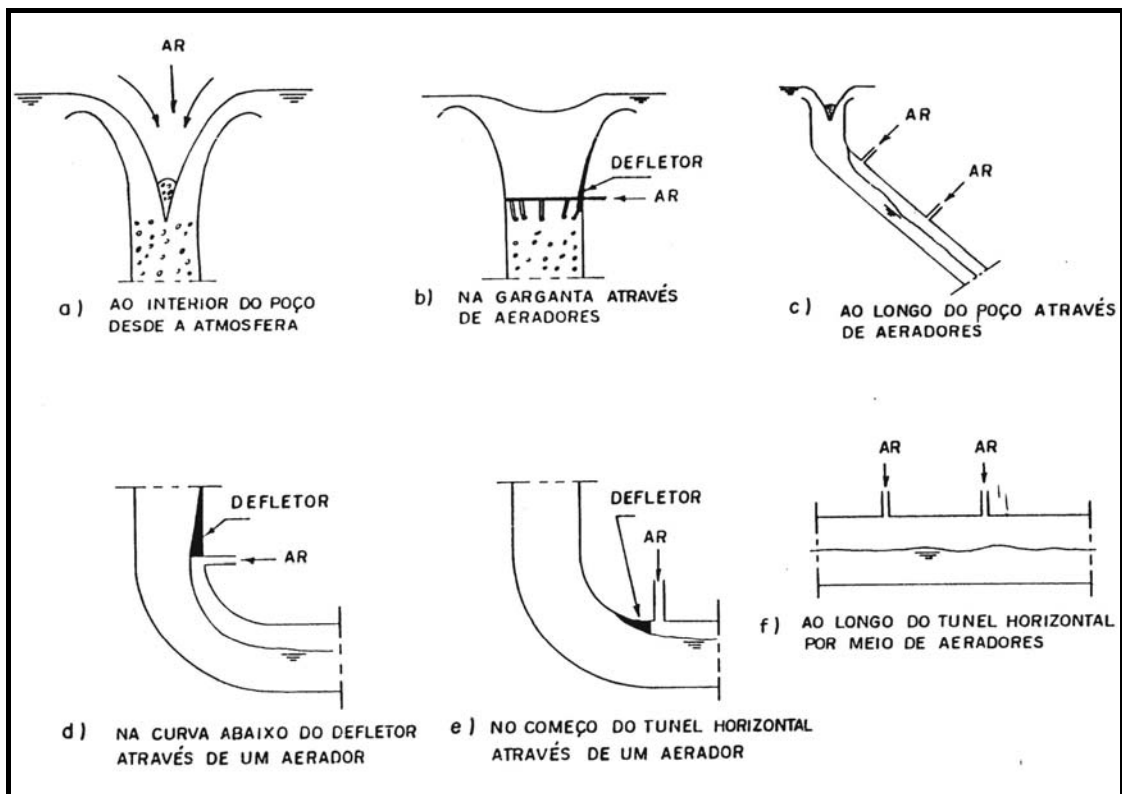


Figura I.6 – Aeração em um Vertedor Tipo Tulipa (GENOVEZ, 1986)

Os aeradores provocam a sucção de ar, com a conseqüente redução das depressões. Porém, o ar admitido no escoamento reduz a vazão de afogamento do vertedor, quando a mesma é comparada em situação sem aeração. Essa redução é ocasionada pelo acréscimo na vazão de ar arrastada pelo núcleo, em virtude do ar proveniente dos aeradores.

O escoamento em queda livre pelo poço vertical é defletido pela curva de ligação provocando o aparecimento de pressões elevadas na parte externa (côncava). Na parte interna (convexa), o escoamento tende a se destacar, acarretando depressões nesta região, além de ocasionar um fenômeno instável de colamento com a subseqüente perturbação do escoamento à jusante na curva.

No caso do túnel ser curto, com uma grande área acima do escoamento para a circulação de ar, conforme apresentado na figura I.7a, o problema das depressões na parte interna da curva não existirá. O ar, proveniente da extremidade de jusante do

túnel, será suficiente para aerar a região da curva, evitando a ocorrência de depressões, com a conseqüente instabilidade do escoamento.

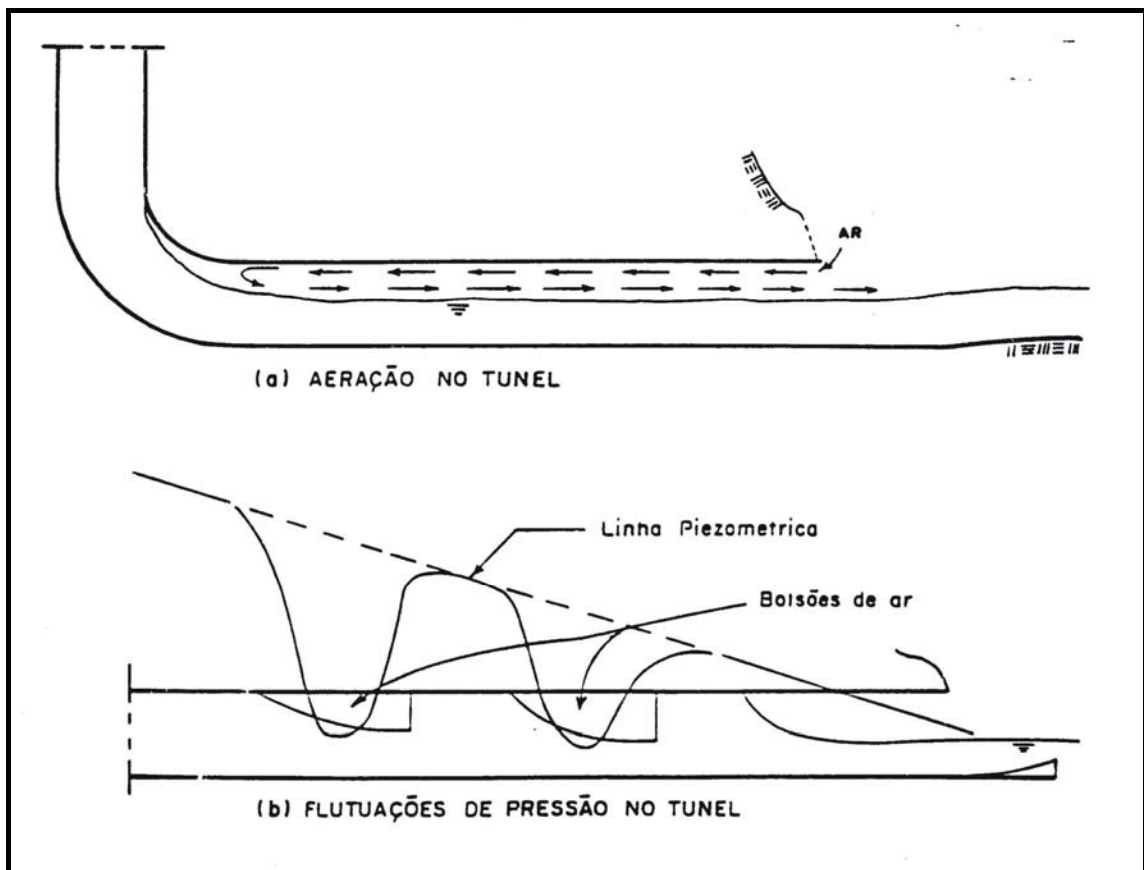


Figura I.7 – Circulação de Ar no Túnel e Flutuação da Pressão (GENOVEZ, 1991).

Quando o túnel for muito longo ou possuir uma área pequena para a circulação do ar, o ar proveniente da extremidade de jusante do túnel não será suficiente para reduzir as depressões na parte interna da curva.

Neste último caso, torna-se necessário a instalação de uma fonte de ar capaz de compensar a insuficiência de aeração proveniente de jusante.

Também poderão ser instalados aeradores no teto do túnel, para evitar as depressões e o conseqüente fenômeno de preenchimento da seção transversal.

I.2 - A Evolução do Vertedor Tulipa

PARCIALIZAÇÃO DO PERÍMETRO DA SOLEIRA DE EMBOQUE

Conforme tratado em itens anteriores, a curva de ligação entre o poço vertical e o túnel é um dos principais pontos no projeto de um vertedor tulipa.

A razão disto é o fato da mesma sofrer um grande impacto da massa de água que cai, livremente, no interior do poço, devendo, posteriormente, defletir o escoamento para o interior do túnel.

Com a instalação de defletores na curva, pretende-se reduzir as perturbações do escoamento.

Outra solução que pode ser adotada é a de se construir a tulipa com a parcialização do perímetro da soleira de emboque, procurando-se assim, evitar o escoamento pela parte interna da curva, conforme figura I.8.

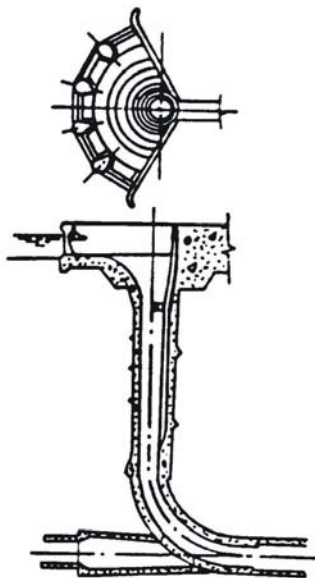


Figura I.8 – Crista com Perímetro Parcial (OLIVEIRA, 1984)

POÇO INCLINADO

De acordo com MUSSALI (1969), a escolha do tipo de poço depende de vários fatores, tais como: topográfico, geológico, econômico e hidráulico.

Quando a barragem for de terra e o trecho horizontal do túnel estiver passando através da mesma, só é possível utilizar-se o poço vertical. Nos vales estreitos e rochosos, as condições topográficas na entrada ou a localização da casa de força ou alguma outra instalação, influem na escolha entre o poço vertical ou inclinado.

Geologicamente, a escavação da rocha em ângulo reto no plano da curva é preferível, pois minimiza o problema da rotura da rocha além dos limites da seção transversal.

A escolha entre o poço inclinado ou vertical depende também de estudos econômicos. Um poço inclinado escavado com um ângulo de inclinação maior que o ângulo de repouso da rocha, por exemplo, 50° , permite que as rochas possam rolar por gravidade ao longo do poço, resultando em maior facilidade e custo menos oneroso do que a escavação de um poço vertical. No poço inclinado, devido ao seu comprimento menor que a soma dos trechos correspondentes do poço vertical e do túnel horizontal, o volume de escavação será menor que a do poço vertical, tornando-o, geralmente, mais econômico.

O escoamento proveniente de uma curva de 90° provoca mais ondas superficiais no túnel horizontal do que uma curva com 130° . Isto é justificado pelo fato de eliminar-se, nos poços inclinados, o encontro dos escoamentos na curva, conforme figura I.9.

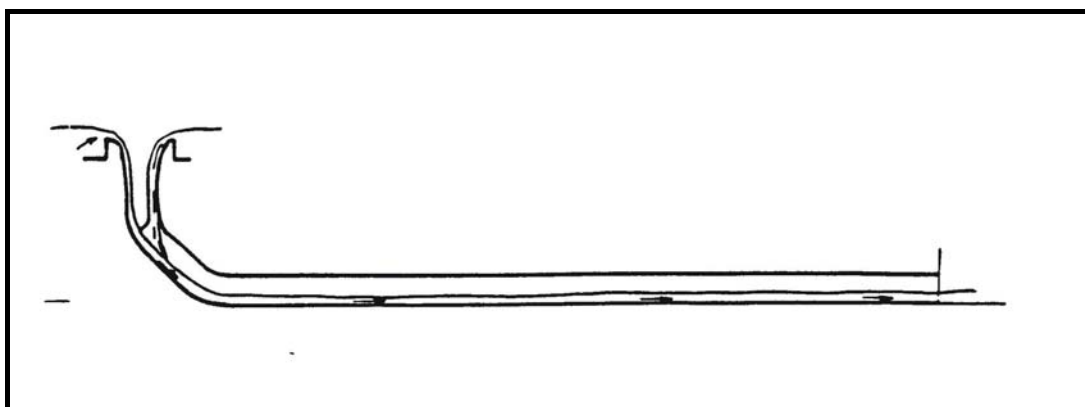


Figura I.9 – Vertedor Tulipa com Poço Inclinado (OLIVEIRA, 1984)

Outra vantagem do poço inclinado é a possibilidade de instalação de aeradores ao longo do mesmo, melhorando o fluxo de ar para o túnel, evitando, assim, o fenômeno de preenchimento da seção transversal, conforme figura I.6c.

COMPORTAS

A finalidade de instalação das comportas, na crista da tulipa, é a de permitir um maior domínio do volume do reservatório entre a cota da crista da soleira de emboque e a cota máxima de funcionamento.

Poderão ser empregados as comportas tipo setor e as comportas tipo anel.

A instalação de comportas tipo setor só será possível com a implantação de pilares sobre a crista da tulipa, distanciados da largura da comporta, conforme mostrado na figura I.10a. Cada comporta possuirá o seu sistema de acionamento podendo operar individualmente.

A comporta tipo anel consiste numa única comporta com o formato de um cilindro, que se apóia em alguns pilares onde são instaladas as guias para a sua movimentação, conforme figura I.10b.

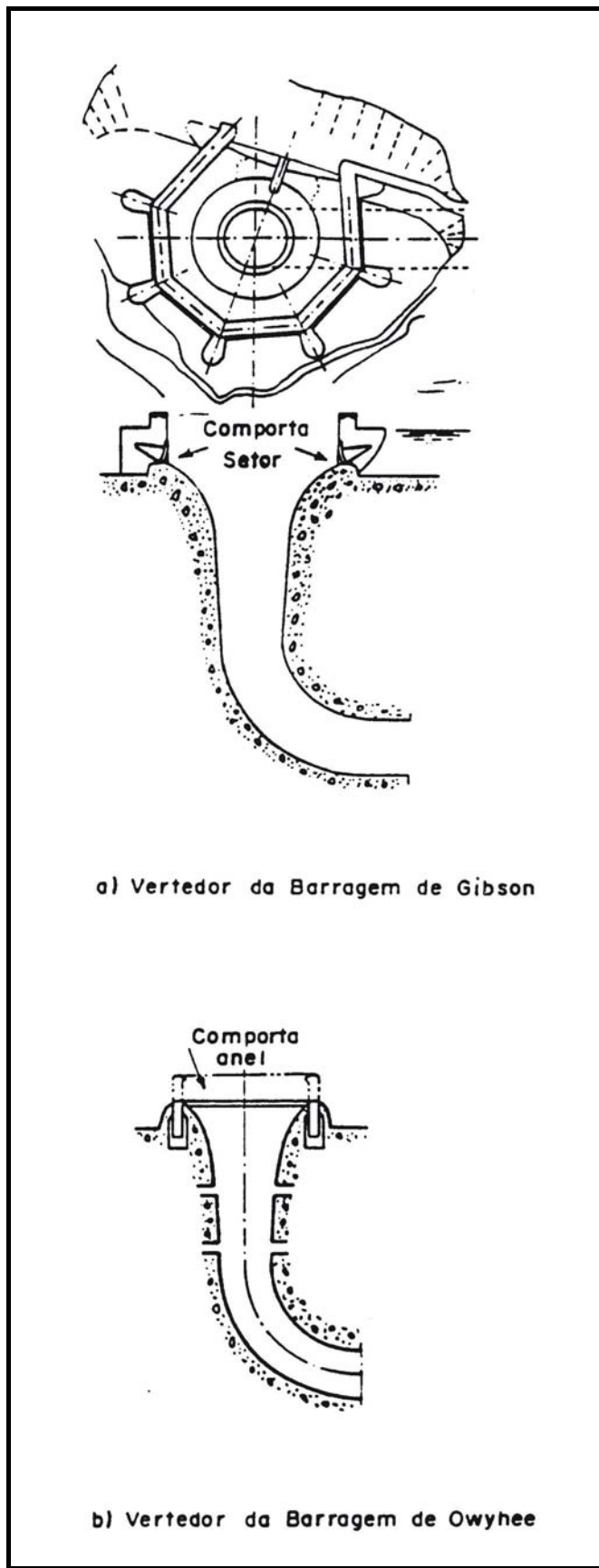


Figura I.10– Instalação de Comportas em um Vertedor Tulipa (OLIVEIRA, 1984)

I.3 - Critérios de Dimensionamento dos Extravasores Tipo Tulipa

Segundo BRADLEY (1956), o primeiro extravasor tulipa foi construído em 1896, mas o projeto só começou a se tornar usual em 1920. Entre 1920 e 1955, pelo menos 30 vertedores foram construídos, entretanto nenhum entrou em efetiva operação. Isso levou os projetistas a se basearem somente na teoria e nos resultados dos modelos estudados.

Somente em 1956, com a publicação da primeira pesquisa sobre o funcionamento desses vertedores, os projetistas puderam familiarizar-se com os seus problemas e descobrir as suas soluções.

Este tem por finalidade apresentar os critérios de dimensionamento dos diversos elementos característicos dos extravasores tulipa, a saber: soleira de emboque, transição, poço vertical, curva, túnel e dissipador.

SOLEIRA DE EMBOQUE

A soleira de emboque tipo tulipa pode ser concebida sob duas formas: o tipo ogiva e o tipo espessa, conforme figura I.11.

O trabalho de FAURE e PUGNET (1959) apresenta um método de cálculo para os perfis tipo soleira espessa.

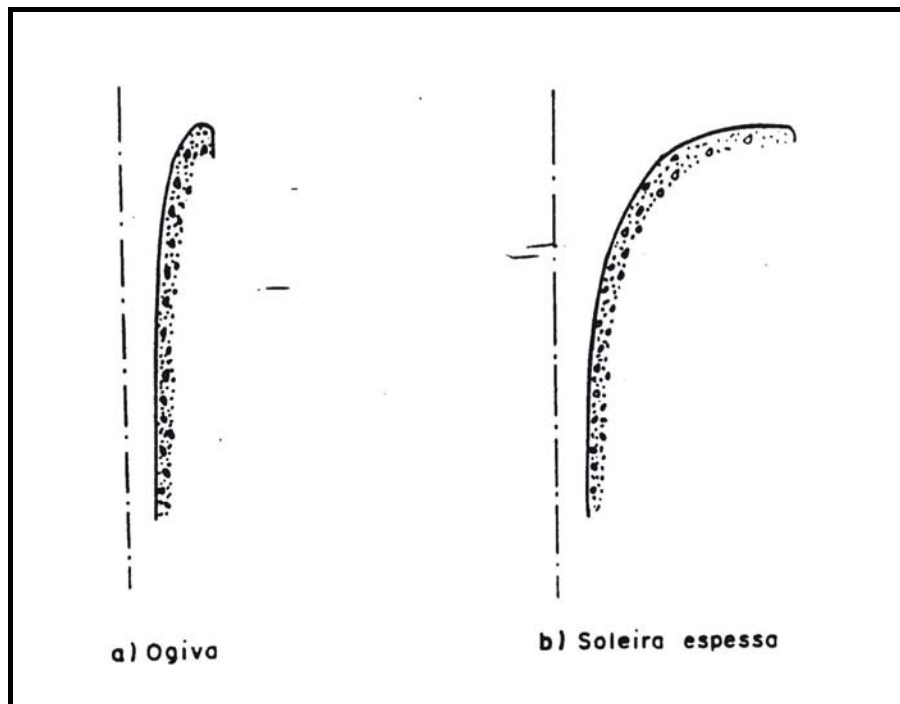


Figura I.11 – Perfis da Crista Para Um Vertedor Tipo Tulipa
(FAURE e PUGNET, 1959)

Por ter a crista tipo ogiva uma melhor performance hidráulica, apresenta-se, a seguir, os subsídios necessários para o dimensionamento deste tipo de crista.

Entre os problemas que surgem durante o projeto de um vertedor tipo tulipa, dois são de vital importância: aquele da forma mais adequada a atribuir ao perfil do vertedor e o da determinação do coeficiente de vazão de modo a poder projetar, adequadamente, as dimensões do vertedor, com base na vazão que deve ser descarregada.

Para resolver estes problemas DU PONT (1937) e CAMP E HOWE (1939), apud OLIVEIRA (1984), ou WAGNER (1956) e LAZZARI (1959), elaboraram um critério análogo àquele citado por CREAGER (1950) para os vertedores retilíneos, ou seja, pesquisar experimentalmente a forma da veia livre vertente de um vertedor circular de parede delgada, e atribuir ao paramento da tulipa, forma aderente ou ligeiramente penetrante na lâmina inferior da referida veia. Assim, o fenômeno mantém as características que acompanham a veia livre e, em particular, resulta

assegurada a ausência de depressões no paramento. É necessário, entretanto, numa segunda etapa, pesquisar num modelo com perfil igual à lâmina livre, se esse resultado foi obtido, bem como para verificar eventuais variações que o coeficiente de vazão sofre, em virtude da substituição da superfície de ar por uma parede sólida.

Segundo CUOMO (1975), dos vários pesquisadores citados, dois merecem atenção especial: WAGNER (1956) e LAZZARI (1959) e a razão é o fato de terem apresentado uma análise mais profunda com relação ao perfil e ao coeficiente de vazão dos extravasores tulipa. Dessa forma, no presente item só serão abordados os resultados destes dois pesquisadores.

a) O Estudo de Wagner (1956)

Os estudos desse pesquisador foram realizados para um vertedor circular de soleira delgada com 50,8 cm de diâmetro e três alturas diferentes do vertedor, a saber: 50,8; 7,62 e 3,81 cm.

No vertedor com 50,8 cm de altura, foi também testado o efeito de pressão sub-atmosférica do jato.

A finalidade de serem testadas três alturas diferentes foi a de verificar a influência da velocidade de aproximação da água no perfil inferior do jato.

Na figura 3.16 podem ser visualizados os elementos principais do vertedor circular, onde h_p é a carga medida em relação a crista do vertedor de parede delgada; h_c é a carga cinética média igual a $u^2/2g$; H_p é a carga total ou seja ($h_p + h_c$); Y_0 representa a máxima ascensão do perfil inferior acima do vertedor; h é a carga observada em relação ao ponto mais alto do perfil inferior; H é a soma de ($h+h_c$) e representa a carga total acima do ponto mais alto; R_s é o raio da crista do vertedor de soleira delgada; P é a altura do vertedor; X significa a coordenada horizontal (origem na crista do vertedor) e Y a coordenada vertical.

O escoamento sobre o vertedor pode ser classificado em duas categorias: livre e afogado.

No caso de escoamento livre, as vazões características podem ser representadas da mesma forma que a dos vertedores retangulares:

$$Q = C L H^{3/2} \quad (I.3)$$

Onde:

Q é a vazão em m^3/s ;

C é o coeficiente de vazão em $m^{1/2}/s$;

L é o comprimento da crista em metros, e;

H é a carga total em metros.

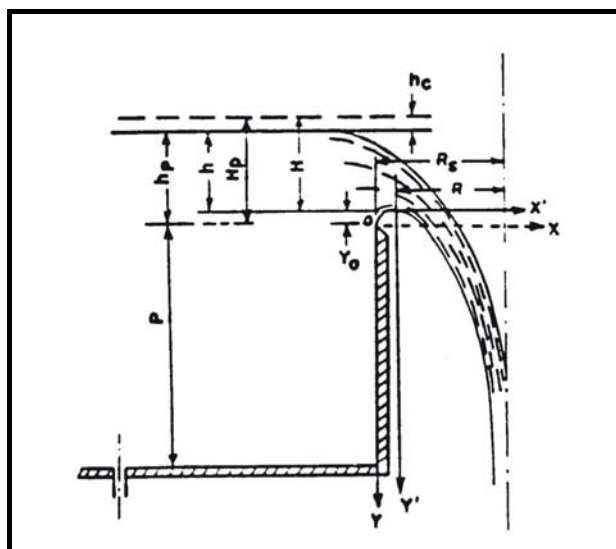


Figura I.12– Elementos Principais de Um Vertedor Circular (USBR, 1977)

Para o escoamento afogado, o controle se encontra na garganta ou na parte inferior do poço e nesse caso a lei de vazão pode ser representada por:

$$Q = C_c A_c H_c^{1/2} \quad (I.4)$$

Onde:

C_c é o coeficiente de vazão da seção de controle em $m^{1/2}/s$;

A_c é a área da seção de controle em m^2 , e;

H_c é a carga total acima da seção de controle em metros.

Na situação do escoamento livre, o coeficiente de vazão C , depende da definição de L e H . Se L for tomado na parte externa do vertedor de soleira delgada e a carga medida em relação ao ponto mais alto do perfil inferior (ver figura I.12), tem-se:

$$Q = C (2 \pi R_s) H^{3/2}$$

(I.5)

O coeficiente de vazão C , nos vertedores circulares depende da carga H e do efeito de contração ou convergência do jato, ou seja, de R_s . Portanto, pode-se afirmar que C é função da relação H/R_s .

Na figura I.13, tem-se o valor de C em função de H/R_s para três alturas diferentes de aproximação.

Quando H/R_s for inferior a $0,45 \leq H/R_s < 1,00$, o vertedor encontra-se parcialmente afogado. Quando a relação H/R_s aproxima-se do valor 1,00, o nível da água no interior do vertedor é superior ao da crista e o vertedor passa a trabalhar afogado.

Para o trecho de funcionamento livre, o coeficiente de vazão decresce quase linearmente (ver figura I.13). Quando o vertedor começa a afogar, nota-se uma ligeira redução no coeficiente de vazão; observa-se, também, uma grande variação no valor de C para uma pequena variação de H/R_s .

A influência da velocidade de aproximação no valor de C , pode também ser constatada na figura I.13. Para $P/R_s = 0,3$, tem-se um aumento da ordem de 5% no valor de C no trecho livre e 4% no trecho afogado. Com P/R_s igual a 0,15, tem-se um aumento de C entre 7 e 8% para as 2 regiões de escoamento.

Dessa forma, pode-se afirmar que para a maior parte das condições de funcionamento, o coeficiente de vazão aumenta ao reduzir-se a altura do vertedor. Essa característica é contrária ao que acontece nos vertedores retilíneos. Com a redução da altura do vertedor, reduz-se a componente vertical da velocidade e em

conseqüência reduz-se a contração da lâmina. Entretanto, nos vertedores tulipa esse efeito deprime o perfil superior do jato, ocasionando uma maior velocidade na queda, obrigando, assim, a posição da garganta descer no poço vertical. Esse fato aumenta o coeficiente de vazão.

