

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

MARIA CECILIA DE ARAUJO BIRINDELLI GUIMARÃES

Eng^a Civil, Escola de Engenharia Mauá, 1979
Mestre em Engenharia, Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo, 1988

UMA ANÁLISE DE MÉTODOS DE AVALIAÇÃO
DE SUBPRESSÃO EM ESTRUTURAS TIPO GRAVIDADE

Dissertação apresentada à
Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo.

Prof. Orientador: Dr. Paulo Teixeira da Cruz

Para Antonio Carlos

AGRADECIMENTOS

Ao Prof.Dr. Paulo Teixeira da Cruz que, com sua presença constante, pôde não apenas orientar este trabalho mas também, através de críticas e incentivo, enriquecê-lo em seu conteúdo com valiosas sugestões.

Ao Prof.Dr. Milton Assis Kanji, pela orientação e estímulo recebidos durante os primeiros anos de meu programa de mestrado.

Ao Prof.Dr. Waldemar Hachich, pelo contínuo acompanhamento do meu curso de pós-graduação e, de modo particular, pela importante colaboração na elaboração deste trabalho.

Ao Eng. Giacomo Re, por sua ajuda efetiva na elaboração dessa dissertação, contribuindo com fecundas discussões no decorrer das várias etapas deste trabalho.

Ao colega Eng. Sebastião Melega Burin, pelo auxílio prestado na elaboração das análises por elementos finitos bem como pelo dedicado interesse demonstrado em importantes discussões.

À Analista Patricia Feltrin pela adaptação do programa MEPON à linguagem Basic compatível com o IBM-PC-XT.

Aos Engs. Roberto Monteiro de Andrade, João Francisco da Silveira e Eugênio di Vicenzo, pela prontidão e solicitude que dispensaram na elucidação de alguns dos métodos analisados. Particularmente ao Eng. Eugênio, pela sua atenção, colocando ao meu dispor seus estudos (não publicados) a respeito do método dos pontos nodais (MEPON).

Às Srtas. Angela Maria Mattos e Maria Clara Negri pela dedicação e extrema boa vontade no trabalho de datilografia.

À Srta. Helena Maria Possar pelo cuidadoso trabalho de organização das referências bibliográficas.

Ao Sr. Antonio Augusto de Matos e a minha irmã, Carmen V. de A. Birindelli Caracik pela cuidadosa elaboração das ilustrações.

À Themag Engenharia Ltda, na pessoa do Eng. Mauro Gomes dos Santos Filho, pelos recursos gráficos colocados a meu dispor.

Finalmente, desejo agradecer a Antonio Carlos. não apenas pelos momentos de convivência cedidos e pela ajuda material a mim dedicada, mas principalmente pelo amor e carinho sem os quais teria sido impossível concretizar este trabalho.

INDICE

DEDICATÓRIA	ii
AGRADECIMENTOS	iii
RESUMO	1
ABSTRACT	2
NOTAÇÃO	3
RELAÇÃO DE FIGURAS	6
RELAÇÃO DE TABELAS	9
1. INTRODUÇÃO	10
2. CONCEITOS HIDRÁULICOS E EQUAÇÕES FUNDAMENTAIS	14
2.1 Considerações Gerais	14
2.2 A Equação da Continuidade	14
2.3 A Equação de Bernoulli	16
2.4 Gradiente Hidráulico	18
2.5 Perdas de Carga e Coeficiente de Resistência	19
2.6 Regimes de Fluxo - Número de Reynolds	20
2.7 Fluxo Laminar - Lei de Hagen Poiseuille	21
2.8 Fluxo Turbulento	27
3. PERCOLAÇÃO EM MEIOS NATURAIS	30
3.1 Hidráulica Aplicada a Meios Naturais	30
3.2 Caracterização Hidráulica dos Meios Naturais	32
3.2.1 Meios com porosidade vacuolar	31
3.2.2 Meios com porosidade intersticial	32
3.2.3 Meios com porosidade de fraturas	32
3.2.4 Meios com porosidade de canais	33
3.3 A Hidráulica em Meios Contínuos	33
3.3.1 A lei de Darcy	33
3.3.1.1 O limite de validade da lei de Darcy	34
3.3.1.2 O coeficiente de permeabilidade	36
3.3.2 Equações diferenciais gerais para fluxo em meios homô- gêneos - a Equação de Laplace	37
3.4 A Hidráulica em Meios Descontínuos	39
3.4.1 Comportamento de meios fraturados	39
3.4.2 Leis de escoamento em fraturas	41
3.4.2.1 Leis de escoamento em fraturas lisas ou rugosas sem preenchimento	43
3.4.2.2 Leis de escoamento em fraturas com preenchimento	48
3.4.2.3 Aplicação dos resultados teóricos a determinação de potenciais em fraturas	51
3.4.3 Aproximação de meios fraturados a meios contínuos	56
3.5 Compilação dos Conceitos	59
4. A HIDROGEOTECNIA DOS MACIÇOS ROCHOSOS	61
4.1 O Fator Geologia como Condicionante das Subpressões	61
4.2 Comportamento Hidrogeotécnico dos Maciços Rochosos	62
4.2.1 Propriedades dos meios rochosos naturais	63
4.2.1.1 Heterogeneidade e anisotropia	64
4.2.1.2 Condutividade hidráulica de maciços rochosos	65
4.2.2 Alterações impostas pela implantação das obras	66
4.3 Caracterização Hidrogeotécnica dos Maciços Rochosos - Investigações de Campo	68
4.3.1 Geologia estrutural - obtenção de dados de interesse a hidrogeotecnia	69

4.3.2	Investigações de campo	71
4.3.2.1	Ensaio de perda d'água sob pressão	72
4.3.2.2	Ensaio de injeção d'água sob pressões decrescentes - EIPD	73
4.3.2.3	Ensaio de escoamento direcional	74
4.3.2.4	Sonda hidráulica multiteste - SHM	74
4.3.2.5	Obturadores de impressão	76
4.3.2.6	Teste de registro hidráulico - TRH	76
4.3.3	Ensaio global de caracterização hidrogeotécnica	77
4.4	Tratamentos de Fundação	78
4.4.1	Conceitos básicos sobre tratamentos de fundação	79
4.4.2	Considerações acerca da eficiência dos tratamentos	82
4.5	Compilação dos Conceitos	85
5.	A CONSIDERAÇÃO DA SUBPRESSÃO	87
5.1	O Reconhecimento da Subpressão e as Primeiras Barragens .	87
5.2	A Evolução das Hipóteses Fundamentais	88
5.2.1	Primeira fase: as fendas como causa da subpressão	89
5.2.2	Segunda fase: a permeabilidade da fundação como causa de subpressão no contato	91
5.2.3	Terceira fase: a subpressão e a porosidade dos materiais	92
5.3	Os Conceitos em Meados do Século	92
5.3.1	O fator área "A"	94
5.3.2	O fator intensidade "I"	96
5.3.3	Recomendações para projeto	97
5.4	Os Primeiros Estudos Sistematizados	98
5.5	O Modelo de Muskat	101
5.6	Compilação dos Conceitos	103
6.	CRITÉRIOS PARA FIXAÇÃO DA SUBPRESSÃO	105
6.1	Considerações Gerais	105
6.2	Crítérios Europeus	106
6.2.1	Crítério sueco	106
6.2.2	Crítério italiano	106
6.2.3	Crítério alemão	106
6.3	Crítérios Americanos	107
6.3.1	Crítério do U.S. Corps of Engineers	107
6.3.2	Crítério do U.S.B.R.	109
6.3.3	Crítério do T.V.A.	113
6.4	Crítérios Brasileiros - Alguns Exemplos	116
6.5	Síntese dos Crítérios	129
7.	MÉTODOS PARA CÁLCULO DA SUBPRESSÃO	131
7.1	Considerações Gerais	131
7.2	Determinação da Subpressão segundo Casagrande	134
7.3	Determinação da Subpressão segundo Andrade (1980)	139
7.4	O Método dos Elementos Finitos	143
7.5	O Método do Dreno Unitário	148
7.6	O Método dos Pontos Nodais	153
8.	ANÁLISE COMPARATIVA DOS MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DA SUBPRESSÃO	159
8.1	Considerações Gerais	159
8.2	Casos Selecionados	160
8.2.1	Usina Hidrelétrica de Itaipu	159
8.2.2	Usina Hidrelétrica de Palmar	159
8.3	Determinação da Subpressão - U.H. Itaipu	163

8.3.1	Determinação da subpressão segundo Casagrande	164
8.3.2	Determinação da subpressão segundo Andrade (1980)	165
8.3.3	Determinação da subpressão pelo MEF.....	166
8.3.4	Determinação da subpressão pelo MDU.....	167
8.3.5	Determinação da subpressão pelo MEPON.....	168
8.4	Determinação da Subpressão - U.H. Palmar.....	170
8.4.1	Determinação da subpressão segundo Casagrande.....	171
8.4.2	Determinação da subpressão segundo Andrade (1980).....	172
8.4.3	Determinação da subpressão pelo MEF.....	172
8.4.4	Determinação da subpressão pelo MDU.....	173
8.4.5	Determinação da subpressão pelo MEPON.....	173
8.5	Análise dos Resultados.....	174
9.	CONCLUSÕES FINAIS	194
APÊNDICE I	- A Equação de Muskat	199
APÊNDICE II	- Formulação de Casagrande para Determinação de Subpressão	208
APÊNDICE III	- Formulação de Roberto Monteiro de Andrade (1980) para Determinação da Subpressão	219
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	230
BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA..	236

RESUMO

Aborda-se neste trabalho o estudo sobre escoamento de água em meios naturais, de modo particular os maciços rochosos, com ênfase à consideração da subpressão atuante nas fundações das estruturas de concreto tipo gravidade.

Na avaliação das ações impostas tanto à estrutura a ser implantada, como ao próprio maciço de fundação, a consideração dos esforços de subpressão assume papel de destaque uma vez que constitui um dos fatores condicionantes do dimensionamento e segurança de obra. Embora sendo tão debatido e controvertido, o tema de avaliação da subpressão está longe ainda de ser esgotado.

Tendo isto em conta, objetivou-se aqui não apenas compilar mas principalmente analisar de modo crítico alguns dos diversos métodos de avaliação da subpressão disponíveis, enfatizando suas limitações e campo de aplicação. Foram aqui tratados desde os conhecidos critérios de projeto que antecederam as abordagens mais teóricas e científicas, alguns dos métodos de cálculo mais comumente empregados em nosso meio técnico, até estudos experimentais de fluxo de água em fraturas, que, embora não constituindo por si só, um método de avaliação da subpressão, representam um importante subsídio para promissores estudos nesta área.

Além dos métodos de avaliação da subpressão, foram ainda abordados aspectos relativos à hidrogeologia dos maciços rochosos, bem como aqueles referentes às técnicas de investigação de campo. Entende-se que tais aspectos, além de constituírem fatores de relevante importância dentro do contexto da consideração da subpressão sob estruturas de concreto, são determinantes, de certo modo, da aplicabilidade prática dos métodos.

ABSTRACT

The study of water flow through natural media is dealt with in the present work. Particular attention is given to rock masses with an emphasis on the uplift pressures acting on gravity-type structure foundations.

Uplift pressures play an important role for the evaluation of the mechanical actions on both the structure and the foundation mass itself. They constitute one of the conditioning factors for the design and safety evaluation. In spite of being the object of so many discussions and of its controversial character, the subject of uplift pressure evaluation is far from being exhausted.

Having this in mind, a critical in-depth analysis of the different methods available for uplift pressure evaluation was made, rather simply compiling them. Their applicability limitations are emphasized. The work ranged from the well known empirical design criteria earlier than any theoretical and scientific approach, some of the calculation methods more usually adopted, all the way to experimental studies of flow of water through fractures. The latter offer important information for promising studies in this area, in spite of not being a method for uplift pressure evaluation.

Some aspects related to hidrogeology of rock masses have also been approached as well as those referring to field investigation techniques. Not only do those subjects constitute important factors for uplift pressure evaluation, but they can also establish the limits for the practical applicability of the methods.

NOTAÇÃO

- A - área de um sistema
 a - espaçamento entre drenos
 b - largura; espaçamento entre duas fraturas de uma mesma família
 b - distância entre linha de drenos e extremidade jusante da estrutura
 C - constante
 e - largura da base da estrutura ($d+b$)
 \overline{CD} - cota da boca do dreno
 D - diâmetro de conduto
 D - espessura do aquífero
 d - dimensão característica de meio poroso; diâmetro de grãos ou poros
 d - distância entre linha de drenos e extremidade montante da estrutura
 D_H - diâmetro hidráulico
 e - espaçamento entre duas placas paralelas; abertura de fratura
 g - aceleração da gravidade
 H - carga do fluido
 H_J - carga hidráulica a jusante
 H_M - carga hidráulica a montante
 h_c - carga piezométrica segundo Casagrande, quando não há fluxo a jusante dos drenos
 h_m - $h'_m - h_c$
 h'_m - carga piezométrica entre drenos, segundo Casagrande
 h_w - $h'_w - h_c$
 h'_w - carga piezométrica no dreno, segundo Casagrande
 Δh - perda de carga
 Δh_w - desnível entre boca do dreno e nível de referência
 J, j - gradiente de energia
 I, i - gradiente hidráulico
 i_t - gradiente entre linha de dreno e jusante (Casagrande)
 i_w - gradiente entre montante e linha de drenos (Casagrande)
 K - coeficiente de permeabilidade
 K_d, K_m - permeabilidade do dreno unitário

K_f	- coeficiente de permeabilidade de fratura
K_L	- coeficiente de permeabilidade longitudinal de maciço
K_m	- coeficiente de permeabilidade de maciço
K_r	- coeficiente de permeabilidade da matriz rochosa
K_t	- coeficiente de permeabilidade transversal de maciço
k/D_H	- rugosidade relativa de fratura
l, L	- comprimento
M	- vazão em massa
m	- massa de um sistema
P	- pressão piezométrica em um ponto do fluido
p_e	- pressão piezométrica em uma fonte de alimentação
p_w	- pressão na boca do dreno
P_j	- integral das pressões ao longo da linha de drenagem
P_i	- pressão piezométrica na linha de poços
Q	- vazão em volume
q_d	- vazão afluyente a um poço ou dreno
q_j	- vazão de saída, à jusante
q_m	- vazão de entrada, à montante
q_t	- vazão afluyente a uma trincheira
r	- raio
Re	- número de Reynolds
R_H	- raio hidráulico
r_w	- raio do dreno
S_d	- subpressão média na linha de drenos
S_{FEM}	- subpressão resultante dos processamentos parciais pelo MDU
t	- tempo
\bar{V}	- volume de um sistema
V	- velocidade média em uma seção do sistema, normal ao fluxo
v	- velocidade do centro de massa do sistema
x	- coordenada cartesiana
y	- coordenada cartesiana
z	- coordenada cartesiana. Cota de um ponto do fluido relativa a um referencial
α	- coeficiente de forma de Hoffman
α	- coeficiente de energia cinética
γ	- peso específico do fluido
ϵ_{loc}	- coeficiente de proporcionalidade para perdas localizadas
Φ	- potencial
λ	- coeficiente de resistência ao atrito para fluxo laminar

- λ - coeficiente de correção da permeabilidade nos drenos
- λ' - coeficiente de resistência ao atrito para fluxo turbulento
- θ - ângulo em coordenada polar
- ρ - massa específica do fluido
- τ - tensão de cisalhamento
- ν - viscosidade cinemática
- μ - viscosidade absoluta

RELAÇÃO DE FIGURAS

2.1	Escoamento permanente por um tubo de corrente	15
2.2	Conjunto de tubos de corrente entre contornos fixos	15
2.3	Energia em fluido perfeito	17
2.4	Representação gráfica da equação de Bernoulli para fluido real	18
2.5	Perdas de carga por atrito viscoso	19
2.6	Fluxo em tubo circular	21
2.7	Superfície anular elementar	23
2.8	Fluxo entre placas paralelas	24
2.9	Leis de escoamento para fluxos em condutos de seção circular ($\lambda=64/Re$) e placas paralelas ($\lambda=96/Re$)	27
2.10	Gráfico α x Re	28
2.11	Gráfico λ x $Q(V)$	28
2.12	Gráfico λ_{lam} e λ_{tur} x Re	29
3.1	Consideração de homogeneidade, isotropia e continuidade de meios (Oliveira, 1981)	40
3.2	Diferentes formas de fraturas ensaiadas por Lomize (Louis, 1969)	42
3.3	Resultados experimentais de Lomize (Lomize, 1951, in Louis, 1969).	44
3.4	Leis de escoamento numa fratura e resultados experimentais de Louis (1969)	45
3.5	Esquematização das leis de escoamento e dos diferentes regimes de escoamento (Louis, 1969)	46
3.6	Fluxo paralelo em fraturas com preenchimento	48
3.7	Permeabilidade de rocha como função da ocorrência de fraturas (Louis, 1969)	49
3.8	Compilação das diferentes leis de fluxo e seus limites de validade (Louis, 1969)	50
3.9	Sistemas de fratura principal S_1 e secundário S_2 (Louis, 1969)	51
3.10	Sistemas de fraturas principais S_1 e S_2 (Louis, 1969) ..	52
3.11	Método gráfico para determinação de equipotenciais (Louis, 1969)	53
3.12	Método analítico (Louis, 1969)	55
3.13	Definição de volume elementar representativo (Celestino, 1986)	58
4.1	O papel da anisotropia no comportamento do fluxo d'água: casos de um talude (Duffaut e Louis, 1972 in Oliveira, 1981)	64
4.2	Dispositivo da sonda direcional	74
4.3	Esquema da sonda hidráulica multiteste (SHM)	75
4.4	O papel das injeções e drenagem segundo Londe, 1972	80
4.5	Exemplos hipotéticos de eficiência de tratamentos (Casa-grande, 1961)	81
5.1	Exemplo de perfis das primeiras barragens (Andrade, 1982)	87
5.2	Diagrama de intensidade de subpressão com vários coeficientes I	93
5.3	Fator área x vazios segundo Creager	95
5.4	Subpressão média segundo Hoffman	99
5.5	Subpressões e equipotenciais baseados nos estudos de Weaver (Andrade, 1982)	100
5.6	Linha de Poços - Modelo de Muskat	101

5.7	Distribuição de pressões para uma linha infinita de poços (Muskat, 1937)	102
6.1	Medidas de subpressão U.S.Corps of Engineers (Rhodes e Dixon, 1976)	108
6.2	Máximos valores de subpressão observados (Houk, 1932) ..	110
6.3	Pressões médias na base de barragens (Keener, 1951)	111
6.4	Critério do USBR	113
6.5	Curva média para 4 barragens do TVA (Riegel, 1951)	115
6.6	Critério do TVA	116
6.7	Esquema com simbologia (Cruz e Barbosa, 1981)	120
6.8	Critério modificado para empuxo hidrostático (Cruz, Silva, 1978)	123
6.9	Diagrama de subpressão proposto no contato concreto rocha (Cruz, Silva, 1978)	123
6.10	Diagrama de subpressão proposto para descontinuidades $H_D/H_M = x\%$ (Cruz, Silva, 1978)	123
6.11	Diagrama de subpressão proposto no contato concreto rocha-fundação em desníveis (Cruz, Silva, 1978)	124
6.12	Diagrama de subpressão proposto na descontinuidade-fundação em desníveis (Cruz, Silva, 1978)	124
6.13	Subpressão no contato de barragens com $B=0,9H$ (Vertedouro), $B=1,5H$ (Tomada D'água e Casa de Força) e $B=2,0H$ (Area de Montagem) - (Cruz, Silva, 1978)	125
6.14	Diagramas de subpressão segundo Cruz e Barbosa (1981) ..	127
6.15	Diagramas de subpressão segundo Cruz e Barbosa (1981) ..	128
7.1	Percolação de água sob uma barragem impermeável	132
7.2	Subpressão sem cortina	133
7.3	Modelo de Casagrande - sem fluxo a jusante dos drenos ..	135
7.4	Solução de Casagrande para o nível d'água nos drenos igual ao nível de jusante	136
7.5	Solução de Casagrande para o nível d'água nos drenos superior ao nível de jusante	137
7.6	Nível d'água no dreno igual a H_j	139
7.7	Analogia entre trincheiras e linha de drenos	141
7.8	Consideração de n galerias	142
7.9	Exemplo de modelo hidrogeotécnico utilizando malha de elementos finitos da Usina de Palmar	145
7.10	Situação gerada pela imposição de carga em linhas de drenagem	147
7.11	Diagramas resultantes da imposição da carga nula na linha de drenagem	149
7.12	Método do dreno unitário aplicado ao modelo de Muskat - Malha de elementos (exemplo)	150
7.13	Sistema de barras que concorrem num nó	154
7.14	Sistema de barras e pontos nodais em maciço homogêneo ..	155
7.15	Pontos nodais de uma linha de drenos	156
7.16	Malha de pontos nodais - Usina de Palmar.....	157
8.1	U.H.Itaipu - Seção geológica pelo bloco A7 do Vertedouro	161
8.2	U.H. Palmar - Seção geológica pelo bloco II TA-CF.....	162
8.3	Usina Hidrelétrica de Itaipu - Bloco A7 - Malha de Elementos Finitos	182
8.4	Usina Hidrelétrica de Itaipu - Bloco A7 - MEF - Equipotenciais	183
8.5	Usina Hidrelétrica de Itaipu - Bloco A7 - MDU - Equipotenciais	184
8.6	Usina Hidrelétrica de Itaipu - bloco A7-Malha de Barras	185

8.7	Usina Hidrelétrica de Itaipu - MEPON - Equipotenciais..	186
8.8	Usina Hidrelétrica de Palmar - bloco II TA-CF - Malha de Elementos Finitos.....	187
8.9	Usina Hidrelétrica de Palmar - bloco II TA-CF - MEF - Equipotenciais.....	188
8.10	Usina Hidrelétrica de Palmar - bloco II TA-CF - MDU - Equipotenciais.....	189
8.11	Usina Hidrelétrica de Palmar - bloco II TA-CF - Malha de Barras.....	190
8.12	Usina Hidrelétrica de Palmar - bloco II TA-CF - MEPON - Equipotenciais.....	191
8.13	Usina Hidrelétrica de Itaipu - Diagramas de Subpressão..	192
8.14	Usina Hidrelétrica de Palmar - Diagramas de Subpressão..	193

RELAÇÃO DE TABELAS

3.1	Ordens de valor de propriedades hidráulicas de alguns meios naturais (in Oliveira, 1981)	32
3.2	Comparação entre coeficientes de permeabilidade de algumas rochas e maciços rochosos fraturados (in Louis, 1969)	39
3.3	Domínios de fluxo segundo Louis (1969)	43
3.4	Leis de escoamento e vazões correspondentes (Louis, 1969)	51
4.1	Orientação para estudos hidrogeotécnicos (Oliveira, 1981)	70
4.2	Técnicas usadas e respectivos objetivos em função da fase da obra (Oliveira, 1981)	70
6.1	Barragens do U.S.Corps of Engineers - Principais características de tratamento de fundações	109
6.2	Barragens do U.S.Bureau of Reclamation - Principais características do tratamento de fundações	112
6.3	Barragens do Tennessee Valley Authority (TVA) - Principais características do tratamento de fundações	116
6.4	Barragens Brasileiras - Principais características	118
6.5	Barragens Brasileiras - Critérios de projeto	119
6.6	Observações de subpressão no contato concreto rocha segundo Cruz (1976)	121
6.7	Observações de subpressão em descontinuidades no maciço rochoso segundo Cruz (1976)	122
8.1	Permeabilidade da fundação do Vertedouro de Itaipu	167
8.2	U.H. Itaipu - Método do Dreno Unitário	168
8.3	Permeabilidade da fundação da TA-CF de Palmar.....	172
8.4	U.H. Palmar - Método do dreno unitário.....	173
8.5	Compilação dos resultados.....	177
8.6	Comparação de áreas de diagramas de subpressão.....	178
9.1	Resumo da características principais dos métodos.....	197

1. INTRODUÇÃO

No estudo sobre escoamento de água em meios naturais, de modo particular os meios rochosos, e na avaliação das ações impostas ao meio devido a essa percolação, a consideração das subpressões atuantes na fundação das estruturas de concreto reveste-se de fundamental importância, sendo fator condicionante do dimensionamento das mesmas. Tal importância torna-se ainda mais evidente no caso de estruturas tipo gravidade.

No âmbito da engenharia energética nacional, é grande o número de estruturas tipo gravidade que compõem os complexos hidrelétricos. Além disso, um amplo horizonte se abre para novas estruturas deste tipo, principalmente na região norte do país, o que incita sempre mais ao estudo de um tema tão controvertido e debatido, porém ainda não esgotado.

Entende-se por subpressão o esforço que é exercido em uma estrutura ou sua fundação, no sentido ascendente isto é, de baixo para cima, em função da percolação de água através do maciço (de concreto ou rochoso). Na fundação a subpressão atua no sentido de reduzir o peso efetivo da estrutura sobrejacente e, em consequência, a resistência ao cisalhamento de planos potenciais de deslizamento. Em função disso, sua determinação, a mais precisa possível, é fundamental para o dimensionamento e otimização de estruturas gravidade.

A existência dessas forças tem sido reconhecida já por cerca de um século. De fato, Maurice Levy em 1895, à frente de uma comissão de investigação acerca das causas do acidente da barragem de Bouzey (França), indicou pela primeira vez a subpressão como causa principal do desastre e estabeleceu o que seria o primeiro critério para fixação do diagrama de subpressão a ser considerado nos cálculos de estabilidade de estruturas. Desde então o assunto tem merecido a atenção de técnicos e especialistas envolvidos na área, no sentido de elucidar qualitativa e quantitativamente o fenômeno da percolação de água em meios rochosos.

O tema subpressão situa-se na realidade, dentro de um contexto maior que abrange as áreas de hidrogeologia e hidrogeotecnia de maciços rochosos. Os estudos englobam desde o estudo de percolação em meios contínuos e descontínuos e das leis teóricas de fluxo em fraturas, a análise da eficiência de tratamentos de fundação e do comportamento hidrogeotécnico do maciço, até os métodos de cálculo para determinação da subpressão e os critérios de projeto.

Na análise quantitativa do fenômeno da percolação de água, os meios porosos contínuos contaram com extensivos estudos, praticamente iniciados por Darcy que estabeleceu, em 1856, a proporcionalidade entre velocidade de escoamento e gradiente. Ao contrário, os maciços rochosos, predominantemente descontínuos, só há algumas décadas têm sido objetos de análise e estudos experimentais nos quais tentam-se estabelecer as leis que regem o fenômeno da percolação de água. Tais estudos, iniciados na Universidade de Karlsruhe (Alemanha Federal), na década de 60 e prosseguidos no Imperial College em Londres tiveram como principal objeti

vo, analisar as propriedades e características hidráulicas de maciços rochosos fraturados e estudar o fenômeno de escoamento de água nestes meios. As dificuldades entretanto de se transpor tais análises aos casos reais, levou o estudo da percolação de água em meios rochosos, particularmente as avaliações quantitativas do valor da subpressão na fundação das estruturas, a seguir por caminhos diversos sob enfoques diferentes.

As primeiras observações de obras em funcionamento permitiam ampliar o conhecimento acerca do fenômeno da subpressão e começaram a surgir vários critérios ou regras que possibilitavam estabelecer diagramas de subpressão atuantes na fundação das estruturas, principalmente no contato concreto-rocha. A princípio mais conservadores, tais critérios iam sendo aprimorados à medida que novas informações eram incorporadas e analisadas. Dentro deste enfoque, enquadram-se os tão conhecidos critérios adotados pelo Tennessee Valley Authority, TVA, o U.S. Corps of Engineers e o U.S. Bureau of Reclamation, USBR, para barragens tipo gravidade. Esses critérios entretanto, não exploram suficientemente o comportamento hidrogeológico de diferentes litologias. Além disto, há que salientar que tais regras constituem antes um critério de aceitação de valores máximos admissíveis em projeto do que exatamente um meio de avaliação dos esforços de subpressão consequentes à imposição de uma certa solicitação.

Com relação aos estudos teóricos dois caminhos tem sido seguidos. Os métodos de avaliação de subpressão estabelecidos com base na validade da lei de Darcy e equação de Laplace encontram respaldo em abrangentes estudos de percolação de água em meios porosos contínuos e homogêneos. Assim os trabalhos de Casagrande (1961), Andrade (1980 e 1984) têm por base as premissas estabelecidas por Muskat (1937) para a determinação da linha piezométrica em uma fileira de poços alimentada por uma fonte retilínea, paralela aos poços, em um maciço poroso contínuo. Dentro deste enfoque ainda destacam-se as análises numéricas, tais como o método dos elementos finitos, feitas a partir da aceitação da lei de Darcy. Por outro lado, a consideração de meios descontínuos exige a priori o estabelecimento das leis que governam o fenômeno da percolação em fraturas. Dentre os estudos já realizados destacam-se os de Lomize (1951), Louis (1969), Sharp (1970), Maini (1971) e mais recentemente Quadros (1982).

Apesar dos avanços teóricos representados por estes últimos estudos, a utilização destas teorias em problemas práticos esbarra na dificuldade de caracterização hidrogeotécnica dos maciços de forma compatível com as análises. Por exemplo, pode-se citar a dificuldade de determinação, no campo, do grau de persistência, extensão, espessura ou rugosidade de uma fratura. Assim, apesar dos avanços teóricos, a natureza se coloca como obstáculo quase intransponível à aplicação das teorias. Por outro lado, métodos de análise feitos a partir de modelagem, principalmente matemática (Louis, 1974), têm sido desenvolvidos, representando um caminho promissor na determinação das subpressões atuantes na base de estruturas hidráulicas.

Estas análises teóricas, de modo especial os modelos matemáticos, têm como principal vantagem sobre os critérios e normas de

fixação da subpressão, o fato de contemplarem uma série de fatores que condicionam a resposta do meio físico à imposição de uma dada solicitação externa, podendo ser inclusive simuladas as alterações introduzidas no meio, para implantação da obra tais como escavações progressivas, aplicação de tratamentos de fundação, ensecamentos ou enchimentos parciais ou totais de reservatórios, etc..

Para a avaliação desses esforços de subpressão interessa obter um razoável conhecimento do comportamento hidrogeológico e hidrogeotécnico do maciço rochoso. Tal conhecimento refere-se não apenas às características intrínsecas ao maciço (heterogeneidade, anisotropia, permeabilidade, condições de ocorrência in situ), mas também aos aspectos relativos às modificações introduzidas no meio, em função da implantação da obra. Alteração das condições de drenagem do maciço, em escala às vezes regional, mudança do quadro de tensões existente, introduzindo no maciço zonas com permeabilidades diferenciadas, inclusão de tratamentos de fundação tais como injeções, túneis e drenagem, são fatores condicionantes do fenômeno da percolação de água no maciço e que precisam, de algum modo, ser considerados nos estudos acerca das subpressões. Este conhecimento contudo, é função das técnicas até agora disponíveis para caracterização do maciço. A aplicabilidade das análises e métodos de avaliação das subpressões é tanto maior quanto mais abrangentes as teorias e, por outro lado quanto melhores forem as informações com as quais estas teorias serão alimentadas. Se, por um lado os estudos teóricos tem progredido de modo relativamente rápido, o mesmo não pode ser dito em relação às técnicas de investigação in situ o que, de certa forma compromete a utilização de alguns métodos de cálculo. Até há bem pouco tempo os conhecidos ensaios de perda d'água eram as únicas ferramentas de que se dispunha para caracterizar quantitativamente o comportamento hidrogeotécnico de um maciço rochoso de fundação. Mais recentemente novas técnicas tem surgido, viabilizando análises mais completas e realistas.

Tendo em conta estes aspectos, este trabalho aborda o problema da avaliação do esforço de subpressão atuante na fundação de estruturas de concreto tipo gravidade, dando ênfase especial a análise dos métodos de avaliação disponíveis.

Julgou-se entretanto oportuno uma análise um pouco mais abrangente, na qual fossem tratados não apenas os métodos de avaliação em si, mas a própria evolução que os estudos de percolação de água em meios rochosos vêm sofrendo, incluindo-se aí também os avanços registrados nas técnicas de investigação que viabilizam a utilização de metodologias teóricas em problemas práticos reais.

Deste modo, o trabalho ora apresentado pode ser dividido em duas partes principais. Na primeira, constituída pelos capítulos 2 a 4, abordam-se as teorias de fluxo d'água em meios porosos contínuos (lei de Darcy) e descontínuos, fazendo-se uma compilação das leis experimentais de fluxo em fratura (capítulo 3) para, em seguida, tratar-se da caracterização hidrogeológica e hidrogeotécnica dos maciços rochosos e de seu comportamento frente às solicitações impostas pela obra (capítulo 4). Neste último,

é evidenciada a dificuldade de se transpor as teorias de fluxo em fraturas, expostas no capítulo 3, aos casos reais mostrando-se caminhos mais promissores. Ressalta-se que o capítulo 2 que compõe também esta primeira parte da dissertação, constituiu-se em um capítulo de suporte. Nele são transcritos alguns conceitos de hidráulica, importantes principalmente no entendimento das análises elaboradas para fluxo de água em fraturas.

A segunda parte da dissertação trata mais especificamente dos métodos de avaliação de subpressão que são utilizados com maior frequência na rotina dos projetos. Buscando evidenciar a evolução dos estudos e considerações a respeito de subpressões, o capítulo 5 apresenta um apanhado histórico do assunto, mostrando as diversas fases evolutivas pelas quais passaram as hipóteses de subpressão. A própria observação das obras em funcionamento fez com que os critérios de projeto antecedessem, de modo geral, os métodos de cálculo e à medida que surgiram foram sendo utilizados como métodos de avaliação do esforço de subpressão. São então abordados, no capítulo 6, os critérios mais comumente empregados, mostrando-se sua evolução e aprimoramento, à medida que novas informações iam sendo reunidas ao acervo já disponível. Finalmente, nos capítulos 7 e 8 é feita uma análise crítica e comparativa de alguns métodos de cálculo selecionados, procurando-se salientar suas limitações, campo de validade, hipóteses básicas e, em função do método, seu próprio desenvolvimento matemático (apêndices I a III). A partir de dois casos reais instrumentados, foram calculados os valores de subpressão sob as estruturas de concreto, com base em cada um dos métodos, possibilitando assim uma análise crítica mais objetiva.

2. CONCEITOS HIDRÁULICOS E EQUAÇÕES FUNDAMENTAIS

2.1 Considerações Gerais

O estudo do escoamento de fluidos homogêneos em meios naturais e das leis que regem seu comportamento baseia-se em alguns conceitos da hidráulica clássica, cujo perfeito entendimento é fundamental à compreensão do fenômeno. Muitas das fórmulas utilizadas na hidráulica aplicada a meios contínuos ou descontínuos, sejam elas de natureza teórica, teórico-experimental ou simplesmente empírica, tem sua origem ou se relacionam através de coeficientes, com equações e conceitos oriundos da hidráulica clássica.

Portanto, interessa sobremaneira conhecer a origem de certos coeficientes, parâmetros, constantes e fórmulas e as hipóteses implícitas em cada um deles, de maneira a se poder analisar o campo de validade e a aplicação destes conceitos a condições que podem ser bastante diversas daquelas para as quais foram estabelecidos.

Com este objetivo, apresentar-se-á nos itens subsequentes, uma compilação destas leis e formulações, ressaltando principalmente suas hipóteses básicas.

2.2 A Equação da Continuidade

A equação da continuidade é desenvolvida a partir do princípio geral da conservação da massa, que afirma que "a massa de um sistema⁽¹⁾ permanece constante com o tempo". Em forma de equação:

$$\frac{dm}{dt} = 0 \quad (2.1)$$

Aplicando-se o conceito de volume de controle⁽²⁾, é possível se chegar à expressão:

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{vc} \rho \, dV + \int_{sc} \rho \, v \, dA = 0 \quad (2.2)$$

que é a forma geral da equação da continuidade para um volume de controle. Fisicamente a expressão acima significa que a variação da massa no volume de controle é igual ao saldo dos fluxos de massa através da superfície de controle.

(1) Um sistema caracteriza-se por uma massa definida de matéria, distinta de todo o restante da mesma, que é chamada MEIO. A fronteira de um sistema é uma superfície fechada que pode variar com o tempo, desde que contenha sempre a mesma massa.

(2) Um volume de controle refere-se a uma região do espaço e é útil na análise de situações nas quais haja escoamento através desta região. A fronteira do volume de controle é a superfície de controle.

Considere-se o escoamento permanente⁽¹⁾ em um trecho do tubo de corrente da Fig.2.1.

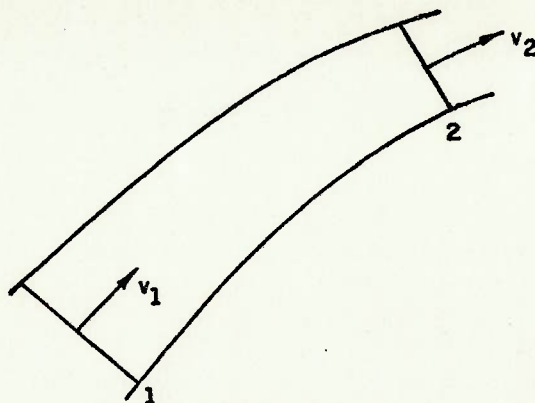


Fig. 2.1 Escoamento permanente por um tubo de corrente

O volume de controle é limitado pelas paredes do tubo de corrente entre as seções 1 e 2 e pelas áreas destas seções. Já que o escoamento é permanente o primeiro termo da Eq.2.2 é nulo e:

$$\int_{sc} \rho v dA = 0$$

Isto mostra que o fluxo total de massa através do volume de controle deve ser nulo. Na seção 1, o fluxo total de massa é $\rho_1 v_1 dA_1$, e na seção 2 é $\rho_2 v_2 dA_2$. Como não há escoamento através das paredes de um tubo de corrente:

$$\rho_1 v_1 dA_1 = \rho_2 v_2 dA_2 \quad (2.3)$$

que é a equação da continuidade aplicável entre duas seções de um tubo de corrente, num escoamento permanente.

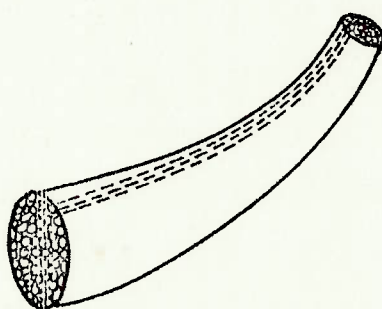


Fig. 2.2 Conjunto de tubos de corrente entre contornos fixos.

(1) O escoamento é dito permanente quando as condições em qualquer ponto do fluido não variam com o tempo.

Para um conjunto de tubos de corrente como na Fig.2.2, se ρ_1 é a massa específica média da seção 1 e ρ_2 é a massa específica média da seção 2 tem-se:

$$M = \rho_1 V_1 A_1 = \rho_2 V_2 A_2 \quad (2.4)$$

onde V_1 e V_2 representam as velocidades médias nas seções transversais e M é a vazão em massa.

A velocidade média numa seção transversal é dada por:

$$V = \frac{1}{A} \int v \, dA$$

Pela definição de vazão :

$$Q = AV \quad (2.5)$$

Substituindo a Eq.2.5 na Eq.2.4, a equação da continuidade pode ser escrita:

$$M = \rho_1 Q_1 = \rho_2 Q_2$$

Para um escoamento permanente, de fluido incompressível:

$$Q = A_1 V_1 = A_2 V_2 \quad (2.6)$$

que é a forma de grande utilidade da equação.

2.3 A Equação de Bernoulli

A equação de Bernoulli, que traduz a energia de um fluido em movimento, deriva da validade de duas das leis fundamentais que governam o escoamento dos fluidos, quais sejam, a princípio da conservação da massa (equação da continuidade) e a segunda lei de Newton, do movimento ($\Sigma F = d(mv)/dt$), tomando a forma:

$$gz + \frac{V^2}{2} + \frac{p}{\rho} = H \quad (2.7)$$

onde H , a constante de integração chamada constante de Bernoulli varia, em geral, de uma para outra linha de corrente mas permanece constante ao longo de uma mesma linha, num escoamento permanente, sem atrito e de fluido incompressível.

Considerando que $\gamma = \rho g$ e dividindo a Eq.2.7 por g (aceleração da gravidade), vem:

$$z + \frac{V^2}{2g} + \frac{p}{\gamma} = H \quad (2.8)$$

que a forma usual da equação de Bernoulli. Pela Eq.2.8 a energia total de um fluido perfeito, com viscosidade nula, permanece constante durante o escoamento. Cada um dos termos da Eq.2.8 pode ser encarado como uma parcela de energia, ou carga. A Fig. 2.3 ilustra estas parcelas, e sua variação no escoamento de um fluido perfeito.

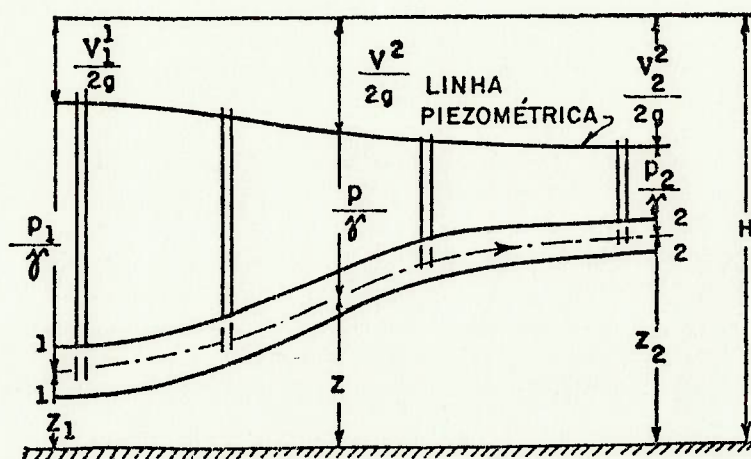


Fig. 2.3 Energia em fluido perfeito

Em condições especiais, cada uma das hipóteses fundamentais que regem a equação de Bernoulli pode ser abandonada:

- quando todas as linhas de corrente tem origem num reservatório, no qual a energia é a mesma em todos os pontos. Neste caso, a constante de integração não varia de uma para outra linha, podendo-se tomá-las de forma arbitrária;
- em escoamentos variados, cujas condições variem gradualmente, como o esvaziamento de um reservatório;
- a equação pode ser utilizada na análise de fluidos reais, desprezando em primeira aproximação, as tensões viscosas, para obter resultados teóricos. A equação pode ser modificada por um coeficiente determinado experimentalmente, que corrige a equação teórica, para que fique em conformidade com o caso físico real. Em geral, as perdas são calculadas pelo uso da equação da energia que, para fluido incompressível, toma a forma:

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} + z_1 = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + z_2 + \text{perdas}_{1-2} \quad (2.9)$$

No caso de fluido real escoando em condutos livres ou forçados verifica-se uma redução da carga, devido à viscosidade entre o líquido e as paredes do conduto. O escoamento todo é considerado como um grande tubo de corrente com velocidade média. Na parte central do conduto ocorre a velocidade máxima, enquanto junto às paredes do conduto ela é nula. Tal distribuição irregular das velocidades dá origem a deslocamentos de camadas fluidas umas sobre as outras e a tensões de atrito viscoso. O movimento pode se desenvolver acompanhado de rotação das partículas, formação de turbulências e misturas. Disto tudo resulta uma variação (perda) de energia total, que deixa de ser constante como no caso de líquidos perfeitos.

Em função daquela distribuição de velocidades faz-se necessário considerar a velocidade média V . A energia cinética $V^2/2g$ não é, entretanto, a média de $v^2/2g$ na seção transversal. É necessário computar-se um fator de correção α , denominado coeficiente de energia cinética, de tal modo que $\alpha V^2/2g$ seja a energia cinética média por unidade de peso que passa na seção. A equação de Bernoulli ficará:

$$\frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} + z_1 = \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + z_2 + \Delta h \quad (2.10)$$

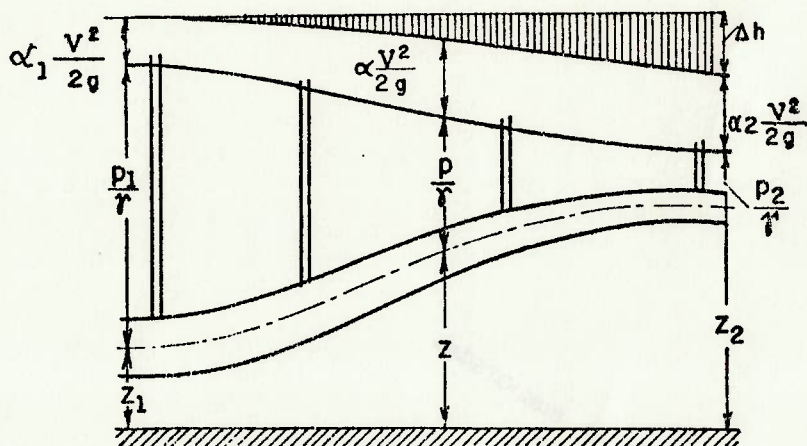


Fig. 2.4 Representação gráfica da equação de Bernoulli para fluido real

Normalmente o valor de α é maior do que a unidade tendendo para 1 quando a distribuição de velocidades tende a ser uniforme (fluxo turbulento) e chegando a 2 no caso de fluxo laminar.

Da Eq. 2.10 resulta que a equação de Bernoulli representa a lei da conservação da energia, sem perdas para os fluidos perfeitos ou com perdas para os fluidos reais.

2.4 Gradiente Hidráulico

Basicamente, a energia total de um fluido em movimento é dada pela Eq. 2.8:

$$\frac{p}{\gamma} + \frac{V^2}{2g} + z = H \quad (2.8)$$

onde $\frac{p}{\gamma} + z$ é o potencial hidráulico ou energia total que transporta o fluido através de uma seção dada e,

$\frac{V^2}{2g}$ é a energia cinética.

Se, sobre cada ponto de um sistema de condutos for determinado o termo p/γ , representando-o graficamente como a distância vertical acima da cota do centro do tubo, ao lugar geométrico dos pontos assim obtidos denomina-se linha piezométrica. Por outro lado, a linha de carga ou energia é a linha que liga uma série de pontos que representam a energia disponível por unidade de peso. Por definição, a linha de carga dista da linha piezométrica, na vertical, de $V^2/2g$ quando se despreza o coeficiente de

energia cinética α .

Gradiente de energia é a inclinação da linha de carga se o conduto for horizontal:

$$\frac{d}{dl} \left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \right) = j$$

Define-se como gradiente hidráulico, a inclinação da linha piezométrica se o conduto for horizontal, ou seja:

$$\frac{d}{dl} \left(z + \frac{p}{\gamma} \right) = i$$

O gradiente hidráulico representa a variação ou perda de carga por unidade de comprimento do conduto, podendo ser representado:

$$I = \frac{\Delta h}{l} \quad (2.11)$$

2.5 Perdas de Carga e Coeficiente de Resistência

As perdas de energia ou perdas hidráulicas que ocorrem durante um escoamento dependem basicamente da forma, dimensões e aspereza do conduto, da velocidade do fluxo e viscosidade do líquido porém não dependem do valor absoluto da pressão no líquido.

As perdas hidráulicas se dividem em perdas locais e perdas por atrito viscoso.

As perdas por atrito viscoso são as que ocorrem de forma ideal em tubos retos de seção constante e que aumentam proporcionalmente ao comprimento do tubo. São devidas ao atrito viscoso que se desenvolve no interior do fluido, tanto em condutos lisos como rugosos, durante o seu movimento.

Desde que a velocidade se mantenha constante, as perdas hidráulicas resultam apenas numa diminuição da carga $z + p/\gamma$. No caso de fluxo horizontal as perdas se refletem tão somente no valor da carga piezométrica p/γ .

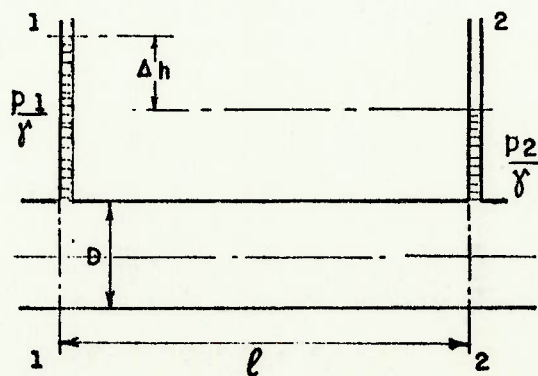


Fig. 2.5 Perdas de carga por atrito viscoso

Da Eq.2.9:

$$\frac{P_1}{\gamma} = \frac{P_2}{\gamma} + \Delta h$$

$$\Delta h = \frac{P_1 - P_2}{\gamma}$$

Segundo Darcy-Weisbach, as perdas por atrito são proporcionais ao quadrado da velocidade e dependem do comprimento e diâmetro do conduto, podendo ser expressas por:

$$\Delta h = \lambda \frac{l}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (2.12)$$

sendo λ um coeficiente de proporcionalidade conhecido como coeficiente de resistência ao fluxo.

As perdas de carga localizadas estão quase sempre ligadas a variações locais de velocidade de fluxo e a formação de torvelinhos devido a mudanças de geometria do meio. Estas perdas podem ser expressas segundo a fórmula de Weisbach por:

$$\Delta h_{loc} = \xi_{loc} \frac{V^2}{2g} \quad (2.13)$$

onde V é a velocidade média da seção do conduto, antes do ponto onde se produz a resistência localizada. Em geral, a dificuldade está em se determinar o valor de ξ_{loc} .

2.6 Regimes de Fluxo - Número de Reynolds

Basicamente, o movimento de um fluido pode se dar em dois regimes distintos de fluxo, quais sejam, laminar e turbulento.

No regime laminar, cada partícula descreve uma trajetória bem definida, com velocidade apenas no sentido do escoamento. O fluxo ocorre em camadas, umas escorregando sobre as outras, havendo somente troca de quantidade de movimento molecular, sem haver porém variação de velocidade. As linhas de fluxo são determinadas pela forma do conduto onde flui o líquido, não ocorrendo deslocamentos transversais das partículas e portanto misturas no processo de escoamento. A pressão em um ponto determinado é constante. No regime laminar as perdas variam linearmente com a velocidade.

Já no fluxo turbulento, as partículas fluidas tem movimento errático com grande troca de quantidade de movimento transversal, e tanto velocidades como pressões em um mesmo ponto, oscilam. Além da velocidade no sentido do escoamento, as partículas estão animadas de movimento de agitação, com velocidades transversais ao sentido do escoamento. Neste, são geradas maiores tensões de cisalhamento, causando maiores irreversibilidades e perdas. Estas variam com o quadrado da velocidade.

Entre estes dois regimes de escoamento interpõe-se um terceiro, de transição, que corresponde a passagem de um para outro regime. Esta mudança de regime de fluxo ocorre numa velocidade denominada velocidade crítica V_{cr} . A velocidade crítica superior caracteriza o início do regime turbulento enquanto a velocidade crítica inferior é aquela abaixo da qual o fluxo é sempre laminar.

A natureza de um ou outro escoamento, e sua posição relativa numa escala de turbulências é indicada pelo número de Reynolds:

$$Re = \frac{V \cdot D_H}{\nu} \quad (2.14)$$

Os termos do numerador estão relacionados com forças de inércia ou forças de aceleração ou desaceleração do fluido. O termo do denominador é a causa de forças de atrito viscoso. Assim, o parâmetro número de Reynolds pode também ser considerado como a relação entre forças de inércia e forças viscosas.

2.7 Fluxo Laminar - Lei de Hagen-Poiseuille

Para escoamento laminar de fluido incompressível em regime permanente, num tubo circular, um elemento cilíndrico infinitesimal é tomado como um corpo livre e a equação do movimento é aplicada na direção l .