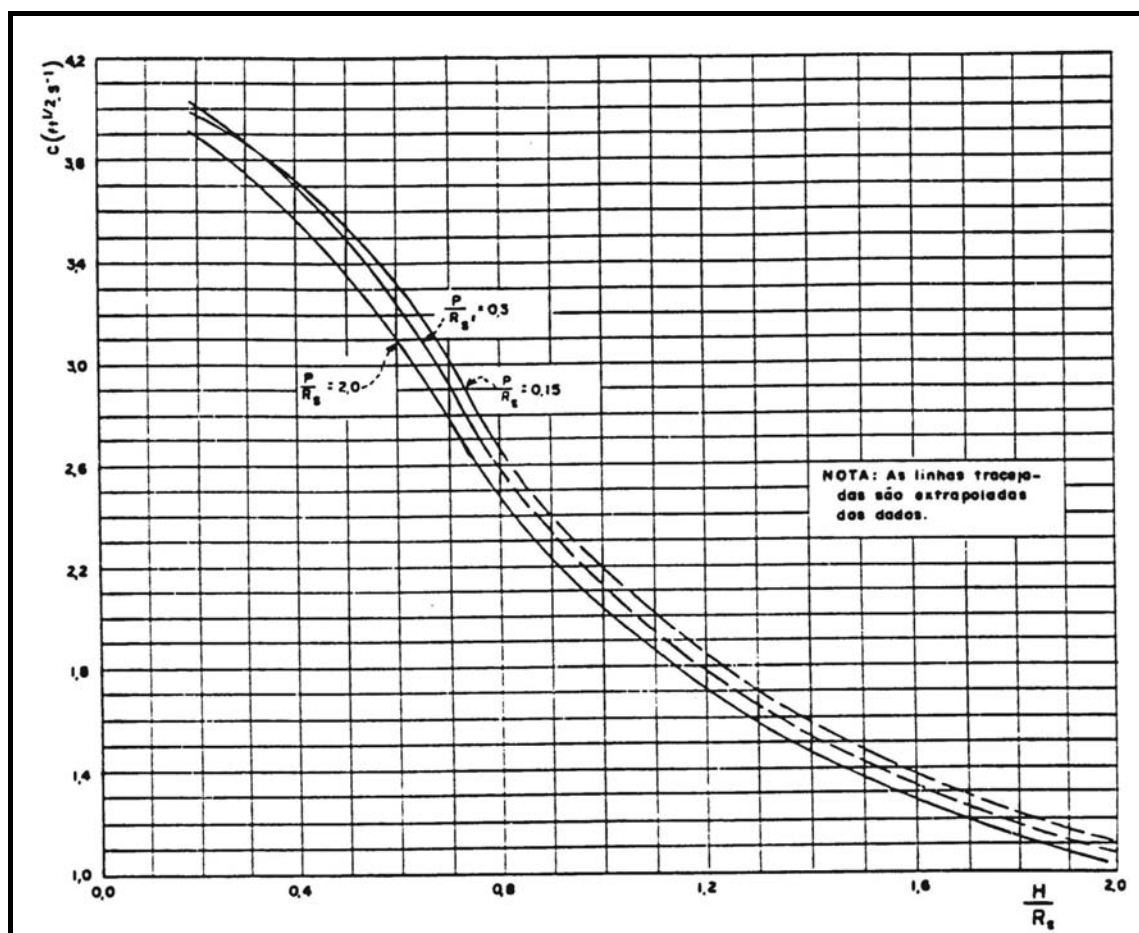


Figura I.13 – Curva $C \times H/R_s$ para Diferentes Alturas de Aproximação (USBR, 1977)

WAGNER (1956) pesquisou, para uma velocidade de aproximação desprezível, $P/R_s = 2,0$, o efeito da pressão sob o jato inferior à pressão atmosférica. A figura I.14 apresenta o coeficiente de vazão C , em função da relação H_p/R_s para a pressão atmosférica e 10%, 20%, 30%, 40% e 50% de depressão. Nota-se que, para uma mesma relação H_p/R_s , o coeficiente C aumenta com a depressão. Com a finalidade de verificar esse aumento, para as relações H_p/R_s iguais a 0,3, 0,4 e 0,5 foi calculado

o aumento médio em C e plotado para as depressões de 10%, 20%, 30%, 40% e 50% na figura I.14b.

Com uma depressão sob a veia de 10%, obtém-se um aumento da vazão com relação àquela que se teria com a veia completamente aerada de cerca de 2%, com uma depressão de 30% obtém-se um aumento de 8% e com uma depressão de 50% um aumento de 13%.

Os resultados obtidos devem ser utilizados com cautela, pois são aplicados somente para a faixa de vazões em escoamento livre, ou seja, com controle na crista.

Para projeto, não devem ser aplicadas em condições em que H/R_s excede o valor de 0,4, segundo U.S. BUREAU OF RECLAMATION (op. Citada)

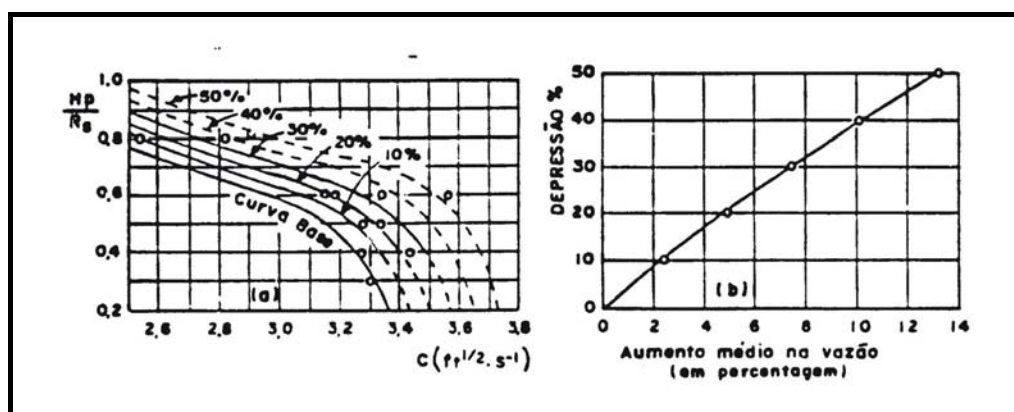


Figura I.14 – Efeito de Depressão em Q , H_p/R_s e C .(USBR, 1977)

A figura I.15 apresenta o perfil superior e inferior da lâmina vertente, em função da relação H_p/R_s para um escoamento aerado e com velocidade de aproximação desprezível. Nessa figura, é também apresentado o perfil inferior da lâmina d'água do vertedor retangular, o qual pode ser considerado com um vertedor circular de raio infinito.

A análise da figura I.15 apresenta uma falsa impressão no andamento do perfil inferior, ou seja, de que há um abaixamento progressivo com o aumento da carga, o

que não é correto. Na figura 3.20, apresenta-se os perfis das lâminas d'água nas coordenadas verdadeiras X e Y, para várias relações de H_p/R_s .

Ao contrário dos vertedores retilíneos, nos quais a lâmina vertente afasta-se com o aumento da vazão, nos vertedores circulares isso só ocorre na parte superior para os valores de H_p/R_s inferiores a 0,50. Para valores maiores que 0,50 a contração é menor. Abaixo do ponto mais elevado, as curvas se cruzam e a linha d'água para cargas maiores está abaixo das correspondentes às cargas menores.

A observação dos perfis apresentados na figura I.16 demonstra que, caso o vertedor tulipa seja projetado para a máxima carga, aparecerá depressão no paramento quando o escoamento ocorrer com cargas menores. Assim, a seção da crista deve ser projetada para H_p/R_s igual a 0,30, pois a linha d'água para essa relação envolve todas as outras, afastando, assim, a hipótese da ocorrência de depressão para cargas menores.

A figura I.17 apresenta o aumento aproximado necessário no raio, quando a relação H/R_s for diferente de 0,30, e se quiser ter uma relação final H/R_s igual a 0,30, eliminando assim o aparecimento de depressões.

A influência da velocidade de aproximação no perfil inferior do jato é mostrada na figura I.18a, onde os perfis para $P/R_s = 0,15; 0,30$ e $2,00$ foram traçados para $H_p/R_s=0,40$. Nota-se que, à medida que a velocidade de aproximação aumenta, ou seja, P/R_s diminui, o perfil aproxima-se do paramento.

Na figura I.18b, pode-se verificar a influência da depressão, no perfil inferior do jato. À medida que a depressão aumenta, a lâmina aproxima-se do paramento do vertedor.

Na tabela I.1 são apresentados os valores de X/H_p e Y/H_p para diferentes valores de H_p/R_s , quando a velocidade de aproximação for desprezível, ou seja, P/R_s igual a 2,00.

Nas tabelas I.2 e I.3 são apresentados os valores X/H_p e Y/H_p para P/R_s igual a 0,30 e 0,15 respectivamente.

Nas tabelas I.4 e I.5 apresentam-se as coordenadas X/H_p e Y/H_p do perfil superior da lâmina d'água para P/R_s igual a 2,00 e P/R_s igual a 0,30 e 0,15 respectivamente.

Nas tabelas de I.1 a I.5 são apresentados os valores das coordenadas do perfil inferior e superior, para diferentes relações de P/R_s e H_p/R_s . Contudo no projeto do vertedor tulipa interessa mais a carga acima da crista do paramento, isto é, H . Para facilitar o intercâmbio entre H_p e H , o U.S. BUREAU OF RECLAMATION (op. citada) apresenta três curvas $P/R_s = 0,15; 0,30$ e $2,00$ que relacionam H_p/H com H/R_s , mostradas na ver figura I.19.

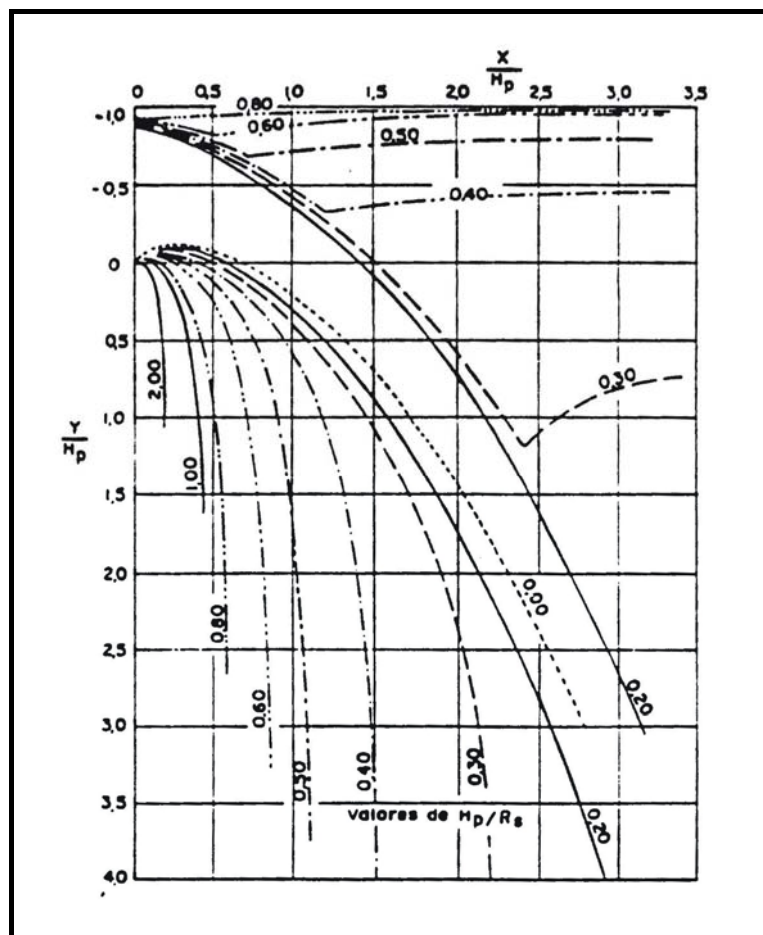


Figura I.15 – Perfis Superior e Inferior da Lâmina Vertente (USBR, 1977)

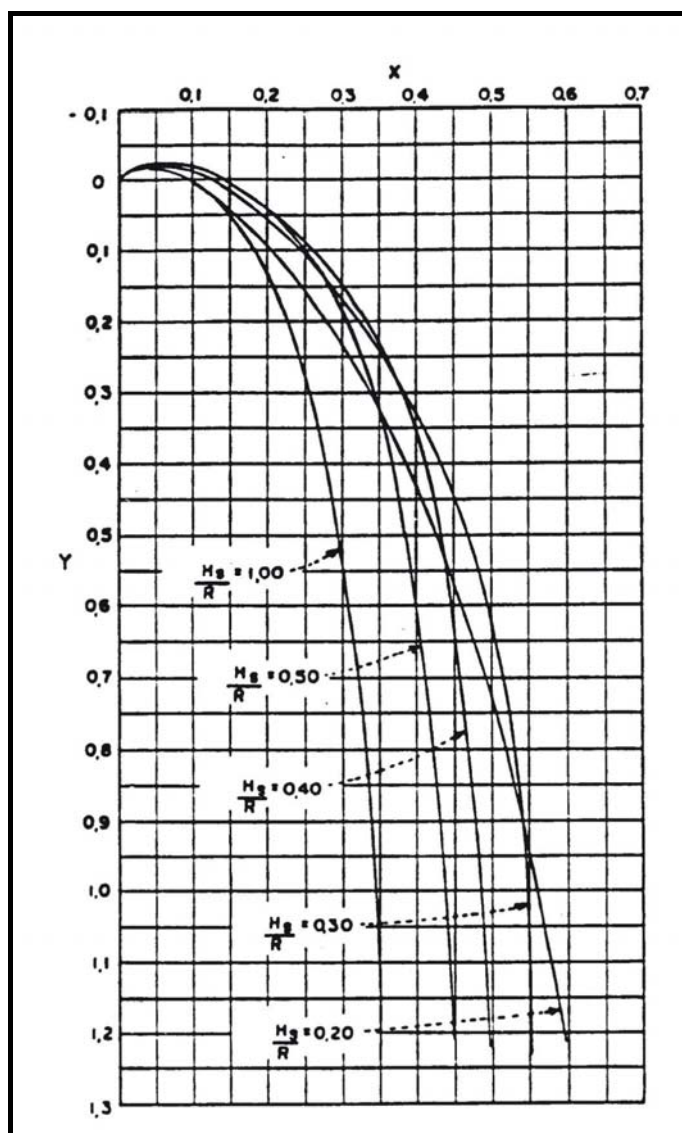


Figura I.16 – Comparação do Perfil Inferior da Lâmina Vertente para Cargas Diferentes (USBR, 1977)

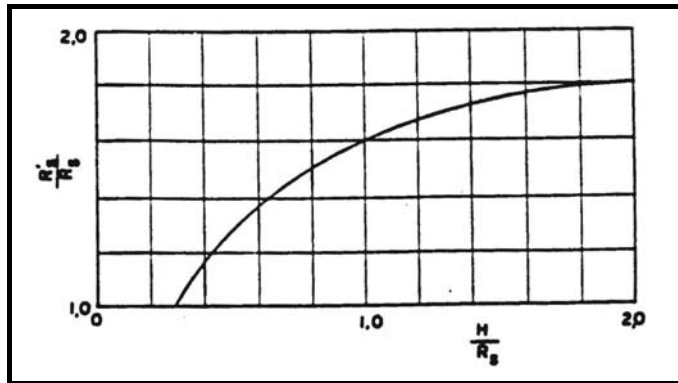


Figura I.17 – Aumento Necessário do Raio da Crista do Vertedor para Minimizar a Depressão (USB, 1977)

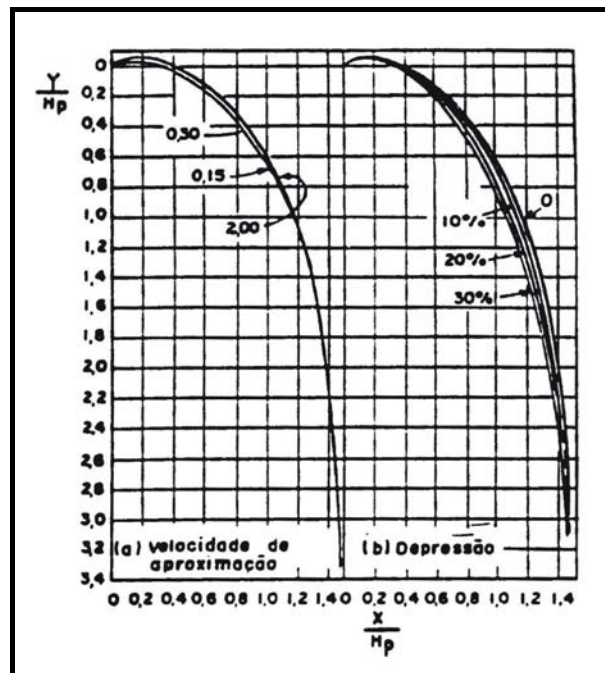


Figura I.18 – Efeito da Velocidade de Aproximação e da Depressão nos Perfis inferiores (USB, 1977)

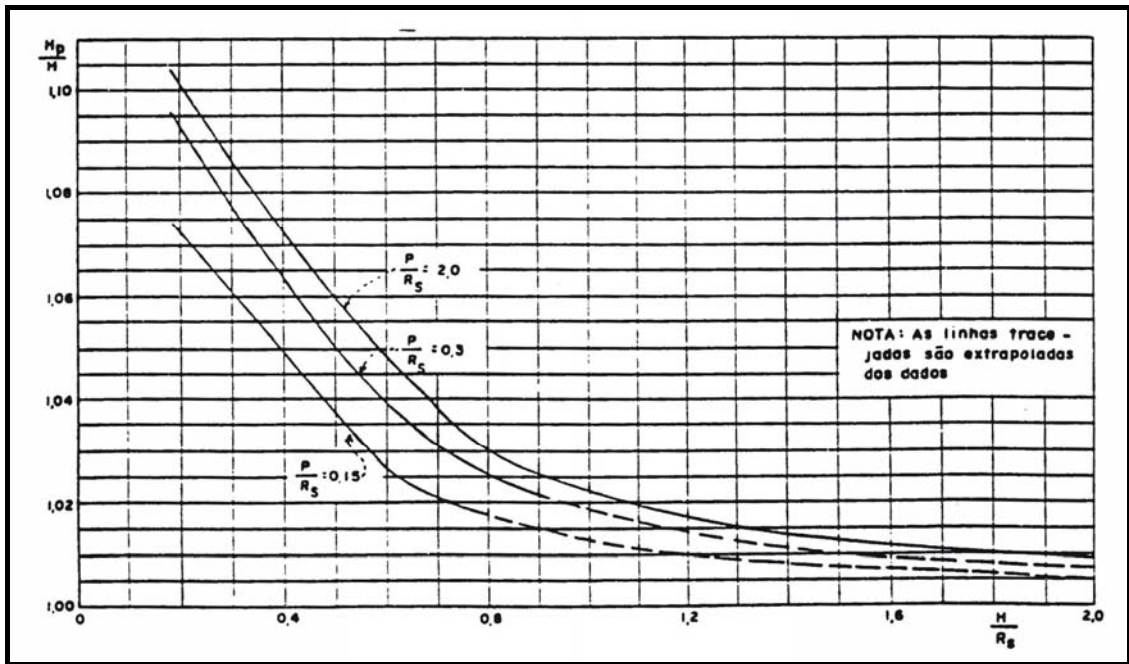


Figura I.19 – Relação entre H_p/H e H/H_s para Vertedores Circulares de Parede Delgada (USBR, 1977)

Tabela I.2 – Coordenadas do Perfil Inferior da Lâmina d'Água para Diferentes

Valores de H_p/R_s quando $P/R_s = 0,30$

$\frac{11p}{R_s}$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80
$\frac{X}{11p}$	$\frac{-Y}{HP}$								
0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
.010	.0130	.0130	.0130	.0125	.0120	.0120	.0120	.0120	.0100
.020	.0245	.0242	.0240	.0235	.0225	.0210	.0210	.0210	.0170
.030	.0340	.0335	.0330	.0320	.0300	.0290	.0290	.0290	.0290
.040	.0415	.0411	.0390	.0380	.0365	.0350	.0350	.0350	.0240
.050	.0495	.0470	.0455	.0440	.0420	.0395	.0370	.0370	.0245
.060	.0560	.0530	.0505	.0490	.0460	.0440	.0405	.0405	.0250
.070	.0610	.0575	.0550	.0530	.0500	.0470	.0440	.0440	.0245
.080	.0660	.0620	.0590	.0585	.0530	.0500	.0460	.0460	.0235
.090	.0705	.0660	.0625	.0595	.0550	.0520	.0480	.0480	.0215
.100	.0740	.0690	.0660	.0620	.0575	.0540	.0500	.0395	.0190
.120	.0800	.0750	.0495	.0650	.0600	.0560	.0510	.0380	.0120
.140	.0840	.0790	.0735	.0670	.0615	.0560	.0515	.0355	.0020
.160	.0870	.0890	.0750	.0675	.0610	.0550	.0500	.0310	
.180	.0885	.0820	.0755	.0675	.0600	.0535	.0475	.0250	
.200	.0885	.0820	.0745	.0680	.0575	.0505	.0435	.0100	
.250	.0853	.0765	.0685	.0590	.0480	.0300	.0270		
.300	.0780	.0670	.0580	.0460	.0340	.0220	.0050		
.350	.0660	.0540	.0425	.0295	.0150				
.400	.0495	.0370	.0240	.0100					
.450	.0300	.0170	.0025						
.500	.0090	.0060							
.550									
.600									
.650									
$\frac{Y}{11p}$	$\frac{X}{HP}$								
0.000	0.519	0.488	0.455	0.422	0.384	0.349	0.310	0.238	0.144
-.020	.560	.528	.495	.402	.423	.387	.345	.272	.174
-.040	.590	.568	.532	.498	.438	.420	.376	.300	.198
-.060	.632	.601	.567	.532	.491	.451	.406	.324	.220
-.080	.644	.634	.600	.564	.522	.480	.432	.348	.238
-.100	.693	.664	.631	.594	.552	.508	.456	.368	.254
-.150	.760	.734	.701	.661	.618	.569	.510	.412	.290
-.200	.831	.789	.763	.723	.677	.622	.558	.451	.317
-.250	.893	.860	.826	.781	.729	.667	.599	.483	.341
-.300	.953	.918	.880	.832	.779	.708	.634	.510	.362
-.400	1.060	1.024	.981	.932	.867	.780	.692	.556	.396
-.500	1.156	1.119	1.072	1.020	.938	.841	.745	.595	.424
-.600	1.242	1.203	1.153	1.098	1.060	.891	.780	.627	.446
-.800	1.403	1.359	1.301	1.227	1.101	.970	.845	.672	.479
-1.000	1.549	1.498	1.430	1.333	1.180	1.028	.892	.707	.504
-1.200	1.790	1.622	1.543	1.417	1.240	1.070	.930	.733	.524
-1.400	1.800	1.739	1.647	1.489	1.287	1.106	.959	.757	.540
-1.600	1.912	1.849	1.740	1.536	1.323	1.131	.983	.778	.551
-1.800	2.018	1.951	1.821	1.590	1.353	1.165	1.005	.797	.560
-2.000	2.120	2.049	1.892	1.627	1.380	1.175	1.022	.810	.569
-2.500	2.351	2.261	2.027	1.697	1.428	1.218	1.059	.837	
-3.000	2.557	2.432	2.113	1.747	1.464	1.247	1.080	.852	
-3.500	2.748	2.536	2.167	1.778	1.489	1.263	1.099		
-4.000	2.911	2.617	2.200	1.790	1.499	1.274			
-4.500	3.052	2.677	2.217	1.805	1.507				
-5.000	3.173	2.731	2.223	1.810					
-5.500	3.290	2.773	2.228						
-6.000	3.400	2.806							
$\frac{11p}{R_s}$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80

Tabela I.3 – Coordenadas do Perfil Inferior da Lâmina d'Água para Diferentes

Valores de H_p/R_S quando $P/R_S = 0,15$

$\frac{11p}{R_S}$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80
$\frac{X}{11p}$	$\frac{-Y}{HP}$								
0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
.010	.0120	.0120	.0115	.0110	.0110	.0105	.0100	.0090	.0100
.020	.0210	.0200	.0195	.0185	.0150	.0170	.0160	.0140	.0170
.030	.0285	.0270	.0260	.0250	.0235	.0225	.0200	.0165	.0290
.040	.0345	.0335	.0310	.0300	.0285	.0265	.0230	.0170	.0240
.050	.0405	.0385	.0360	.0345	.0320	.0300	.0230	.0170	.0245
.060	.0450	.0430	.0400	.0380	.0355	.0330	.0265	.0165	.0250
.070	.0495	.0470	.0430	.0410	.0380	.0350	.0270	.0150	.0245
.080	.0525	.0500	.0460	.0425	.0400	.0365	.0270	.0130	.0235
.090	.0560	.0530	.0480	.0455	.0420	.0370	.0265	.0100	.0215
.100	.0600	.0560	.0500	.0465	.0425	.0375	.0255	.0005	.0190
.120	.0630	.0600	.0520	.0480	.0435	.0365	.0220		.0120
.140	.0660	.0620	.0525	.0475	.0425	.0345	.0175		.0020
.160	.0670	.0635	.0520	.0460	.0400	.0305	.0110		
.180	.0675	.0635	.0500	.0435	.0365	.0260	.0040		
.200	.0670	.0625	.0465	.0395	.0320	.0200			
.250	.0645	.0560	.0360	.0203	.0160	.0015			
.300	.0520	.0440	.0210	.0100					
.350	.0380	.0285	.0030						
.400	.0210	.0090							
.450	.0015								
.500									
.550									
$\frac{Y}{11p}$	$\frac{X}{HP}$								
-0.000	0.454	0.433	0.392	0.358	0.325	0.288	0.253	0.189	0.126
-.020	.490	.468	.437	.404	.369	.330	.292	.228	.149
-.040	.540	.509	.478	.444	.407	.368	.328	.259	.174
-.060	.579	.547	.516	.482	.443	.402	.358	.280	.195
-.080	.615	.583	.550	.510	.476	.434	.386	.310	.213
-.100	.650	.616	.584	.547	.506	.462	.412	.331	.228
-.150	.720	.691	.680	.620	.577	.526	.468	.376	.263
-.200	.795	.760	.729	.729	.639	.580	.516	.413	.293
-.250	.882	.827	.790	.743	.792	.627	.557	.445	.319
-.300	.922	.883	.843	.797	.741	.671	.594	.474	.342
-.400	1.029	.988	.947	.893	.828	.749	.636	.523	.381
-.500	1.128	1.086	1.050	.960	.902	.816	.710	.567	.413
-.600	1.220	1.177	1.129	1.001	.967	.868	.753	.601	.439
-.800	1.380	1.337	1.285	1.202	1.060	.953	.827	.655	.473
-1.000	1.525	1.481	1.420	1.217	1.164	1.014	.878	.696	.495
-1.200	1.659	1.610	1.537	1.411	1.228	1.056	.917	.725	.517
-1.400	1.280	1.731	1.639	1.480	1.276	1.096	.949	.750	.531
-1.600	1.897	1.843	1.729	1.533	1.316	1.123	.973	.770	.544
-1.800	2.003	1.947	1.809	1.580	1.347	1.147	.997	.787	.553
-2.000	2.101	2.042	1.879	1.619	1.372	1.167	1.013	.801	.560
-2.500	2.340	2.251	2.017	1.690	1.423	1.210	1.049	.827	
-3.000	2.550	2.414	2.105	1.738	1.757	1.240	1.073	.840	
-3.500	2.740	2.530	2.153	1.768	1.475	1.252	1.088		
-4.000	2.904	2.609	2.180	1.780	1.487	1.263			
-4.500	3.045	2.671	2.198	1.790	1.491				
-5.000	3.469	2.727	2.207	1.793					
-5.500	3.286	2.769	2.210						
-6.000	3.396	2.800							
$\frac{11p}{R_S}$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80