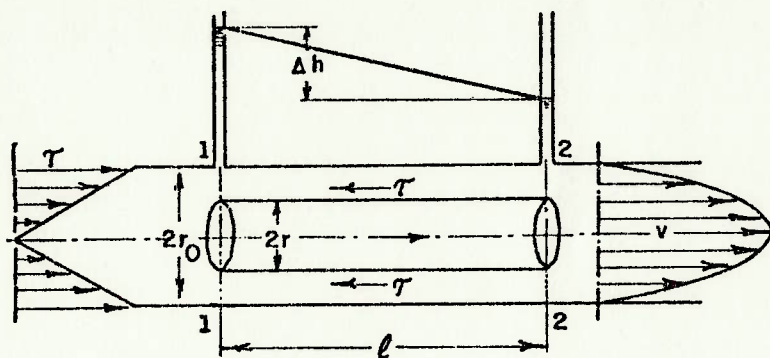


Fig. 2.6 Fluxo em tubo circular

Sendo p_1 e p_2 as pressões piezométricas em 1 e 2 respectivamente e sendo $z_1 = z_2$, a aplicação da equação de Bernoulli fica:

$$\frac{p_1}{\gamma} = \frac{p_2}{\gamma} + \Delta h$$

$$\Delta h = \frac{p_1 - p_2}{\gamma}$$

$$\Delta h = \frac{\Delta p}{\gamma}$$

Isolando-se um cilindro de raio r , internamente ao tubo, pode-se escrever a equação de movimento uniforme, qual seja, a soma das forças que atuam sobre o volume (forças de pressão e de atrito viscoso) é nula.

$$(p_1 - p_2) \pi r^2 - 2 \pi r l \tau = 0$$

$$\Delta p \pi r^2 = 2 \pi r l \tau$$

$$\tau = \frac{\Delta p \cdot r}{2l}$$

mas, pela lei de Newton da viscosidade:

$$\tau = \mu \frac{dv}{dy}$$

$$\tau = -\mu \frac{dv}{dr}$$

e daí:

$$\frac{\Delta p \cdot r}{2l} = -\mu \frac{dv}{dr}$$

$$dv = \frac{-\Delta p}{2 l \mu} r dr$$

Integrando:

$$v = - \frac{\Delta p}{2 l \mu} \frac{r^2}{2} + C$$

Para: $r = r_0 \rightarrow v = 0$

$$C = \frac{\Delta p}{2 l \mu} \frac{r_0^2}{2}$$

E portanto:

$$v = \frac{\Delta p}{4 \mu l} (r_0^2 - r^2)$$

que é a lei de variação da velocidade para a seção de tubo circular.

Para o cálculo da vazão, considere-se inicialmente a vazão elementar dQ em uma seção dA :

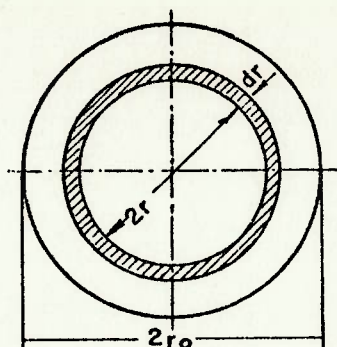


Fig. 2.7 Superfície anular elementar

$$dA = 2 \pi r dr$$

$$dQ = \frac{\Delta p}{4\mu l} (r_o^2 - r^2) \cdot 2\pi r dr$$

Integrando:

$$Q = \frac{\pi \Delta p}{8 \mu l} r_o^4$$

$$\Delta p = \frac{8 \mu l Q}{\pi r_o^4} \quad (2.15)$$

dividindo ambos os termos por γ :

$$\frac{\Delta p}{\gamma} = \frac{8 \mu l Q}{\pi r_o^4 \gamma} \quad (2.16)$$

$$\frac{\Delta p}{\gamma} = \Delta h$$

$$\mu = \nu \rho$$

$$\gamma = \rho g$$

$$r_o = \frac{D}{2}$$

substituindo na Eq.2.16:

$$\Delta h = 128 \frac{\nu l Q}{\pi g D^4} \quad (2.17)$$

Daí se observa que a perda de carga por atrito é proporcional à vazão, à viscosidade cinemática, ao comprimento do tubo e inversamente proporcional à quarta potência do diâmetro. A Eq.2.17 é conhecida como lei de Hagen-Poiseuille, sendo válida para regime

permanente e laminar.

Da Eq.2.15, lembrando que $Q=VA$ onde A é a área da seção, tem-se:

$$\Delta h = 32 \frac{\nu l V}{g D^2}$$

Multiplicando-se a expressão acima por $\frac{2V}{2V}$ vem:

$$\Delta h = \frac{64\nu}{VD} \cdot \frac{l}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (2.18)$$

Mas $Re = \frac{VD}{\nu}$ (2.14). E pela Eq.2.12 de Darcy Weisbach:

$$\Delta h = \lambda \frac{l}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Das Eq.2.18, 2.14 e 2.12 vem:

$$\lambda = \frac{64}{Re} \quad (2.19)$$

que é a relação entre o coeficiente de resistência ao atrito viscoso e o número de Reynolds para fluxo laminar permanente, em tubos.

Considere-se agora o caso de fluxo laminar entre duas placas paralelas perfeitamente polidas e afastadas entre si de uma distância e como na Fig.2.8.

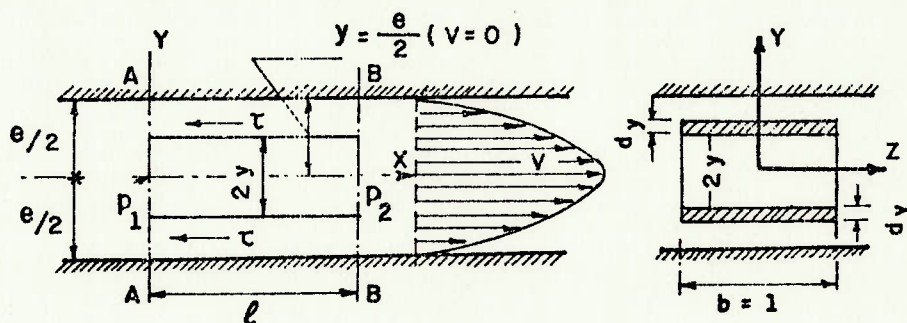


Fig. 2.8 Fluxo entre placas paralelas

Imagine-se dois planos verticais separados por uma distância l (A-A e B-B) e uma largura de escoamento unitária $b=1$. Isolando o volume prismático de dimensões $l \cdot 2y \cdot 1$ e aplicando a condição de equilíbrio vem:

$$(p_1 - p_2) \cdot 2yb = \tau \cdot 2lb$$

$$\Delta p \cdot 2y = -\mu \frac{dv}{dy} \cdot 2l$$

$$dv = - \frac{\Delta p}{\mu l} y dy$$

Integrando:

$$v = - \frac{\Delta p}{2\mu l} \cdot y^2 + C$$

Para

$$y = e/2 \rightarrow v = 0$$

$$C = \frac{\Delta p}{2 \mu l} \cdot \frac{e^2}{4}$$

Portanto:

$$v = \frac{\Delta p}{2\mu l} \left(\frac{e^2}{4} - y^2 \right)$$

Analogamente ao tubo circular, para o cálculo da vazão considere-se a área elementar:

$$dQ = v dA$$

$$dQ = \frac{\Delta p}{2\mu l} \left(\frac{e^2}{4} - y^2 \right) b \cdot dy$$

Integrando:

$$Q = \frac{e^3}{12\mu} \cdot \frac{\Delta p}{l} \quad (2.20)$$

A velocidade média será:

$$v = \frac{Q}{e} = \frac{e^2 \Delta p}{12 \mu l}$$

E portanto:

$$\Delta p = \frac{12\mu l v}{e^2}$$

Dividindo por γ :

$$\frac{\Delta p}{\gamma} = \frac{12 \mu l v}{\gamma e^2}$$

$$\Delta h = \frac{12 \nu l v}{g e^2}$$

Multiplicando e dividindo por $2V$:

$$\Delta h = \frac{24\nu l V^2}{2ge^2 V}$$

$$\Delta h = \frac{24\nu}{eV} \cdot \frac{l}{e} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (2.21)$$

A relação entre o coeficiente de atrito λ e o número de Reynolds Re pode ser obtida considerando o conceito de diâmetro hidráulico para fluxo entre placas paralelas.

$$D_H = 4R_H = 4 \frac{A_{molhada}}{P_{molhado}}$$

$$A_{mol} = e \cdot l$$

$$P_{mol} = 2(e + 1)$$

$$D_H = \frac{4e}{2(e+1)} \rightarrow D_H = \frac{2e}{e+1}$$

para $b = 1$; para larguras crescentes, por exemplo $b=20e, R_H \rightarrow e/2$
e $D_H \rightarrow 2e$

Substituindo na Eq.2.21:

$$\Delta h = 96 \frac{\nu}{DV} \cdot \frac{l}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (2.22)$$

Da Eq.2.22, 2.14 e 2.12 vem:

$$\lambda = \frac{96}{Re} \quad (2.23)$$

que é a relação entre λ e Re para fluxo laminar entre placas polidas paralelas.

As duas relações traduzidas pelas Eq.2.19 e 2.23 estão representadas na Fig.2.9, válida apenas para fluxo laminar.

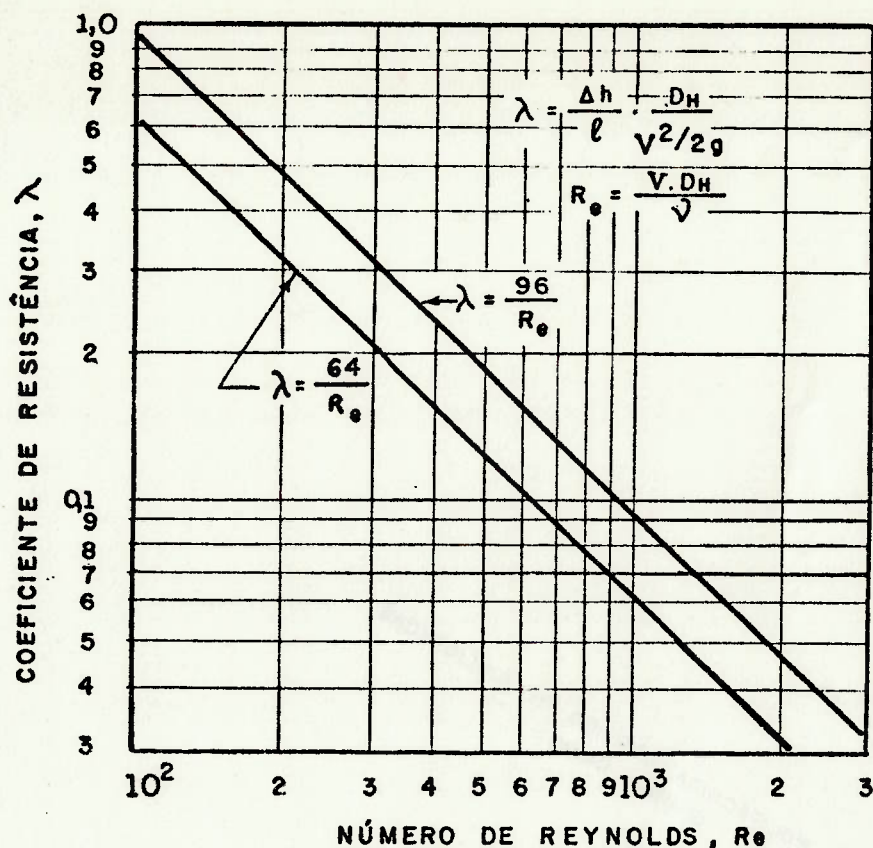


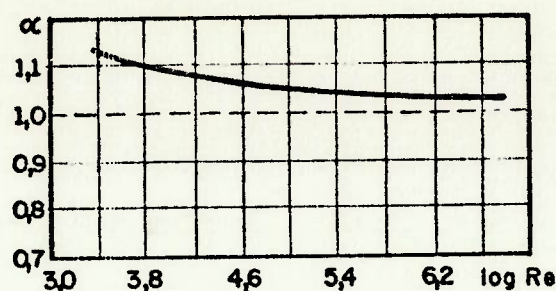
Fig. 2.9 Leis de escoamento para fluxos em condutos de seção circular ($\lambda=64/Re$) e placas paralelas ($\lambda=96/Re$)

2.8 Fluxo Turbulento

Como já previamente mencionado, o fluxo turbulento se caracteriza por uma mistura do líquido, pulsações de velocidade e pressões durante o fluxo. O caráter das linhas de fluxo no tubo também é essencialmente variável. Deste modo, a corrente turbulenta não é estacionária, uma vez que tanto as velocidades e pressões como a própria trajetória das partículas variam com o tempo.

Entretanto, o fluxo pode ser considerado estacionário desde que se considerem as grandezas médias no tempo, quais sejam, velocidades e pressões médias bem como a vazão do líquido, que então se mantêm constante.

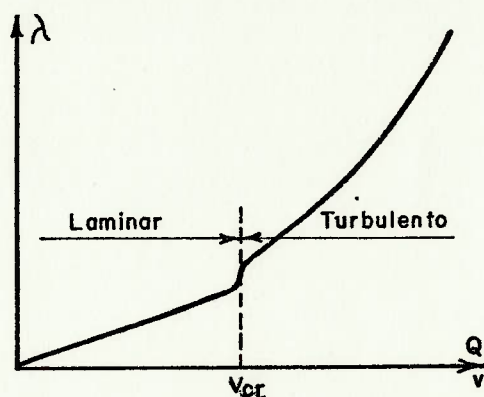
A distribuição das velocidades na seção transversal do fluxo turbulento se diferencia substancialmente daquela do fluxo laminar. No primeiro caso a distribuição de velocidades é mais uniforme e o aumento da velocidade, a partir da parede do tubo, mais brusco. Por tal razão o coeficiente α que leva em conta a distribuição irregular das velocidades na equação de Bernoulli (Eq. 2.10) é consideravelmente menor no regime turbulento e passa a ser função do número de Reynolds, conforme mostra a Fig.2.10.

Fig. 2.10- Gráfico $\alpha \times Re$

Da figura depreende-se que α varia de 1,13 a 1,025 para Re entre 2300 e 3×10^6 . Normalmente adota-se $\alpha = 1$ para fluxo turbulento enquanto para regime laminar $\alpha = 2$.

Quanto às perdas de carga no regime turbulento, elas são diferentes daquelas que ocorrem no regime laminar e são consideravelmente maiores para as mesmas dimensões do conduto, mesma vazão e viscosidade. No fluxo turbulento predominam as perdas de carga por mistura e transferência da quantidade de movimento, enquanto que no fluxo laminar predominam as perdas de carga por atrito viscoso entre as camadas.

No regime laminar a perda por atrito viscoso aumenta linearmente com a velocidade (ou vazão); já no regime turbulento se observa um salto na "resistência" e um aumento mais brusco nas perdas de carga Δh , segundo uma curva próxima a uma parábola.

Fig. 2.11 - Gráfico $\lambda \times Q(v)$

Devido à complexidade do regime turbulento e às dificuldades de sua investigação analítica, não existem teorias rigorosas sobre o assunto. Na maioria dos casos, para cálculos práticos ligados à corrente turbulenta dos líquidos, se empregam dados experimentais. A fórmula fundamental de cálculo para perdas de carga por atrito viscoso em fluxo turbulento é, por semelhança, a mesma do fluxo laminar:

$$\Delta h = \lambda' \cdot \frac{l}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

sendo λ' o coeficiente de resistência por atrito para fluxo turbulento.

Da mesma forma,

$$\lambda' = f(Re) = f\left(\frac{VD}{\nu}\right)$$

Existem inúmeras fórmulas empíricas e semi-empíricas que expres-
sam esta função para tubos lisos, tais como:

$$\lambda' = \frac{1}{(1,81 \, gRe - 1,5)^2} \quad \text{P.KONAROV (2.24)}$$

ou

$$\lambda' = \frac{0,3164}{Re^4} \approx \frac{\pi}{10 \cdot Re^4} \quad \text{BLASIUS (2.25)}$$

para $2300 < Re < 10^5$

Percebe-se que, embora ocorra a redução de λ' com o aumento de Re , ela é muito menor do que no caso do regime laminar.

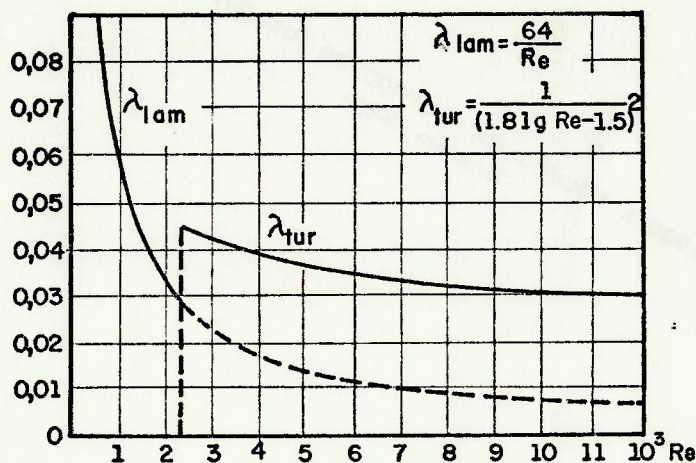


Fig.-2.12 — Gráfico λ_{lam} e λ_{tur} x Re

Esta diferença de comportamento se deve principalmente à influên-
cia direta da viscosidade do líquido na resistência ao fluxo que
é muito menor no caso de regime turbulento do que no laminar.

3. PERCOLAÇÃO EM MEIOS NATURAIS

3.1 Hidráulica Aplicada a Meios Naturais

Na busca da compreensão do fenômeno da percolação de água em meios naturais, a extrapolação dos conceitos vistos no capítulo precedente possibilita o estabelecimento das leis que governam o escoamento, desde que possam ser consideradas, do ponto de vista prático, condições análogas àquelas idealizadas para o escoamento de fluidos em tubos ou placas.

Os valores de Re , no campo da hidráulica, variam entre limites bastante amplos como 500 a 10^6 e os gráficos que mostram as variações entre o coeficiente de resistência ao atrito (λ ou λ') e aquele parâmetro são iniciados tomando-se $Re = 500$.

Considerando-se que, no estudo de percolação em meios naturais, o fluido em geral é a água, e supondo-a a 20°C tem-se, para alcançar o regime de fluxo turbulento ($Re = 2300$):

$$100 VD_H = 2.300 \quad (\text{cm, s})$$

isto é, basta que o produto VD_H seja igual a 23 para, em uma tubulação de 1,0 cm de diâmetro, um escoamento com velocidade de 23 cm/s atingir o regime turbulento.

Em meios porosos, segundo Cruz (1979), um valor de D_H de 1,0 cm somente é encontrado em formações granulares, com $D_{50} = 5,0$ cm e, por outro lado, velocidades de 23 cm/s embora possíveis, não são frequentes. Observa-se deste modo que, fluxos turbulentos em meios porosos são raros, podendo ocorrer quase que somente em materiais granulares grosseiros (pedregulhos e enrocamentos).

Enquanto na maioria dos casos de fluxo em meios porosos, são válidas as equações de Darcy e Laplace, o mesmo não pode ser dito em relação a maciços rochosos.

Nestes meios, um valor de D_H de 1,0 cm, corresponde a descontinuidades com aberturas de cerca de 0,5 cm que, segundo aquele mesmo autor, dificilmente ocorrem pois para espessuras maiores, o espaço quase sempre é preenchido por argila, material granular e/ou fragmentos rochosos. Entretanto as altas velocidades são possíveis e frequentes em descontinuidades rochosas. Velocidades desde 1 cm/s até 100 cm/s tem sido medidas em ensaios de laboratório em fraturas lisas, com aberturas de 0,1 a 1,0 mm respectivamente, e velocidades de 5 cm/s a 50 cm/s foram medidas em fraturas rugosas de granito, com abertura média de 0,5 a 0,75 mm. (Quadros, 1982).

Ao contrário dos meios porosos, onde os escoamentos, permanentes ou transitórios em meios homogêneos ou heterogêneos, isotrópicos ou anisotrópicos foram intensamente estudados, os fenômenos em meios fraturados não foram objeto senão de algumas aproximações (Louis, 1974). Dentre os mais conhecidos, pode-se citar os estudos de Lomize (1951), Louis (1969), Sharp (1970), Maini (1971), Quadros (1982).

O escoamento laminar de um fluido newtoniano numa fratura lisa, pode ser explicado pela lei de Poiseuille (item 2.7), assimilando-o ao caso de fluxo entre placas paralelas de abertura constante. Para fluxo turbulento, os resultados experimentais obtidos por Lomize, Louis e Quadros são comparados às fórmulas empíricas estabelecidas para condutos circulares através de diagramas que relacionam λ e Re .

3.2 Caracterização Hidráulica dos Meios Naturais

Antes de se caracterizar hidrogeotecnicamente os maciços rochosos é importante esboçar um quadro geral dos comportamentos dos meios naturais, solos e rochas, frente à percolação d'água, para obter um melhor entendimento dos diferentes mecanismos de fluxo que se desenvolvem em cada meio, e possibilitar uma adequada avaliação do limite de validade das diversas leis de escoamento que o regem.

Oliveira (1981) menciona que a caracterização do comportamento dos meios naturais sujeitos à percolação d'água pode ser feita, de maneira teórica, considerando-os como meios homogêneos e isotrópicos e classificando-os segundo a interrelação de duas propriedades hidráulicas fundamentais: a porosidade e a permeabilidade, aqui empregada como sinônimo de condutividade hidráulica.

O autor afirma que quatro tipos básicos de porosidade podem ser considerados para caracterizar a natureza dos vazios dos maciços naturais: vacuolar, intersticial, de fraturas e de canais. A formação destes tipos de vazios está intimamente relacionada à origem dos maciços e sua história geológica. É claro que, num mesmo meio, podem ocorrer associados mais de um tipo de porosidade. A porosidade de interstícios é comum a todos os meios naturais, no entanto os efeitos de outro tipo de porosidade podem ser determinantes do comportamento do meio, frente a escala e tipo de fenômeno considerado.

A tabela 3.1 mostra, a título de exemplo, a classificação de alguns meios naturais segundo o critério acima. Salienda Oliveira que, os valores das propriedades ali apresentados, objetivam tão somente a comparação entre os vários meios, variando em amplos limites em função do material, seu estado de ocorrência, etc.

3.2.1 Meios com Porosidade Vacuolar

São meios cuja porosidade é fechada ou seja, os poros não se comunicam entre si, ou com o exterior. Assim, mesmo que tal porosidade seja elevada, a porosidade efetiva⁽¹⁾ é aproximadamente nula, sendo o meio bastante impermeável. São exemplos de tais

(1) Porosidade é, por definição, a relação entre volume de vazios e o volume total de uma porção representativa do meio natural, normalmente expressa em porcentagem. Embora na maioria dos casos os vazios ocorram interconectados, no caso de alguns meios esta ligação é menos freqüente ou às vezes ela praticamente inexistente. Entende-se assim, a porosidade efetiva como sendo referida ao volume de vazios interconectados, de tal modo que seja possível a percolação de água através dos mesmos.

meios os basaltos vesiculares e as pedras pomes.

3.2.2 Meios com Porosidade Intersticial

São meios cuja porosidade, aberta, representa o conjunto de vazios existentes entre os elementos formadores do meio. A porosidade depende sobretudo do arranjo espacial que esses elementos tomam na constituição do material.

São exemplos destes meios os solos em geral, cascalhos, areias, siltes e argilas, as rochas tais como arenitos e quartzitos mais ou menos cimentados, etc. Rochas cristalinas, como o granito, também possuem uma porosidade intersticial que define a permeabilidade da matriz, embora tenha efeitos secundários na percolação de água no maciço, frente à permeabilidade das fraturas.

De modo geral, pode-se afirmar que às maiores porosidades correspondem as maiores permeabilidades.

3.2.3 Meios com Porosidade de Fraturas

Tais meios distinguem-se dos anteriores basicamente em função da forma dos vazios: suas dimensões longitudinais são muito superiores à sua abertura. Os meios que podem admitir porosidade de fratura são meios que possuem certo grau de coerência ou coesão, comumente conceituadas como rochas ou maciços rochosos. São exemplos destes meios as rochas cristalinas em geral, granitos, gnaisses, xistos, basaltos, etc.

MEIOS	POROSIDADE PREDOMINANTE	EXEMPLO DE MEIO NATURAL	POROSIDADE (%)	CAPACIDADE DE RETENÇÃO (%)	POROSIDADE EFETIVA (%)	PERMEABILIDADE CM/S
PRATICAMENTE IMPERMEÁVEIS	VACUOLAR	BASALTO	30	30	~ 0	10^{-8}
		VESICULAR				
	INTERSTICIAL	ARGILA	35	35	~ 0	10^{-9}
PERMEÁVEIS	DE FRATURAS	XISTO	0,5	0,5	~ 0	10^{-8}
	INTERSTICIAL	ARENITO	35	5	~ 30	10^{-3}
	DE FRATURAS	GRANITO	0,1	0,05	~ 0,05	8×10^{-2}
		FRATURADO				
	DE CANAIS	CALCÁRIO	0,1	0,002	~ 0,1	-
	CÁRSICO					

TABELA 3.1 - ORDENS DE VALOR DE PROPRIEDADES HIDRÁULICAS DE ALGUNS MEIOS NATURAIS.
(IN OLIVEIRA, 1981)

3.2.4 Meios com Porosidade de Canais

A porosidade de canais existe tipicamente em rochas solúveis como o calcário e o gipso. Nestes meios a circulação preferencial é responsável pela dissolução da rocha em canais. Inicialmente, a percolação se dá através dos interstícios e fraturas. À medida em que o fluxo se concentra, mais os canais se alargam. Esta concentração de percolação é a principal característica dos meios com porosidade de canais.

As dimensões destes canais são extremamente variáveis, desde simples passagens filiformes até grandes condutos da ordem de dezenas de metros de diâmetro. São extremamente irregulares, apresentando estrangulamentos e alargamentos bruscos ou graduais. Tais meios admitem, com maior frequência, lençóis d'água sob pressão e escoamentos em regimes turbulentos.

3.3 A Hidráulica em Meios Contínuos

3.3.1 A Lei de Darcy

Os meios com porosidade intersticial, também considerados meios contínuos têm sido objeto de inúmeros e exaustivos estudos sejam eles experimentais, sejam analíticos. O escoamento de água nestes meios vem sendo estudado desde o século passado, estando bem claro os conceitos e leis que regem o fenômeno. De outro lado, existem ensaios de laboratório e de campo desenvolvidos especificamente para a determinação dos parâmetros hidráulicos de interesse ao estudo da percolação nesses maciços.

A primeira experiência acerca da percolação de água nestes meios porosos foi feita por Henry Darcy cujos resultados, publicados em 1856, constituíram as bases de uma teorização quantitativa de fluxo de fluidos homogêneos em meios porosos.

A elaboração de qualquer teoria acerca do comportamento dos fluidos em movimento em meios porosos exigia, a priori, o estabelecimento dos princípios físicos que determinavam tal comportamento. A lei de Newton da viscosidade e as clássicas equações de Navier-Stokes da hidrodinâmica constituíam as bases para o estudo de escoamento de fluidos em meios naturais. Entretanto, as dificuldades matemáticas que surgiam da aplicação destas equações a meios porosos levaram Darcy a recorrer a estudos experimentais, buscando caracterizar o fluxo d'água em filtros de areia.

Este clássico experimento teve como resultado bastante simples, o estabelecimento de uma relação de proporcionalidade entre a vazão Q de água que passa através de um filtro de areia, a área A do mesmo, a diferença de carga Δh entre topo e base do elemento filtrante bem como o comprimento l percolado ou, expressando analiticamente:

$$Q = c \cdot \frac{\Delta h \cdot A}{l} \quad (3.1)$$

onde C era uma constante da areia.

Devido a própria característica experimental deste resultado, sua validade foi objeto de inúmeras investigações, tanto no que se refere ao estabelecimento da lei propriamente dita, como em relação à natureza da constante C .

3.3.1.1 O limite de validade da lei de Darcy

A análise dimensional do resultado da experiência levada a efeito por Darcy, (Muskat, 1937) possibilitava estabelecer que a queda de pressão Δp observada entre topo e base de uma amostra de areia de comprimento l , quando percolada por um fluido de densidade γ e viscosidade μ , com velocidade média V , seria relacionada com tais variáveis, conforme a expressão:

$$\Delta p = C \cdot \frac{\mu^2}{\gamma d^2} \cdot f_1 \left(\frac{dV\gamma}{\mu} \right) \cdot f_2 \left(\frac{\Delta l}{d} \right) \quad (3.2)$$

onde f_1 e f_2 seriam funções determinadas experimentalmente e d um diâmetro característico seja do tamanho do poro seja do grão de areia.

Havendo consenso entre os inúmeros pesquisadores da lei de Darcy (Muskat, 1937) que, a função f_2 seria do primeiro grau no seu argumento, a Eq.3.2 assumiria a forma:

$$\frac{\Delta p}{\Delta l} = C \cdot \frac{\mu^2}{\gamma \cdot d^3} \cdot f_1 \cdot \left(\frac{dV\gamma}{\mu} \right) \quad (3.3)$$

onde o termo $\Delta p/\Delta l$ representa o gradiente de pressão.

Por outro lado, o argumento da função f_1 constituía-se num termo já bastante conhecido da hidrodinâmica (Re), determinante do caráter do fluxo. Assim, para o caso de baixos valores de velocidade, densidade do fluido e diâmetro de tubulação, as pesquisas mostraram que f_1 seria igual a seu argumento e a Eq.3.3 ficaria:

$$\frac{\Delta p}{\Delta l} = C \cdot \frac{\mu V}{d^2} \quad (3.4)$$

A análise da Eq.3.4 mostra que tal resultado é análogo aquele dado pela hidrodinâmica clássica para fluidos viscosos, e conhecida como lei de Poiseuille (ver Eq.2.17) onde a constante C , assume o valor 32 e V representa a velocidade média na seção do tubo. Na busca da definição do limite de validade da lei de Darcy, observou-se que o aumento das grandezas d, V, γ ou $1/\mu$, levava a mudanças na natureza do fluxo, tornando-o turbulento. Como ressalta Muskat (1937), este movimento é caracterizado pelo fato da função f_1 , da Eq.3.3 ser então proporcional ao quadrado de seu argumento, em particular da velocidade, de modo que aquela equação toma a forma:

$$\frac{\Delta p}{\Delta l} = C \cdot \frac{\gamma V^2}{d} \quad (3.5)$$

sendo o gradiente independente da viscosidade do fluido.

Por analogia aos princípios e resultados da hidráulica e considerando as próprias características de fluxo d'água através dos canais irregulares e tortuosos de um material como a areia, muitos dos pesquisadores tentaram outras expressões que regessem o fluxo (Muskat, 1937):

$$\frac{\Delta P}{\Delta L} = aV + bV^n \quad (3.6)$$

ou

$$\frac{\Delta P}{\Delta L} = aV^n \quad (3.7)$$

(onde a e b são coeficientes)

Apesar das discrepâncias entre os pesquisadores, dois pontos em comum resultaram dos estudos feitos à época das investigações sobre a lei de Darcy:

a. à baixas velocidades, o gradiente de pressão varia linearmente com a velocidade:

$$\frac{\Delta P}{\Delta L} = CV$$

como sugerido por Darcy

b. com o aumento das grandezas d , V , γ , ou $1/\mu$, o gradiente $\Delta p/\Delta L$ começa a aumentar mais rapidamente do que a velocidade V , sendo mais representativas as leis do tipo da Eq.3.6.

Cerca de 30 anos após Darcy, Reynolds confirmava as idéias de interdependência entre velocidades de fluxo e gradientes. Para pequenas velocidades, havia fluxo laminar e a lei de Darcy era válida. Quando porém se iniciava a turbulência, o fenômeno afastava-se daquela lei, constatando-se que a proporcionalidade entre vazão (velocidade) e gradiente persistia apenas até certos valores. Como já visto, em hidráulica clássica, este limite é caracterizado por um número de Reynolds da ordem de 2300.

Claro está que a extrapolação do número de Reynolds para o caso de meios porosos é precária, uma vez que foi estabelecido para escoamento em tubos de geometria definida. Ainda que se assimilassem os canalículos do solo a tubos, sendo eles irregulares, sinuosos e estreitos, seria difícil uma análise do escoamento individual de cada canal de fluxo através dos poros do solo.

Na tentativa de estabelecer o limite entre regimes de fluxo, Lindquist (1933 in Muskat, 1937), ensaiando esferas de vidro de diâmetro uniforme de 2,7 cm chegou a um Re da ordem de 4. Muskat cita ainda que Fancher, Lewis e Barnes (1933), ensaiando areias sugeriram que aquele limite seria de 1,0. Para tanto relacionaram Re a um fator análogo ao coeficiente de atrito e definiram o parâmetro d das fórmulas como sendo:

$$d = \sqrt[3]{\frac{\sum n_s d_s^3}{\sum n_s}}$$

onde d_s é o diâmetro médio de 2 peneiras consecutivas (U.S Standard) e n_s o número de grãos retidos na peneira de diâmetro d_s .

Note-se porém que nos cálculos de Fancher, λ é definido por

$$\lambda_F = \frac{d \cdot \Delta p / \Delta l}{2 \rho v^2} \quad (3.8)$$

e em hidráulica seu valor é dado pela Eq.2.12:

$$\lambda_H = \frac{dl 2g}{v^2} \quad (2.12)$$

Sendo I , gradiente hidráulico ($\approx \Delta p / \Delta l$) e $\rho = \gamma / g$, das Eq.3.8 e 2.12 vem:

$$\lambda_F = \frac{1}{4} \lambda_H$$

No estabelecimento do limite de validade da lei de Darcy, esbarra-se ainda na diversidade da definição do parâmetro d . De qualquer modo, desde que o valor de d usado para calcular Re e λ seja o mesmo, sabe-se que a natureza do fluxo depende das relações entre aqueles dois coeficientes.

Para fluxo laminar, $\lambda = CRe^{-1}$ (sendo $C=64$ para tubos lisos e $C=96$ para placas paralelas). Quando a linearidade entre λ e Re se perde, o fluxo passa por um regime de transição atingindo posteriormente a turbulência, e então as relações λ e Re passam a ser outras.

Enquanto para tubos $Re_{cr} = 2300$ e entre placas Re_{cr} varia entre 500 e 2300, nos meios porosos Re pode ser tão pequeno como 1, 4 ou números desta ordem, dependendo de como se calculam d , λ e Re .

Entretanto é necessário ressaltar que na maioria dos problemas de fluxo d'água em meios porosos com porosidade intersticial, as velocidades de modo geral são baixas, bem como as dimensões características deste meio, sendo assim válida a lei de Darcy.

3.3.1.2 O coeficiente de permeabilidade

Outro ponto importante da experiência de Darcy que foi objeto de inúmeras pesquisas nos anos que se seguiram referiu-se à constante de proporcionalidade proposta em sua lei (Eq.3.1).

As pesquisas e investigações evidenciaram que aquela constante adimensional deveria ter implícita em seu valor, características do sistema de fluxo, entendendo-se como sistema, o conjunto fluido - meio poroso (Muskat, 1937). Tais características referiam-se principalmente à porosidade, forma dos grãos do meio, grau de cimentação, distribuição granulométrica e a própria viscosidade do fluido. Infelizmente aquelas investigações apenas mostraram que a constante variava, com o quadrado de um diâmetro médio característico, sem no entanto chegar a nenhuma forma de melhor estimá-la.

A constante, simbolizada por \bar{K} , foi denominada permeabilidade e

a relação entre velocidade e gradiente de pressão expressa por:

$$v = \frac{\bar{K}}{\mu} \frac{\Delta p}{\Delta l}$$

Para fins de engenharia geotécnica, redefinindo $\Delta p/\Delta l$ como sendo gradiente hidráulico e considerando que o fluido de interesse é a água, a viscosidade poderia estar embutida na própria constante \bar{K} e a Eq.3.10 seria reescrita:

$$v = K \cdot I \quad (3.9)$$

como é hoje utilizada a expressão de Darcy

3.3.2 Equações Diferenciais Gerais para Fluxo em Meios Homogêneos - A Equação de Laplace

A lei de Darcy, como já mencionado, foi estabelecida a partir da experimentação direta de água percolando por uma amostra de material poroso onde o fluxo, analisado de forma macroscópica, tinha um caráter essencialmente unidimensional. Entretanto, é necessário generalizar estes resultados empíricos, no sentido de poder aplicá-los a sistemas quaisquer.

Para o caso de fluxo tridimensional, considere-se que a velocidade resultante do fluido, dada pela Eq.3.9 possa ser resolvida através de três outras equações referentes às componentes desta velocidade na direção de três eixos de coordenadas selecionadas. Assim, se assume valores diferentes ao longo dos eixos, a lei de Darcy pode ser escrita, em sua forma diferencial:

$$\begin{aligned} v_x &= K_x \frac{\partial p}{\partial x} \\ v_y &= K_y \frac{\partial p}{\partial y} \\ v_z &= K_z \frac{\partial p}{\partial z} \end{aligned} \quad (3.10)$$

Entretanto a Eq.3.10 não é ainda suficientemente geral para englobar todos os casos. Se existem ações gravitacionais F_x, F_y, F_z por unidade do volume, atuando no fluido, tais ações vão afetar tanto a velocidade como os gradientes de pressão e a lei de Darcy se torna:

$$\begin{aligned} v_x &= K_x \left(\frac{\partial p}{\partial x} + F_x \right) \\ v_y &= K_y \left(\frac{\partial p}{\partial y} + F_y \right) \\ v_z &= K_z \left(\frac{\partial p}{\partial z} + F_z \right) \end{aligned}$$

Se a ação vetorial F tem um potencial \bar{F} , isto é, pode ser representada por um gradiente (positivo ou negativo, dependendo da convenção), pode-se escrever:

$$\phi = (p + \bar{F}) \quad (3.11)$$

e então

$$V_x = K \frac{\partial \phi}{\partial x}$$

$$V_y = K \frac{\partial \phi}{\partial y} \quad (3.12)$$

$$V_z = K \frac{\partial \phi}{\partial z}$$

ou, sob a forma vetorial:

$$V = K \nabla \phi$$

Por outro lado, a equação da continuidade, vista no capítulo 2, pode ser escrita, no caso de fluidos incompressíveis:

$$\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0 \quad (3.13)$$

Substituindo a Eq.3.12 na Eq.3.13:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \quad (3.14)$$

ou

$$\nabla^2 \phi = 0$$

que é conhecida por equação de Laplace para fluxos tridimensionais. Qualquer função p ou ϕ que satisfaça a equação de Laplace é solução para o problema de fluxo, desde que as condições limites sejam observadas. Equações semelhantes a esta, de fluxo permanente, governam fenômenos de condução de calor e corrente elétrica, motivo pelo qual a analogia elétrica pode ser utilizada na resolução de fluxos permanentes.

A função p ou ϕ que satisfaz a Eq.3.14 é conhecida como função potencial. Ressalta-se que, uma vez que ela deriva da lei de Darcy, está submetida às mesmas restrições e, sendo aplicada ao caso de fluxo permanente, está baseada na hipótese de que a massa de solo contida no sistema está completamente saturada.

Resumidamente, a utilização da equação de Laplace implica na adoção das seguintes hipóteses:

- meio poroso isotrópico e homogêneo;
- vazios completamente preenchidos com água, e portanto meio totalmente saturado;
- não há consolidação ou expansão do meio poroso;
- fluido incompressível;
- fluxo laminar, validade da lei da Darcy.

Voltando ao caso de fluxo bidimensional (que corresponde à maioria dos casos aqui tratados), a equação de Laplace pode ser es-

crita:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = 0 \quad (3.15)$$

Esta equação representa duas famílias de curvas que se interceptam segundo um ângulo reto, conhecidas respectivamente por linhas de fluxo (ou de corrente) e linhas equipotenciais.

3.4 A Hidráulica em Meios Descontínuos

3.4.1 Comportamentos de Meios Fraturados

O meio com porosidade de fratura se identifica, de modo geral com maciços rochosos. O termo fratura é aqui empregado em seu sentido mais amplo, englobando descontinuidades de todos os tipos ou origens: juntas, diáclases, contatos; enfim, estruturas que constituam elementos de descontinuidade no meio analisado e representem caminhos privilegiados de percolação d'água.

Os maciços rochosos poderiam ser descritos como constituídos por uma matriz porosa, em geral, com porosidade de interstícios cuja permeabilidade é desprezível frente às altas permeabilidades das fraturas que cortam essa matriz. A comparação das medidas de permeabilidade efetuadas em matrizes rochosas, com aquelas considerando a existência de apenas uma fratura de abertura milimétrica apresentada por Louis (1969), Tabela 3.2, evidencia que a permeabilidade da matriz rochosa pode ser considerada desprezível frente a permeabilidade das fraturas.

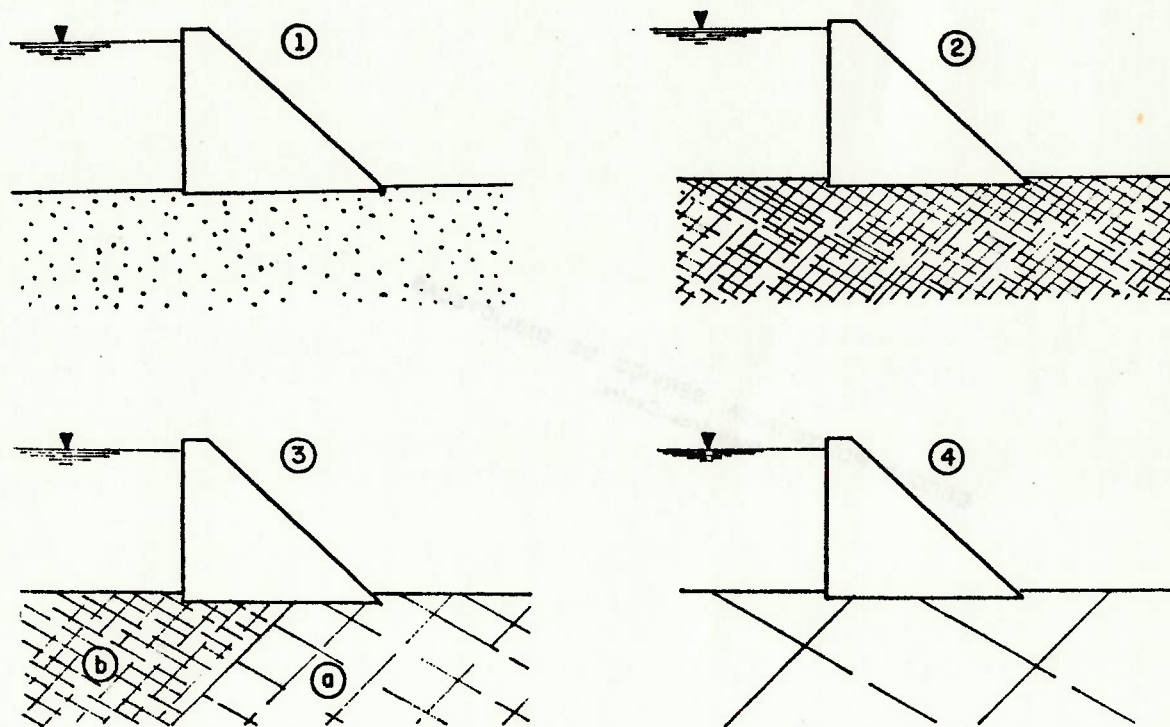
ROCHA		MACIÇO ROCHOSO COM UMA FRATURA POR METRO	
NATUREZA	PERMEABILIDADE DA MATRIZ K_p (CM/S)	ABERTURA DAS FRATURAS e (MM)	PERMEABILIDADE NA DIREÇÃO DAS FRATURAS K_f (CM/S)
1- CALCÁRIO	0,36 A 23×10^{13}	0,1	$0,7 \times 10^{-4}$
2-ARENITO CARBONÍFERO	0,29 A 6×10^{11}	0,4	$0,5 \times 10^{-2}$
DEVONIANO	0,21 A 2×10^{11}	0,7	$2,5 \times 10^{-2}$
3- GRANITO	0,5 A 2×10^{10}	1,0	$0,7 \times 10^{-1}$
4- XISTO	0,7 A $1,6 \times 10^{10}$	2,0	$0,6 \times 10^0$
5- CALCÁRIO	0,7 A 120×10^9	4,0	$0,5 \times 10$
6- DOLOMITA	0,5 A $1,2 \times 10^9$	6,0	$1,6 \times 10$

OBS.: $K_m = \frac{e}{b} K_f + K_p$

Tabela 3.2 - Comparação entre coeficientes de permeabilidade de algumas rochas e maciços rochosos fraturados (in Louis, 1969).

A permeabilidade global do meio corresponde à permeabilidade do conjunto de suas fraturas exceto em alguns casos tais como arenitos e rochas similares, cuja permeabilidade é definida pela porosidade intersticial.

Visto deste modo, os maciços rochosos são essencialmente heterogêneos, anisotrópicos e descontínuos. Entretanto, a consideração de meio contínuo ou descontínuo depende unicamente da escala relativa do fenômeno estudado e, segundo Louis (1974), do padrão de fissuramento caracterizado, por exemplo, pela distância média das fissuras elementares. Para melhor esclarecer acerca da questão de escala relativa, representa-se, na Fig.3.1 o mesmo problema hidráulico, porém para quatro meios distintos:



- (1) e (2) meio homogêneo, isotrópico e contínuo
 (3) meio heterogêneo, sendo (a) anisotrópico e descontínuo e (b) isotrópico e contínuo
 (4) meio homogêneo, anisotrópico e descontínuo

Fig. 3.1 — Consideração de homogeneidade, isotropia e continuidade de meios (Oliveira, 1981)

Segundo aquele autor, é lícito considerar um meio fissurado como contínuo, se a dimensão dos blocos elementares for desprezível frente às dimensões do problema considerado (casos 1 e 2) ou seja, se houver, a título ilustrativo, mais de 10000 fraturas numa seção plana qualquer. Por outro lado, se este número for da ordem de 100 ou 1000, o meio deve ser considerado descontínuo (caso 3). Num caso limite, se o número de fraturas for inferior a 10, cada fratura deve ser individualizada no modelo estudado (caso 4). Ressalta Louis que os números sugeridos são subjetivos e cada problema deve ser analisado cuidadosamente.

Franciss (1970), através de uma série de ensaios eletro-analógi-

cos definiu um critério para seleção da escala do tratamento matemático ou analógico a ser adotado. Sendo b o espaçamento médio entre fraturas e l a dimensão do espaço analisado, Franciss estabelece que, para $b/l < 0,1$ o modelo pode ser admitido contínuo; se $b/l > 0,1$, então há a exigência de um tratamento de modelo descontinuo.

Quer-se salientar que, as diretrizes aqui citadas são ilustrativas e que a questão de se tratar um maciço rochoso como meio contínuo ou descontínuo, em modelos de análise é um pouco mais complexa e leva em conta aspectos outros, principalmente relacionados à geologia estrutural do maciço. Nos itens 3.4.2 e 3.4.3 são tratadas mais sob o ponto de vista teórico as duas formas de abordagem do problema. Aspectos inerentes à própria natureza do maciço são considerados no capítulo 4.

3.4.2 Leis de Escoamento em Fraturas

Devido a própria estrutura dos maciços rochosos, o elemento fundamental em hidráulica das rochas são as fraturas. Um estudo sistematizado deveria pois analisar os fenômenos intervenientes à escala da fratura, abstraindo-se o maciço, podendo este ser considerado como um conjunto de fraturas elementares. O problema, no seu conjunto, mostra-se complexo e praticamente insolúvel. Sua abordagem é possível se feita em etapas, começando por se considerar inicialmente uma única fratura. A primeira etapa é, portanto, o estudo das leis de percolação em uma fratura elementar em regime laminar e turbulento. Neste estudo vários parâmetros precisam ser considerados, tais como rugosidade, continuidade, preenchimento, espessura. Na escala do maciço é fundamental a consideração de parâmetros tais como espaçamento entre fraturas (ou grau de fraturamento) e a orientação dos sistemas de fraturas.

A partir destes resultados, tornar-se-ia então possível, procedendo de etapa em etapa, isto é, integrando-se as leis de percolação ao conjunto do sistema fraturado, determinar a distribuição do potencial hidráulico no maciço.

Como já mencionado, ao contrário dos meios porosos contínuos, os meios descontínuos só mais recentemente têm sido objeto de estudo por parte de pesquisadores. Tais estudos fizeram parte de um intenso programa de pesquisa sobre a hidráulica das rochas, iniciados na Universidade de Karlsruhe (Alemanha Federal) e prosseguidos pelo Imperial College, em Londres. O programa teve como objetivo inicial, analisar as propriedades e características hidráulicas dos maciços rochosos fraturados, estudar os fenômenos de escoamento e seus efeitos e finalmente explicar o comportamento dos maciços submetidos à ação da água subterrânea (Louis, 1974).

Já há algum tempo tem sido reconhecida a grande importância que um sistema de fraturas desempenha no comportamento hidrogeológico e geotécnico de maciços rochosos. No caso de maciços com matriz rochosa pouco porosa e próxima de impermeável, apenas o sistema de fraturas influi nos parâmetros hidrogeotécnicos. Talvez por tal razão, um maior número de pesquisas tenha sido dedicado

à caracterização de escoamentos em fraturas. No caso de matriz rochosa permeável, o problema pode ser tratado com a superposição de dois meios distintos, submetidos às mesmas condições de contorno: um correspondente ao sistema de fraturas e outro a matriz rochosa (Celestino, 1986).

As primeiras investigações sistematizadas acerca de fluxo em rochas fraturadas foram elaboradas por Lomize (1951). Em seu trabalho, Lomize considerou os principais parâmetros condicionantes do fluxo estabelecido em um maciço rochoso, quais sejam, posição das fraturas, sua largura, rugosidade das paredes bem como forma e estrutura das mesmas. Para tanto, o pesquisador russo fez uma série de ensaios estudando o fluxo através de juntas de geometria variada conforme ilustrado na Fig. 3.2 abaixo.