Tabela I.5 – Coordenadas do Perfil Superior da Lâmina d''aguapara Diferentes Valores de Hp/Rs, Quando P/Rs = 0,30 e 0,15

$\frac{R_p}{R_s}$	$\frac{P}{R_s} = 0,30$							$\frac{P}{R_s} = 0,15$										
	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80
$\frac{X}{11p}$	$\frac{-Y}{HP}$																	
-0.10	-0.961	-0.965	-0.968	-0.998	-0.976	-0.977	-0.956	-0.991	-0.986	-0.957	-0.962	-0.963	-0.972	-0.978	-0.980	-0.987	-0.990	-0.995
-0.20	-0.929	-0.934	-0.936	-0.987	-0.949	-0.950	-0.966	-0.981	-0.973	-0.913	-0.924	-0.934	-0.942	-0.949	-0.955	-0.960	-0.970	-0.985
0.00	-0.879	-0.885	-0.890	-0.901	-0.907	-0.911	-0.958	-0.966	-0.955	-0.870	-0.875	-0.887	-0.899	-0.909	-0.915	-0.922	-0.937	-0.970
0.20	-0.863	-0.818	-0.829	-0.883	-0.853	-0.862	-0.892	-0.944		-0.800	-0.810	-0.823	-0.836	-0.850	-0.860	-0.871	-0.894	-0.918
0.40	-0.730	-0.757	-0.753	-0.792	-0.788	-0.798	-0.836			-0.745	-0.727	-0.845	-0.759	-0.776	-0.792	-0.807	-0.891	
0.60	-0.626	-0.681	-0.658	-0.695	-0.700	-0.715				-0.610	-0.629	-0.618	-0.666	-0.656	-0.705	-0.735		
0.80	-0.506	-0.524	-0.544	-0.574	-0.592	-0.611				-0.170	-0.511	-0.533	-0.556	-0.582	-0.612			
1.00	-0.563	-0.385	-0.413	-0.442	-0.465					-0.352	-0.377	-0.398	-0.427	-0.465				
1.20	-0.100	-0.228	-0.253	-0.292						-0.187	-0.216	-0.240	-0.237	-0.337				
1.40	-0.005	-0.042	-0.071	-0.128						-0.001	-0.028	-0.051	-0.106					
1.60	0.223	0.175	0.135	0.070						0.235	0.190	0.155	0.051					
1.80	0.492	0.422	0.368							0.493	0.137	0.389						
2.00	0.772	0.702	0.625							0.795	0.110	0.845						
2.20	1.085	1.018	0.910							1.118	1.023	0.903						
2.40	1.415	1.347	1.235							1.446	1.350							
2.60	1.767	1.683								1.800	1.685							
2.80	2.130	2.018								2.148	2.055							
3.00	2.500	2.351								2.522	2.388							

O método pode ser aplicado em dois casos:

a) Caso 1: Conhece-se o raio (R_s), a carga (H) e a altura da crista em relação ao redor da tulipa (P). Deseja-se conhecer o valor da vazão (Q) e o perfil do vertedor.

Para a solução, segue-se o procedimento prático:

1. Calcula-se o valor da relação H/R_s e compara-se com 0,30. Caso seja diferente, corrige-se o valor de R_s através da figura I.19, obtendo-se $R's$;
2. Calcula-se o valor de $P/R's$ e juntamente com $H/R's$, determina-se através da figura I.13, o coeficiente de Vazão C ;
3. Através da equação I.15, obtém-se a vazão que será descarregada;
4. Com $P/R's$ e $H/R's$, determina-se a relação H_p/H através da figura I.19;
5. Conhecendo-se P/R' e $H_p/R's$, obtém-se as coordenadas adimensionais (X/H_p e Y/H_p) na tabela correspondente.

a) Caso 2:

Conhece-se a vazão a descarregar Q , a carga H e a altura da crista em relação ao terreno em redor da tulipa P . Deseja-se conhecer o raio da crista R_s e o perfil da tulipa.

Para a solução, segue-se o procedimento prático:

1. Adota-se um valor arbitrário do raio $R's$;
2. Calcula-se o valor de $P/R's$ e juntamente com $H/R's$, determina-se através da figura I.13, o coeficiente de vazão C ;
3. Através da equação I.5, obtém-se a vazão que será descarregada Q' ;

4. Compara-se Q' com Q . Se o resultado for igual, o raio final $R''s$ será $R's$. Caso Q' seja diferente de Q , adota-se novo valor de $R's$ ($R''s > R's$ se $Q' < Q$ e $R''s < R's$ se $Q' > Q$) e repete-se o processo;

5. Com o valor de $R''s$, calcula-se a relação $H/R''s$ e compara-se com 0,30. Caso seja maior e não forem desejadas depressões no paramento, será necessária a correção do raio através da figura I.17;

OBS: A mudança no raio implica na mudança de $P/R's$, $H/R's$ e conseqüentemente no valor de C .

6. Através da figura I.19 e com os valores de $P/R's$ e $H/R''s$, determina-se H_p/H ;

7. Conhecendo-se $P/R''s$ e $H_p/R''s$, obtêm-se as coordenadas adimensionais (X/H_p e Y/H_p) na tabela correspondente. Para facilitar o processo iterativo de cálculo do raio $R's$, apresenta-se na figura I.20, o valor de H em função da vazão, para três relações de $H/R's$ (0,20; 0,30 e 0,40), admitindo-se que a velocidade de aproximação seja desprezível.

OBS: O gráfico da figura I.20 é obtido da figura I.13, juntamente com a equação I.5.

O método, acima descrito, possui limitações na sua aplicação. Todos os dados experimentais foram obtidos para um vertedor circular de parede delgada, no qual a água cai livremente e a pressão sobre e sob o jato é a atmosférica. No vertedor tulipa, existem as mesmas condições, exceto que o espaço embaixo da lâmina d'água inferior é substituído por concreto. Deste modo, quando o vertedor tulipa é projetado para trabalhar afogado ou com a parte superior do "Boil" próximo da crista, aparecerá uma carga adicional devido ao efeito de sifão da coluna d'água no interior do poço. Esta carga adicional, que não existiu durante os testes, causa uma redução da pressão e conseqüentemente um aumento da vazão. Dessa forma não há semelhança entre o escoamento afogado numa tulipa e o de um vertedor de soleira circular de parede delgada.

Na aplicação dos resultados experimentais do modelo ao protótipo, devem ser mantidas as pressões ao longo do perfil inferior da lâmina d'água, a velocidade de aproximação deverá ser desprezível e a relação entre a carga H e o raio R_s deverá ser a mesma no modelo e no protótipo.

b) Estudo de Lazzari (1959)

A pesquisa de Lazzari pode ser dividida em duas etapas. Na primeira, através de ensaios num vertedor circular de parede delgada, com diâmetro igual a 20 cm e velocidade de aproximação desprezível, levantou-se o perfil inferior da lâmina vertente para quatro valores de H_p/R_s , a saber: 0,10; 0,20; 0,30 e 0,40.

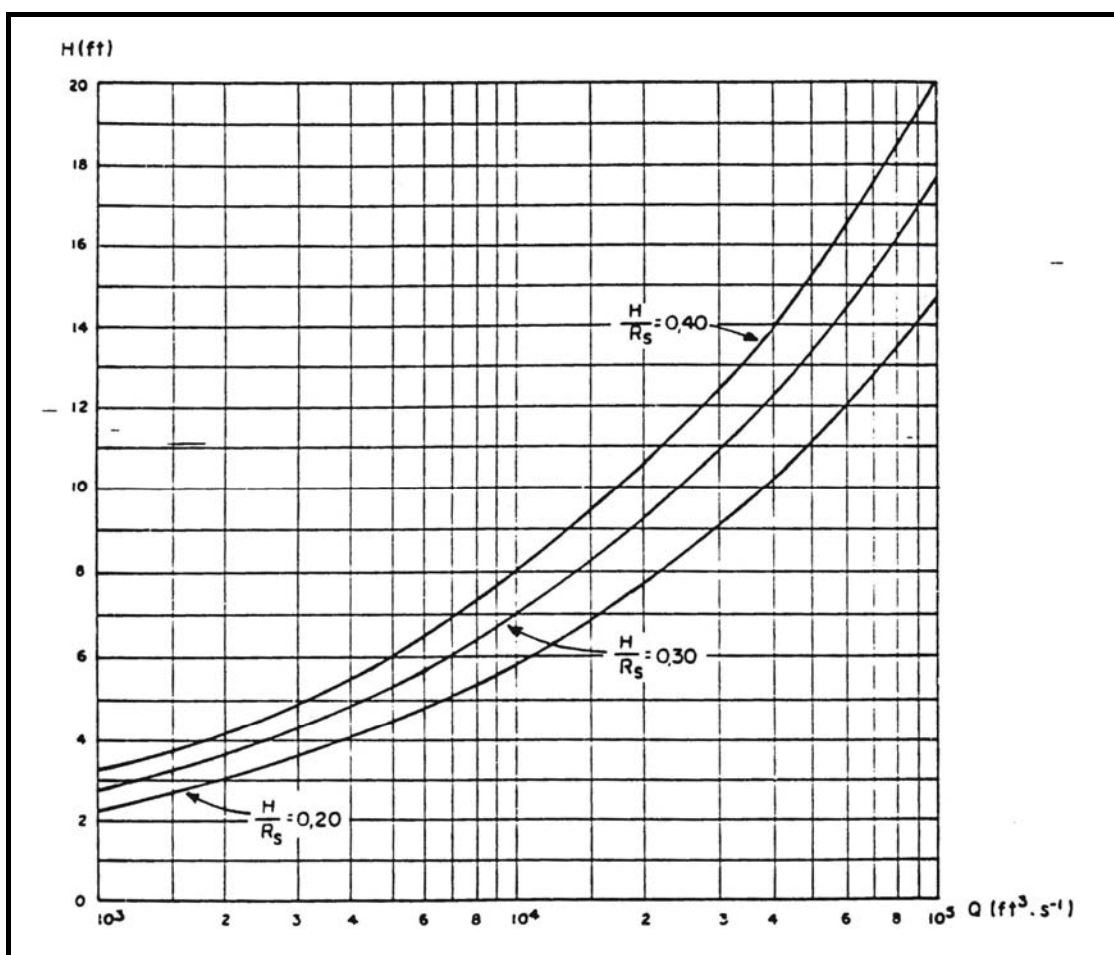


Figura I.20 – Curva Cota x Vazão para $H/R_s = 0,20; 0,30$ e $0,40$ (USBR, 1977)

Os resultados experimentais podem ser resumidos pela equação:

$$\frac{Y'}{P} = 0,608 \left(\frac{X'}{H_p} \right)^{1,87} \quad (\text{I.6})$$

Os eixos de X'e Y'passam pelo ponto mais elevado da lâmina d'água (ver figura I.12).

Em relação ao sistema 0XY, passando pela crista do vertedor de parede delgada, essa origem possui as coordenadas:

$$Y_0/H_p = 0,055 + 0,03 H_p/R_s \quad (\text{I.7})$$

$$X_0/H_p = 0,144 + 0,11 H_p/R_s \quad (\text{I.8})$$

A parte do perfil à montante desse ponto foi substituída por um arco de círculo de flecha igual a Y_0/H_p e raio:

$$\frac{t}{H_p} = \left(\frac{H_p}{2} \right) \left(\frac{X_0^2 + Y_0^2}{Y_0} \right) \quad (\text{I.9})$$

Também nessa primeira etapa, foi realizada uma extensa série de medições com o objetivo de determinar o coeficiente de vazão μ . Os pontos experimentais encontram-se na figura I.21 em função de H_p/R_s . Com uma ótima aproximação (desvios não excedendo $\pm 1\%$) esse resultados podem ser expressos por:

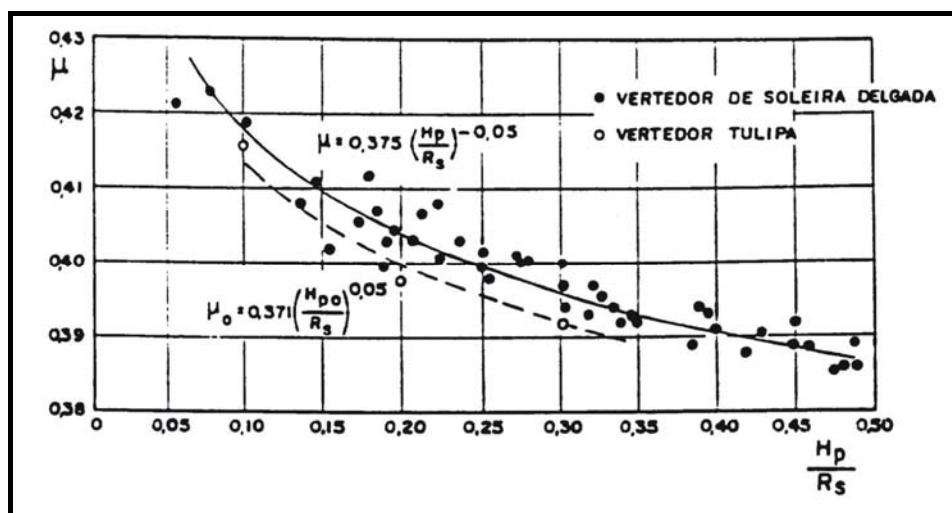


Figura I.21. – Valores do Coeficiente de Vazão (LAZZARI, 1959)

$$\mu = 0,375 \left(\frac{H_p}{R_s} \right)^{-0,05}$$

(I.10),

Que é válida para o campo abrangido pela experiência, ou seja:

$$0,10 \leq \frac{H_p}{R_s} \leq 0,50$$

Os resultados relativos à forma do perfil inferior da veia, serviram de base para a construção de 2 perfis de vertedor tulipa para serem ensaiados numa segunda etapa.

Os dados característicos destes perfis são os seguintes:

- Perfil 1: $H_{p0} / R_s = 0,20$

$$\frac{Y'}{H_{p0}} = 0,608 \left(\frac{X'}{H_{p0}} \right)^{1,86}$$

(I.11)

Onde:

H_{p0} é a carga de projeto em relação a crista do vertedor de parede delgada.

- Perfil 2: Para a mesma relação $H_{p0}/R_s = 0,20$, um perfil ligeiramente penetrante. Para se conseguir essa relação, reduziu-se muito pouco o valor do expoente, da equação I.11, sendo:

$$\frac{Y'}{H_{p0}} = 0,608 \left(\frac{X'}{H_{p0}} \right)^{1,80}$$

(I.12)

Notando-se um funcionamento melhor do perfil 2, conforme será exposto a seguir, construiu-se mais dois perfis segundo a equação I.12 com H_{p0}/R_s igual a 0,10 e 0,30; doravante denominados perfis 3 e 4.

A Interpretação dos Resultados resulta em:

a) Comparação entre o perfil 1 e 2:

Os dois perfis foram testados com cargas variando entre $0,40 H_{p0}$ e $1,50 H_{p0}$. No perfil 1 observou-se para todas as cargas, mesmo as mais baixas, depressões em alguns pontos do perfil. As depressões eram sempre acompanhadas de notáveis oscilações nos meniscos dos piezômetros.

O perfil 2 apresentou uma distribuição mais regular ao longo do paramento. Até a carga $1,1 H_{p0}$, não se verificou depressão em nenhum ponto do paramento. Além disso, notou-se nos piezômetros uma sensível redução das oscilações dos meniscos.

a) Pressão na crista.

Uma análise interessante, elaborada pelo autor do presente método, foi em relação às pressões na crista, em função de H_p/H_{p0} , para os perfis 2,3 e 4.

Nota-se na figura I.22, que a pressão na crista para uma mesma relação H_p/H_{p0} diminui ao se aumentar a relação H_{p0}/R_s .

b) Coeficiente de vazão:

Se tomarmos $2\pi R$, indicando o comprimento da soleira vertente medida na crista e $2\pi R_s$ indicando a do vertedor de soleira delgada, os valores dos coeficientes de vazão são:

$$\mu' = \frac{Q}{2\pi R H \sqrt{2gH}}$$

(I.13)

e;

$$\mu = \frac{Q}{2\pi R_s H_p \sqrt{2gH_p}} \quad (I.14)$$

Onde:

$$H_p = H = Y_0 \text{ e } R = R_s - X_0$$

Nas figuras I.23 e I.24 estão representados os valores de μ e μ' em função de H_p/H_{p0} e H/H_0 , sendo a carga de projeto relativa ao ponto mais alto do perfil inferior.

Para a carga de projeto também se determinou o valor de μ , que para evitar má interpretação, será denominado μ_0 , para os perfis 2,3 e 4. Os valores de μ_0 foram colocados na figura I.21, situando-se ligeiramente abaixo da curva correspondente à equação I.10.

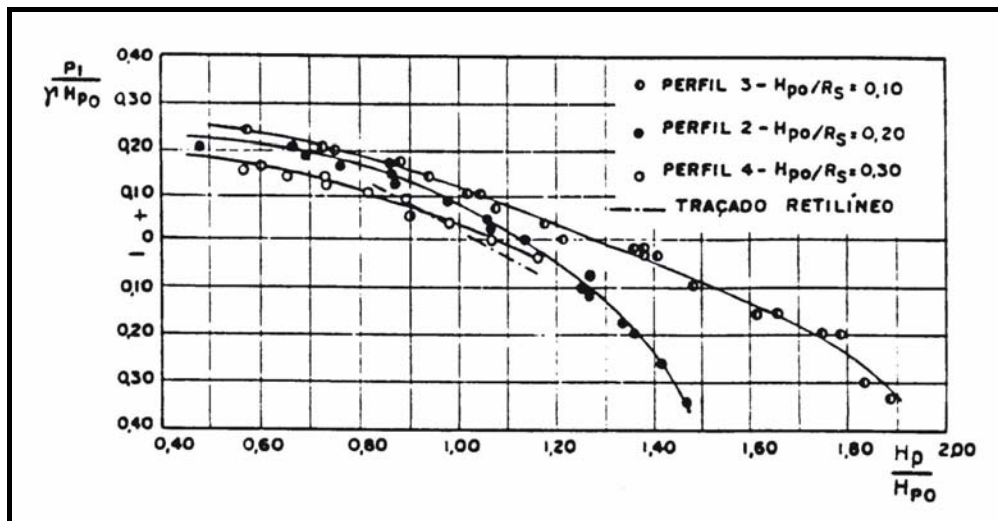


Figura I.22 – Comparação entre as pressões sobre o paramento para os perfis 2,3 e 4 (LAZZARI, 1959)

Entretanto, estas diferenças são muito pequenas, da ordem de 1%, devido à substituição da camada de ar por uma parede sólida, que provocou uma pressão na crista, ligeiramente superior à pressão atmosférica.

Dessa forma, para poder ajustar melhor os pontos experimentais, a equação I.10 é adaptada, tendo-se:

$$\mu_0 = 0,371 \left(\frac{H_P}{R_S} \right)^{-0,05}$$

(I.15)

Esse método pode ser aplicado, também, em dois casos:

a) Caso 1:

A aplicação da equação I.12, no cálculo do paramento a ser dado à crista da tulipa, garante a ausência de pressões inferiores à atmosférica sobre a superfície do vertedor, pelo menos para as vazões cujas cargas sejam menores que 1,1 Hp.

É importante ressaltar que a equação I.12 se refere ao par de eixos com origem na crista do paramento, origem esta definida em relação a crista do vertedor de soleira delgada, segundo as equações I.7 e I.8. A carga H_{p0} da equação I.12 se refere à origem sobre o vertedor de soleira delgada.

Para aplicação do método em projeto, utiliza-se, no dimensionamento, a carga H_0 acima da crista do paramento. Através da substituição da equação I.8 na relação $H_0 = H_{p0} - Y_0$, tem-se:

$$\frac{H_0}{H_{p0}} = 0,946 - 0,03 \frac{H_{p0}}{R_S}$$

(I.16)

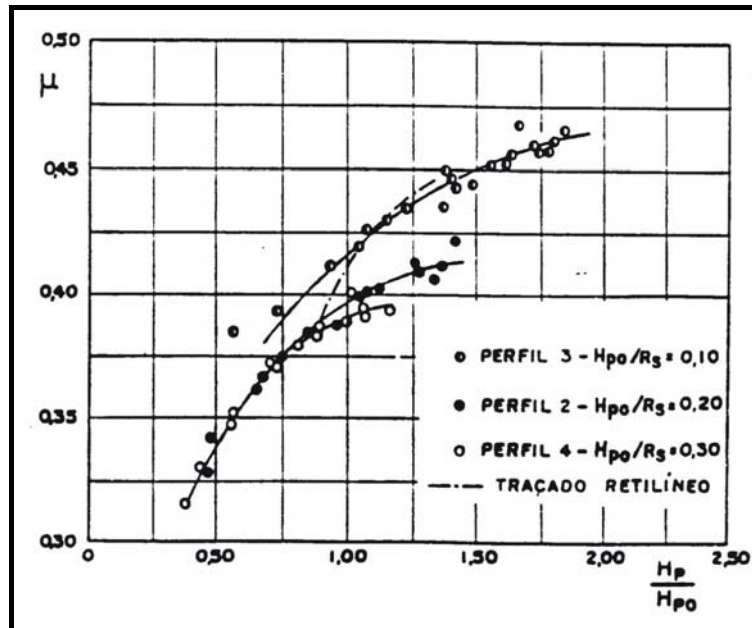


Figura I.23 – Coeficiente de Vazão, Referente à Soleira do Vertedor de Parede Delgada (LAZZARI, 1959)

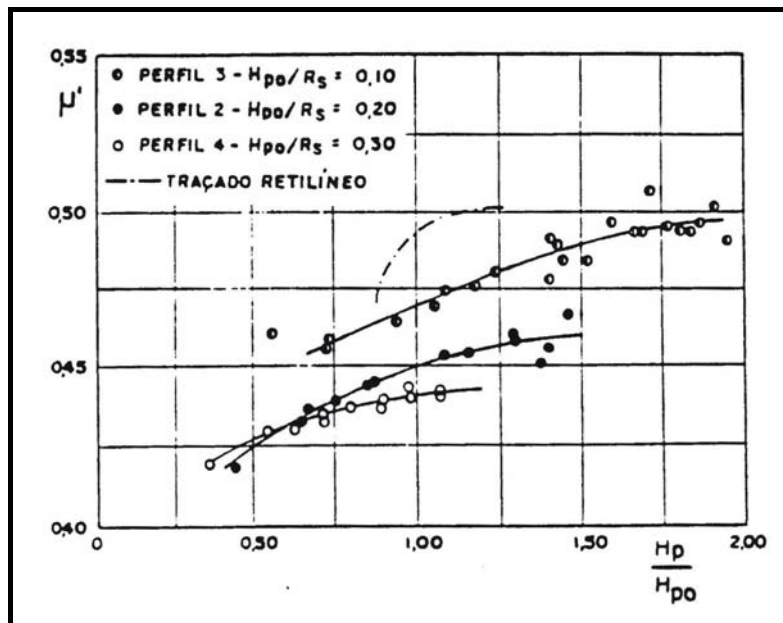


Figura I.24 – Coeficiente de Vazão, Referente à Crista do Vertedor (LAZZARI, 1959)

b) Caso 2:

No caso de serem conhecidos o raio R_s e a carga H_{p0} , o cálculo da vazão descarregada (para uma velocidade de aproximação desprezível) pode ser elaborado através da equação I.14, sendo μ obtido através da equação I.15.