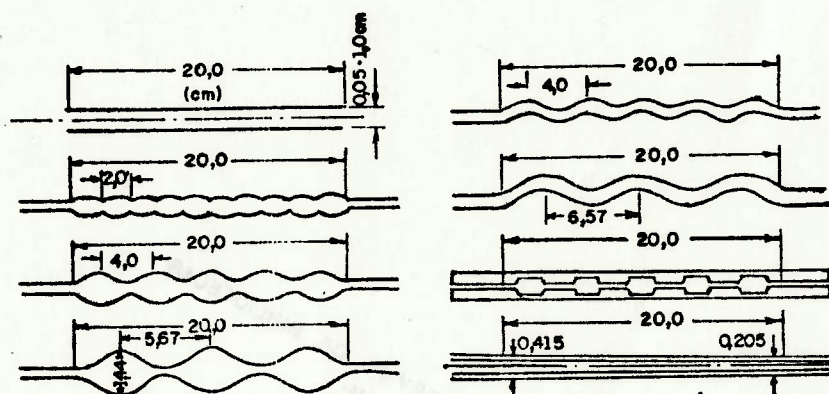


Fig. 3.2 — Diferentes formas de fraturas ensaiadas por Lomize (Louis, 1969)

Louis (1969), tratando do problema de percolação em fraturas, traz um breve histórico da evolução dos estudos neste campo. Segundo ele, já o livro texto de Romm (1966), fazia considerações acerca da percolação de fluidos e gases em rochas fraturadas bem como em relação a poços em meios porosos e fraturados. Seu objetivo principal entretanto era voltado para a área de petróleo. Louis menciona também Ollos (1961) que, preocupado com problemas de abastecimento urbano também fez experimentos, assimilando a rocha fraturada a um modelo de tubos PVC, com diâmetro e espaçamento constante numa tentativa de determinar a vazão que saía do sistema. Ollos entretanto não fez quaisquer considerações teóricas sobre o fenômeno, no sistema em questão, além de pressupor perfeita analogia entre o modelo em PVC e o meio fraturado. Não foi estudada a influência da direção, diâmetro ou espaçamento dos tubos no fluxo. Seus resultados portanto, afirma Louis, podem ser encarados como limitados. Barenblatt e Scheltow (1960), tentaram descrever o fluxo em maciço por meio de considerações simplificadas, admitindo a rocha e as fraturas como dois sistemas permeáveis independentes, homogêneos e isotrópicos para efeito de fluxo. Associando a cada um dos meios coeficientes de permeabilidade equivalente K_1 e K_2 , os autores aplicaram a conhecida lei de Darcy a ambos os sistemas. Entretanto, como argumenta Louis este modelo somente seria aplicável a casos particulares de rochas extremamente fraturadas, pois sempre que houvesse um ou mais sistemas de fraturas determinantes de permeabilidade do maciço, ele teria que ser tratado como anisotrópico. Bogomolov

considerou a rocha como uma rede de tubos formada pelas juntas à qual ele aplicou uma lei desenvolvida por Krasnopolsk: $V = K_f \sqrt{I}$ onde V é velocidade média do fluxo, I , gradiente hidráulico e K_f um coeficiente que depende da geometria da fratura. Também neste caso a lei é limitada, aplicando-se somente a alguns regimes de fluxo. Serafim e Del Campo (1965) desenvolveram, para uma rocha fraturada, com 3 famílias distintas de fraturas, um modelo de cálculo considerando 3 coeficientes de permeabilidade em direções paralelas às fraturas, e assumindo fluxo laminar. Não se considerou fluxo turbulento e as conclusões foram genéricas.

Louis (1969), através de estudos experimentais, procurou igualmente verificar a aplicabilidade de várias leis de escoamento existentes para fluxos em fraturas, ensaiando modelos de fratura de dimensões métricas constituídos a partir da sobreposição de duas lajes de concreto. Embora o modelo ensaiado diferisse daquele utilizado por Lomize, os resultados obtidos foram semelhantes. Mais recentemente Quadros (1982) fez também uma série de estudos experimentais ensaiando fraturas em maciço granítico, com diferentes rugosidades e os resultados, mais uma vez, mostram-se coerentes com os de Lomize e Louis.

Segundo Louis (1969), no estudo de escoamento em fraturas, três problemas básicos merecem ser investigados, objetivando esclarecer o fenômeno de modo mais abrangente e definitivo:

- descrição analítica do fluxo em fraturas lisas e rugosas, sem preenchimento;
- idem para fluxo em fraturas lisas com preenchimento;
- aplicação dos resultados teóricos ao fluxo em rochas.

3.4.2.1 Leis de escoamento em fraturas lisas ou rugosas sem preenchimento

O escoamento laminar de um fluido newtoniano numa fratura lisa pode ser analisado por analogia ao fluxo entre duas placas paralelas de abertura constante (Fig. 2.8) regido pela já vista lei de Poiseuille. Para fluxo turbulento, os resultados experimentais obtidos por Lomize (1951) e Louis (1969), são comparados nas Figs. 3.3 e 3.4, com as fórmulas empíricas estabelecidas para condutos circulares, através de um diagrama que relaciona o coeficiente de resistência λ , com o Re .

Em seu estudo Louis divide o fluxo laminar e turbulento, em 4 domínios de fluxo, nos quais o valor do coeficiente de resistência λ pode ser expresso como função de Re e da rugosidade relativa k/D_H . Tais limites determinam a validade das leis de escoamento (Fig. 3.5):

REGIME	DOMÍNIO	LEI DE ESCOAMENTO
hidraulicamente liso	1 e 2	$\lambda = f(Re)$
transição	3	$\lambda = f(Re, k/D_H)$
completamente rugoso	4	$\lambda = f(k/D_H)$

Tabela 3.3 - Domínios de fluxo segundo Louis (1969)

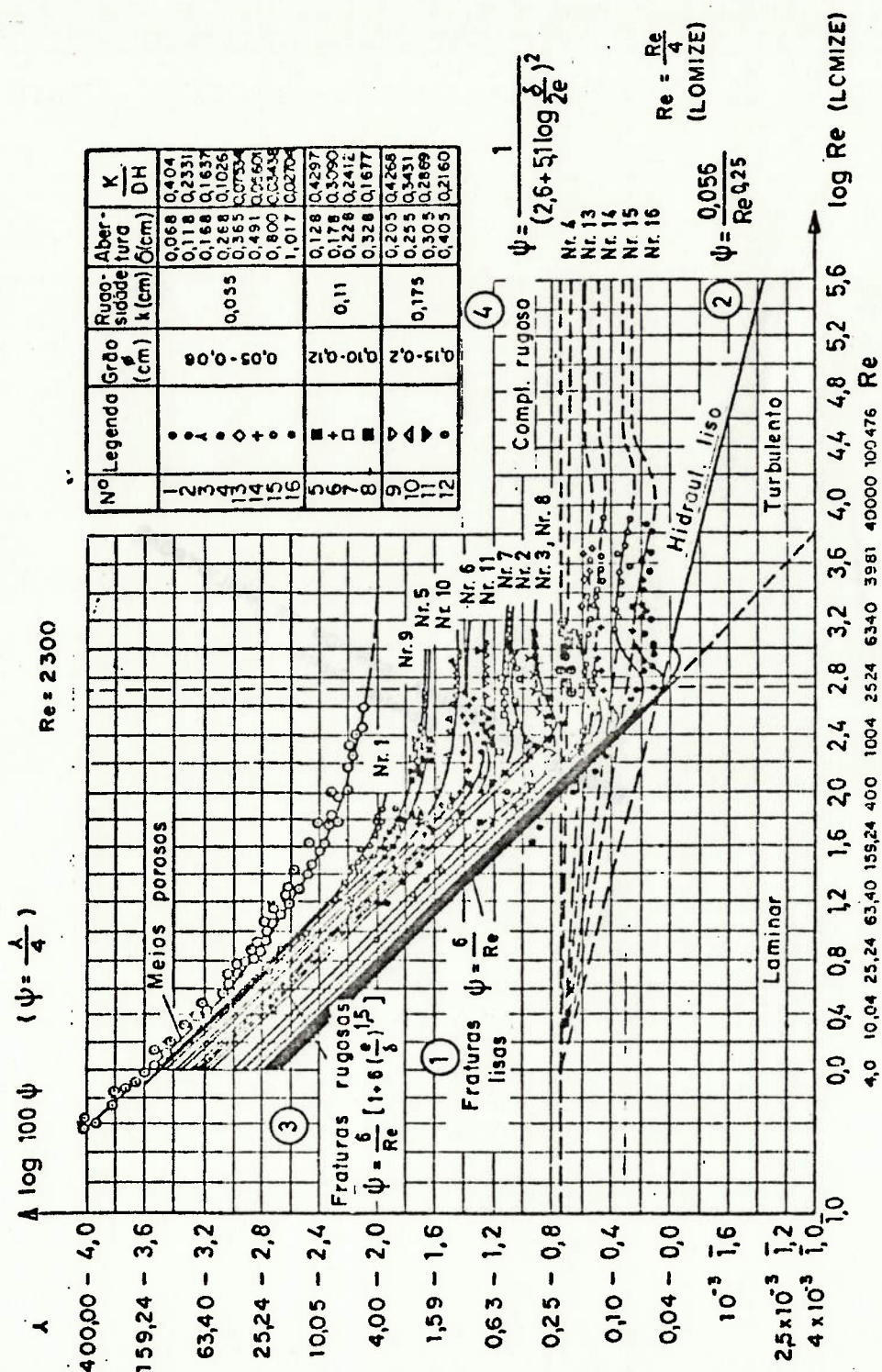


Fig. 3.3 — Resultados experimentais de Lomize (Lomize, 1951, in Louis, 1969). ψ corresponde a $\frac{\lambda}{4}$ e Re_{Lomize} corresponde a $\frac{Re}{4}$.

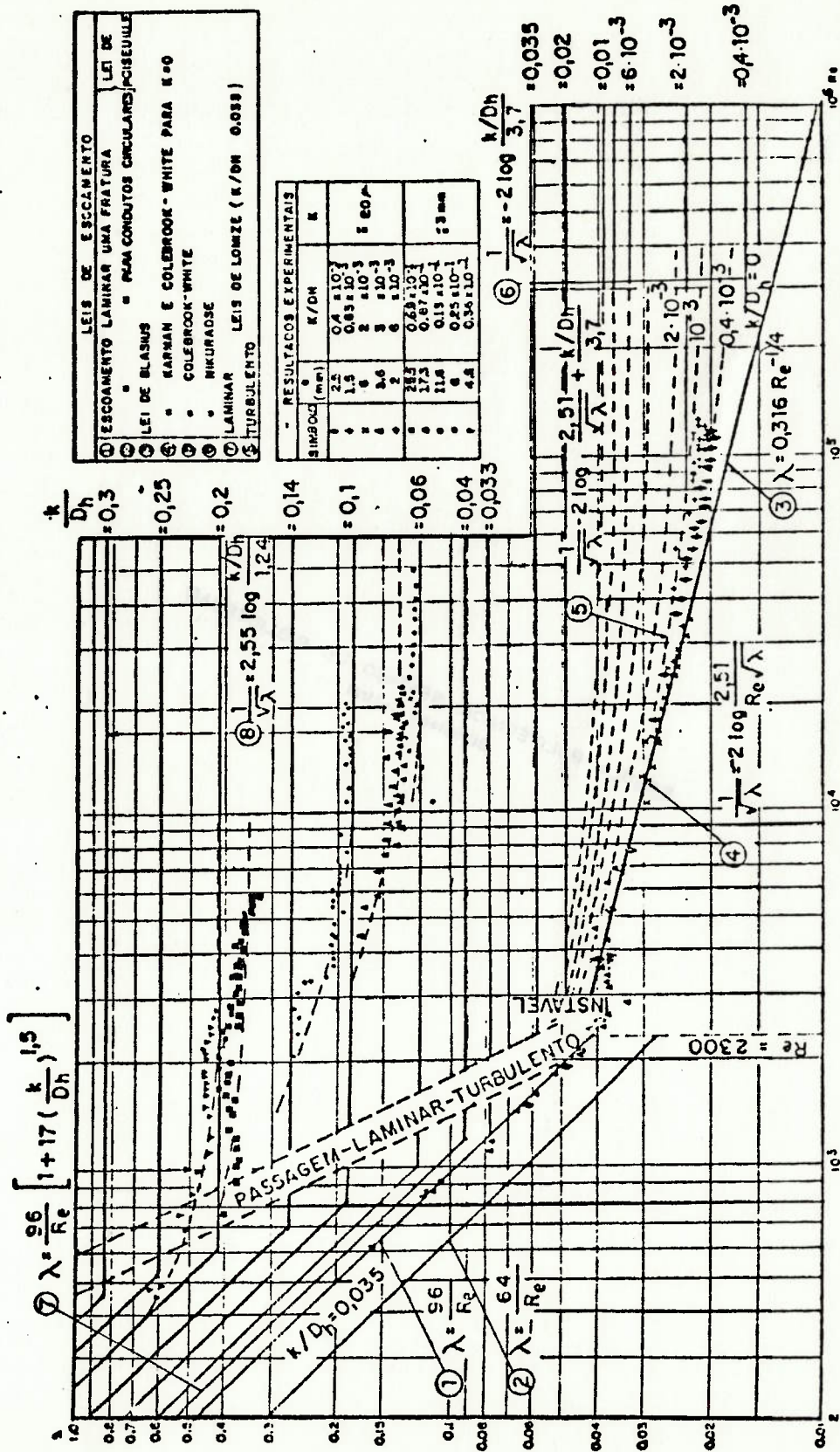


Fig. 3.4 — Leis de escoamento numa fratura e resultados experimentais de Louis (1969).

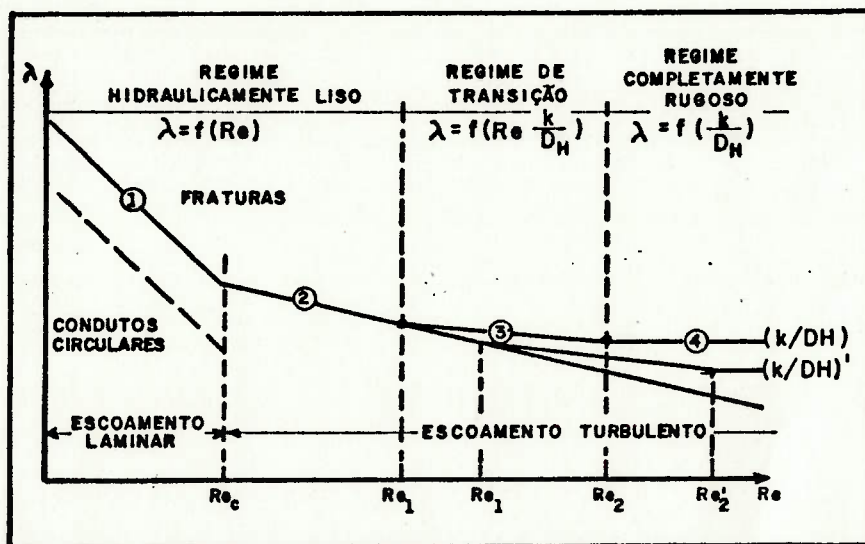


Fig. 3.5 — Esquemática das leis de escoamento e dos diferentes regimes de escoamento (Louis, 1969).

Os limites definidos através de Re entre os domínios 2 e 3 e domínios 3 e 4 (Re_1 , Re_2 ou Re_1' , Re_2') são funções da rugosidade relativa (respectivamente k/D_H e k/D_H').

Considerando o caso de $k/D_H < 0,033$ de fluxo paralelo tem-se:

a. no domínio 1, para Re aproximadamente igual ou inferior a 2300, todos os pontos obtidos por Louis (1969) estão situados numa mesma linha reta e são independentes do valor da rugosidade relativa (Fig.3.4). Pode-se concluir que, neste domínio, a rugosidade não desempenha nenhum efeito na perda de carga para fluxo laminar e esta perda é função apenas das propriedades do fluido. Se $k/D_H < 0,033$, é aplicável a lei de Poiseuille (linha 1, Figs.3.4 e 3.5). Neste caso as leis de resistência para fluxo em placas e tubos conforme Eqs.2.19 e 2.23 são respectivamente

$$\lambda = \frac{64}{Re} \quad e \quad \lambda = \frac{96}{Re}$$

b. no domínio 2, para Re acima de 2300 é aplicável a lei de Blasius (linha 3) ou a lei de Karman (linha 4).

$$\lambda = 0,316 Re^{-1/4}$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}}$$

c. o domínio 3 corresponde a uma região de transição entre os regimes hidraulicamente lisos e completamente rugosos, onde a perda de carga é função tanto de Re como da rugosidade relativa. Neste domínio considera-se aplicável a equação de Colebrook e White (linha 5).

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log \left\{ \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} - \frac{k/D_H}{3,7} \right\}$$

Nesta equação, quando k tende a zero, o segundo termo dentro dos colchetes pode ser desprezado e a lei de Colebrook-White identifica-se com a lei de Karman. Por outro lado se Re for muito elevado, o primeiro termo é que pode ser desprezado e a equação acima se identifica com aquela proposta por Nikuradse para regime completamente rugoso (linha 6).

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log \frac{k/D_H}{3,7}$$

- d. o regime completamente rugoso ocorre para valores elevados de Re e k/D_H e o coeficiente de resistência λ depende apenas deste último fator, ou seja da altura das asperezas, sendo independente das propriedades do fluido. Neste caso é aplicável a equação de Nikuradse.

Se porém $k/D_H > 0,033$ (fluxo não paralelo) a lei de escoamento proposta por Louis (1969) é, para regime laminar:

$$\lambda = \frac{96}{Re} \{1 + 8,8 (k/D_H)^{1,5}\} \quad (3.16)$$

Anteriormente a Louis, Lomize (1951) já havia proposto a utilização de um fator para fazer face a influência da rugosidade das paredes da fratura. Segundo ele:

$$\lambda = \frac{96}{Re} \{1 + 17 (k/D_H)^{1,5}\} \quad (3.17)$$

Quadros (1982) ensaiando fraturas com diferentes rugosidades, produzidas artificialmente em corpos de prova de granito compacto, obtidos a partir de testemunhos de sondagens obteve:

$$\lambda = \frac{96}{Re} \{1 + 20,5 (k/D_H)^{1,5}\} \quad (3.18)$$

Segundo Quadros, as três constantes 8,8, 17 e 20,5 estão associadas às perdas de carga que se desenvolvem durante o escoamento e portanto à natureza do material que está sendo ensaiado. Para valores de $k/D_H < 0,033$ o valor da constante é praticamente o mesmo nas três equações,

Ainda para a relação $k/D_H > 0,033$, porém para regime turbulento, Louis propõe:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log \frac{k/D_H}{1,9} \quad (3.19)$$

enquanto Lomize havia chegado a:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2,55 \log \frac{k/D_H}{1,24} \quad (3.20)$$

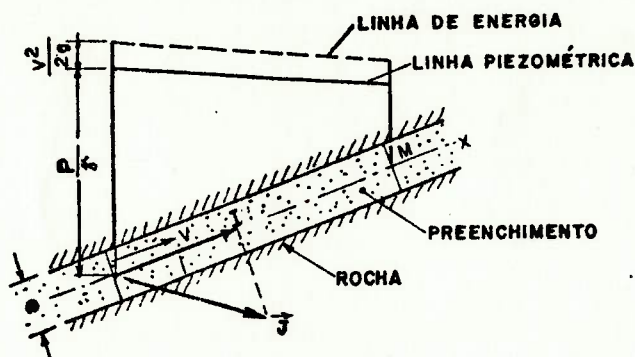
Estas últimas equações estão ilustradas respectivamente nas Figs 3.3 e 3.4.

3.4.2.2 Leis de escoamento em fraturas com preenchimento

Muito frequentemente, as fraturas, na natureza, apresentam preenchimento constituído pelos mais diferentes materiais, quais sejam, argila, areias, fragmentos de rocha, etc. provenientes de alteração, ação tectônica ou do carreamento de partículas promovido pela percolação das águas. Segundo Louis, em tais casos o fluxo nas fraturas pode ser descrito pela conhecida lei de Darcy considerando-se fluxo laminar.

Também neste caso a permeabilidade da rocha é sensivelmente inferior a do preenchimento, podendo ser desprezada. O fluxo é governado pela geometria das fraturas. Para o caso nos quais a permeabilidade da rocha e do preenchimento são comparáveis, a fratura não influencia no fluxo e o maciço pode ser tratado como um meio contínuo, sendo o escoamento descrito pela teoria de fluxo em meios porosos.

Considerando uma fratura de espessura constante, preenchida por material conhecido homogêneo e isotrópico, de permeabilidade (Fig.3.6), Louis estabelece, de acordo com a lei de Darcy:



$$V = K_f I_i$$

Fig. 3.6 — Fluxo paralelo em fraturas com preenchimento

de onde pode-se determinar a vazão unitária:

$$Q = e K_f I_i$$

Se as fraturas têm um espaçamento b_i , então a permeabilidade equivalente do maciço K_m , com juntas na direção i é:

$$K_m = \frac{e}{b_i} K_f$$

A fig.(3.7) mostra a permeabilidade de uma rocha fraturada,

calculada para dois casos. No primeiro admitiu-se que a fratura é sem preenchimento e o fluxo laminar. No segundo caso, as fraturas são preenchidas com materiais de diferentes permeabilidades.

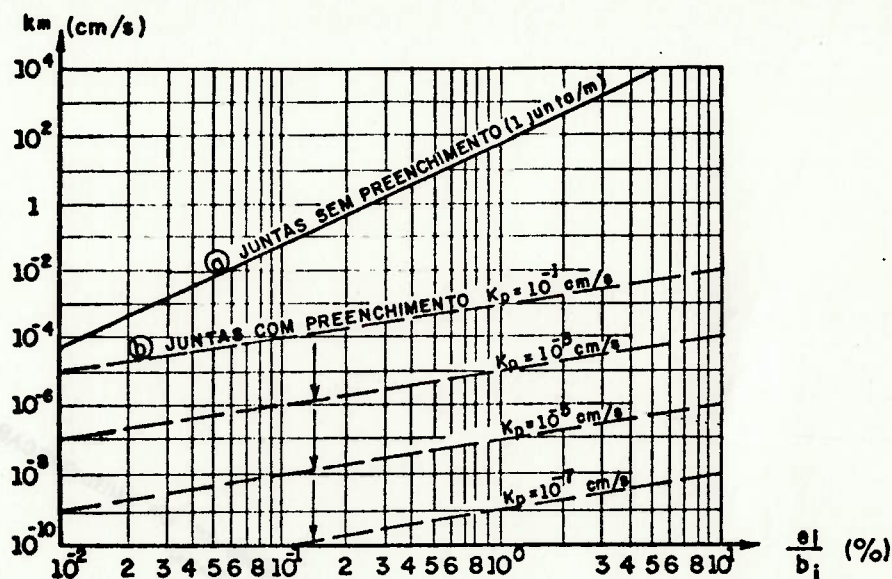


Fig. 3.7 — Permeabilidade da rocha como função da ocorrência de fraturas (Louis-1969)

Compilação das leis e limite de validade:

Dos estudos apresentados, Louis (1969) concluiu que:

- o fluxo é considerado paralelo para valores de rugosidade relativa inferiores a 0,033 ($k/D_H < 0,033$).
- este fluxo pode ser dividido em quatro domínios conforme Fig. 3.5. O domínio 1 de fluxo laminar, é denominado hidraulicamente liso. A região de fluxo turbulento é subdividida em domínio 2, também chamada hidraulicamente liso, domínio 3, zona de transição e domínio 4, completamente rugoso.
- por simplicidade, a zona de transição, domínio 3, não é considerada na aplicação de leis de fluxo em problemas de hidráulica de maciços rochosos. Tal hipótese é justificável, uma vez que tal zona é relativamente pequena e pode ser aproximada à equação de Nikuradse.
- o limite entre estes domínios depende da rugosidade relativa e de Re . A Fig. 3.8 ilustra tais limites. A transição entre fluxo laminar e turbulento foi admitida como $Re = 2300$ com base em resultado de ensaios e informações da literatura. O limite entre hidraulicamente liso e completamente rugoso foi determinado de acordo com Schlichting(1965). O limite entre fluxo paralelo e não paralelo é caracterizado por uma linha reta horizontal correspondente a $k/D_H = 0,033$. Finalmente a transição entre fluxo não paralelo laminar e turbulento foi fixada a partir de Lomize (1951).

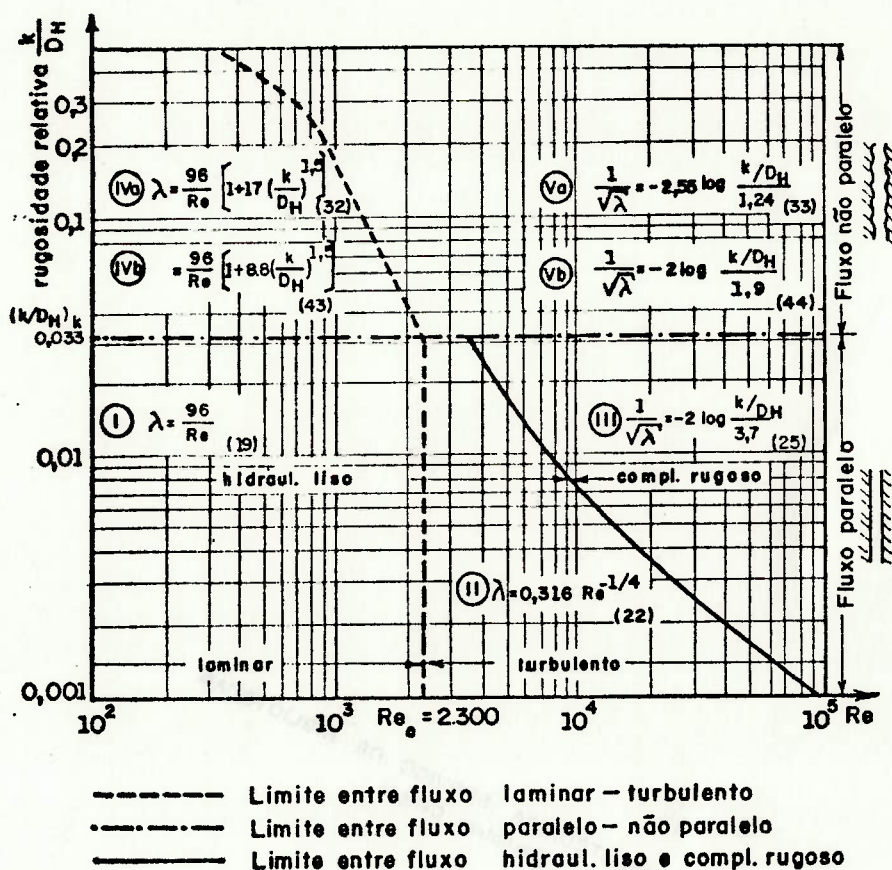


Fig. 3.8 — Compilação das diferentes leis de fluxo e seus limites de validade (Louis, 1969)

Há que se ressaltar que, embora na Fig.3.8 tenha sido assumido $Re = 2300$ como transição entre fluxos laminar e turbulento, este valor é válido para fraturas lisas sendo bem reduzido em função da sua rugosidade absoluta. Quadros (1982), ao ensaiar fraturas com três rugosidades diferentes (polidas, rugosas e muito rugosas) mostrou que o aumento da rugosidade absoluta implica em um aumento do valor de λ para um mesmo Re . De modo geral, para $k/D_H > 0,033$, os pontos experimentais mostraram que o fluxo entra em regime turbulento para valores de Re bem inferiores. Enquanto, em fraturas polidas este valor oscilou em torno de 2000, próximo ao teórico, nas fraturas rugosas esteve da ordem de 200, caindo acentuadamente para as muito rugosas. O próprio Louis (1969) já havia proposto um valor para Re de 100 neste último caso.

Quadros enfatiza que Re , extensivamente empregado nos estudos de escoamento em condutos de seção circular, torna-se precário para a indicação do regime de fluxo em fraturas, estando as maiores dificuldades ligadas à determinação de D_H que representa uma relação entre área e perímetro quase sempre mal definidos, e à própria consideração da velocidade média que varia significativamente em função das variações de abertura e rugosidade das fraturas.

As leis de fluxo, válidas para cada uma das regiões estão sintetizadas na Tabela 3.4. Para uma aplicação destas leis, no

quadro são também fornecidas as correspondentes relações entre vazões e gradientes.

Escoamento Paralelo $k/D_H \leq 0,033$	LEIS DE ESCOAMENTO		VAZÕES (por unidade de largura de escoamento)
	Laminar	I) $\lambda = \frac{96}{Re}$ (POISEUILLE)	
Turbulento	II) $\lambda = 0,316 Re^{-\frac{1}{4}}$ (BLASIUS)		$Q = \left[\frac{g}{0,079} \left(\frac{2}{\nu} \right)^{\frac{1}{4}} e^3 J \right]^{\frac{4}{7}}$
	III) $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{k/D_H}{3,7}$ (NIKURADSE)		$Q = 4 \sqrt{g} \left(\log \frac{3,7}{k/D_H} \right)^{1,5} \nu J$
Escoamento não Paralelo $k/D_H > 0,033$	Laminar	IV-a) $\lambda = \frac{96}{Re} \left[1 + 17 \left(\frac{k}{D_H} \right)^{1,5} \right]$ (LOMIZE)	$Q = \frac{g}{12\nu \left[1 + 17 \left(\frac{k}{D_H} \right)^{1,5} \right]} e^3 J$
	Laminar	IV-b) $\lambda = \frac{96}{Re} \left[1 + 8,8 \left(\frac{k}{D_H} \right)^{1,5} \right]$ (LOUIS)	$Q = \frac{g}{12\nu \left 1 + 8,8 \left(\frac{k}{D_H} \right)^{1,5} \right } e^3 J$
	Turbulento	V-a) $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2,55 \log \frac{k/D_H}{1,24}$ (LOMIZE)	$Q = 5,11 \sqrt{g} \left(\log \frac{1,24}{k/D_H} \right) e^{1,5} \nu J$
	Turbulento	V-b) $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{k/D_H}{1,9}$ (LOUIS)	$Q = 4 \sqrt{g} \left(\log \frac{1,9}{k/D} \right) e^{1,5} \nu J$

Tabela 3.4 — Leis de escoamento e vazões correspondentes (Louis, 1969)

3.4.2.3 Aplicação dos resultados teóricos à determinação de potenciais em fraturas

Além do estudo das leis de fluxo em fraturas, Louis (1969) tratou também da determinação de potenciais em meios fraturados, apresentando dois métodos para se estabelecer a distribuição de pressões no meio, sendo um gráfico e outro analítico.

Para aplicação do método gráfico duas situações foram consideradas. Num primeiro caso, o escoamento é governado por um sistema de fraturas principal, S1, enquanto no sistema de fraturas S2 praticamente não há fluxo (Fig. 3.9).

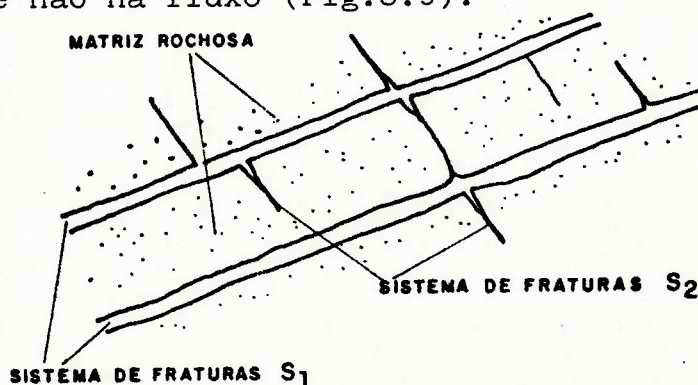


Fig. 3.9 Sistemas de fraturas principal (S1) e secundário (S2) (Louis, 1969).

A segunda situação corresponde a um maciço com dois sistemas de fraturas igualmente determinantes do fluxo (Fig.3.10).

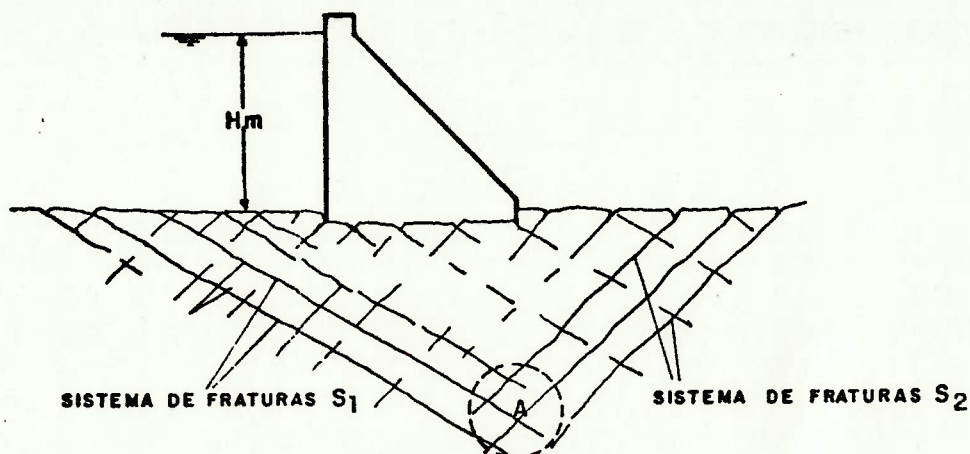
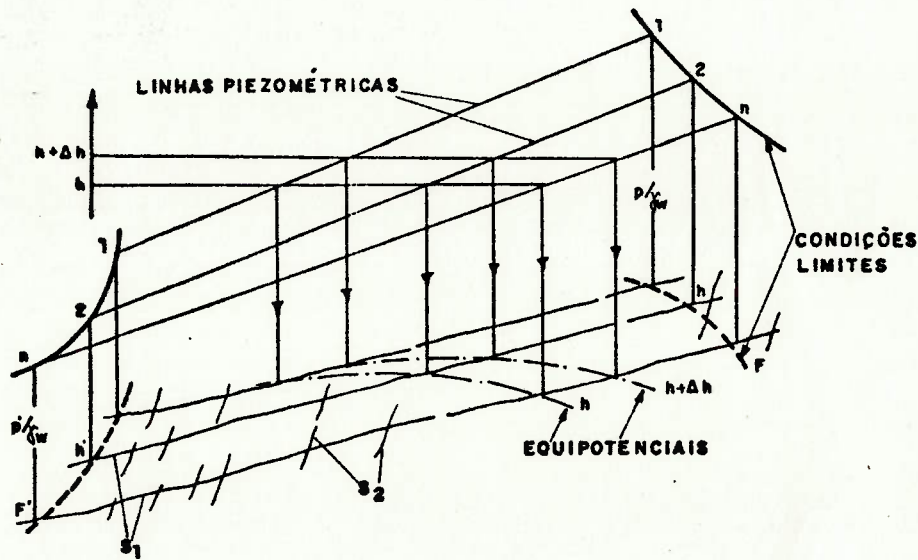
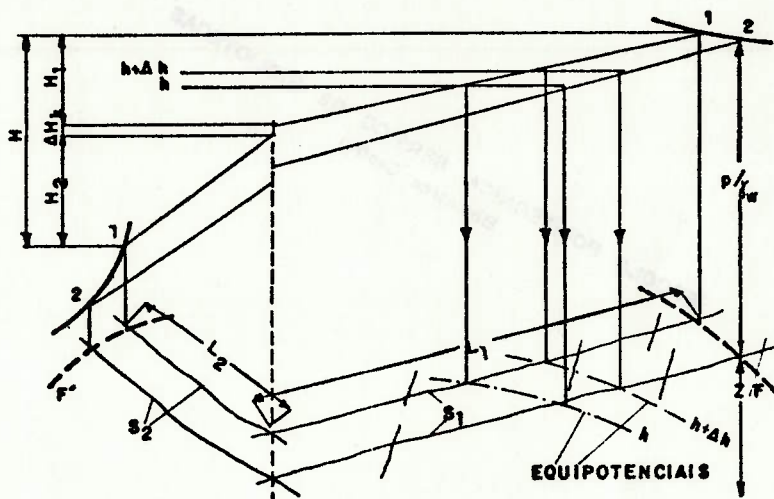


Fig. 3.10 Sistemas de fraturas principais S_1 e S_2 (Louis, 1969)

O método de determinação dos potenciais é válido tanto para fluxo laminar como turbulento, assumindo-se entretanto regime permanente (validade da equação da continuidade) e espessura de fratura constante. Deste modo, tanto a velocidade como a resistência ao fluxo (perdas) também são constantes, e a linha piezométrica é uma linha reta, podendo ser desenhada desde que as condições de fronteira sejam conhecidas. Uma vez determinada as linhas piezométricas, suas projeções sobre os traços das feições permitiram traçar as linhas equipotenciais.



(a)



(b)

Fig. 3.11 Método gráfico para determinação de equipotenciais
(Louis, 1969)

No segundo caso (Fig.3.11.b) as perdas de carga Δh_1 e Δh_2 precisam ser inicialmente determinadas. Uma vez que a resistência ao fluxo em uma fratura é constante, pode-se escrever:

$$\Delta h_1 = C_1 L_1$$

$$\Delta h_2 = C_2 L_2$$

onde C_1 e C_2 são coeficientes que levam em conta as diferentes geometrias das fraturas e o tipo de fluxo. Mas:

$$\frac{\Delta h_1}{\Delta h_2} = \frac{C_1 L_1}{C_2 L_2}$$

$$\frac{\Delta h_1}{\Delta h_2} = \frac{C_1 L_1}{C_2 L_2}$$

$$\Delta h_1 + \Delta h_2 = \Delta h - \Delta h_{loc} \quad (3.21)$$

$$\frac{\Delta h_1}{C_1 L_1} = \frac{\Delta h_2}{C_2 L_2} = \frac{\Delta h_1 + \Delta h_2}{C_1 L_1 + C_2 L_2}$$

$$\frac{\Delta h_1}{C_1 L_1} = \frac{\Delta h_2}{C_2 L_2} = \frac{\Delta h - \Delta h_{loc}}{C_1 L_1 + C_2 L_2}$$

Então

$$\Delta h_1 = \frac{1}{1 + \frac{C_2 L_2}{C_1 L_1}} (\Delta h - \Delta h_{loc})$$

$$\Delta h_2 = \frac{1}{1 + \frac{C_1 L_1}{C_2 L_2}} (\Delta h - \Delta h_{loc})$$

O termo Δh_{loc} corresponde a uma perda de carga localizada e segundo Louis, sendo menor que $V^2/2g$ pode ser desprezado, embora se necessário, possa ser determinado pela teoria de perdas localizadas em tubulações.

Se as espessuras das juntas dos dois sistemas for igual, então $C_1/C_2 = 1$. Se entretanto elas foram diferentes, a relação pode ser determinada impondo-se a condição de continuidade. Louis cita o exemplo de fluxo hidraulicamente liso onde $\lambda = f(Re)$:

$$\frac{q}{12\nu} e_1^3 I_1 = \frac{q}{12\nu} e_2^3 I_2$$

ou

$$e_1^3 \frac{\Delta h_1}{L_1} = e_2^3 \frac{\Delta h_2}{L_2}$$

Considerando as equações acima

$$\Delta h_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{e_1}{e_2}\right)^3 \frac{L_2}{L_1}} (\Delta h - \Delta h_{loc})$$

$$\Delta h_2 = \frac{1}{1 + \left(\frac{e_2}{e_1}\right)^3 \frac{L_1}{L_2}} (\Delta h - \Delta h_{loc})$$

O cálculo seria similar para outras condições de fluxo.

Se, por outro lado, a região de interseção de fraturas é maior, a aplicação do método gráfico torna-se inviável e Louis recomenda a utilização do método analítico. Ainda se referindo ao problema plano, o método proposto por Louis, possibilita considerar condições de contorno e geometria de fraturas diversas (posição, direção, espaçamento, espessura, persistência, etc).

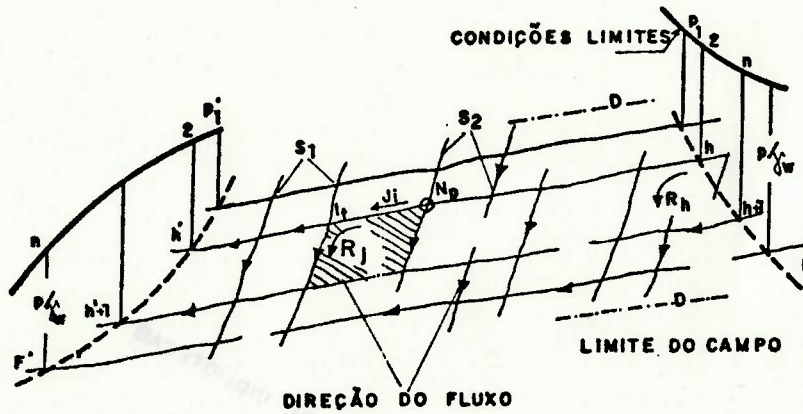
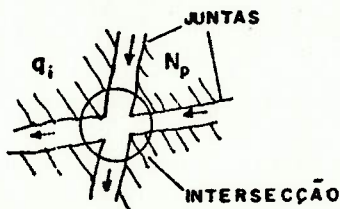


Fig. 3.12 Método analítico (Louis, 1969)

A determinação dos potenciais exige, previamente:

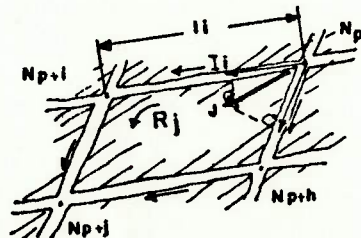
- fixação das condições de contorno, seja quanto à geometria, seja em relação às cargas piezométricas;
- estabelecimento da direção provável de fluxo para todas as seções de comprimento l_i , de forma coerente com as condições de contorno já estabelecidas;
- observação da condição de continuidade, impondo-se em todas as interseções de fraturas, somatória de vazões nula:



$$\sum q_i = 0; \quad p = 1 \dots n \quad (3.22)$$

(N_p)

- imposição de perdas de carga nula em um circuito fechado arbitrário da malha formada pelas fraturas:

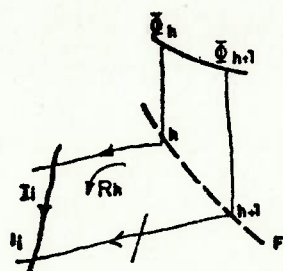


$$\sum l_i R_j = 0; \quad j = 1 \dots m \quad (3.23)$$

(R_j)

Para tanto fixa-se um sentido de rotação e quando a direção do fluxo e da rotação fixada coincidem, o produto $l \cdot j$ é positivo; caso contrário ele é negativo;

- e. imposição de uma condição semelhante ao item d anterior, para as linhas de fronteira:



$$\sum l_i I_i = \phi_h - \phi_{h+1}; \quad h = 1 \dots p \quad (3.24)$$

(R_h)

- f. para a região considerada como um todo, a perda de carga total deve ser igual à diferença de potencial entre os pontos inicial e final:

$$\sum l_i I_i = \phi_h - \phi_h' \quad (3.25)$$

As Eq.3.22 a 3.25 levam a um sistema de $n+m+p+1$ equações a $n+m+p+1$ incógnitas podendo-se desta forma determinar os valores dos gradientes I_i .

Louis ressalta alguns aspectos:

- as perdas devido a mudança de energia cinética foram desprezadas nestas considerações em função de ser assumida espessura constante das fraturas;
- ainda que ocorram perdas de energia cinética em função da mudança de direção do fluxo, elas também são muito reduzidas e poderiam ser desprezadas;
- a dificuldade do método está em determinar exatamente qual das leis explicitadas na Tabela 3.4 rege o fluxo na fratura, uma vez que o gradiente é desconhecido. De uma forma generalizada, todas aquelas leis podem ser escritas sob a forma

$$Q = K_i I_i^\alpha$$

Louis sugere então que se faça um cálculo iterativo onde, inicialmente o fluxo é tomado laminar em todas as feições. Uma vez determinados os valores I_i e conhecendo-se as espessuras das fraturas é possível se determinar o regime de fluxo na mesma. Se o regime de fluxo resultar laminar, a solução inicial está correta. Se por outro lado, o fluxo for turbulento para algumas fraturas o processo é retomado, adotando-se a equação de fluxo correta para estas feições.

Determinados os valores I_i como descrito, é possível se chegar aos potenciais procurados. Em outro trabalho posterior, Louis (1974) tratou especificamente do problema tridimensional, que entretanto não será aqui incluído, tendo em vista o objetivo pretendido.

3.4.3 Aproximação de Meios Fraturados a Meios Contínuos

Nos estudos de escoamento em meios fraturados, tais como os de Louis (1969) relatado anteriormente, o elemento básico condicionante da percolação no meio é a fratura. Nestes estudos, tais elementos são tratados de modo ideal, isto é, a fratura é indivi

dualizada, admitindo-se que possua grandes dimensões laterais frente à escala do problema, persistência, espessura constante ou de variação uniforme, rugosidade e preenchimento bem caracterizados, etc. O problema surge entretanto, quando o número de feições aumenta e suas características fogem das condições ideais. Enquanto o fluxo através de fraturas extensivas pode ser tratado por aquelas teorias, tal procedimento torna-se impraticável à medida que o número de fraturas se torna elevado, ou quando as fraturas se apresentam com dimensões limitadas (o que corresponde à maioria dos casos), não permitindo a aplicação direta daqueles conceitos. A existência de fraturas extensivas, im-prime à permeabilidade do maciço um caráter de meio contínuo anisotrópico (Snow, 1965 in Celestino, 1986) sendo possível, admitida válida a superposição de efeitos e introduzida uma representação tensorial para a condutividade hidráulica do meio, deduzir um tensor de permeabilidade que possibilite assemelhar o meio descontínuo a um meio contínuo. O mesmo não ocorre, porém para fraturas finitas. Neste caso uma fratura somente contribui para a permeabilidade do maciço, se for interceptada por outra hidráulicamente ativa e então deixa de valer o princípio da superposição de efeitos.

Por tais razões, a consideração de todas as fraturas individualmente torna-se quase impraticável, observando-se uma tendência de se assemelhar o meio fraturado a um meio homogêneo equivalente. Este assunto já tem sido tratado em vários trabalhos (Franciss, 1971; Louis, 1974; Rocha e Franciss, 1976; Vargas, 1977 e outros) tendo sido apresentada uma compilação destas ideias por Celestino (1986).

Uma das primeiras aproximações teóricas foi talvez o já citado trabalho de Serafim e Del Campo (1965) sobre "pressões intersticiais na rocha de fundação de barragens" (Vargas, 1977). Caracterizando inicialmente a lei de fluxo para uma fratura isolada, os autores estenderam o raciocínio para três sistemas de fraturas ortogonais entre si. A teoria apresentada faz uso da lei de Poiseuille (placas paralelas) para fluxo laminar, embora fosse suposto fluxo não permanente uma vez que a água foi admitida compressível. Foram consideradas ainda a variação da espessura das fraturas (função das tensões atuantes na fundação) e a importância da presença de ar no meio. Concluíram os autores que o tratamento matemático dado ao problema de percolação de água em maciços rochosos era preliminar e que estudos estatísticos referentes a abertura, espaçamento e orientação de fraturas, sua continuidade e preenchimento em muito auxiliariam na compreensão do fenômeno.

De fato, o desenvolvimento crescente observado nos processos de análise, principalmente no campo da análise numérica e os recentes progressos que vem sendo feitos no campo das investigações hidrogeotécnicas (ver capítulo 4) constituem ferramental importante para possibilitar avanços sensíveis nesta direção.

A aproximação de um meio fraturado a um meio homogêneo contínuo entretanto não pode ser feita apenas em função de uma atraente simplicidade. Necessário se faz que algumas condições sejam observadas para que tal aproximação seja válida. Considerando um

volume crescente do meio fraturado, a permeabilidade do mesmo varia bruscamente a medida em que é feita a inclusão de uma nova fratura ou uma nova porção da matriz rochosa (Fig.3.13). A partir de certo ponto, estas novas inclusões não afetam mais de forma sensível, o valor médio da permeabilidade do meio e este volume é então definido como volume elementar representativo.

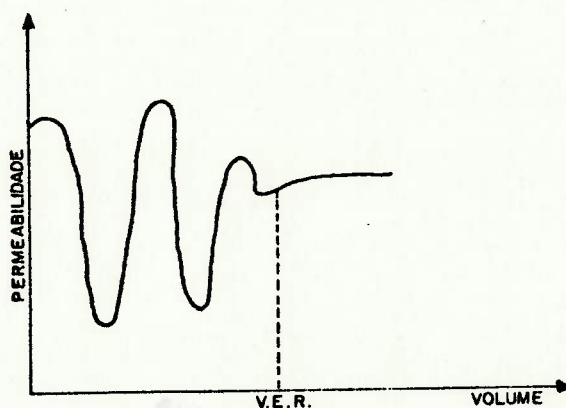


Fig. 3.13-Definição de volume elementar representativo (Celestino, 1986)

Este volume deve ser tal que suas dimensões sejam reduzidas o suficiente para que o gradiente, em seu interior seja constante, e grandes o suficiente para englobar todas as feições condicionantes, na escala da obra (Celestino, 1986).

Sendo válida a aproximação a meio homogêneo é também válida a lei de Darcy. As propriedades hidrogeotécnicas do maciço (mais especificamente sua condutividade hidráulica) passam a ser representadas de modo tensorial. Obriga-se assim a se determinar para o meio, não mais 1 parâmetro (coeficiente de permeabilidade), mas 6 parâmetros (tensor de permeabilidade) que representam, em valor e direção, a permeabilidade maior, intermediária e menor do maciço rochoso. A lei que rege o fenômeno pode então ser escrita:

$$\{Q_i\} = \{K_{ij}\} \{I_j\}$$

ou, em linguagem menos compacta:

$$\begin{bmatrix} Q_x \\ Q_y \\ Q_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{xz} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{yz} \\ K_{zx} & K_{zy} & K_{zz} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} I_x \\ I_y \\ I_z \end{bmatrix}$$

A dificuldade passa então a ser não mais o método analítico que, como foi dito no início do capítulo corresponde a um campo bastante estudado, mas sim a determinação dos parâmetros hidráulicos tratados de forma compatível com o enfoque a ser dado. A de-

terminação matemática do tensor de permeabilidade associado a um sistema de fraturas tem sido tratada por vários autores. Entre outros, Celestino (1986) menciona Romm e Pozinenko (1963); Snow (1965); Parsons (1965) e Quadros (1986). Sob o enfoque de investigação geotécnica no campo, Louis (1974), Franciss e Rocha (1976) e mais recentemente Hsieh et al (1983, in Celestino, 1986), Correa F. (1985), Andrade (1986) e outros têm apresentado novas concepções que possibilitem uma caracterização mais adequada da condutividade hidráulica de maciços rochosos. Este assunto será retomado no capítulo 4.

3.5 Compilação dos Conceitos

Neste capítulo buscou-se principalmente:

- a. caracterizar, sob o ponto de vista hidráulico, os maciços naturais, evidenciando os diferentes comportamentos de meios porosos contínuos e descontínuos, frente ao problema da percolação de água;
- b. mostrar as diversas abordagens dos tratamentos teóricos dispensados ao estudo do escoamento de água nestes meios, em função daquele comportamento diferenciado. Salientar os limites de validade destas análises, tendo em vista sua aplicação a métodos de avaliação de subpressão abordados em capítulo subsequente;
- c. evidenciar a atual tendência dos estudos relativos a escoamentos em meios fraturados, que os associa a meios contínuos. Este assunto, ao contrário de estar esgotado, merece todo o empenho de técnicos e pesquisadores, seja a nível de desenvolvimento teórico dos estudos, seja em relação as investigações de campo.

Sob este enfoque, e tendo em vista os conceitos anteriormente apresentados depreende-se:

- a. como já sabido, o fluxo de água em meios porosos contínuos encontra-se bem caracterizada, através da equação da continuidade e lei de Darcy, desde que observadas as condições de homogeneidade e saturação do meio e de linearidade entre velocidades e gradientes do fluxo (regime laminar);
- b. com relação aos meios descontínuos, duas abordagens são possíveis, quais sejam, considerar as fraturas como elementos individualizados ou, em função da forma e número de ocorrências das fraturas, assimilar-se o meio fraturado a um meio contínuo;
- c. no caso de se tratar as fraturas individualmente, devem ser consideradas as leis de fluxo resumidas na Tab.3.4 e a determinação da distribuição de potenciais, pressões e vazões, no meio é feita praticamente para cada feição, como sugerido por exemplo, por Louis (1969);
- d. quando o meio é aproximado a um meio contínuo, passam a ser válidas as leis e relações vistas para meios porosos, e o tratamento analítico torna-se bastante simplificado;
- e. há que ressaltar algumas dificuldades e limitações impostas aos estudos vistos anteriormente, que acabam por prejudicar a transposição dos conceitos teóricos a casos reais.

No estudo específico das fraturas, destaca-se a grande dificuldade para o estabelecimento do regime de fluxo existente

numa fratura. No final do item 3.4.2.4 foi enfatizada a precariedade do parâmetro Re , na indicação do regime de fluxo em fraturas. Além disto, outro obstáculo quase intransponível refere-se à perfeita caracterização das fraturas, de forma compatível com as considerações teóricas, bem como a não correspondência, na natureza das condições de ocorrência das fraturas, no que se refere à persistência, constância da espessura, preenchimento, etc como previsto nos estudos. Tais fatos comprometem seriamente a utilização prática destes estudos e conceitos.