Quando forem conhecidas a vazão Q e a carga H_0 , o cálculo pode ser efetuado de maneira direta, partindo-se das equações I.15 e I.16. Basta, apenas, se igualar o segundo membro da equação I.14 com a equação I.15, obtendo-se:

$$\frac{Q}{2\pi R_s \sqrt{2g} H_{p0}^{3/2}} = 0,371 \left(\frac{H_{p0}}{R_s} \right)^{-0,05}$$

(I.17)

Fazendo-se:

$$K' = \frac{H_{p0}}{R_s},$$

Obtém-se:

$$R_s = \frac{H_{p0}}{K'}$$

(I.18)

Substituindo-se a equação (I.18) na equação (I.17), depois de dividi-la por $H_0^{5/2}$, tem-se:

$$\frac{Q}{H_0^{5/2} \sqrt{2g}} = 0,371 \frac{2\pi}{K'^{1,05}} \left(\frac{H_{p0}}{H_0} \right)^{5/2}$$

(I.19)

Das equações (I.16).e (I.18):

$$K' = 31,5 - \frac{33,3 H_0}{H_{p0}}$$

(I.20)

E finalmente, substituindo-se na anterior, resulta:

$$\frac{H_0^{5/2} \sqrt{2g}}{Q} = \frac{\left(31,5 - 33,3 \frac{H_0}{H_{p0}}\right)^{1,05}}{0,371 \cdot 2 \pi} \left(\frac{H_0}{H_{p0}}\right)^{5/2}$$

(I.21)

A equação (I.21) permite o cálculo da relação H_0/H_{p0} , quando forem conhecidos Q e H_0 .

O procedimento prático, então, para o cálculo de um extravasor tulipa, utilizando-se o método, acima descrito, é o seguinte:

1. Para os valores de Q e H_0 determina-se o valor da relação $\frac{H_0^{5/2} \sqrt{2g}}{Q}$;
2. De posse desse valor e da equação (I.21), calcula-se o valor de H_0/H_{p0} ;
3. Da equação (I.20), obtém-se o valor K' e através da equação (I.18), o valor de R_s ;
4. Para o traçado do perfil, utilizam-se as equações (I.7), (I.8) e (I.12).

Os resultados da pesquisa, ora em questão, somente poderão ser utilizados para $0,10 \leq H_{p0}/R_s \leq 0,30$, velocidade de aproximação desprezível e controle do escoamento localizado na crista do vertedor.

Inicialmente tem-se a impressão que o trabalho realizado por WAGNER (1956) é bem mais completo. A razão disso é o fato do mesmo ter ensaiado um vertedor circular de parede delgada para três alturas diferentes de aproximação. Constatando, dessa forma, a influência do parâmetro P/R_s no coeficiente de vazão C e no andamento do perfil (X e Y). Outro estudo importante foi o da influência de pressões subatmosféricas sob o jato.

Entretanto, ao se analisar as limitações do método, verifica-se que o levantamento da linha d'água só poderá ser extrapolado para o protótipo, se a pressão reinante sob o jato for atmosférica, a velocidade de aproximação for desprezível e a relação H_p/R_s for constante no modelo e no protótipo.

O método de cálculo do raio R_s , quando são conhecidas a vazão Q e a carga H_p , não é direto; necessitando portanto, do cálculo por tentativas.

Outra falha da pesquisa é a de não terem sido testados vertedores tulipa, construídos segundo os resultados obtidos para o vertedor circular de parede delgada.

O trabalho de LAZZARI (1959), por ser posterior, procurou eliminar as deficiências observadas no trabalho do primeiro pesquisador. Para tanto, testou vertedores tulipa, cujo perfil foi construído segundo os resultados da medição do perfil inferior da lâmina vertente, proveniente de um vertedor circular de parede delgada. Dessa forma, pode verificar a influência da substituição da camada de ar por uma parede sólida. Entretanto, o grande avanço constatado no trabalho de LAZZARI, foi o de permitir um cálculo direto do raio R_s , quando for conhecida a vazão a ser descarregada e a carga de projeto.

TRANSIÇÃO ENTRE O PERFIL E O POÇO VERTICAL

A necessidade de construção da transição entre o perfil da tomada e o poço vertical deve-se ao fato deste último ser construído em diâmetro constante, no caso dos extravasores de alta queda. Nos de baixa queda pode inexistir o poço vertical.

A transição deve possuir uma geometria que permita um escoamento, o mais aderente possível à estrutura, diminuindo assim o efeito das depressões que normalmente ocorrem nesta região. Esse fato é devido à ocorrência do escoamento em uma região onde não existe uma contra pressão da massa fluida. Como conseqüência, tem-se o aparecimento de depressões, à medida que o paramento não consegue acompanhar a trajetória do escoamento.

BOLLRICH (1971) apud OLIVEIRA (1984), recomenda que a transição seja feita através de um arco de círculo de raio R_t aproximadamente igual ao raio da crista R_s . Analogamente, PRESS (1967) apud OLIVEIRA (1984), sugere que a transição seja

feita através de um arco de círculo com curvatura ($K= 1/R_t$) pequena, cujo objetivo é diminuir as depressões causadas pelo força centrífuga.

KICLEV (1961), apresenta um método de cálculo da transição, baseado nos conceitos de velocidade média do escoamento numa seção genérica N e na equação da continuidade, conforme citado por OLIVEIRA (1984). Para o cálculo da velocidade, KICLEV (1961) recomenda:

$$U_N = 0,98 \sqrt{2g Y_N} \quad (I.22)$$

Onde:

U_N é a velocidade média em m/s na seção N , e;

Y_N é a distância da origem O a seção N , ver figura I.25.

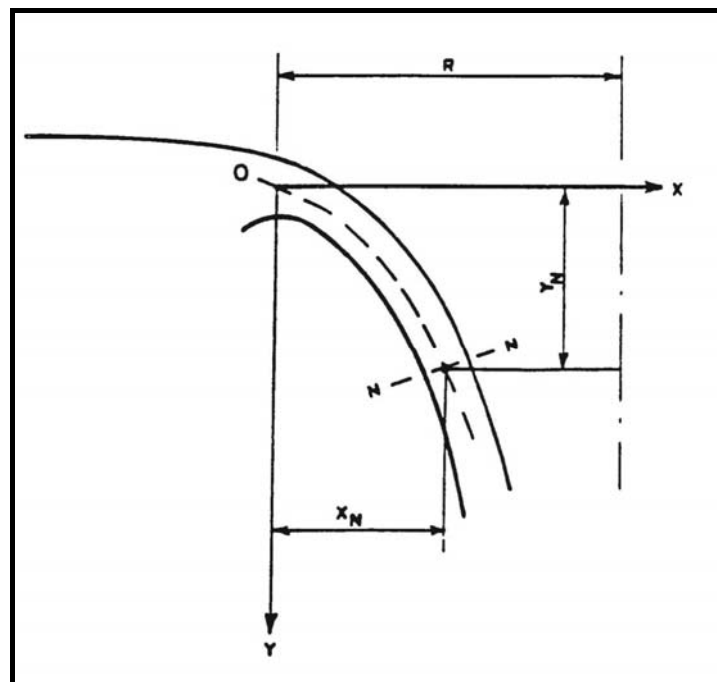


Figura I.25 – Caracterização de Um Ponto do Escoamento (OLIVEIRA, 1984)

O diâmetro D_{tN} , na seção N é calculado pela equação:

$$D_{tN} = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V_N}}$$

(I.23)

Onde:

Q é a vazão descarregada em m^3/s .

O U.S BUREAU OF RECLAMATION (1977) apresenta um método de cálculo da transição, baseado na determinação do diâmetro de um jato proveniente de um orifício circular horizontal de parede delgada.

Partindo-se da equação da continuidade e, inicialmente, desprezando as perdas de carga por atrito ou por outras causas, pode-se escrever:

$$Q = SU = \pi R_t^2 \sqrt{2 g H_a}$$

(I.24)

Onde:

R_t é o raio do jato em metros;

Q é a vazão descarregada em m^3/s ; e

H é a carga total em relação ao ponto em estudo.

De (I.24) obtém-se:

$$R_t = \frac{Q^{1/2}}{3,73 H_a^{1/4}}$$

(I.25)

A equação (I.25) mostra que o raio do jato diminui indefinidamente com o aumento de H . Partindo-se da equação (I.25) e considerando que as perdas totais (pela contração, atrito e mudança de direção) são da ordem de $0,1 H$, tem-se:

$$R_t = 0,275 \frac{Q^{1/2}}{H_a^{1/4}}$$

(I.26)

A equação (I.26) fornece o raio mínimo de transição, necessário para escoar a vazão de projeto, sem estrangulamento e sem produzir pressões nas paredes.

Nas figuras I.26a e I.26b são apresentados os traçados da transição para dois perfis hidráulicos, com diferentes relações P/R_s , porém, com a mesma cota da crista e vazão. A partir da análise das figuras, pode-se fazer duas observações com relação a esse método.

- a. A curva de transição sugerida é fixa para uma dada vazão, ao passo que o perfil pode ser calculado para diferentes relações de P/R_s e H/R_s . Desta forma, surge um ponto de descontinuidade entre o perfil e a transição; descontinuidade esta, mais acentuada para os projetos com o perfil mais suave (P/R_s menores).
- b. O raio da transição diminui com o aumento de H , porém, na prática, a partir de um determinado ponto, o poço passa a ter um diâmetro constante, devido à facilidade de execução.

Na mudança transição-poço, surge um novo ponto de descontinuidade no traçado da tulipa, com conseqüente aparecimento de depressão nesta região. Cabe ressaltar que é nesta região que surgem as grandes depressões e, portanto, é a que tem merecido as maiores atenções.

FAURE e PUGNET (1959) sugerem que o traçado da transição seja feito através da equação de uma elipse, com o semi-eixo maior, b , na vertical e o semi-eixo menor, a , passando pelo ponto de ligação entre o poço vertical e a transição. Com esse procedimento, garante-se que essa ligação seja feita sem descontinuidade.

Utilizando-se essa metodologia, não se elimina o 1º ponto de descontinuidade (entre o perfil e a transição), devendo-se, determinar a equação da elipse para a qual essa descontinuidade seja a menor possível. Entretanto, a ligação entre o perfil e a transição ocorre em cotas mais elevadas, e conseqüentemente com menores

velocidades. A análise dos métodos apresentados para o dimensionamento da transição demonstra que não existe um processo de cálculo completamente satisfatório.

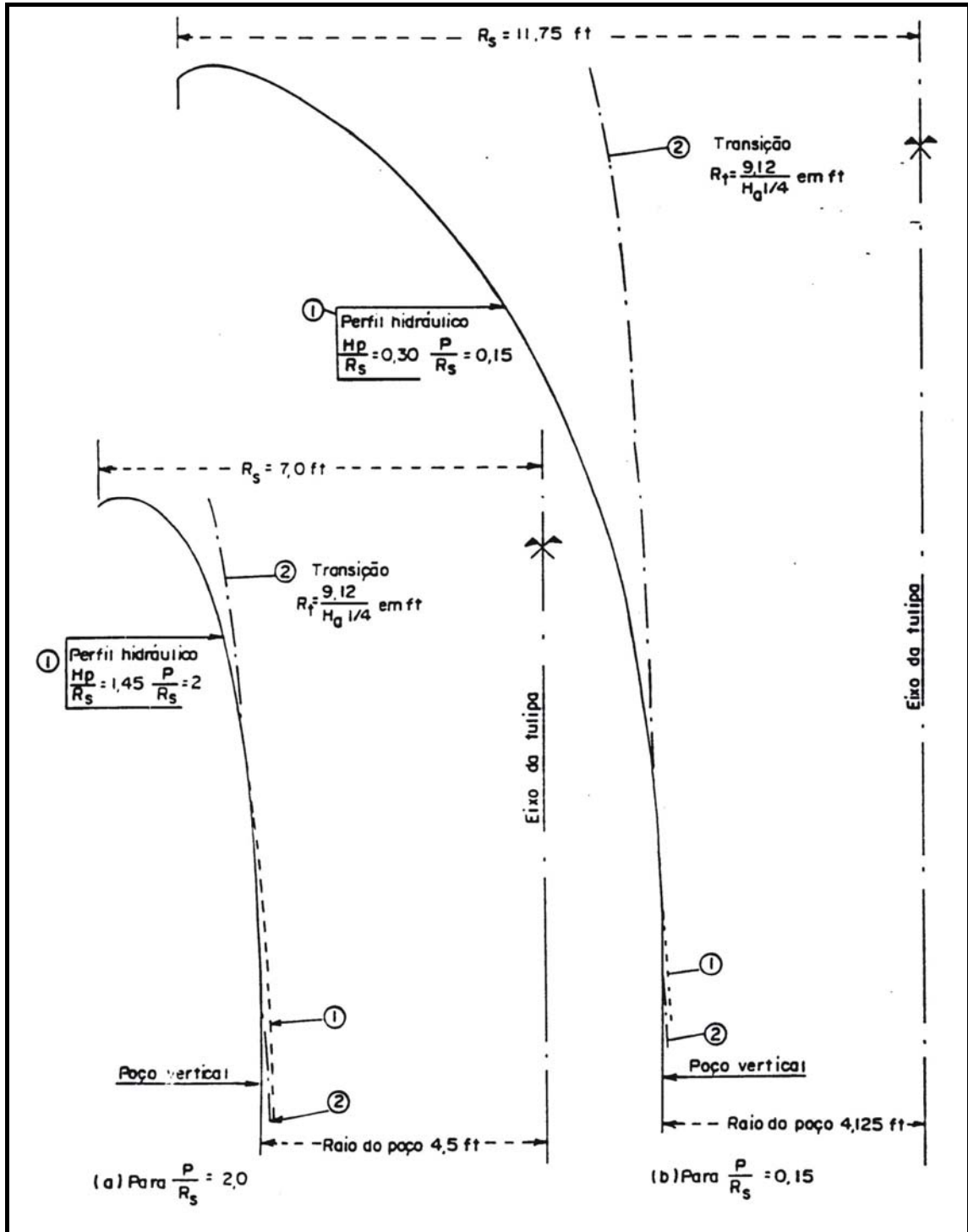


Figura I.26 – Traçado do Perfil e da Transição (OLIVEIRA, 1984)

O método indicado pelo U.S. BUREAU OF RECLAMATION (1977) não elimina a descontinuidade no traçado do perfil. Já o método de FAURE e PUGNET (1959) elimina o ponto de descontinuidade entre a transição e o poço vertical, mas não fornece critérios de fixação dos semi-eixos da elipse.

O primeiro ponto de descontinuidade (entre o perfil e a transição) também existe no método apresentado por KICLEV (1961), persistindo a descontinuidade entre a transição e o poço, conforme citado por OLIVEIRA (1984) e GENOVEZ (1997).

Segundo ERVINE (1985), uma possível solução para o traçado seria a utilização de uma curva tipo lemniscata. Este tipo de curva possui um raio que varia de um valor finito a infinito. Assim, a transição iniciaria num ponto do perfil onde o raio do mesmo fosse igual ao da lemniscata e terminaria no paramento vertical do poço. Eliminariam-se, assim, os dois pontos de descontinuidade (entre o perfil e a transição e entre a transição e o poço).

POÇO VERTICAL

O poço vertical é projetado para escoar a vazão de dimensionamento sem restrições e sem o desenvolvimento de pressões ao longo das paredes. Para se evitar depressões ao longo do poço, o termo cinético $U^2/2g$, em qualquer seção transversal deve ser igual ou menor que a carga disponível H_N , numa seção N, ou seja:

$$\frac{U^2}{2g} \leq H_N$$

(I.27)

Para uma seção circular de diâmetro D, esta condição pode ser escrita assim:

$$D \geq \frac{Q}{\pi \sqrt{2gH_N}}$$

(I.28)

Por razões práticas, o poço vertical e o túnel horizontal são, normalmente, construídos com a seção transversal constante. Entretanto, nenhuma seção do poço vertical deverá ter diâmetro inferior ao determinado através da equação (I.28). A seção, na qual ocorre a interseção do diâmetro constante do poço vertical com o perfil da transição obtido com a equação (I.26), é denominada de garganta, pois possui o menor tamanho para acomodar o escoamento.

Na figura I.27, a curva abc foi obtida através da equação (I.26).

Se o perfil do poço for ampliado acima do ponto b segundo a curva db, a seção AA funcionará como controle e o trecho acima da mesma trabalhará em pressão.

Abaixo da seção AA, o escoamento será a seção plena, mas sem o desenvolvimento de pressões.

Se o perfil do poço, abaixo da seção AA, também for modificado segundo a curva dbe, o escoamento não mais será a seção plena abaixo de AA e o comprimento do poço não afetará a vazão, desde que o escoamento seja aerado. Neste caso, a água ocupará uma seção equivalente à indicada pela curva bc.

Para vazões maiores, o ponto de controle continuará sendo a seção AA e o escoamento será sempre em pressão para as seções em cotas mais elevadas. Nas vazões menores, a seção de controle localizar-se-á em níveis mais altos que os da seção AA.

Salienta-se, entretanto, que tanto no projeto da transição como no do poço, nenhum dos métodos apresentados preocupou-se com o problema de arraste do ar pelo núcleo.

CURVA VERTICAL DE LIGAÇÃO ENTRE O POÇO E O TÚNEL

A curva vertical é usualmente circular, com ângulo de 90° e raio de curvatura relativamente pequeno. O U.S. BUREAU OF RECLAMATION (1977), que, segundo GENOVEZ (1991), pode ser considerado como referência padrão, cita somente: “Deve-se tomar cuidado na seleção de curvas verticais ou horizontais do conduto e no alinhamento para prevenir o afogamento parcial, devido ao impacto ou ação de ondas.”

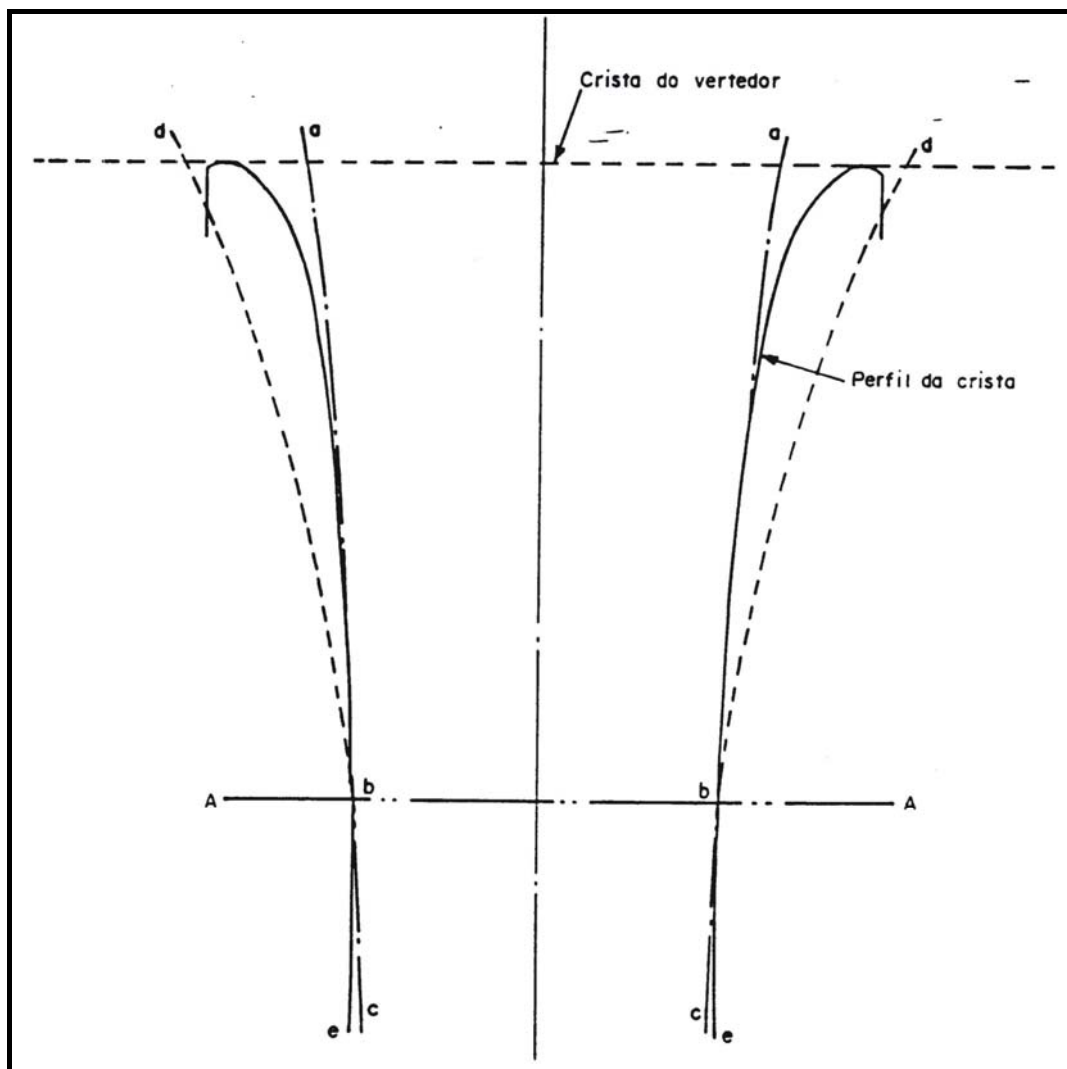


Figura I.27– Comparação dos Perfis na Entrada dos Vertedores Tulipa para Várias Condições de Funcionamento (OLIVEIRA, 1984)

Quanto ao proporcionamento, a única referência que se encontra na bibliografia, acima mencionada é no exemplo de cálculo de um extravasor tulipa onde se propõe que o raio da curva seja igual a $2D$, sendo D o diâmetro do poço.

MUSSALI (1969) através de uma extensa pesquisa realizada entre os extravasores tulipa construídos, verificou que o U.S BUREAU OF RECLAMATION (op.citada) projetou curvas verticais com uma relação entre o raio de curvatura ao longo da linha central r e o diâmetro da curva D_b variando entre 1,04 e 5,5 e que o LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA DE PORTUGAL – LNEC, nos seus projetos, utilizou r/D_b variando de 1,2 a 3,2. A sua pesquisa também mostrou que em outros projetos, r/D_b variava entre 0,5 e 5,5, podendo se concluir que não existe um critério específico para o cálculo do raio da curva.

Essa constatação causa uma certa surpresa, pois a curva de ligação entre o poço vertical e o túnel é um dos pontos principais no projeto de um extravasor tulipa.

O motivo da inexistência de critério, neste caso, é devido ao fato da curva sofrer um grande impacto da massa de água que cai livremente no interior do poço, devendo, posteriormente, defletir o escoamento para o interior do túnel, sem a ocorrência de perturbações na superfície da água.

Além de não se possuir um critério específico para o cálculo do raio da curva, verifica-se, também, a inexistência de um formulário para o cálculo da perda de carga na curva, quando esta trabalha com a seção parcialmente cheia. LEVIN (1968) fornece os valores do coeficiente de perda de carga localizada quando o escoamento se faz a seção plena.

TÚNEL

Segundo GENOVEZ e CUOMO (1992), o túnel horizontal normalmente é projetado para trabalhar a seção parcial em toda a faixa de vazões. Entretanto, alguns projetistas defendem a idéia do túnel escoar a seção plena, a partir de uma vazão

intermediária ou em toda faixa de vazões. A seguir, apresenta-se a discussão sobre as duas correntes.

a) Escoamento livre:

O túnel deve possuir uma seção transversal suficiente para se obter um escoamento livre em toda a faixa de vazões, eliminando assim, a possibilidade de vibrações causadas pela mudança de controle da crista, da garganta ou da curva para o túnel.

Neste caso, o poço pode trabalhar em pressão para vazões elevadas e inclusive com o escoamento afogado, mas o túnel permanecerá em condições de escoamento livre para todas as vazões. A transição do escoamento em pressão para o livre, geralmente ocorre na curva que liga o poço ao túnel. A localização da transição do escoamento na curva poderá ser garantida através de dispositivos adequados para forçar e manter a separação conveniente do escoamento.

Normalmente, o túnel possui declividade suave e o regime do escoamento é o supercrítico. Através dos conhecimentos do regime gradualmente variado, das seções de controle e do campo de velocidade na curva é possível calcular a linha d'água ao longo do túnel, utilizando-se qualquer dos métodos de cálculo existentes para esse fim.

É importante salientar, que o grande obstáculo para o cálculo da linha d'água no túnel é o conhecimento do campo de velocidades na curva. Para resolver este problema, adota-se a velocidade crítica $U = \sqrt{2gH}$ e, posteriormente, verifica-se o andamento da superfície livre em modelo reduzido.

O funcionamento em escoamento livre poderá apresentar problemas quando houver interferência do nível d'água a jusante ou quando a inclinação for inadequada. Ambas provocam o aparecimento do ressalto hidráulico dentro do túnel, com possíveis intermitências no escoamento, e formação de regimes transitórios. A solução será o uso de seções maiores para o túnel.

No escoamento livre, é necessária a existência de uma área mínima, acima do nível mais alto, com o objetivo de permitir uma demanda natural de ar a ser preservada, para manter as condições normais de pressão atmosférica.

Quanto à porcentagem da seção transversal do túnel para o escoamento do ar, o U.S. BUREAU OF RECLAMATION (1977) recomenda: *“Para prevenir contra os efeitos do arraste de ar, pulsação da pressão, etc...o conduto é projetado para não trabalhar com mais de 75% de sua capacidade na extremidade de jusante do túnel e com a vazão máxima.”*

Segundo MUSSALI (1969), no LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL DE PORTUGAL – LNEC, um critério similar é utilizado, porém o limite da seção disponível para o escoamento da água é de 86%.

BOLLRICH (1971), apud OLIVEIRA (1984), recomenda: *“Entre a superfície da água e o teto do túnel, um espaço de cerca de 10% a 20% da profundidade máxima da água deverá ser deixada para permitir a livre circulação de ar”.*

CUOMO (1981), recomenda que a seção máxima para o escoamento da água não supere $2/3$ da seção total do túnel.

Um outro efeito que deve ser levado em consideração no cálculo da altura d'água no interior do túnel é o da histerese, quando houver a possibilidade de formação do ressalto hidráulico. Segundo ABECASSIS e QUINTELA (1964) e CASTORANI et al (1986), quando na saída do túnel existir uma soleira (o lançador possui o mesmo efeito), a vazão com a qual ocorre o ressalto hidráulico será diferente nas situações de vazão aumentando e vazão diminuindo.

A seção do túnel, disponível para a circulação de ar, pode ser verificada, segundo o cálculo simplificado apresentado por MUSSALI (1969), no qual a velocidade do ar é considerada igual a velocidade da água na interface e a vazão de ar entrando é igual a vazão de ar saindo. A figura I.28 apresenta o esquema da distribuição da velocidade na camada de ar. Assim:

$$U_1 S_1 = U_2 S_2 \quad \text{ou} \quad \rightarrow \quad U_1 (B - y) D = \frac{U_2 y D}{2}$$

(I.29)

Onde a velocidade U_2 e a altura B são conhecidas e os valores de U_1 e y são desconhecidos.

A seqüência de cálculo é a seguinte:

- 1 Adota-se um valor de y e calcula-se Q_2 ;
- 2 Determina-se U_1 da equação (I.29);
- 3 Calcula-se o diâmetro equivalente da camada de ar entrando:

$$D_E = 4 \frac{S_2}{\bar{P}}$$

(I.30)

Sendo:

\bar{P} O perímetro molhado de S_2 .

- 4 – Calcula-se o número de Reynolds do escoamento:

$$Re = \frac{U_1 D_E}{\nu}$$

(I.31)

- 5 – Com o valor do número de Reynolds e da rugosidade relativa, determina-se o coeficiente universal de perda de carga e calcula-se a perda de carga no conduto:

$$\Delta h = f \frac{L}{D_E} \frac{U_1}{2g}$$

(I.32)

Onde:

L é o comprimento do conduto.

- 6 – Calcula-se a perda de carga total

$$\Delta H = \Delta h + \Delta h_{\text{entrada}}$$

$$\Delta h_{\text{entrada}} = K_{\text{entrada}} \frac{U_2^2}{2g}$$

(I.33)

Com $K_{\text{entrada}} = 0,5$.

7 – Com o valor da perda de carga total, pode-se obter a pressão do ar logo a jusante da curva. De acordo com esse valor, a seção transversal poderá ser mantida ou aumentada. No caso da seção ser insuficiente, dutos de ar deverão ser projetados e instalados para fornecer o ar adicional que não é levado aos túneis pelas condições naturais. Dessa maneira, o escoamento do ar em sentido inverso poderá ser eliminado.

MUSSALI (1969), realizou pesquisas experimentais visando determinar os parâmetros que influenciam o fenômeno de “preenchimento” da seção transversal. Suas investigações mostram a importância da curva, defletor e concentração de ar no fenômeno de “preenchimento” ou transição do controle para o túnel. As suas conclusões estão listadas a seguir:

- O fenômeno de preenchimento depende do número de Froude do escoamento no túnel. Quanto maior o número de Froude, uma área maior é necessária para evitar o preenchimento.
- Com o controle na parte inferior do poço, as curvas com pequenas relações r/D_b permitem uma maior vazão do que as curvas com grandes valores de r/D_b , quando o escoamento é a seção parcial.

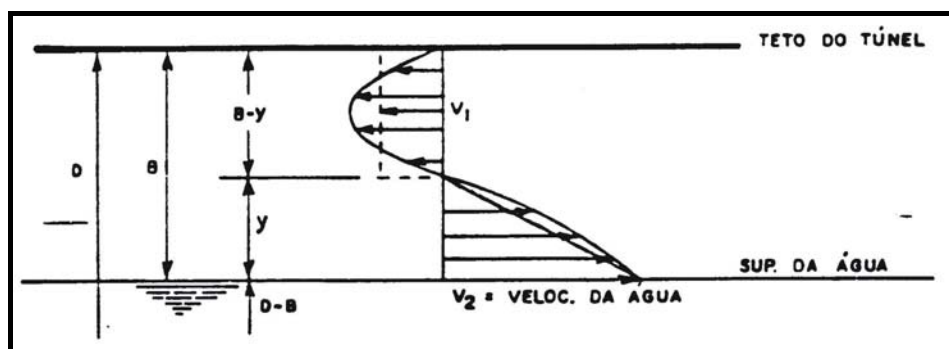


Figura I.28 – Distribuição da Velocidade na Camada de Ar (MUSSALI, 1969)

b) escoamento em pressão

No escoamento em pressão, o poço poderá trabalhar a seção plena ou não, entretanto o túnel sempre estará sob pressão, em toda a faixa de vazões.

Alguns técnicos defendem este tipo de escoamento baseado nos seguintes argumentos:

- O escoamento no interior do túnel é independente da curva cota-vazão de jusante, ao contrário do escoamento livre, pois não existe a possibilidade de formação de ressalto hidráulico;
- As velocidades médias do escoamento são menores que as do escoamento livre (cerca de $\frac{1}{2}$ a $\frac{2}{3}$), reduzindo-se, assim, a possibilidade de ocorrência de erosão e cavitação.

Para um projeto convencional, a mudança da seção de controle para o túnel inicia-se na extremidade de jusante do mesmo. A razão é o fato dos túneis serem normalmente construídos com uma seção constante.

Com o aumento da vazão, a água preencherá gradativamente o trecho a montante da saída, até preenchê-lo totalmente. Quando as vazões diminuírem o processo será o inverso.

O U.S. BUREAU OF RECLAMATION (1977) recomenda que, nos escoamentos à seção plena, seja instalado um sistema de ventilação adequado, em toda a extensão do túnel, com o objetivo de evitar o efeito sifônico. Este efeito aparece quando as vazões são próximas da máxima, provocando vazões erráticas, impactos, vibrações e oscilações nos níveis d'água na entrada e na saída do extravasor.

O escoamento em pressão pode ser obtido através de constrição na saída, ou seja, utilização de um lançador em forma de bocal; curvas de raio curto ou tipo “sifão”;

ligação entre o poço e o túnel através de um ângulo reto; utilização de dentes na parte superior da crista e perfil da crista em forma de sino. Entretanto, uma das grandes desvantagens deste tipo de escoamento é a exigência de dutos especiais para a exaustão do ar transportado para o túnel, pelo escoamento na queda vertical.

DISSIPADOR DE ENERGIA

A dissipação de energia é, normalmente, feita através das clássicas bacias de dissipação ou lançadores.

No primeiro caso, a bacia inicia-se com um trecho divergente (em planta) com fundo parabólico. A geometria do fundo parabólico pode ser calculada segundo ELEVATORSKI (1958). A finalidade da divergência é a de diminuir a vazão específica, tornando assim possível a formação do ressalto.

É usual, também, a instalação de blocos e soleiras, visando diminuir o comprimento da bacia de dissipação.

No segundo caso, o lançador não tem obrigatoriamente uma largura maior que o túnel. A água proveniente do mesmo é lançada ao ar, sofrendo assim um espraiamento e como consequência uma redução na sua energia específica. A dissipação será obtida pelo impacto da água no próprio leito do rio ou num colchão de água obtido através de uma pré-escavação. É importante salientar que a solução com lançador só pode ser adotada, quando a mesma não promover início de processos erosivos.

Como na grande maioria dos casos, o túnel é utilizado para o desvio do rio durante a construção, e, é comum, o mesmo possuir um traçado curvilíneo.

Nos túneis com esse traçado, haverá uma concentração do fluxo na parte externa da curva que provocará um ressalto hidráulico assimétrico na bacia de dissipação.

Quando o dissipador for um lançador, essa concentração do fluxo obrigará o uso de uma rampa com declividade transversal, além da longitudinal.

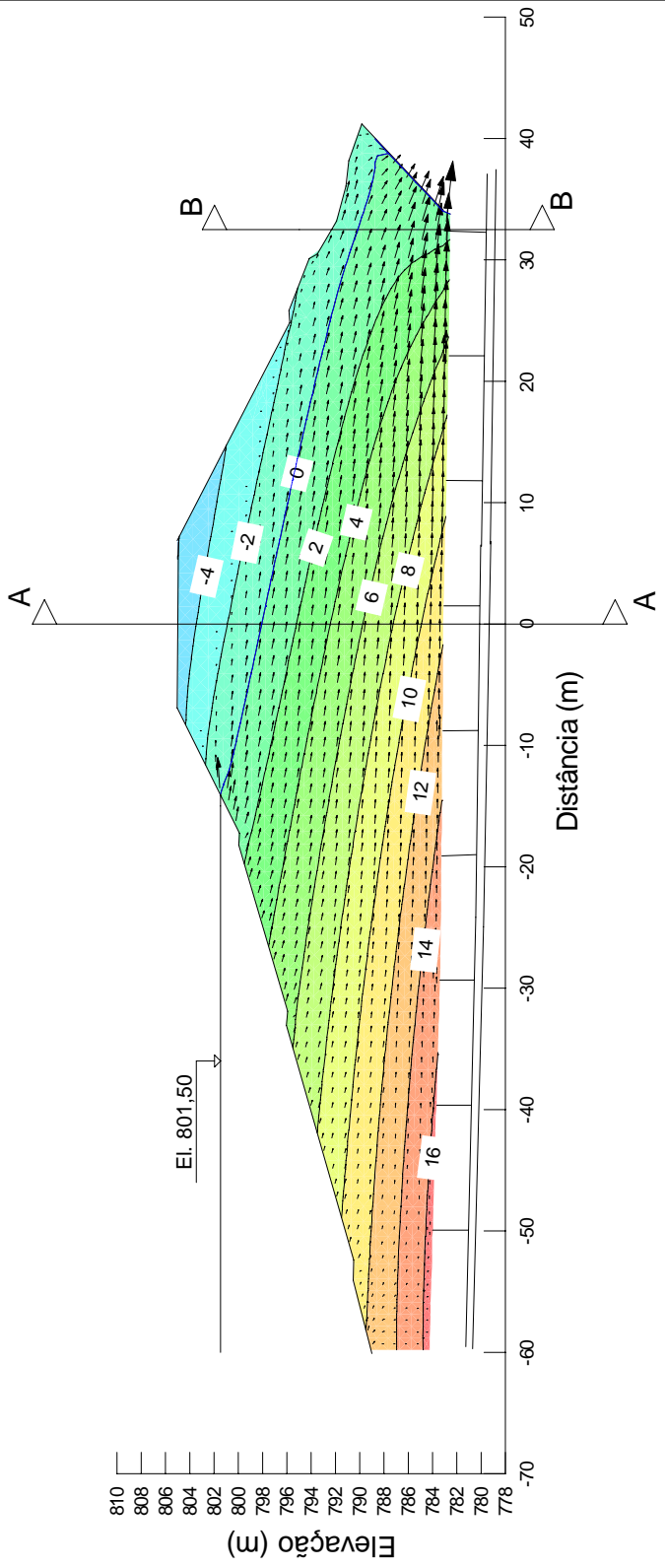
O uso da rampa com duas declividades (transversal e longitudinal) permite lançar a água para uma região afastada da margem, onde se encontra o lançador, diminuindo, assim, a possibilidade de erosão neste local.

APÊNDICE II

**SEÇÃO LONGITUDINAL DE PROJETO PELO EIXO DA
GALERIA**

Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria
Seção Longitudinal

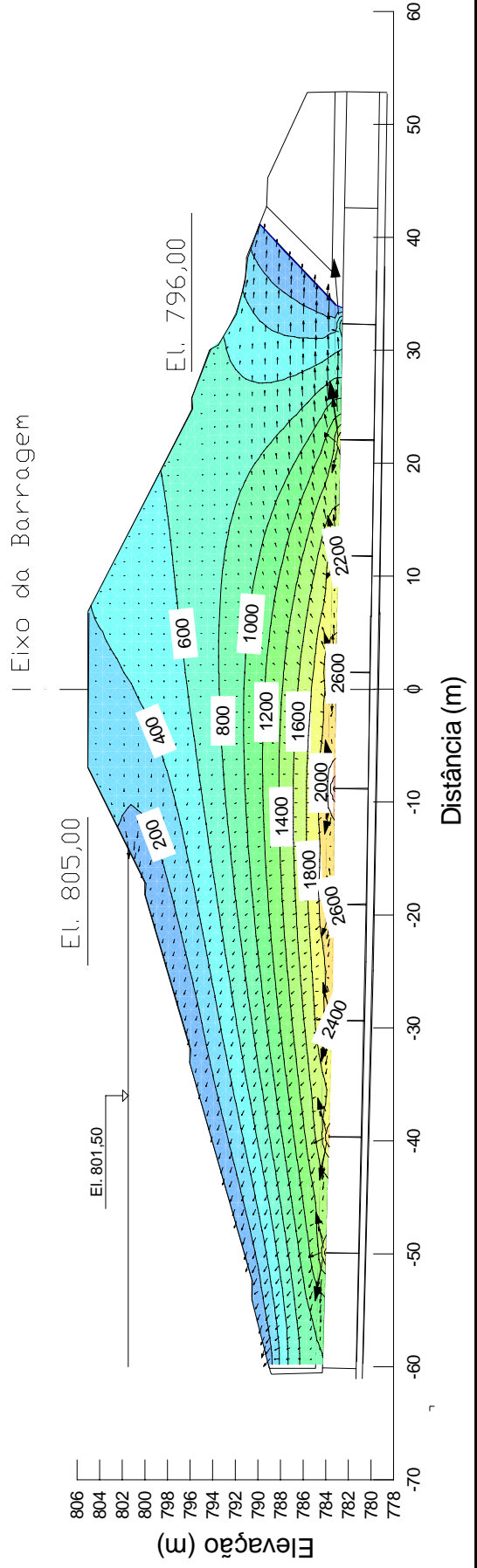
Solo
 $K = 4,22 \times 10^{-7} \text{ m/s}$



SIMULAÇÃO COM PERCOLAÇÃO DE AR

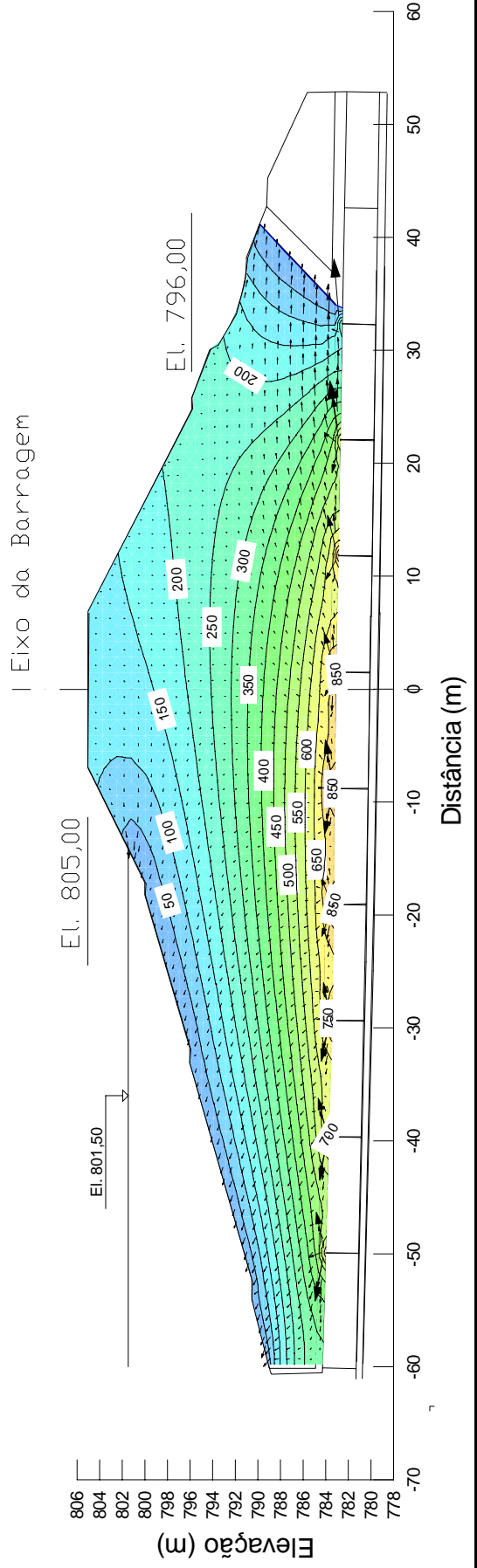
Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria
Seção Longitudinal
 $q = 9,0 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s/m}$ (ar)
Poro-pressões (KPa)

Solo
 $K = 4,22 \times 10^{-7} \text{ m/s}$



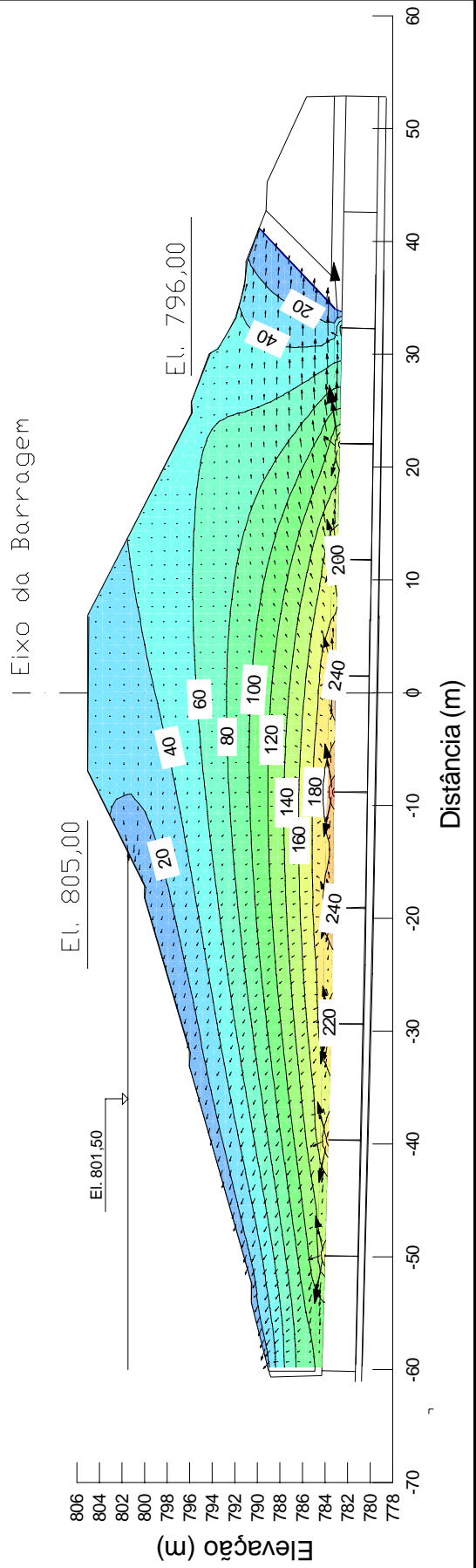
Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria
Seção Longitudinal
 $q = 3,0 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s/m}$ (ar)
Poro-pressões (KPa)

Solo
 $K = 4,22 \times 10^{-7} \text{ m/s}$



Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria
Seção Longitudinal
 $q = 8,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s/m}$ (ar)
Poro-pressões (KPa)

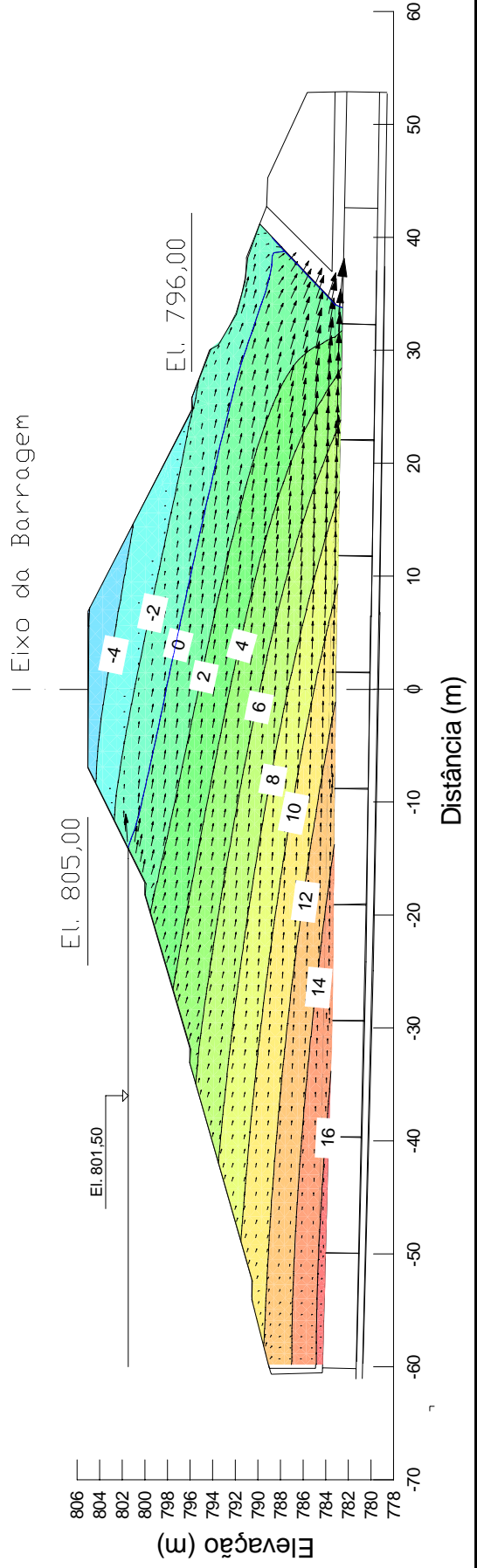
Solo
 $K = 4,22 \times 10^{-7} \text{ m/s}$



SIMULAÇÃO COM PERCOLAÇÃO DE ÁGUA

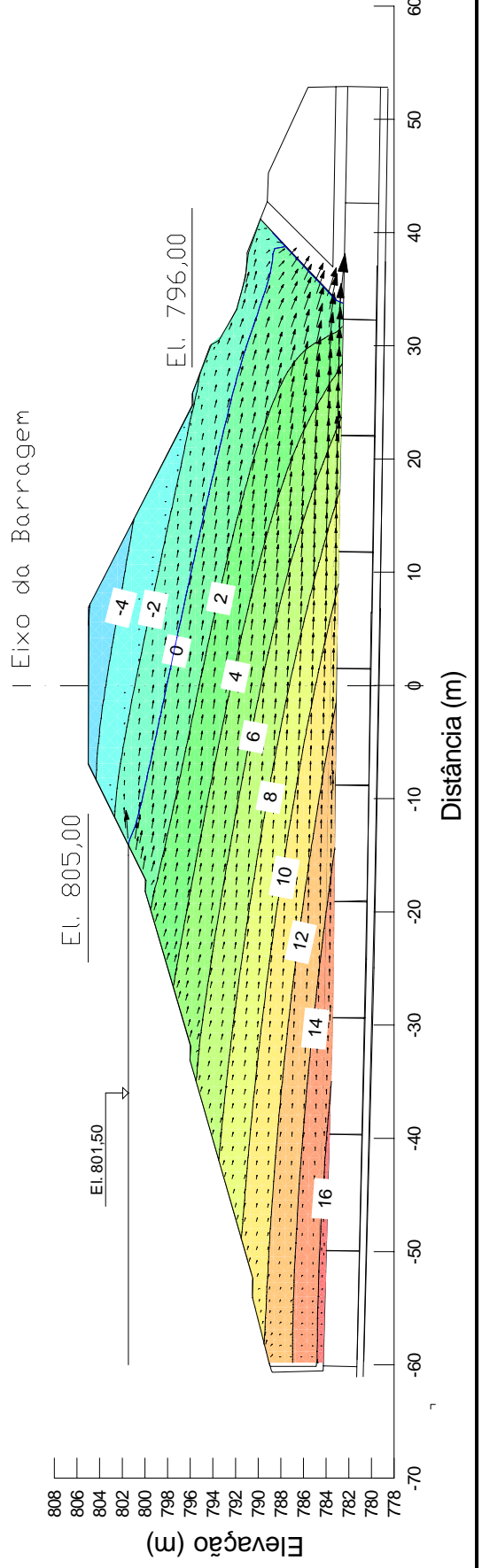
Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria
Seção Longitudinal
 $q = 4,22 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
Poropressões (KPa)

Solo
 $K = 4,22 \times 10^{-7} \text{ m/s}$



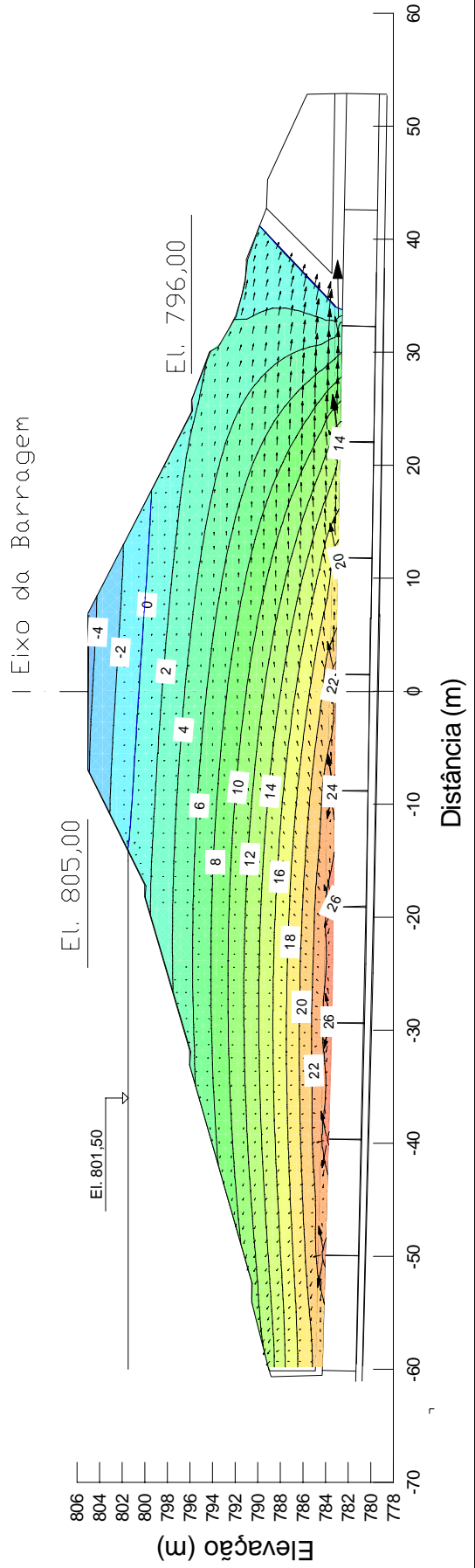
Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria
Seção Longitudinal
 $q = 1,0 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}$
Poro-pressões (KPa)