A aproximação de meios descontínuos a maciços porosos contínuos embora parecendo ser um caminho mais promissor, também carece de atenção. A adoção desta hipótese implica na existência de um V.E.R., assunto este ainda não profundamente estudado. Segundo Celestino (1986), Long et al (1982) fizeram uma primeira tentativa quantitativa de investigação da existência ou não do V.E.R. não apresentando entretanto, conclusões com base em parâmetros tais como densidade de fraturas, dimensões, condutividade, etc. Além disso, a existência de feições localizadas de importância relativa muito superior às outras fraturas uniformemente distribuídas tais como juntas falhas, contatos, etc merecem tratamento isolado. Também aqui o progresso nos métodos de investigação tem papel de destaque na viabilização do uso prático das análises.

4. A HIDROGEOTECNIA DOS MACIÇOS ROCHOSOS

4.1 O Fator Geologia como Condicionante das Subpressões

A abordagem feita no capítulo anterior acerca do estudo de percolação d'água em meios naturais, embora com um enfoque bastante teórico, deixou clara a importância da geologia no fenômeno de escoamento de água através dos mesmos. Da natureza geológica do maciço depende a própria natureza do fluxo e, é claro, seus efeitos.

Mais objetivamente, do ponto de vista das fundações de obras hidráulicas, a experiência tem mostrado que a intensidade e ponto de aplicação das pressões que se estabelecem no maciço sob as estruturas, são funções diretas da geometria da obra e do esquema de tratamento de fundação (vedação, drenagem) adotado. Este, por sua vez, é fortemente influenciado pela geologia local, de modo que a distribuição das subpressões atuantes no maciço passa a ser uma função composta dos condicionantes geológicos.

A distribuição e largura das diferentes discontinuidades, as características dos materiais de preenchimento, orientações e características das diversas litologias que compõem o maciço, sua própria permeabilidade são fatores importantes que precisam ser convenientemente ponderadas durante as diferentes fases de estudo, sob pena de se avaliar de modo inadequado, não só a intensidade mas também os efeitos indesejados das pressões de água que atuarão nas fundações rochosas das estruturas. Erosões progressivas do material de preenchimento de fendas, com consequentes recalques diferenciais nas fundações, deformações e aberturas de feições, acarretando a redução das características de resistência de planos desfavoráveis de escorregamento, a aceleração de processos de dissolução e alteração de rocha e seus constituintes minerais além, é claro, da redução das tensões efetivas atuantes no maciço, com consequente comprometimento das condições de estabilidade da estrutura, são apenas alguns dos efeitos nefastos causados pela infiltração de água nas fundações de estruturas de concreto. A maior ou menor importância de um ou outro efeito está intimamente ligada à natureza geológica do maciço.

Apesar da concordância dos técnicos que trabalham na área, acerca da importância da consideração destes aspectos, a aplicação de normas genéricas para definições de projeto e principalmente para determinação de pressões atuantes na rocha de fundação, que não exploram suficientemente os comportamentos específicos de cada tipo litológico ou maciço de fundação tem constituído mais a regra do que as exceções. São de todos conhecidos nos chamados critérios de subpressão estabelecidos por organismos de projeto (USBR, TVA, etc).

Serafim e del Campo (1965), com base nos resultados de observação de subpressões atuantes em fundações constituídas por litologias tão distintas quanto granitos, arenitos e calcários discutiram métodos analíticos de determinação de subpressões em maciços fraturados. Porém concluíram que "os problemas específicos associados às feições peculiares à cada local devem ser considerados em detalhe na determinação das subpressões nas fundações

de barragens".

Mais recentemente tem sido procuradas novas e mais precisas soluções, permitindo um desenvolvimento apreciável de várias técnicas de abordagem do problema. O estudo analítico das leis que regem o fluxo de água através de fraturas tem sido uma delas. Contudo, como pôde ser constatado no capítulo precedente, são inúmeras as dificuldades de se extrapolar os resultados destes estudos para bem caracterizar o fluxo d'água tal como ocorre na natureza. As principais dificuldades refletem a distância entre os modelos idealizados, necessariamente simplificados e o comportamento real da percolação de água em maciços rochosos. A difícil determinação, no campo, da extensão das fraturas, sua rugosidade, persistência, abertura média, constituem empecilhos quase intransponíveis que tornam a natureza praticamente inacessível à aplicação direta destes conceitos. Por outro lado, a aproximação de um maciço fraturado a um meio contínuo, utilizando-se para tanto uma caracterização hidrogeológica e hidrogeotécnica adequada, tem se mostrado um caminho bastante promissor nos modelos teóricos para o estudo do escoamento em meios rochosos naturais, que vem tendo aceitação crescente. Num e noutro caso, a caracterização geológica de maciços como fator determinante do estabelecimento de pressões de água em seu interior vem ganhando o papel de destaque que sempre deveria ter tido.

Outro aspecto que merece ser destacado com relação à importância do fator geologia nos estudos de escoamentos de água em fundações rochosas de estrutura, refere-se ao comportamento e eficiência dos tratamentos de fundação, injeções, drenagens profundas e superficiais, túneis, etc, no controle das subpressões atuantes nos maciços. Vários tem sido os trabalhos, a nível nacional e internacional que relatam o sucesso (ou insucesso) destes dispositivos em obras específicas. Stuart (1963), por exemplo reúne uma série de casos de barragens americanas nas quais a geologia constituiu fator condicionante do comportamento dos tratamentos de fundação utilizados e do quadro de subpressões instaladas sob as estruturas. Embora nenhuma correlação tenha sido estabelecida entre geologia e pressões observadas, principalmente em função de que as pressões medidas referiam-se ao contato concreto-rocha algumas orientações gerais puderam ser delineadas da experiência descrita. Veja-se ainda os trabalhos de Guidicini et alli (1969), Lacy Jr e Schoick (1967) e outros. O comportamento hidrogeotécnico de maciços basálticos da região sul do Brasil tem sido objeto de inúmeros estudos e trabalhos. Fica claro que um melhor entendimento dos mecanismos de fluxo que ocorrem no maciço, tendo em conta suas características geológicas, torna-se imprescindível tanto na fase de projeto para definição de tratamentos, estimativa de pressões e vazões nas diversas fases da obra, como na fase de operação das estruturas, na interpretação e compreensão dos fenômenos observados. Todos estes aspectos serão abordados um pouco mais detalhadamente nos itens subsequentes.

4.2 Comportamento Hidrogeotécnico dos Maciços Rochosos

A hidrogeologia e a hidrogeotecnia constituem dois campos de estudo que integram a hidráulica subterrânea (Louis, 1974), estando este ramo do conhecimento voltado para os vários aspectos de

estudo da água sob a crosta terrestre (ocorrência, aproveitamento, etc.). Oliveira (1981) situa de maneira bastante clara a área de atuação de cada uma daquelas ciências afirmando que: "a hidrogeologia e a hidrogeotecnia são orientadas em direções diferentes, segundo seus respectivos objetivos e escalas dos fenômenos estudados. Enquanto a hidrogeologia está significativamente voltada para o estudo dos recursos de água e potencialidades dos aquíferos, seu aproveitamento, produtividade, proteção, etc, tendendo a estudar os fenômenos na escala das formações geológicas, a hidrogeotecnia se preocupa, com o papel da água no campo geotécnico, analisando seus efeitos nas obras civis, sobretudo os efeitos mecânicos, e seu papel nos fenômenos de superfície, como os de movimentação de massas (escorregamentos, boçorocas, etc). A escala de aplicação da hidrogeotecnia é definida sobretudo pela escala das obras e dos fenômenos analisados".

Com relação ao seu comportamento hidrogeológico, os maciços rochosos antes da construção da barragem apresentam um quadro dinâmico e essencialmente mutável em sua evolução. Assim, antes de iniciadas as obras, o maciço esteve sujeito, através dos tempos geológicos, a contínuas modificações que refletiam em sua constituição mineralógica e estrutural.

A construção de uma barragem constitui neste quadro de evolução natural do meio físico, um acontecimento drástico pois vários dos processos naturais são bruscamente atenuados ou interrompidos (como a erosão do leito do rio, por exemplo) e outros intensificados (instabilização de encostas). A implantação de uma barragem, desde suas fases iniciais, altera de certo modo as condições geológicas dos maciços naturais, introduzindo solicitações novas e condições de contorno diversas daquelas até então existentes.

A inundação de maciços não saturados, elevação local do nível do rio, imposição de um empuxo de água a estrutura de barramento, e sua própria construção, com conseqüente redistribuição de tensões nas fundações, a criação, abertura e fechamento de fraturas, o rearranjo de permeabilidade do maciço, imposição de elevação dos gradientes hidráulicos constituem novas solicitações, abruptamente impostas, às quais o maciço será submetido. De outro lado, os tratamentos (vedação e drenagem) propostos para assegurar a estabilidade dos maciços e controlar os efeitos da percolação, atuam nas condições hidrogeotécnicas locais do meio. A compreensão do comportamento dos meios naturais, destinados a constituir as fundações das estruturas, com relação ao fenômeno da percolação de água, é indispensável à adoção dos dispositivos de tratamento adequado. Sem tais informações arrisca-se a adoção de dispositivos não só inúteis e onerosos mas, o que é mais grave, ilusórios quanto à segurança.

Não apenas as soluções e decisões de projeto, mas também uma mais precisa previsão do comportamento a ser esperado durante a execução da obra e o transcorrer de sua vida útil, será tanto melhor quanto mais e maiores detalhes forem obtidos acerca do comportamento hidrogeotécnico da fundação rochosa.

4.2.1 Propriedades dos Meios Rochosos Naturais

4.2.1.1 Heterogeneidade e anisotropia

Nos capítulos precedentes foram comentados alguns aspectos referentes a consideração de continuidade de maciços rochosos naturais distinguindo não apenas o comportamento, mas também as diferentes abordagens relativamente a meios contínuos e descontínuos. Outros fatores de importância no estudo de escoamento em meios naturais dizem respeito à condição de homogeneidade e isotropia destes meios. De modo geral, os maciços rochosos apresentam-se, à escala dos problemas geotécnicos, heterogêneos e anisotrópicos. Tais condições afetam diretamente as propriedades hidráulicas, produzindo efeitos significativos na percolação de água, seja nas pressões hidráulicas, seja nas vazões.

Tal como as propriedades intrínsecas dos meios naturais, também as condições de heterogeneidade e anisotropia são fruto da história geológica do maciço. Oliveira (1981) cita o exemplo das formações sedimentares, que apresentam comumente um certo grau de heterogeneidade em função da ocorrência de intercalações arenosas e argilosas. Além disso, a anisotropia observada nestas formações é consequência do próprio processo de litogênese.

A heterogeneidade dos meios naturais, devido a diferentes litologias e estruturas geológicas presentes nos maciços, influe na distribuição das pressões hidrostáticas e forças de percolação, em função do contraste de permeabilidades envolvidas. Enquanto em zonas menos permeáveis existe uma concentração de equipotenciais, nas zonas de maior permeabilidade as linhas se afastam. Porém, nenhuma lei geral pode ser estabelecida dependendo, tal configuração, essencialmente da situação geométrica de cada caso. Por outro lado, as vazões e velocidades não dependem senão dos valores das permeabilidades em jogo.

Com relação à anisotropia, os casos mais elementares correspondem a apenas duas componentes perpendiculares entre si.

Duffaut e Louis (1972, in Oliveira, 1981) mostram dois exemplos de casos extremos de anisotropia, condicionando a distribuição de equipotenciais.

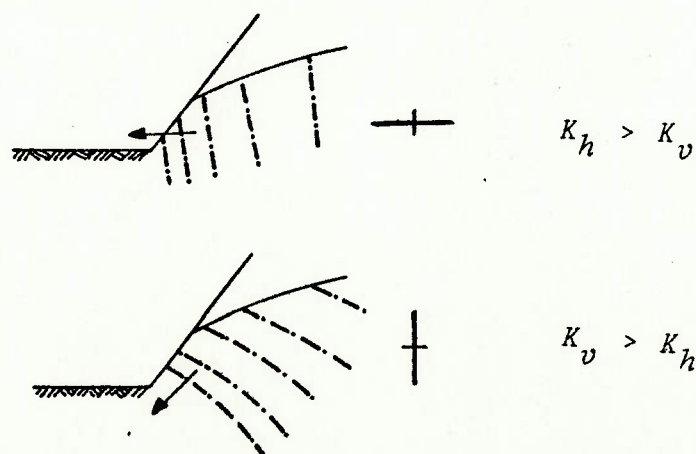


Fig. 4.1 O papel da anisotropia no comportamento do fluxo de água: casos de um talude (Duffaut e Louis, 1972 in Oliveira, 1981)

Em muitos dos casos analisados são adotadas hipóteses de isotropia ou ortotropia do maciço. Embora estas condições possam ocorrer, não constituem a regra, principalmente quando se trata de maciços rochosos. As fraturas em geral, introduzem um caráter anisotrópico ao meio, cujas direções principais estão condicionadas à orientação das fendas e, como se verá adiante, a seu comportamento frente às tensões introduzidas pela implantação da obra.

4.2.1.2 Condutividade hidráulica de maciços rochosos

Nos maciços com porosidade de fraturas que constituem a grande maioria dos maciços rochosos, foi visto que o elemento unitário básico é a fratura, sendo a espessura e a rugosidade, os parâmetros hidráulicos fundamentais no estudo das leis de escoamento d'água. Influem ainda o espaçamento, continuidade e orientação de cada sistema. O comportamento hidráulico do maciço é condicionado pela combinação dos comportamentos de cada sistema de fraturas. De fato, a partir das leis de escoamento vistas no capítulo 3, a permeabilidade (ou condutividade hidráulica) de um maciço fraturado pode ser expressa por:

$$K_m = C e^\beta$$

Para fluxo laminar vale a tão conhecida lei cúbica:

$$K_m = \frac{g}{12\nu} \frac{e^3}{b}$$

Para fluxo não paralelo ($k/D_H > 0,033$), a expressão toma a forma:

$$K_m = \frac{g}{12\nu (1+A(k/D_H))^{1,5}} \frac{e^3}{b}$$

onde A pode assumir valores diversos em função do material e tipo de rugosidade. Finalmente no caso de fratura com preenchimento:

$$K_m = \frac{e_i}{b_i} K_f$$

Segundo Louis (1974), a condutividade hidráulica (ou permeabilidade) direcional de um sistema de fraturas contínuas pode ser deduzido diretamente da condutividade hidráulica das fraturas elementares, tendo por expressão (em regime laminar ou turbulento):

$$K_m = \frac{e}{b} K_f + K_r$$

onde K_r é a condutividade hidráulica da matriz rochosa. Na prática, não raras vezes K_r é desprezível frente ao termo eK_f/b . Pelo contrário, se não há fraturas ou se elas estão fechadas ($e=0$ e $K_f=0$), somente o termo K_r intervém na condutividade hidráulica do maciço.

Teoricamente, um sistema de fraturas contínuas ainda que bastan-

te delgadas possui condutividade hidráulica muito elevada. Assim, por exemplo, uma fratura por metro, de 0,1 mm de espessura, corresponde a uma condutividade da ordem de 10^{-2} cm/s; com 1 mm de espessura, para a mesma frequência, a condutividade seria de 0,1 cm/s (Louis, 1974). Nota-se que tais valores são muito superiores àqueles que se observam na prática, ainda que ocorram fraturas de espessuras superiores a 1 mm, o que não raras vezes acontece. Estes baixos valores ocorrem em função de que, na natureza, estas fraturas apresentam-se com extensão limitada.

Louis sugere para tais situações, uma expressão para determinação da condutividade hidráulica do maciço, na direção das fraturas. Menciona ainda que, nestes casos, o grau de descontinuidade, (entendido como a relação entre a extensão de uma feição e a extensão entre pontos médios de feições adjacentes) e a frequência das fraturas são os parâmetros hidráulicos que importam, enquanto espessura e rugosidade não exercem papel nenhum. Em tais meios, diz Louis, os escoamentos ocorrem parcialmente através da matriz rochosa e permanecem, em geral, laminares.

Com relação à permeabilidade de maciços rochosos, convém ainda mencionar a importância da análise das relações entre tensões e a condutividade hidráulica dos maciços, em função de dois aspectos:

- a. os maciços rochosos são sensíveis à ação de tensões cujos valores são da ordem daqueles induzidos pelas grandes estruturas de concreto;
- b. as alterações provocadas por essas tensões se refletem significativamente nos valores de permeabilidade e na sua distribuição nos maciços rochosos.

Este assunto foi tratado com bastante propriedade por Oliveira (1981) querendo-se aqui apenas ressaltar a importância de se considerar as alterações que podem vir a ser introduzidas no comportamento hidráulico de um maciço (previsto a partir de informações obtidas durante as fases de investigações), devido à implantação das obras. Certamente tais alterações irão modificar substancialmente o quadro de tensões instalado no maciço. A previsão do comportamento hidrogeotécnico das fundações dependerá igualmente da análise das solicitações a lhe serem impostas.

A caracterização hidrogeotécnica dos maciços no que se refere à determinação de sua condutividade hidráulica face à sua complexidade e importância será tratada em item específico.

4.2.2 Alterações impostas pela implantação das obras

O comportamento hidrogeotécnico de maciços rochosos de fundação de estruturas é função não apenas das características geológicas a ele intrínsecas mas também das diferentes solicitações impostas com a implantação da obra, de modo que a interação obra x meio físico passa a condicionar o comportamento hidráulico esperado para o referido maciço.

Já foram brevemente comentadas as alterações introduzidas nas condições hidráulicas de contorno de um maciço rochoso, pela implantação de um barramento qualquer. Elevação das cargas hidros-

táticas, imposição de empuxos, aumento de gradientes, escavações profundas, são apenas alguns exemplos. A consideração destes fatores está intimamente ligada às análises efetuadas durante as fases de projeto das estruturas sendo o comportamento das fundações, conseqüentes a tais solicitações, objeto de estudos rotineiros.

Por outro lado, a imposição, pelas estruturas, de tensões às fundações acarreta como foi mencionado, uma alteração nas propriedades dos maciços, durante e após a construção da obra, numa fase em que as investigações que possibilitaram caracterizar hidrogeotecnicamente o maciço já foram executadas. A não consideração destes aspectos pode levar a uma interpretação errônea do comportamento hidrogeotécnico do maciço.

De modo geral, as tensões induzidas ao maciço de apoio das estruturas resultam da aplicação do seu peso próprio e do empuxo de água do reservatório. Contudo, tais tensões não dependem exclusivamente destas forças, mas também das características mecânicas desses maciços. De fato, as análises tipo tensão-deformação levam necessariamente em conta, a influência combinada da estrutura sobre as fundações e destas sobre a primeira.

No caso de maciços fraturados deve-se ter em mente que:

- a. as propriedades e comportamento dos meios descontínuos dependem essencialmente das características das fraturas;
- b. ao contrário dos meios contínuos, os meios fraturados possibilitam a propagação de tensões a grandes profundidades, além de permitirem altas concentrações de tensão (LONDE, 1972);
- c. estes meios tem baixa resistência à tração;
- d. são bastante sensíveis às tensões;

Assim, a implantação das barragens provoca nos terrenos de apoio, zonas de tração à montante, podendo acarretar o surgimento de fraturas que facilitem o acesso de água e, ao contrário, zonas comprimidas a jusante que acarretem o fechamento das fraturas. É como se o maciço adquirisse nova distribuição de permeabilidades, apresentando heterogeneidades e anisotropias localizadas, antes não existentes. As conseqüências destes fatos são evidentes pois o contraste de permeabilidades então criada condiciona o escoamento de água. As fraturas sendo abertas, a região montante resulta drenada e, por outro lado, o fechamento das fraturas a jusante, implica em uma vedação. Criadas tais condições, o fluxo de água se faz de tal modo que induz perigosas pressões à fundação, comprometendo a estabilidade da estrutura sobrejacente, principalmente no caso de estruturas esbeltas, tipo arco por exemplo.

Salienta-se que nem mesmo a previsão antecipada de tratamento de fundações convencional (injeções e drenagem) possibilita um comportamento adequado do conjunto. Realmente, Sabarly (1971) cita o exemplo de uma estrutura em arco (onde estes efeitos são agravados), na qual após anos de operação sem constatação aparente de problemas foram instalados alguns piezômetros a jusante de uma linha de injeções, a partir de uma galeria existente próxima ao paramento montante. Pouco antes do nível do reservatório chegar ao máximo, os piezômetros começaram a verter volume significativo de água (1200 l/min/piez). Uma série de furos de drenagem

foi então executada a partir do pé de jusante da barragem sem que os mesmos entretanto, mostrassem vazões apreciáveis. Ocorreu exatamente o fenômeno antes mencionado: com o empuxo hidrostático, o movimento da estrutura acarretou a abertura de fendas a montante que passaram a alimentar diretamente os piezômetros enquanto a porção jusante da fundação apresentou-se estanque provavelmente em função da zona de compressão criada pela própria estrutura. Este fenômeno comprometeu a eficiência dos tratamentos criando uma situação desfavorável à estrutura.

Celestino (1983) cita o exemplo de uma análise elaborada para o conjunto tomada d'água - casa de força de Itaipu, na qual o valor da permeabilidade era corrigido localmente, em função das tensões atuantes. Nestes casos, além dos valores iniciais de permeabilidades, faz-se necessário a atribuição de leis de variação da condutividade hidráulica com as tensões efetivas.

Outros fatores merecem ainda ser considerados na análise do comportamento hidrogeotécnico do maciço de fundação da obra. A execução de escavações profundas, por exemplo, acaba interferindo neste comportamento, as vezes a níveis que superam a escala da obra, pela introdução de um grande poço de drenagem, de escala regional. Eventuais feições e descontinuidades, interceptadas pelas escavações e drenadas profunda ou superficialmente funcionam então como verdadeiros drenos naturais de grandes dimensões. Estes fatores sem dúvida alguma são refletidos no comportamento dos tratamentos de injeção e drenagem previstos, bem como nas vazões e subpressões que ocorrerão durante a vida útil da obra.

Outros aspectos poderiam ser mencionados entretanto interessa salientar a importância da consideração destes fatores, que somente se farão sentir após a implantação das obras, já durante as fases de projeto e de previsão de comportamento hidrogeotécnico global do maciço.

4.3 Caracterização Hidrogeotécnica dos Maciços Rochosos - Investigações de Campo

Sendo tantos os aspectos que regem os mecanismos de fluxo de água em maciços rochosos e sendo tão variados e diversos os fatores que condicionam o comportamento hidráulico destes meios naturais é evidente que a caracterização hidrogeotécnica das fundações rochosas das estruturas constitui-se num processo de relativa complexidade, principalmente quando seus objetivos abrangem desde a determinação de um coeficiente equivalente de permeabilidade até a previsão de pressões e vazões, numa escala compatível com as dimensões da obra.

Apesar disso, poder-se-ia dizer com certa segurança que, os estudos de caracterização hidrogeotécnica em grande número de obras até então já executadas tanto no Brasil como no exterior tem se limitado a análise e interpretação dos já bastante conhecidos ensaios de perda d'água sob pressão. Mais recentemente, ensaios e programas de investigação mais abrangentes, realizados à escala da obra vêm ganhando vulto numa tentativa de, com base no conhecimento de uma maior quantidade de informações geológicas, melhor entender o fenômeno de percolação de água nestes maciços

e antever seu comportamento face às novas solicitações.

Nesta linha de desenvolvimento, novos métodos de investigação e análise tem sido propostos, com vistas a obter uma caracterização hidrogeotécnica mais adequada dos maciços. O avanço destes estudos esbarra na dissociação até há algum tempo existente entre meio físico - solicitações impostas - respostas esperadas. Tais idéias acabam por conduzir a adoção de regras e normas generalizadas, tanto no que se refere às decisões a nível de projeto (previsão de tratamentos, por exemplo), como a nível de previsão de comportamento (estimativa de subpressões e vazões), que se contrapõem ao desenvolvimento de estudos mais técnicos e que, sem dúvida, levariam a soluções de engenharia mais racionais.

Sob um enfoque técnico-científico, Oliveira (1981) propõe um método de caracterização hidrogeotécnica bastante abrangente, sem com isso sugerir sofisticações nas técnicas de ensaio propriamente ditas. A sistemática proposta engloba uma análise completa do meio físico, ou seja da fundação rochosa, sob a ótica da imposição de solicitações que corresponde à implantação de barragens. Embora o trabalho refira-se mais especificamente a barragens gravidade fundadas em formações basálticas, ele é adaptável a casos mais genéricos. As tabelas 4.1 e 4.2, reproduzidas do trabalho de Oliveira resumem a sequência de estudos proposta e seus objetivos.

Poder-se-ia subdividir os estudos hidrogeotécnicos basicamente em três grupos principais de pesquisa:

- a. geologia estrutural com levantamento de dados de interesse à hidrogeotecnia (identificação de litologias, levantamentos estruturais);
- b. investigações pontuais de campo (ensaios de permeabilidade em furos de sondagens, caracterização de fraturas);
- c. ensaios globais de caracterização hidrogeotécnica.

4.3.1 Geologia Estrutural - Obtenção de Dados de Interesse à Hidrogeotecnia

Compreendem este levantamento, as investigações geológicas e geotécnicas dos locais de implantação de barragem, com ênfase à hidrogeologia. Portanto tais levantamentos englobam a identificação e caracterização não apenas das diversas litologias presentes, mas principalmente dos sistemas de fraturamento que, como visto, são condicionantes das propriedades hidráulicas dos maciços rochosos.

Para examinar as características "hidráulicas" das fraturas rochosas, uma descrição detalhada das feições geológicas é importante, inclusive facilitando os trabalhos de interpretação dos resultados de ensaios de permeabilidade in situ.