Solo
 $K = 4,22 \times 10^{-7} \text{ m/s}$



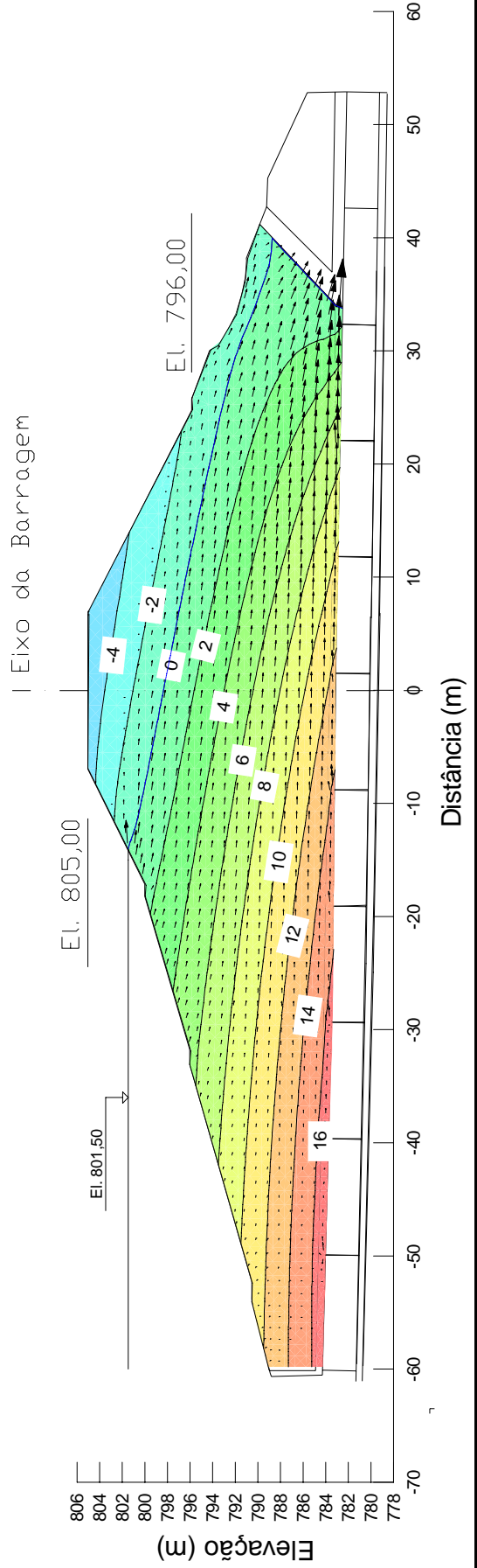
Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria
Seção Longitudinal
 $q = 4,22 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
Poropressões (KPa)

Solo
 $K = 4,22 \times 10^{-7} \text{ m/s}$



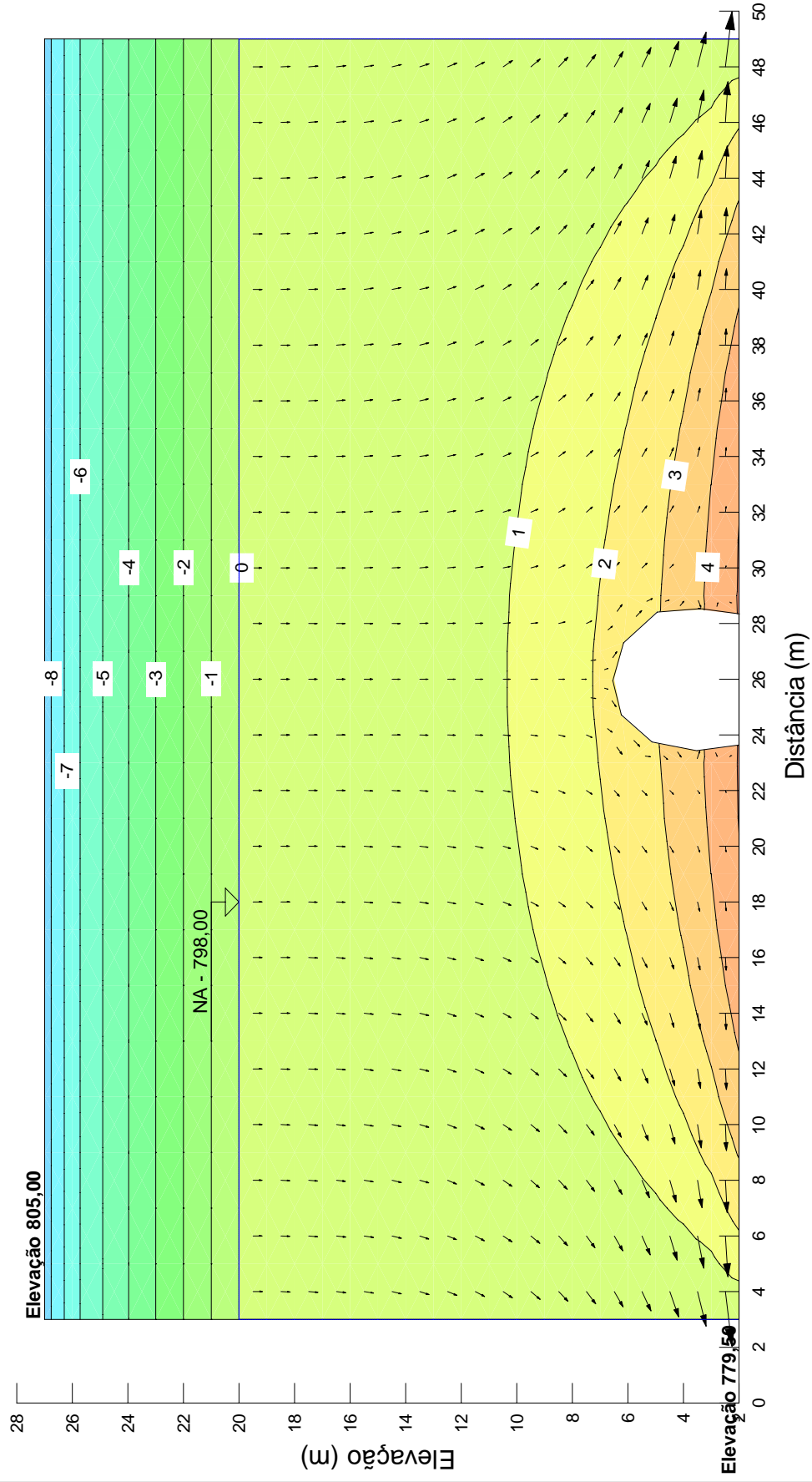
Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria
Seção Longitudinal
 $q = 4,22 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
Poropressões (KPa)

Solo
 $K = 4,22 \times 10^{-7} \text{ m/s}$



SEÇÃO TRANSVERSAL DE PROJETO A-A

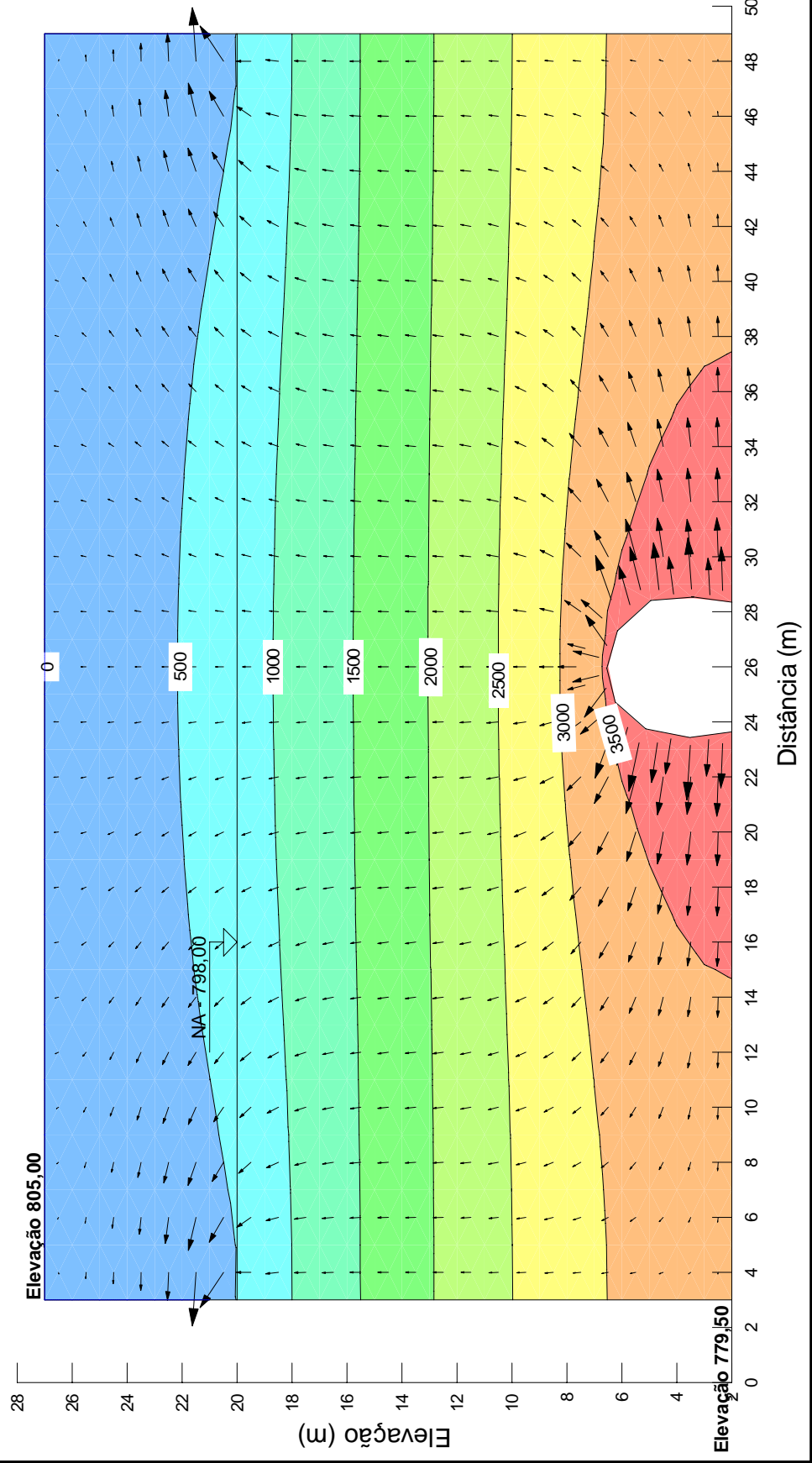
Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria
Seção Transversal - Seção AA
Poro-pressões (KPa)



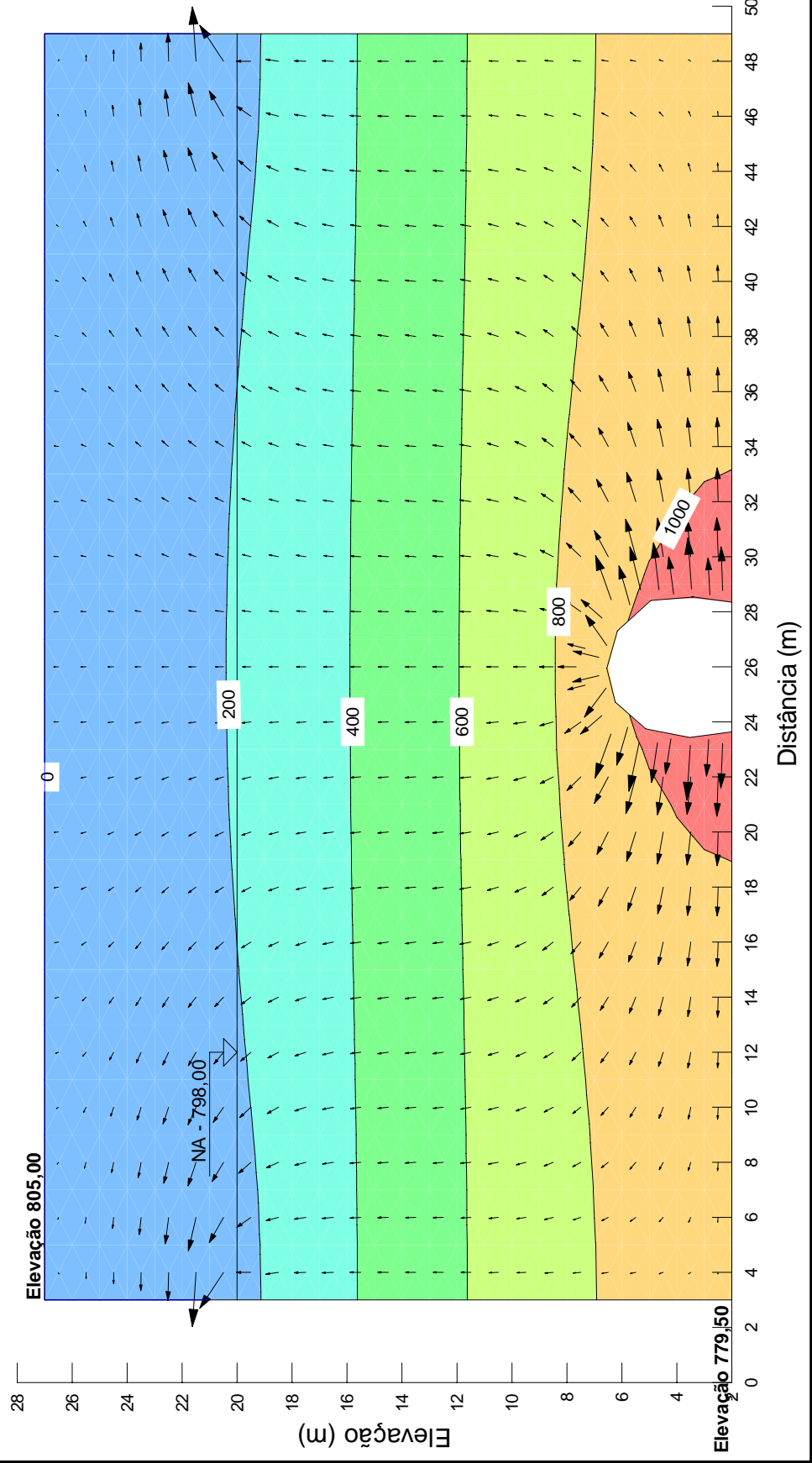
SIMULAÇÃO COM PERCOLAÇÃO DE AR

JUNTA DA GALERIA TOTALMENTE ABERTA NA SEÇÃO

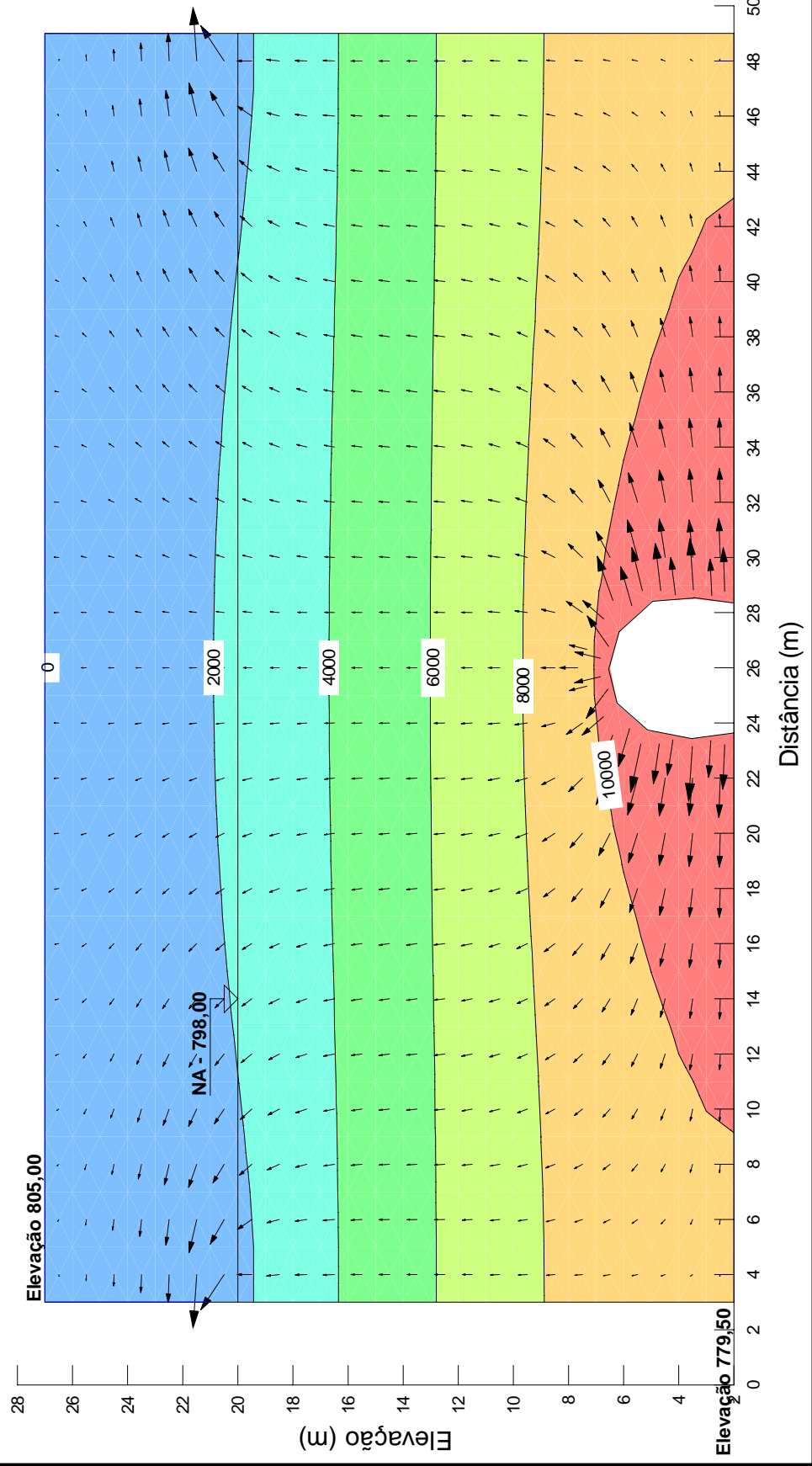
Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria
Seção AA
 $q = 3,0 \times 10^{-5}$ (ar) m³/s/m
Poropressões (KPa)



Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria
Seção AA
 $q = 8,0 \times 10^{-6}$ (ar) m³/s/m
Poropressões (KPa)

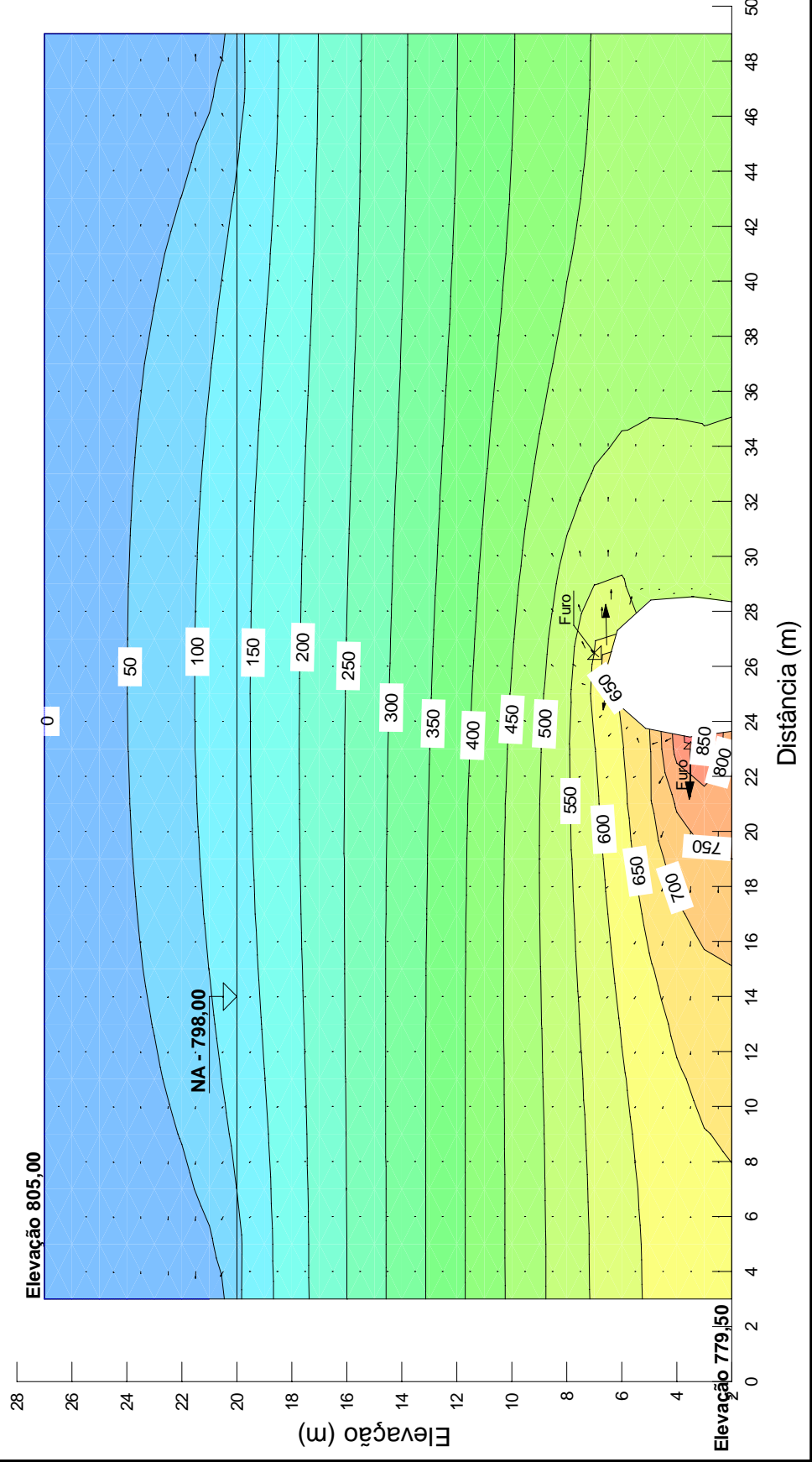


Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria
Seção AA
 $q = 9,0 \times 10^{-5}$ (ar) m³/s/m
Poro-pressões (KPa)



**JUNTA DA GALERIA COM PEQUENAS ABERTURAS (FUROS)
NA SEÇÃO**

Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria
Seção AA
Com furos
 $q = 3,0 \times 10^{-5}$ (ar) m³/s/m
Poropressões (KPa)



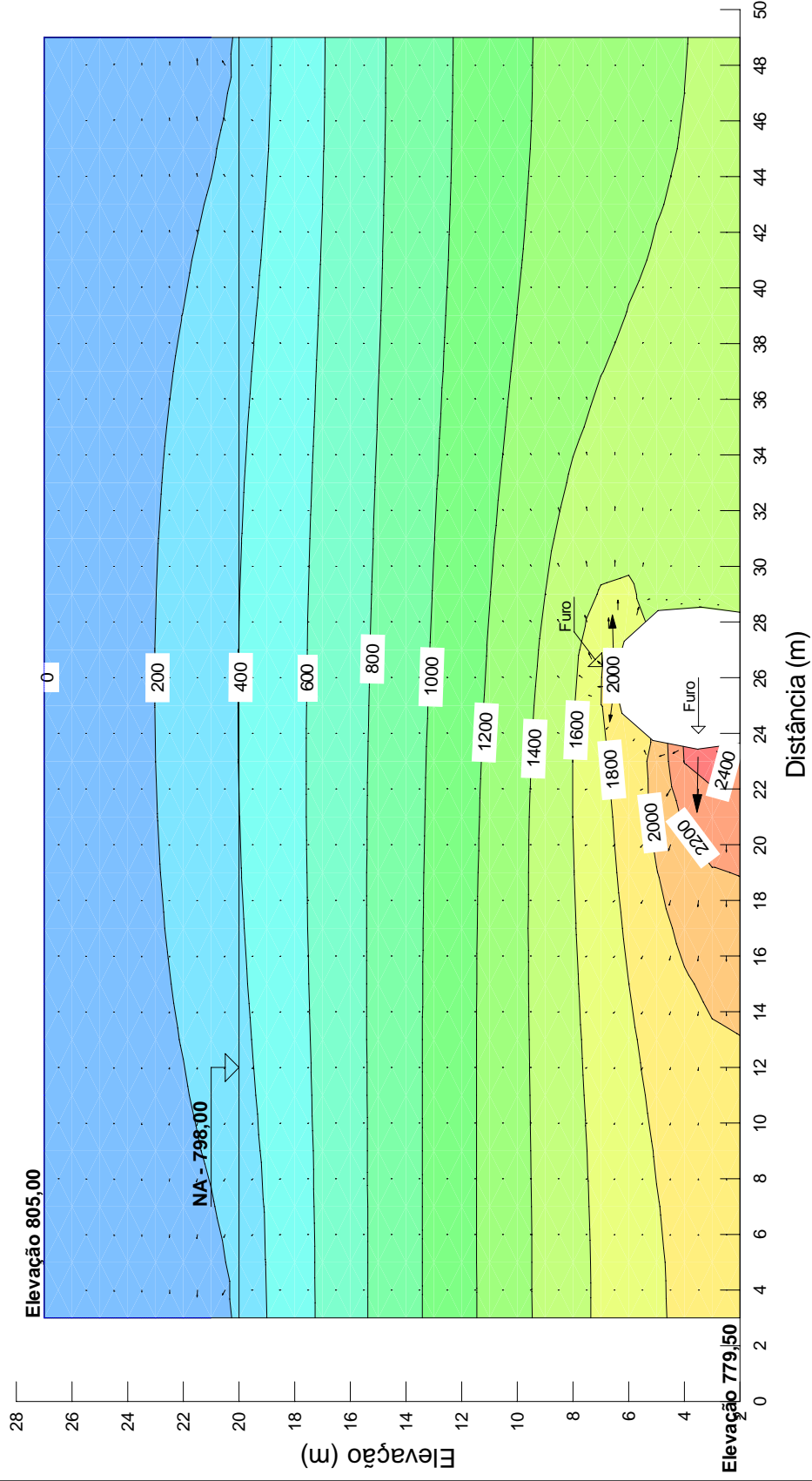
Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria

Seção AA

Com furos

$q = 9,0 \times 10^{-5}$ (ar) $m^3/s/m$

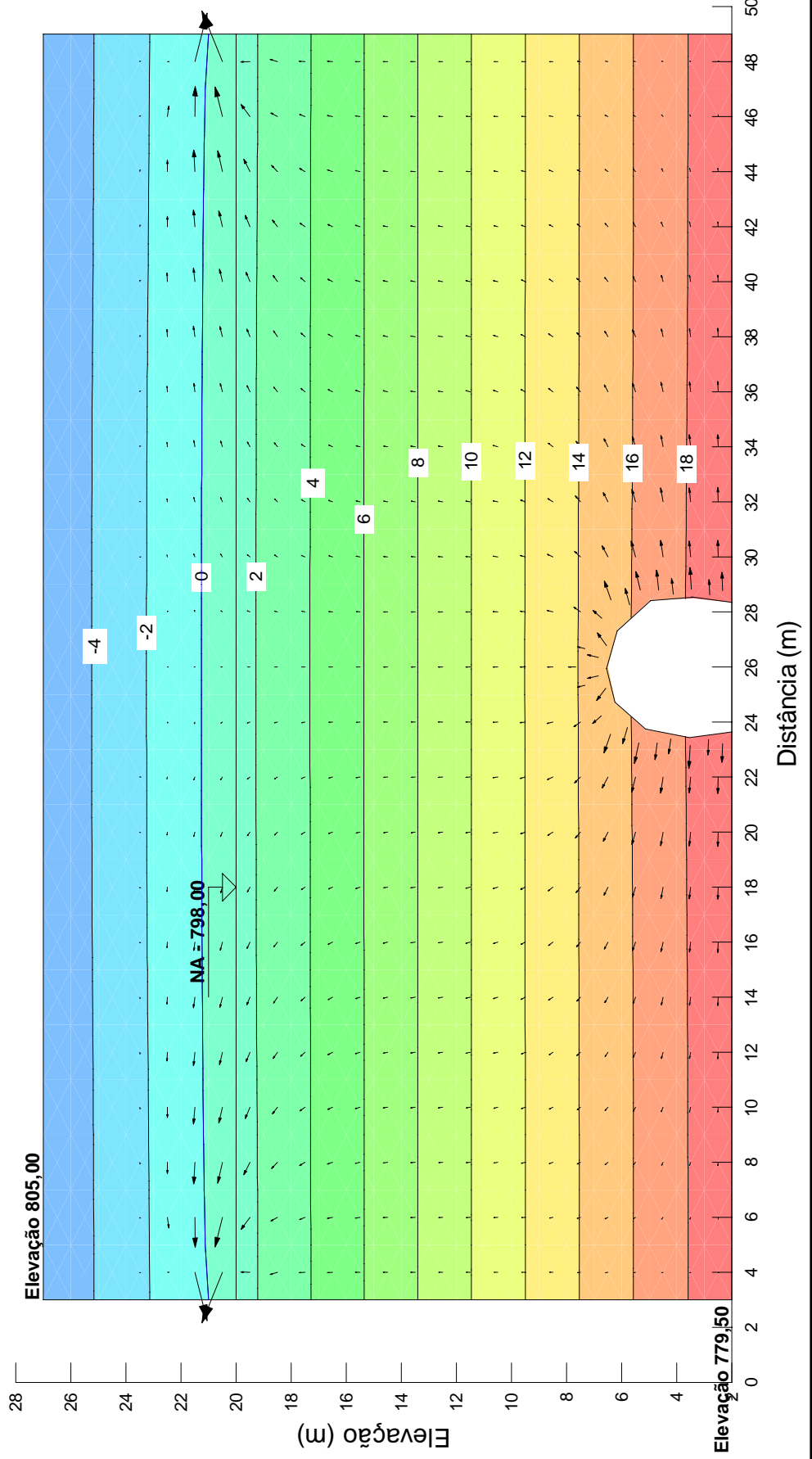
Poropressões (KPa)



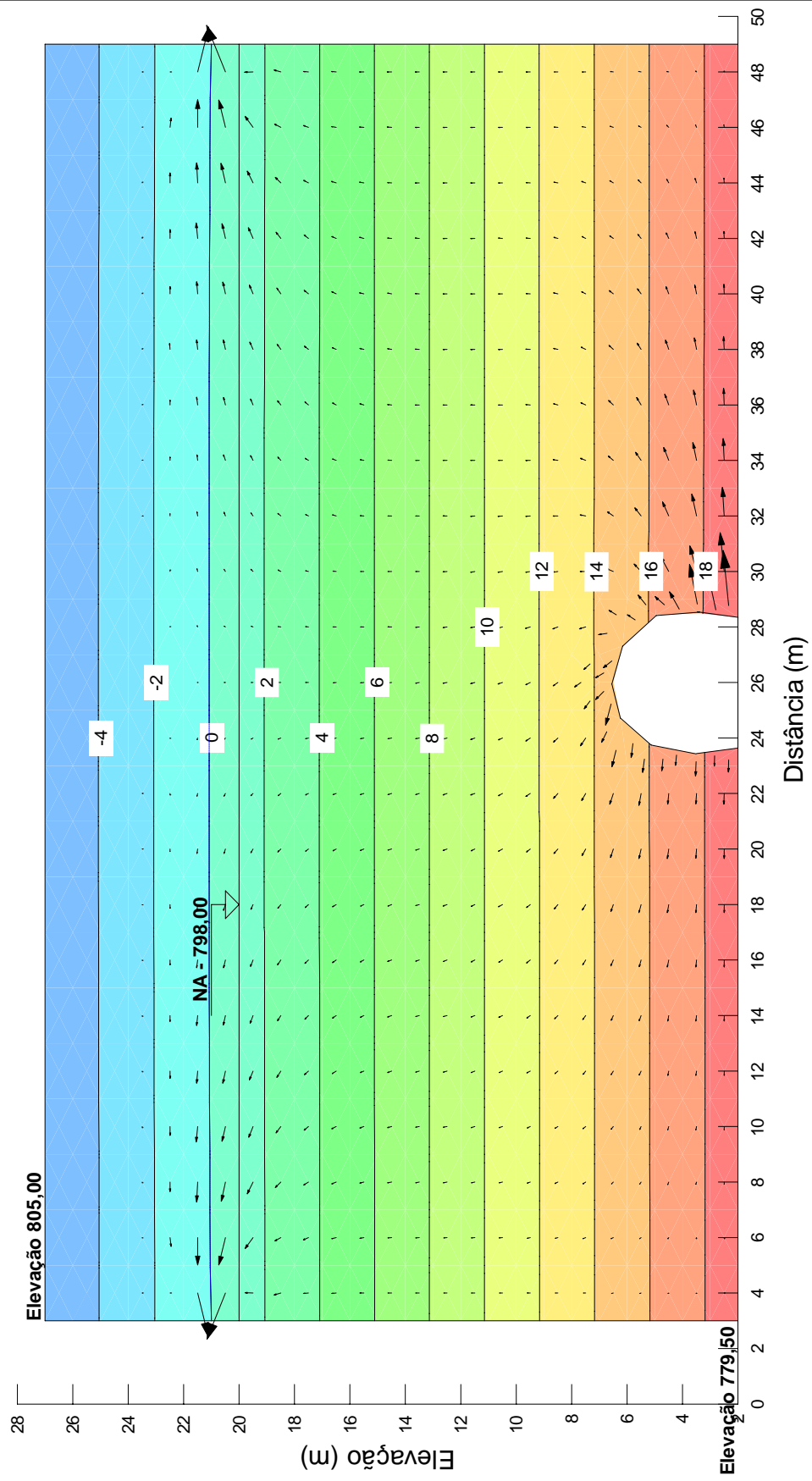
SIMULAÇÃO COM PERCOLAÇÃO DE ÁGUA

JUNTA DA GALERIA TOTALMENTE ABERTA NA SEÇÃO

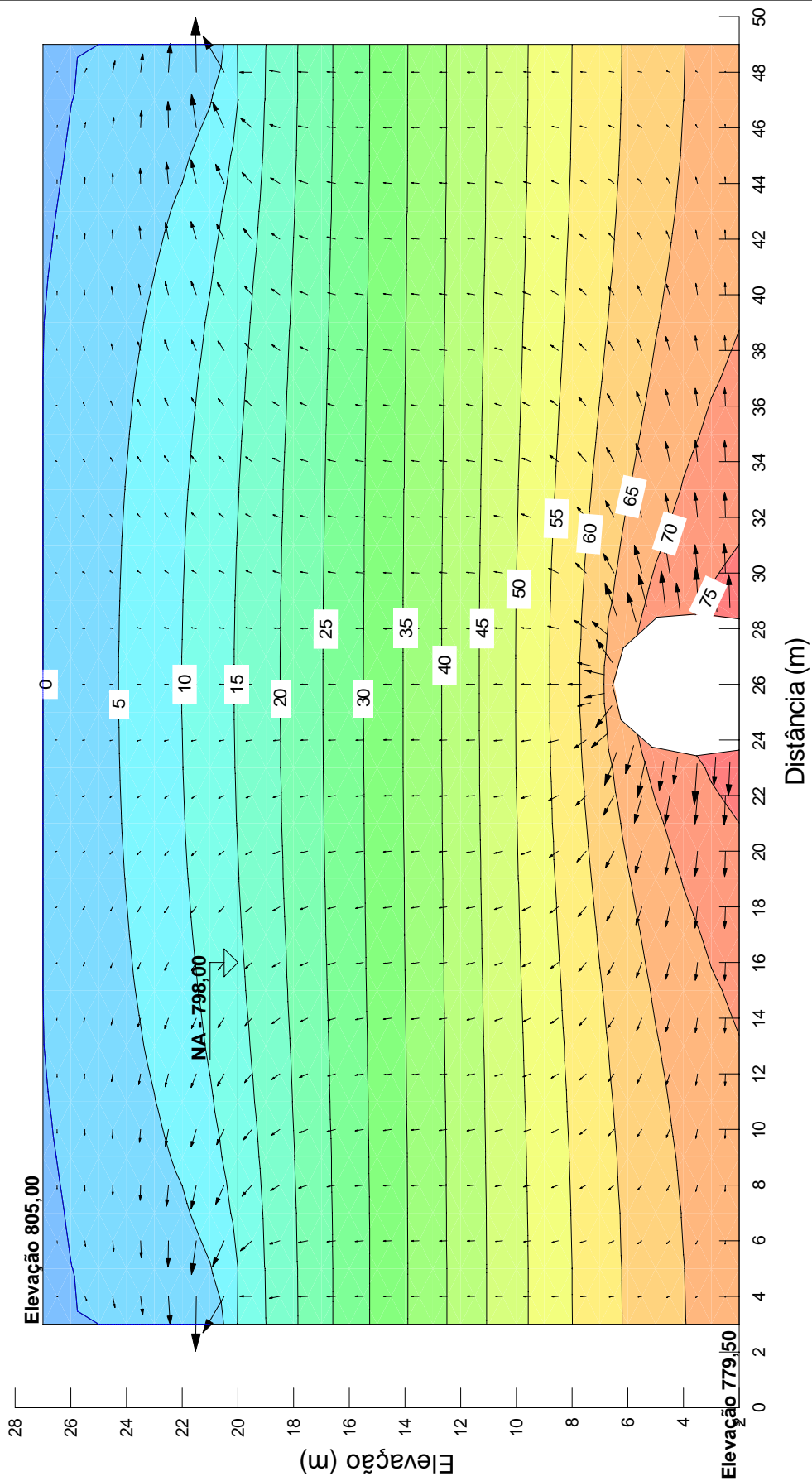
Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria
Seção AA
 $q = 4,22 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
Poro-pressões (KPa)



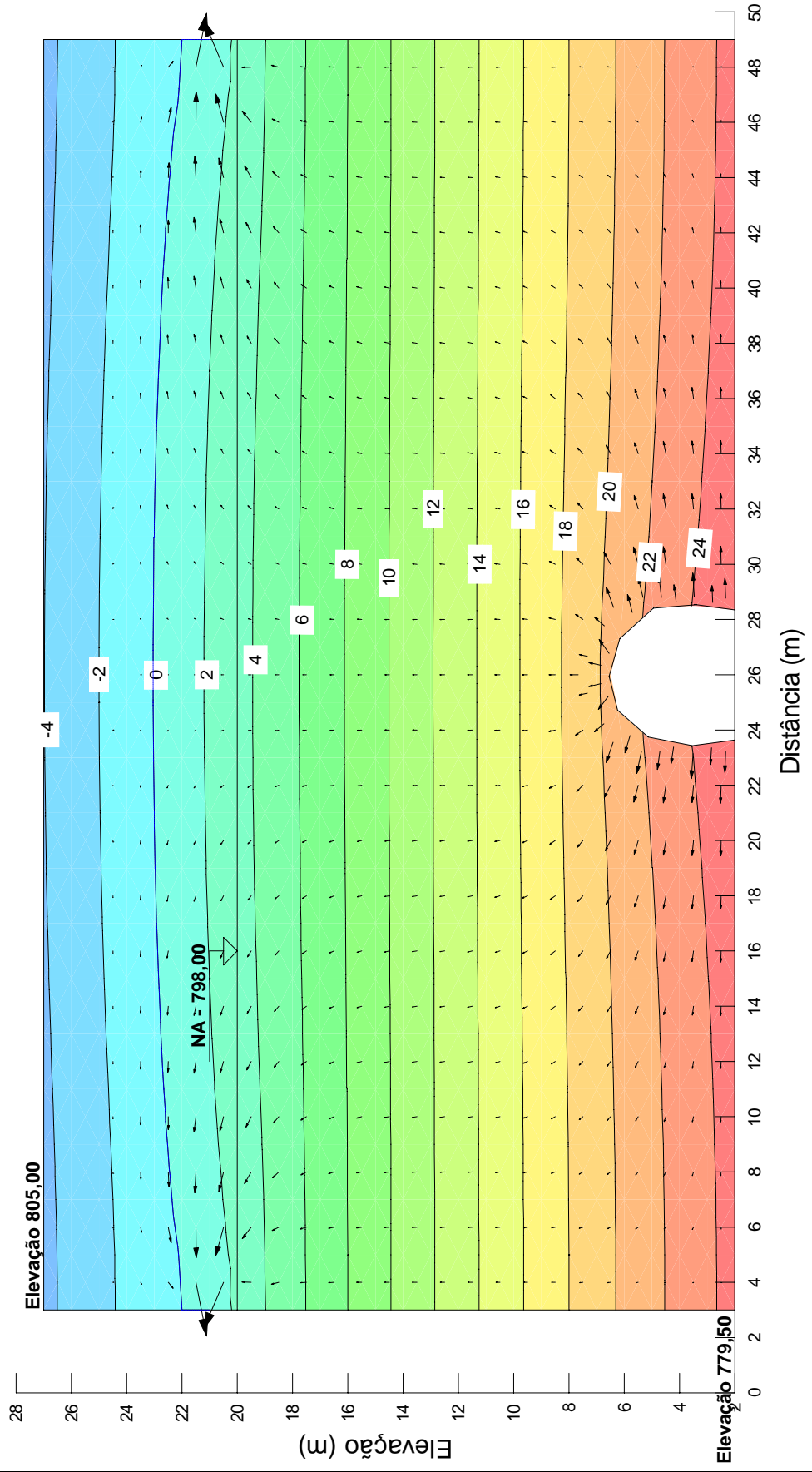
Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria
Seção AA
 $q = 1,0 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
Poro-pressões (KPa)



Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria
Seção AA
 $q = 4,22 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
Poro-pressões (KPa)

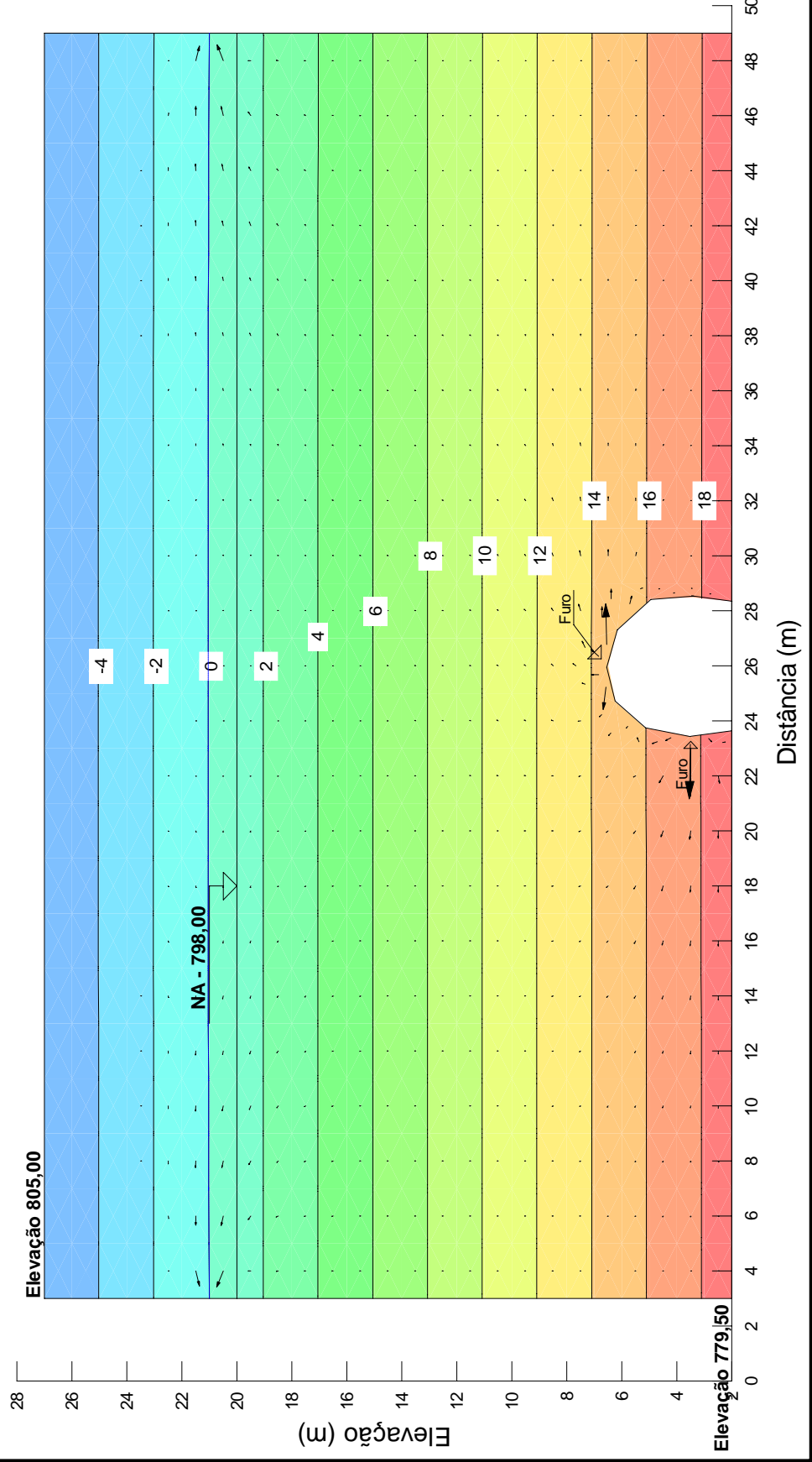


Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria
Seção AA
 $q = 4,22 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
Poro-pressões (KPa)



**JUNTA DA GALERIA COM PEQUENAS ABERTURAS (FUROS)
NA SEÇÃO**

Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria
Seção AA
Com furos
 $q = 4,22 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
Poro-pressões (KPa)



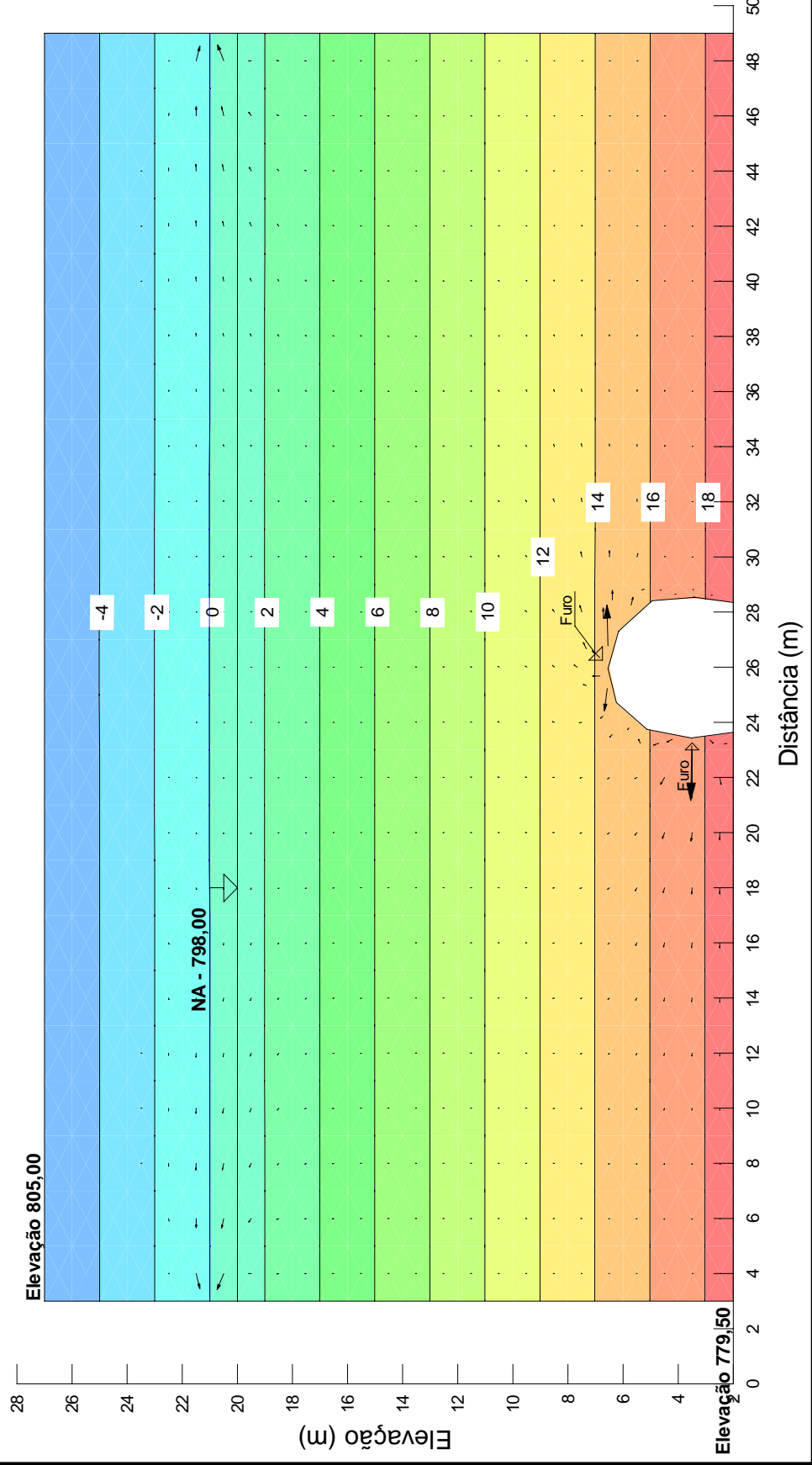
Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria

Seção AA

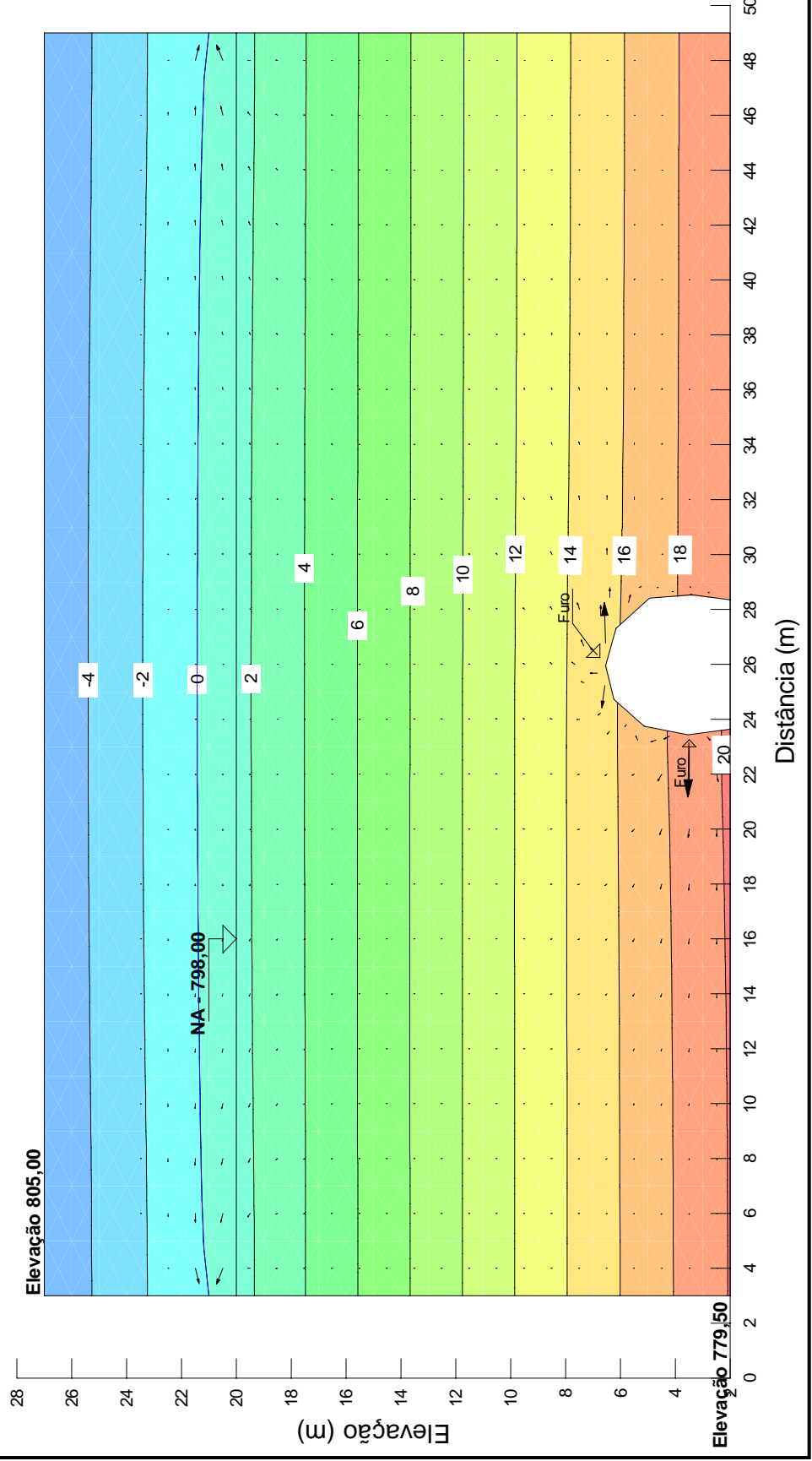
Com furos

$q = 1,0 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$

Poropressões (KPa)

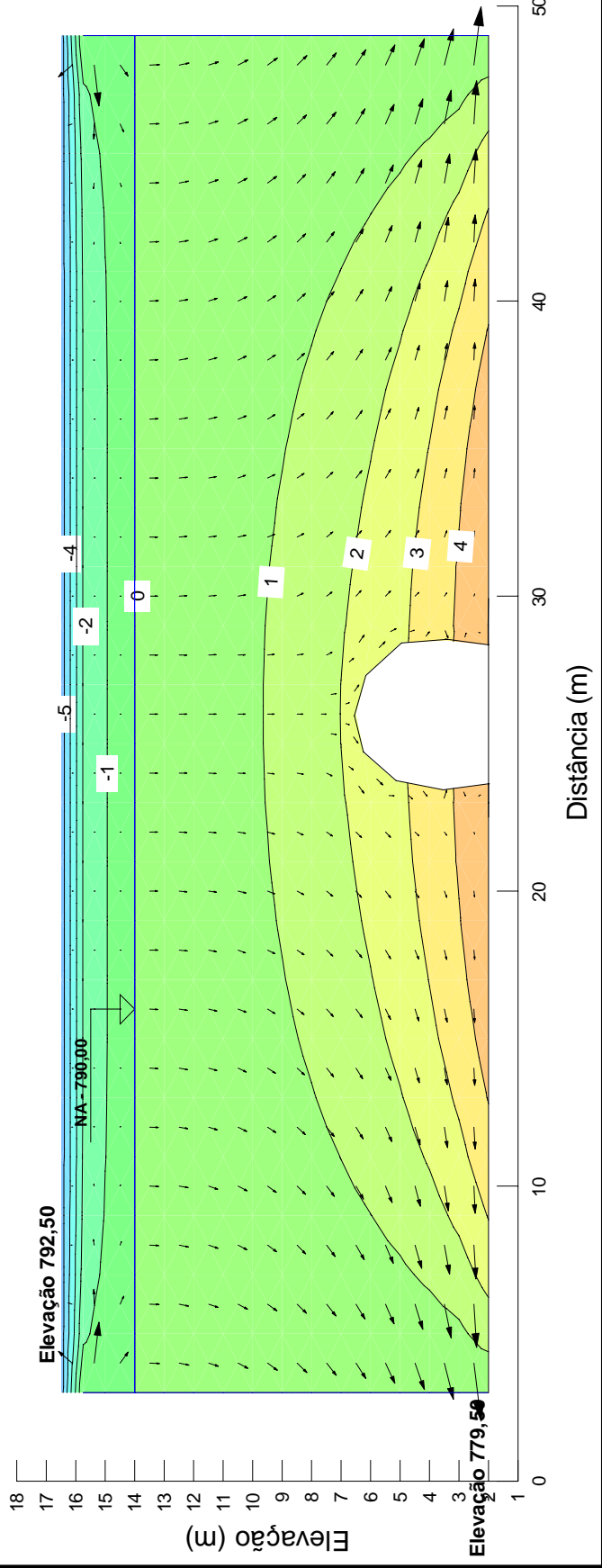


Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria
Seção AAI
Com furos
 $q = 4,22 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
Poro-pressões (KPa)



SEÇÃO TRANSVERSAL DE PROJETO B-B
3ª JUNTA

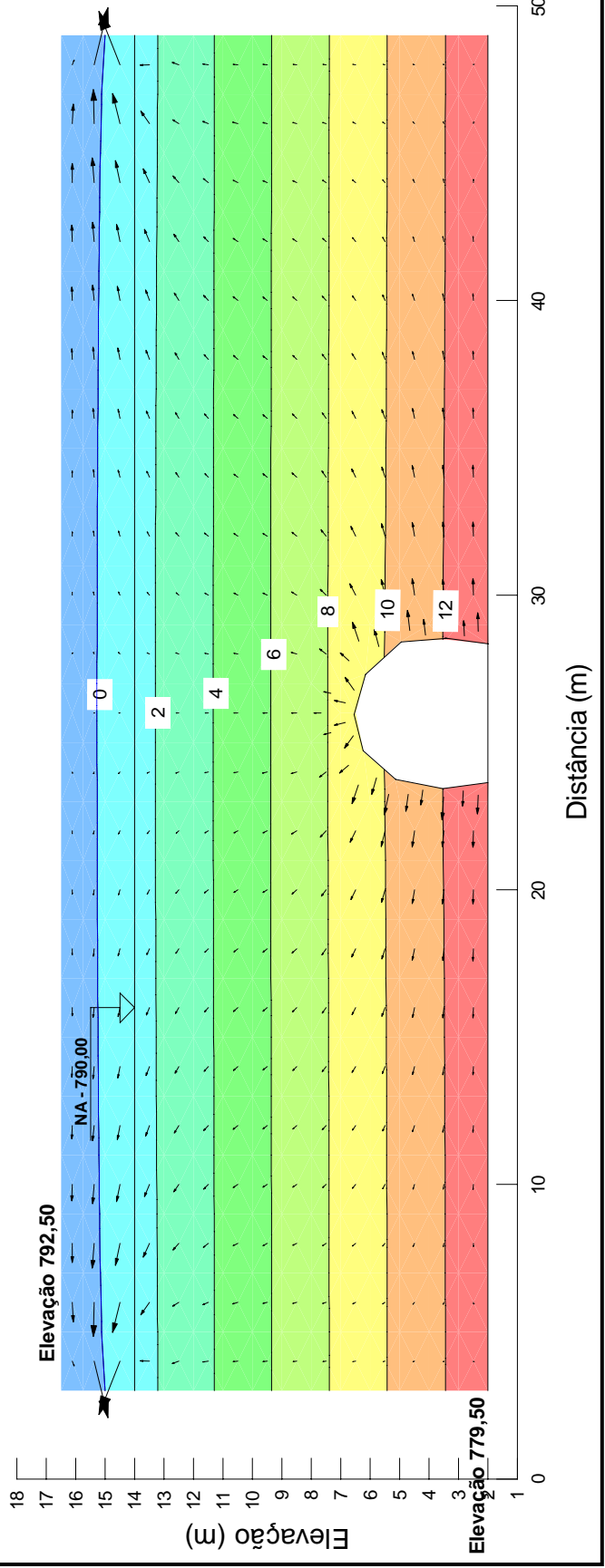
Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria
Seção BB
Poro-pressões (KPa)



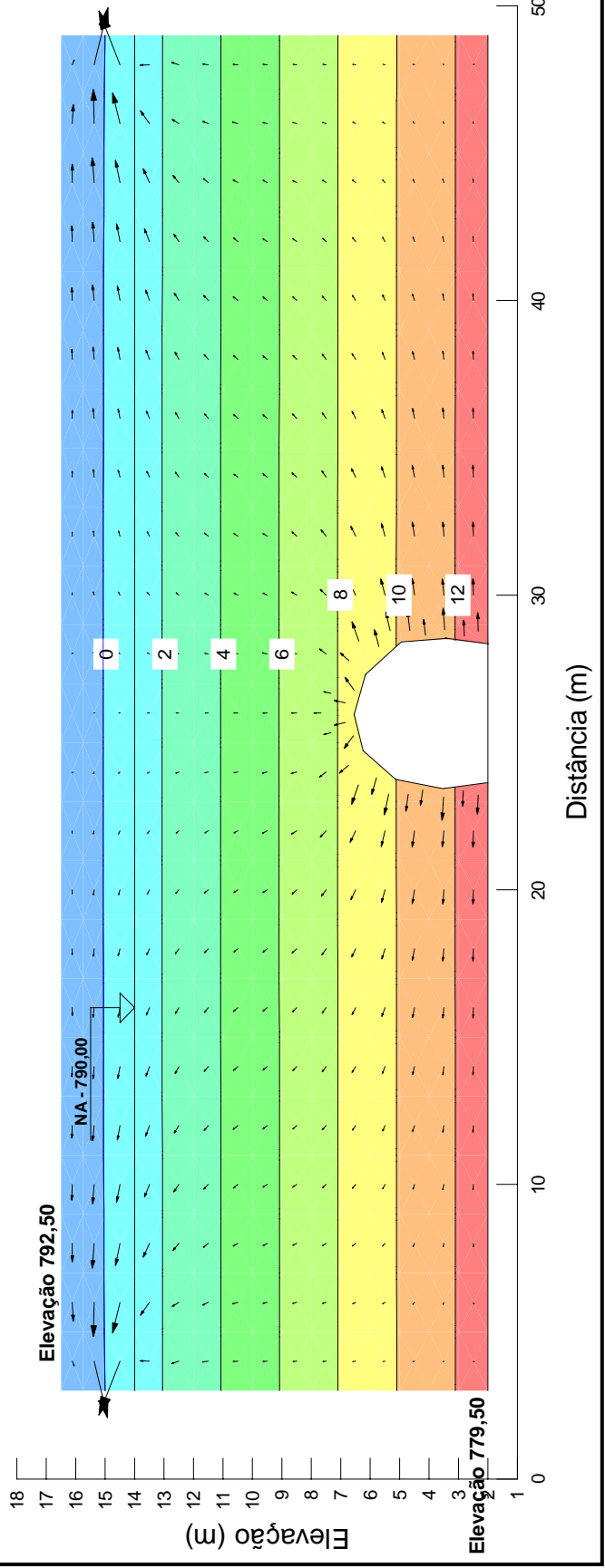
SIMULAÇÃO COM PERCOLAÇÃO DE ÁGUA

JUNTA DA GALERIA TOTALMENTE ABERTA NA SEÇÃO

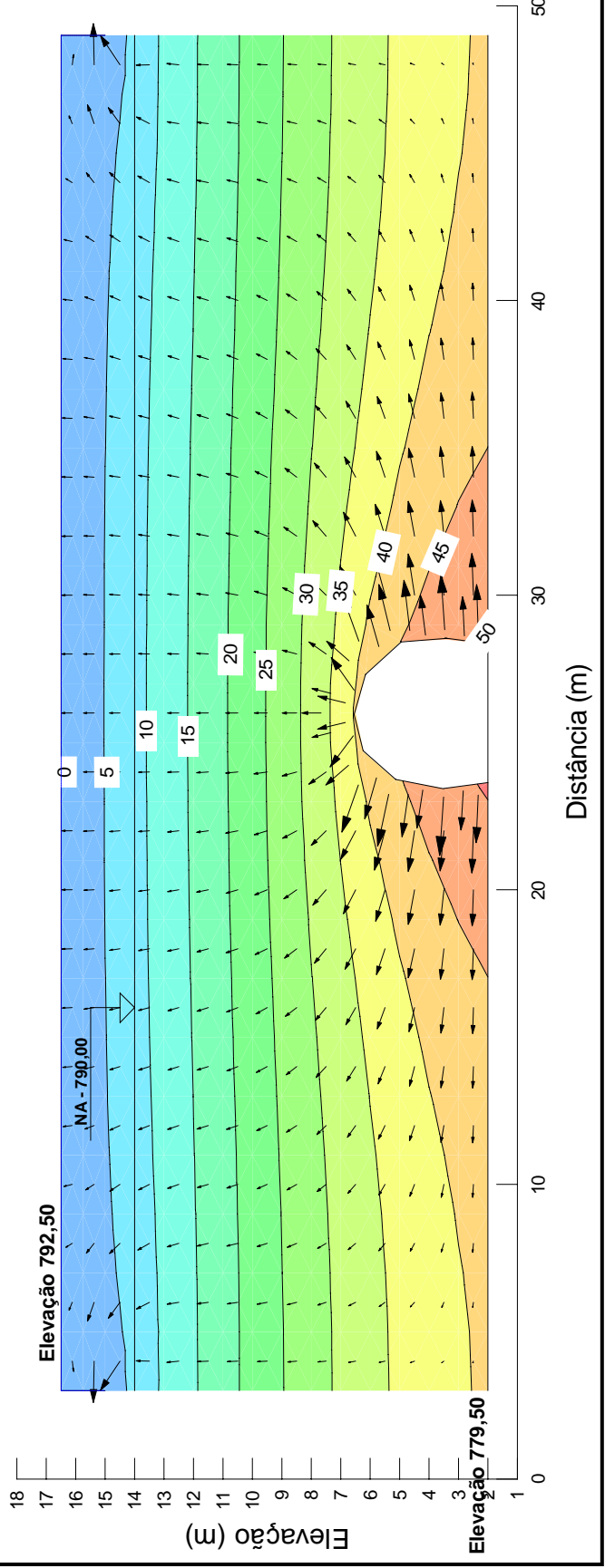
Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria
Seção BB
 $q = 4,22 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
Poro-pressões (KPa)



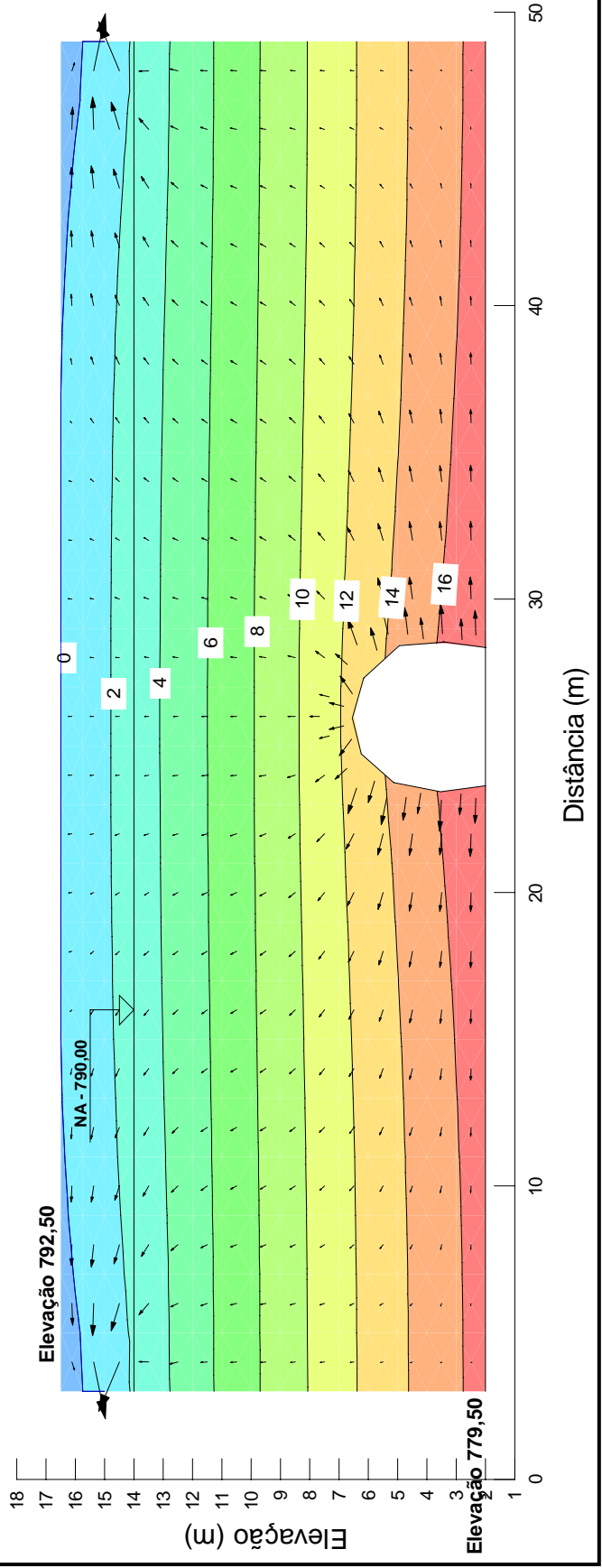
Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria
Seção BB
 $q = 1,0 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
Poro-pressões (KPa)



Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria
Seção BB
 $q = 4,22 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
Poropressões (KPa)

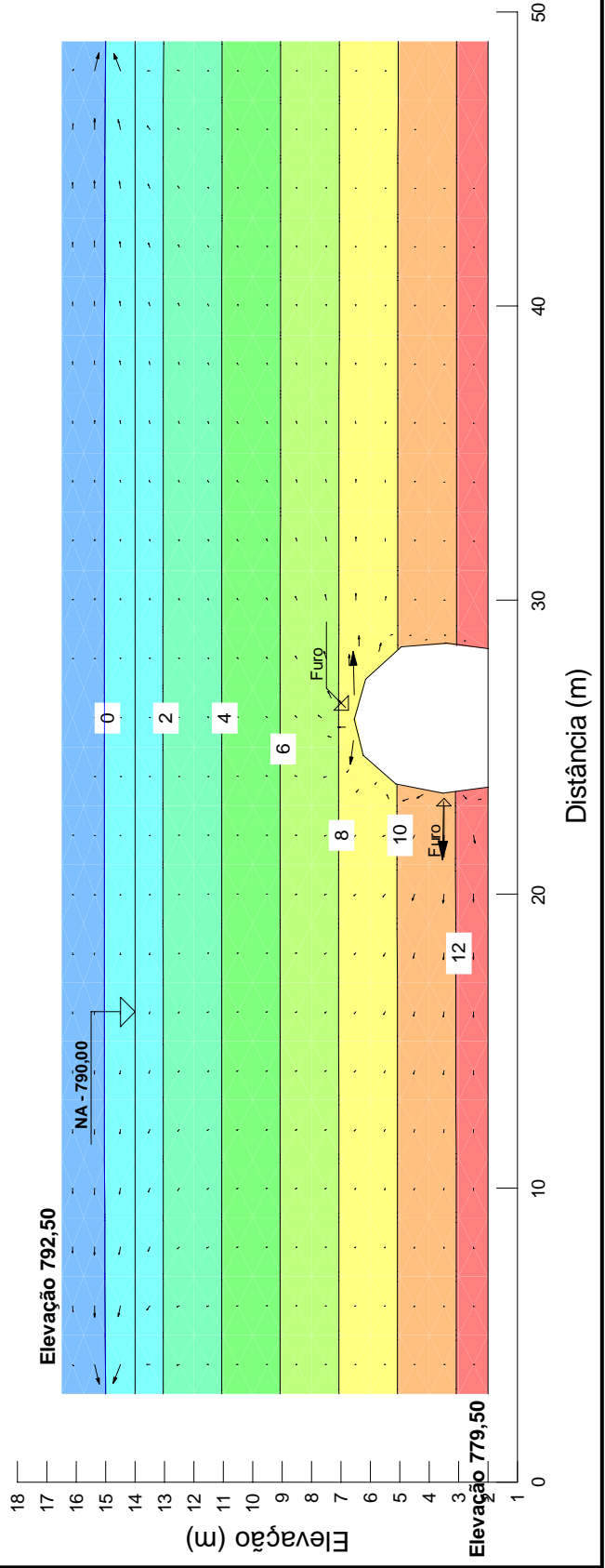


Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria
Seção BB
 $q = 4,22 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
Poro-pressões (KPa)

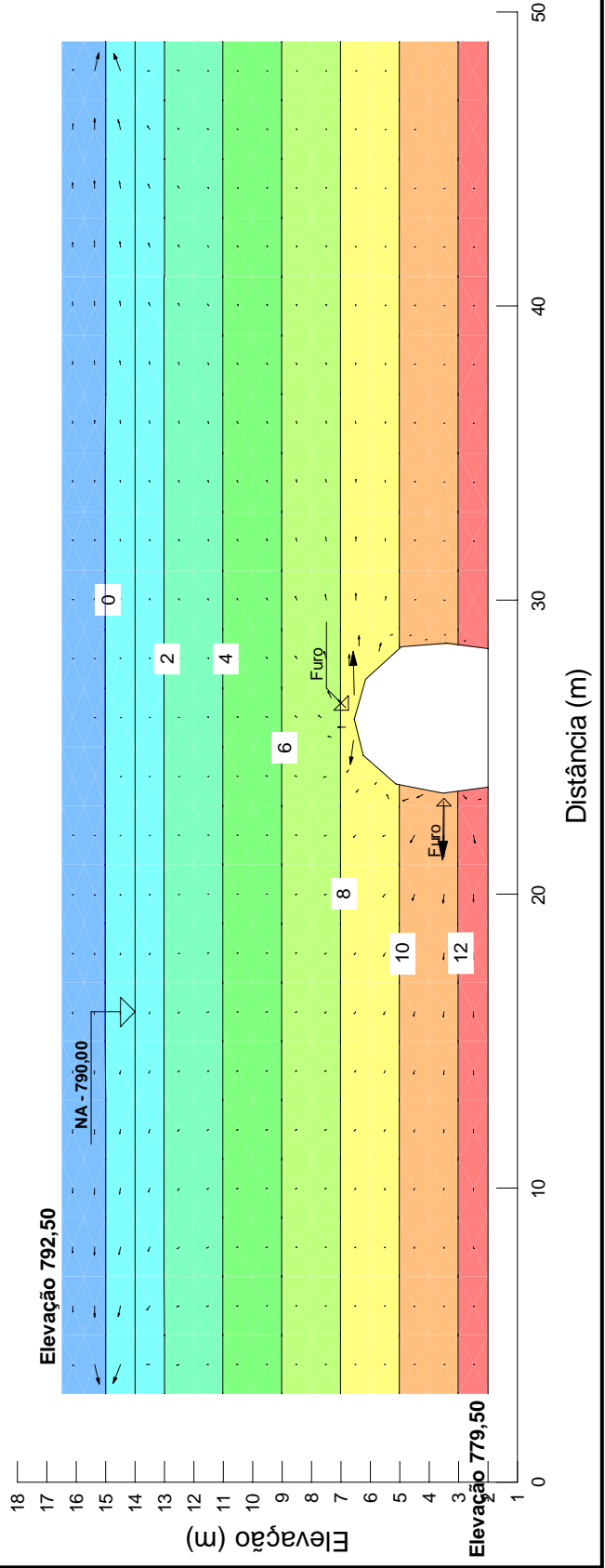


**JUNTA DA GALERIA COM PEQUENAS ABERTURAS (FUROS)
NA SEÇÃO**

Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria
Seção BB
Com furos
 $q = 4,22 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
Porosidades (KPa)



Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria
Seção BB
Com furos
 $q = 1,0 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
Poro-pressões (KPa)



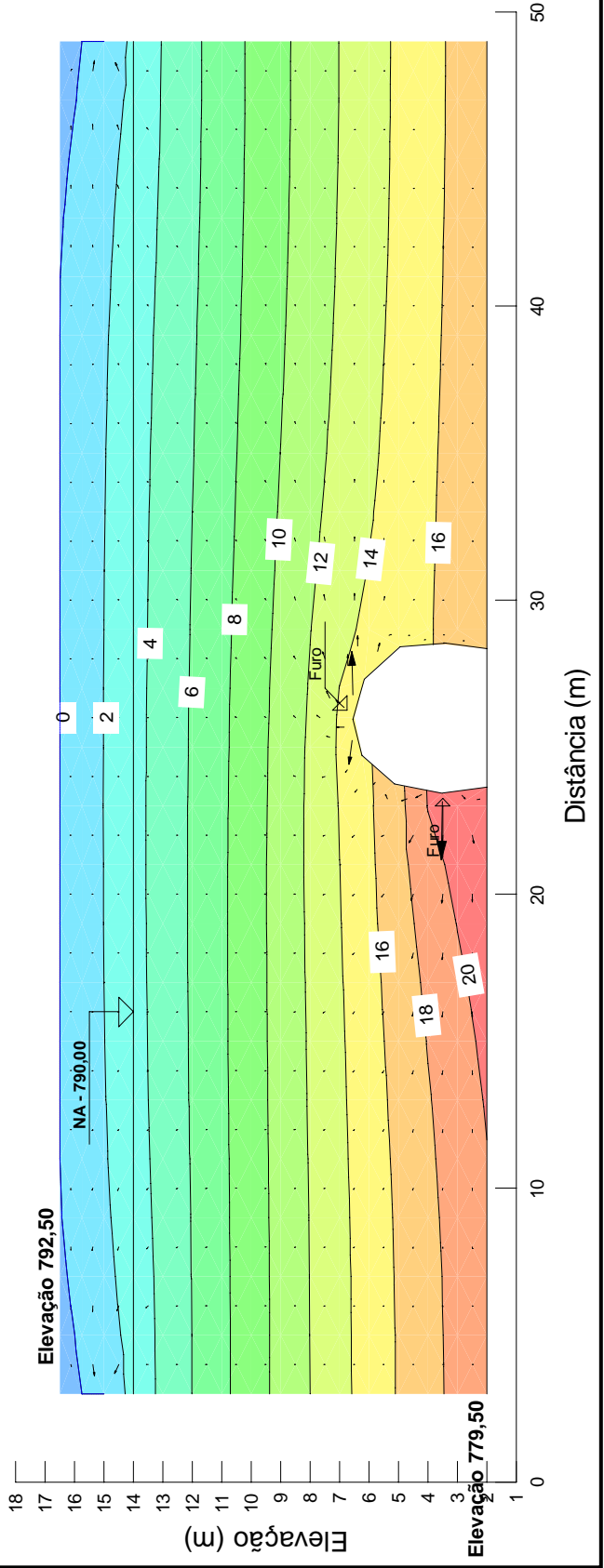
Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria

Seção BB

Com furos

$q = 4,22 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$

Porosidades (KPa)



Barragem Pampulha
Estudo de Percolação - Galeria
Seção BB
Com furos
 $q = 4,22 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
Poro-pressões (KPa)