Grande parte das dificuldades encontradas nos problemas de percolação de água nos maciços rochosos está justamente associada à complexidade geométrica das descontinuidades. Estas se distribuem no maciço de tal maneira, que dificulta a elaboração de modelos físicos ou matemáticos que possam reproduzir satisfatoriamente o meio original, obrigando então a simplificações. Portanto

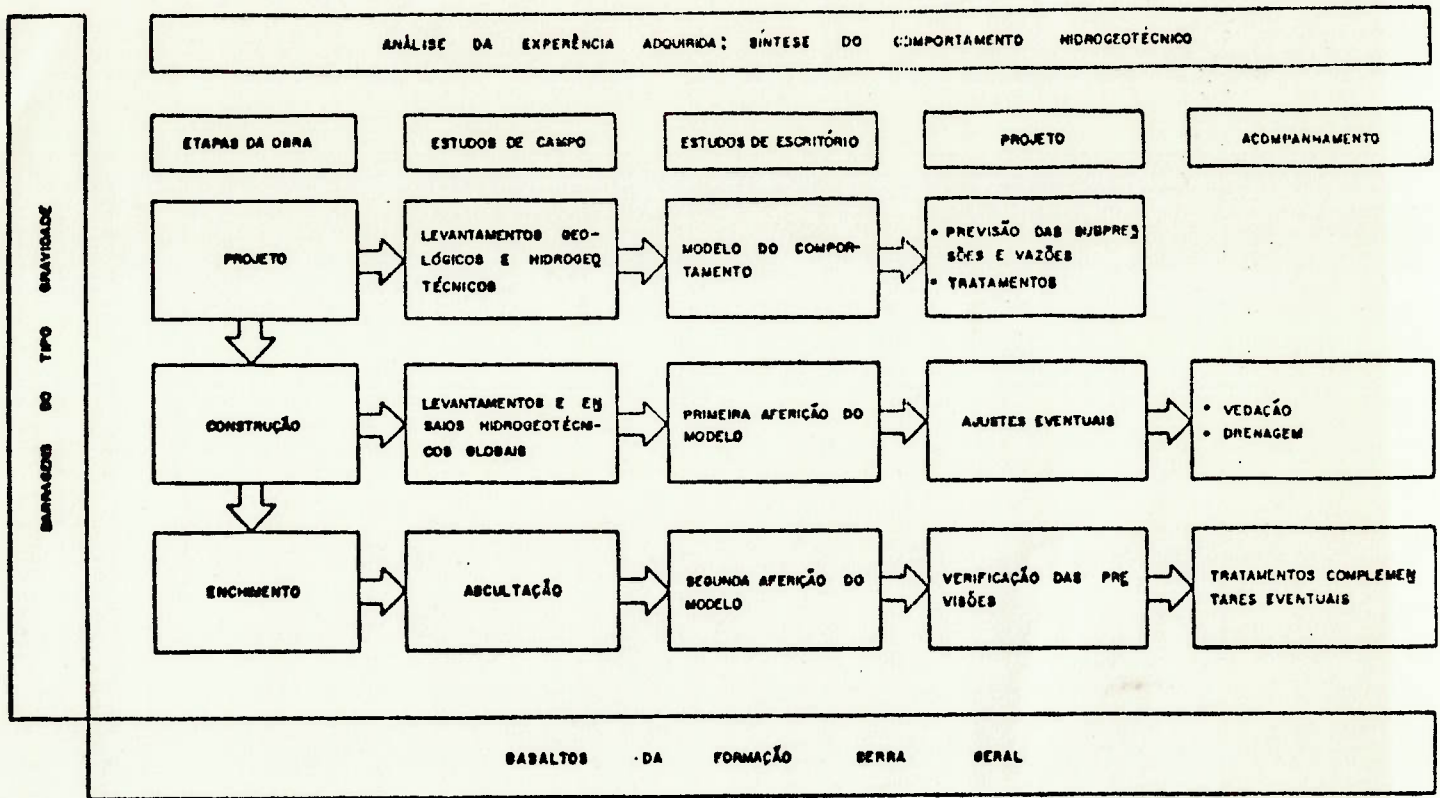


Tabela 4.1 — Orientação para estudos hidrogeotécnicos (Oliveira, 1981)

	TÉCNICAS DE CAMPO	TÉCNICAS DE ESCRITÓRIO	OBJETIVOS
FASE DE PROJETO	<ul style="list-style-type: none"> - MAPEAMENTO GEOLÓGICO DE SUPERFÍCIE E AEROFOTOGEOLOGIA. - INVESTIGAÇÃO DE SUBSUPERFÍCIE: SONDAGENS ROTATIVAS, POÇOS E GALERIAS. - ENSAIOS DE PERDA D'ÁGUA SOB PRESSÃO. - ENSAIOS DE BOMBEAMENTO. - IMPLANTAÇÃO DE REDE PIEZOMÉTRICA (POR DESCONTINUIDADE) E EXECUÇÃO DE MEDIDAS. 	<ul style="list-style-type: none"> - PLANTAS E SEÇÕES GEOLÓGICAS COM ESQUEMA DA BARRAGEM. - ESTUDO DAS PROPRIEDADES HIDROGEOTÉCNICAS DOS COMPARTIMENTOS (DESCONTINUIDADES E LITOLOGIAS). - PLANTAS DE DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DAS PROPRIEDADES HIDROGEOTÉCNICAS. - PLANTAS PIEZOMÉTRICAS POR COMPARTIMENTO. - MODELOS ANALÓGICOS E MATEMÁTICOS. 	<ul style="list-style-type: none"> - RECONHECIMENTO DA ESTRUTURA GEOLÓGICA LOCAL: COMPARTIMENTAÇÃO EM CAMADAS OU LITOLOGIAS E DESCONTINUIDADES PRINCIPAIS. - IDENTIFICAÇÃO DE AFLORAMENTOS POSSÍVEIS DE DESCONTINUIDADES OU ESTRUTURAS VERTICAIS. - RELACIONAMENTO DA ESTRUTURA GEOLÓGICA COM AS FUNDAÇÕES PREVISTAS NO ANTEPROJETO. - CARACTERIZAÇÃO HIDROGEOTÉCNICA DOS COMPARTIMENTOS (CAMADAS E DESCONTINUIDADES). - IDENTIFICAÇÃO DAS RELAÇÕES DE SEUS COMPORTAMENTOS ENTRE SI E COMO NÍVEL D'ÁGUA DO RIO E DO PNEÁTICO DAS OMBREIRAS. - PREVISÃO DOS EFEITOS DAS ESCAVAÇÕES (MODELO). - PREVISÃO DOS EFEITOS DO ENCHIMENTO (MODELO) SUPRESSÕES E VAZÕES, E PROJETO DOS TRATAMENTOS E DA INSTRUMENTAÇÃO HIDROGEOTÉCNICA.
FASE DE CONSTRUÇÃO	<ul style="list-style-type: none"> - MEDIDAS DE VAZÃO NAS ESCAVAÇÕES E ACOMPANHAMENTO PIEZOMÉTRICO DOS SEUS EFEITOS. - ENSAIOS COM TRACADORES. - ENSAIOS HIDROGEOTÉCNICOS GLOBAIS - MEDIDAS DE VAZÃO E ACOMPANHAMENTO PIEZOMÉTRICO DOS EFEITOS DE DRENAGENS CONTROLADAS (FASE DE CONCRETAGEM). - ACOMPANHAMENTO DOS TRATAMENTOS. 	<ul style="list-style-type: none"> - GRÁFICOS DE VAZÕES E CARGAS PIEZOMÉTRICAS - TEMPO COM IDENTIFICAÇÃO DOS PRINCIPAIS EVENTOS CONSTRUTIVOS - PLANTAS PIEZOMÉTRICAS. - MODELOS ANALÓGICOS AJUSTADOS AOS NOVOS CONHECIMENTOS. 	<ul style="list-style-type: none"> - 1ª AFERIÇÃO DO MODELO: CONFIRMAÇÃO DAS VAZÕES E DAS CONSEQUENTES ALTERAÇÕES PIEZOMÉTRICAS COM AS ESCAVAÇÕES E CONCRETAGEM. - AJUSTES POSSÍVEIS DO PROJETO. - DEFINIÇÃO DOS EFEITOS DAS INJEÇÕES E DAS DRENAGENS NO QUADRO HIDROGEOTÉCNICO. - DEFINIÇÃO DE SUBSÍDIOS PARA O PROGRAMA DE ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO.
FASE DE ENCHIMENTO	<ul style="list-style-type: none"> - AUSCULTAÇÃO HIDROGEOTÉCNICA - MEDIDAS DE VAZÃO E CARGAS PIEZOMÉTRICAS. 	<ul style="list-style-type: none"> - GRÁFICOS DE VAZÃO E DE CARGAS PIEZOMÉTRICAS - TEMPO COM A EVOLUÇÃO DOS NÍVEIS DE MONTANTE E JUSANTE - PLANTAS PIEZOMÉTRICAS. - MODELOS ANALÓGICOS AJUSTADOS AOS RESULTADOS DO ENSAIO EM VERDADEIRA GRANDEZA. 	<ul style="list-style-type: none"> - 2ª AFERIÇÃO DO MODELO: CONFIRMAÇÃO DOS EFEITOS DO ENCHIMENTO E VERIFICAÇÃO DAS PREVISÕES. - ORIENTAÇÃO PARA TRATAMENTOS COMPLEMENTARES EVENTUAIS. - ORIENTAÇÕES PARA O CONTROLE DAS PERCOLAÇÕES DURANTE A VIDA ÚTIL DA OBRA.

Tabela 4.2 — Técnicas usadas e respectivos objetivos em função da fase da obra (Oliveira, 1981)

o levantamento do maior número possível de informações sobre o meio físico que está sendo estudado se faz necessário, incluindo-se aí os parâmetros hidráulicos do maciço. Para coleta e análise destes parâmetros, os métodos empregados pela Geologia Estrutural mostram-se os mais indicados.

O levantamento estrutural do maciço permite identificar os principais sistemas de fraturas presentes através de tratamentos estatísticos, caracterizando orientação, intensidade de fraturamento, grau de persistência e extensão das fraturas elementares de cada sistema e ainda, a nível de fratura individual, sua espessura, rugosidade e preenchimento. Quadros (1982) resumiu alguns dos principais parâmetros a serem obtidos para obtenção de um quadro hidrogeotécnico mais preciso e completo.

Buscando aperfeiçoar a análise estatística tradicional dos dados obtidos nestes levantamentos, sob a ótica de caracterização hidráulica do meio físico, Louis (1974), propôs a ponderação dessa estatística com parâmetros tais como extensão, espessura de fratura, vazões puntuais. Com isto resulta da análise, os sistemas hidráulicamente mais importantes, definindo-se sistemas secundários que, embora podendo compreender um maior número de feições, não representam elementos condicionantes do fenômeno.

Lembra-se que o levantamento destes parâmetros, principalmente espessura e rugosidade de fraturas (muitas vezes feito a superfície ou em zonas puntuais), estão sujeitos à sérias limitações provocadas pelos métodos de investigação usados (sondagens, poços ou galerias), o que acarreta consideráveis erros de medida. De outro lado, o acesso à porções restritas do maciço investigado não apresenta a representatividade desejada. Por tal razão muitos técnicos acabam por preferir ensaios de permeabilidade cujos resultados possam traduzir globalmente os efeitos destes parâmetros de difícil determinação no campo. Contudo, avanços recentes nas técnicas de ensaios e investigações tem sido introduzidos, buscando obter, de forma mais precisa e confiável, os dados que possibilitem uma caracterização hidrogeotécnica compatível com os avanços dos estudos teóricos que tem sido feitos. As novas investigações de campo, tratadas logo a seguir representam sem dúvida uma busca do aprimoramento das técnicas de investigação.

4.3.2 Investigações de Campo

Até há alguns anos, as investigações dos parâmetros hidráulicos e características hidrogeotécnicas dos maciços rochosos limitavam-se a levantamentos estruturais, feitos inclusive com outros objetivos (caracterização geológica e geomecânica das fundações) e a execução dos já conhecidos ensaios de perda d'água sob pressão, que exceto por algumas pequenas alterações, não apresentaram grandes evoluções desde sua proposição. Em função dos estudos teóricos acerca dos mecanismos de fluxo em meios fraturados, não apenas aperfeiçoamentos nos ensaios de perda d'água em si, têm sido feitos, mas novos tipos de investigação vão sendo introduzidas permitindo uma melhor caracterização hidrogeotécnica dos maciços.

Nessa linha pode-se citar os ensaios com sonda hidráulica tripla (Louis 1970, in Louis 1974), a técnica da amostragem integral (Rocha e Franciss, 1976), ensaios geofísicos aplicados a hidrogeotecnia (Bollo e Rivet, 1968), ensaios de bombeamento com traçadores (Silva, Araujo e Monticelli, 1978), ensaios de drenabilidade (Peña et alli, 1970), e ensaios hidrogeotécnicos globais, tratados no item seguinte.

Com o objetivo de ilustrar os avanços ocorridos na área das investigações hidrogeotécnicas, evidenciando quais os parâmetros hidráulicos passíveis de serem obtidos e as dificuldades ainda existentes na transposição destas informações a modelos de cálculo mais realistas, trata-se brevemente, a seguir, de algumas das técnicas hoje já disponíveis para investigações hidrogeotécnicas. Exceto pelos ensaios de perda d'água que, frente a sua importância foram aí incluídos, procurou-se mencionar apenas algumas das proposições mais recentes da engenharia e geologia nacionais, face ao seu caráter relativamente inédito.

4.3.2.1. Ensaio de perda d'água sob pressão

Embora a determinação da permeabilidade dos meios fraturados possa ser feita através de vários tipos de ensaios, os mais frequentemente utilizados são os denominados ensaios de perda d'água sob pressão (EPA).

Sendo executados com o objetivo de determinar a permeabilidade e o comportamento de maciços rochosos frente à percolação de água, os ensaios de perda d'água entretanto foram propostos com um objetivo diverso. A execução destes ensaios, feita pela primeira vez por Lugeon (1933), buscava simplesmente diagnosticar a necessidade ou não da realização de cortinas de vedação em barragens. O critério da unidade Lugeon (absorção de 1 l/min/m sob uma pressão de 10 Kg/cm) correspondia ao limite empírico, além do qual se impunha a execução do tratamento de impermeabilização em fundações de barragem.

O ensaio consiste na injeção de água sob pressão em um trecho de furo de sondagem e na medida da quantidade de água que se infiltra no maciço durante um certo tempo, sob uma dada pressão de injeção. Normalmente estes ensaios tem sido executados em vários estágios de pressão, cada um dos quais sendo mantido durante o tempo mínimo necessário para que se obtenha uma vazão constante e portanto uma condição de fluxo permanente. A absorção correspondente a cada estágio, é anotada em termos de vazão (l/min) que, relacionada com a pressão, pode fornecer um valor estimado de permeabilidade equivalente ao trecho ensaiado. No estudo de fundações de barragens brasileiras, o ensaio tem sido sistematicamente realizado nas sondagens rotativas de prospecção, segundo metodologia apresentada por Oliveira et alli (1975).

Embora esses ensaios tenham sido extensivamente utilizados com os objetivos acima expostos, e seu resultado tenha sido sob certo aspecto satisfatório, identificando as áreas mais problemáticas das fundações, as estimativas do valor do coeficiente de permeabilidade equivalente, feitas a partir de seus resultados, deixam a desejar uma vez que tais ensaios estão sujeitos a uma sé-

rie de limitações. A interpretação normalmente efetuada dos resultados de ensaio pressupõe algumas hipóteses que, não raras vezes, não são observadas:

- a. ocorrência de um regime de fluxo laminar durante a execução do ensaio;
- b. existência de um regime permanente;
- c. ocorrência de um fluxo radial;
- d. não perturbação do meio onde o ensaio se realiza;
- e. meio homogêneo, isotrópico, contínuo.

Resumidamente, aquelas hipóteses correspondem à validade da lei de Darcy. As vazões específicas obtidas (l/min/m) são relacionadas às respectivas cargas efetivas. Quando a relação entre as duas grandezas é linear a estimativa de K pode ser feita através da lei de Darcy, e os valores calculados podem se aproximar bastante dos reais. Entretanto, quando a relação não é linear, a determinação de K torna-se mais complexa e as estimativas feitas através dos diagramas normalmente utilizados (Oliveira et alii, 1975), ficam bem distantes dos valores reais, prejudicando as previsões.

Existe portanto a necessidade de se investigar a não linearidade da relação vazão x carga específica. Esta não linearidade pode ser consequência de diversas causas:

- a. mudança de regime de fluxo devido a variações de velocidade, direção de fluxo (rugosidades e contatos rocha-rocha);
- b. deformação das fraturas (abertura ou fechamento);
- c. lavagem do preenchimento.

Uma análise detalhada dos ensaios de perda d'água sob pressão, tanto no que se refere a sua execução, como à interpretação de seus resultados foi feita por Correa Filho (1985). O autor menciona o surgimento de novas técnicas na execução e interpretação destes ensaios tais como a medida direta da pressão atuante no trecho ensaiado, através de transdutores elétricos e a execução de um maior número de estágios de pressão buscando melhor definir os regimes de fluxo que ocorrem durante o ensaio. "A realização de ensaios de múltiplos estágios aliada a medida direta da pressão no trecho de ensaio mostram-se como ferramentas importantes na obtenção de dados adequados para a determinação dos parâmetros hidráulicos de interesse à análise das características hidrogeotécnicas de maciços rochosos." (Correa, 1985). Além disto, novas técnicas de investigação desenvolvidas constituem ferramenta valioso na análise e interpretação mais apropriada dos resultados desses ensaios.

4.3.2.2 Ensaio de injeção d'água sob pressões decrescentes-EIPD

Andrade (1986), argumentando que os ensaios de injeção d'água sob pressão (EPA) tal como são realizados, dificilmente podem ser interpretados, pois pressupõem o conhecimento prévio de características hidrogeotécnicas desconhecidas (caminhamento exato do fluxo no meio, regime de escoamento, gradiente e raio de ação do ensaio), propõe um ensaio modificado, com pressões decrescentes, o EIPD.

Segundo o autor, este ensaio possibilita determinar, em cada descontinuidade portadora de água, para uma diferença de pressão conhecida, num raio de ação também conhecido, e em regime laminar, suas propriedades, quais sejam, condutividade, espessura nominal, etc.

Após identificadas as descontinuidades portadoras de água, com o teste de registro hidráulico por exemplo (tratado adiante), passa-se a realização do ensaio que consiste em injetar água sob pressão na feição e, em dado momento, interromper instantaneamente a entrada d'água fazendo com que a descontinuidade absorva, durante um tempo medido, uma vazão conhecida sob a ação de uma queda de pressão. Com isso, alega Andrade, o regime de escoamento pode ser estabelecido laminar e é possível se conhecer os parâmetros hidráulicos de interesse para uma feição específica.

4.3.2.3 Ensaio de escoamento direcional[®]

O ensaio de escoamento direcional assemelha-se em muito ao ensaio de perda d'água convencional e segundo Andrade (1986), "as interpretações dadas a este último se empregam in totum ao ensaio proposto".

O dispositivo de sonda direcional é constituído por um obturador duplo cuja parte intermediária compõe-se de duas câmaras, alimentadas por tubos independentes.

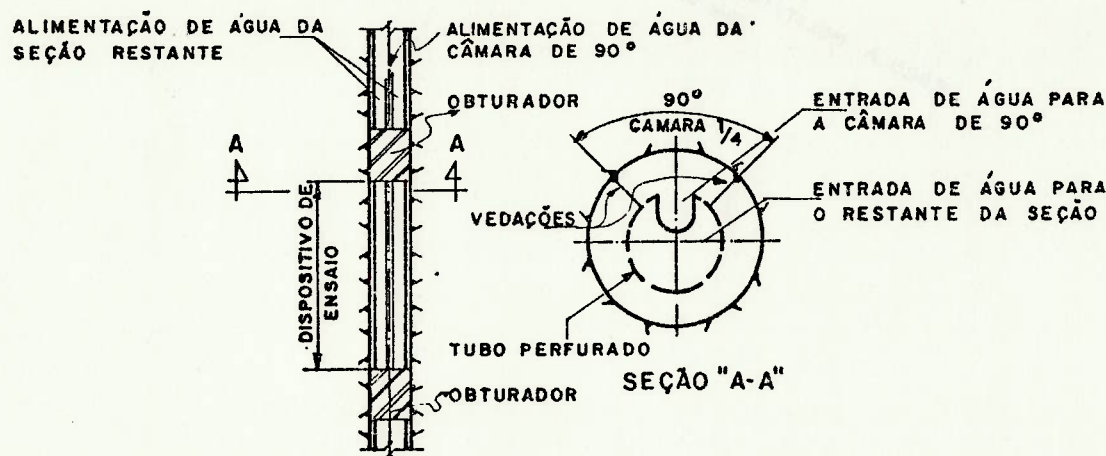


Fig. 4.2 Dispositivo da Sonda Direcional

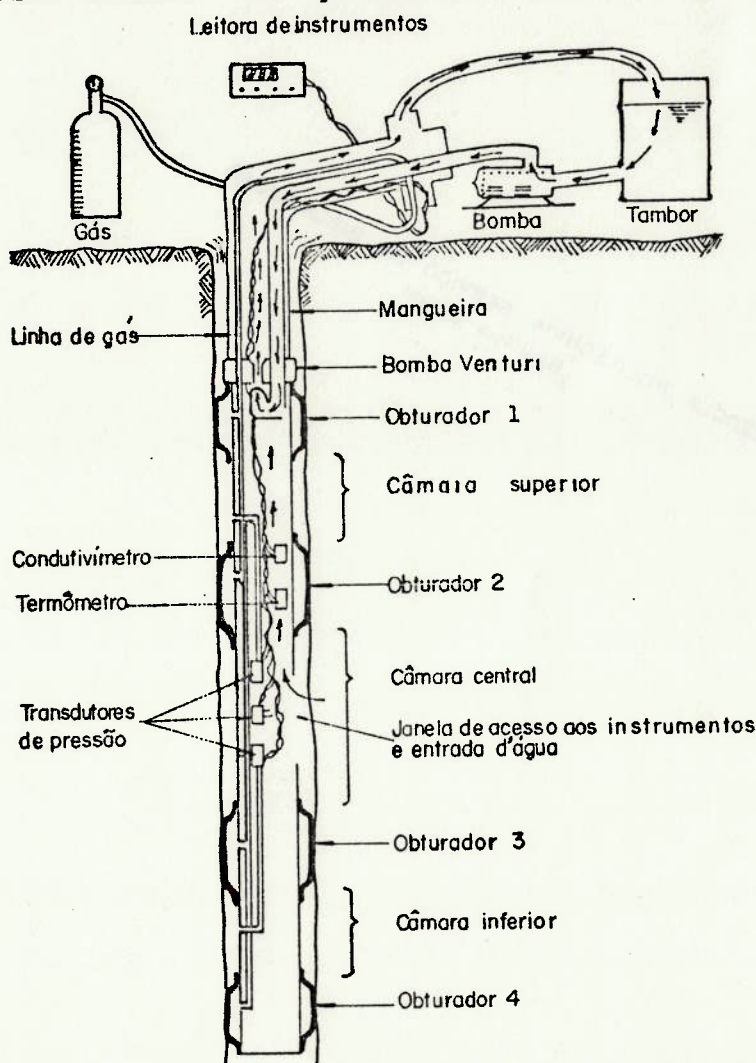
A água é injetada com igual pressão em ambas as câmaras e fazendo-se a leitura no hidrômetro da câmara menor, obtem-se o "fator de escoamento direcional" para a descontinuidade portadora de água, naquela direção (o fator de escoamento direcional é definido por Andrade como sendo Q/i , por unidade de pressão, na direção do escoamento). Virando-se a sonda sucessivas vezes o parâmetro pode ser obtido em outras direções. Este ensaio pressupõe a execução prévia do teste de registro hidráulico.

4.3.2.4 Sonda hidráulica multiteste - SHM

A SHM constitui-se em um equipamento hidráulico para o estudo

das características hidrogeotécnicas de maciços rochosos fornecendo ainda informações a respeito das águas subterrâneas, (Silva, 1986).

O equipamento possui diversos dispositivos de acionamento e medição, através dos quais podem ser realizadas medidas das características hidráulicas dos aquíferos. Para cumprir tal objetivo, a sonda é constituída por um perfilador com quatro obturadores infláveis, que isolam três trechos do furo de sondagem, por uma bomba de água do tipo injetora, localizada no trecho central, por três transdutores elétricos de pressão para sua medida direta em cada trecho isolado e por sensores de condutividade elétrica e temperatura para medida das características das águas bombeadas. Uma descrição bastante detalhada dos procedimentos de execução deste ensaio foi apresentada por Silva (1986 e 1987).



O ensaio pode ser executado tanto com pressão como por bombeamento, porém Silva lembra que os ensaios de bombeamento fornecem dados mais confiáveis sobre a condutividade hidráulica das rochas do que aqueles obtidos pelos ensaios de injeção, porque no primeiro caso as condições de fluxo são menos severas. Face a multiplicidade de informações obtidas através do uso deste equipamento, Silva prevê a possibilidade de um maior aprofundamento

da análise de vários aspectos referentes ao estudo da percolação da água subterrânea, entre outros:

- a. discriminação dos sistemas de percolação independentes que atuam no maciço;
- b. identificação e correlação entre feições hidraulicamente conectadas;
- c. identificação e caracterização do fraturamento e da permeabilidade em furos de sondagem;
- d. estudos sobre caminhos de fuga de água de reservatórios.

4.3.2.5 Obturadores de impressão

O obturador de impressão é um instrumento que possui similares em várias partes do mundo. Seu objetivo principal é registrar as fraturas existentes nos furos de sondagens, de tal forma que devido a um sistema de orientação do equipamento seja possível definir as atitudes das fraturas registradas.

Estes obturadores de impressão estão sendo desenvolvidos no Inst. de Pesquisas Tecnológicas de SP. (Correa, 1985, 1987) sendo compostos por um conjunto cilíndrico que, quando inflado, imprime numa borracha exterior do tubo, os traços das fraturas presentes no trecho ensaiado. A partir desta impressão e conhecendo-se a orientação do equipamento no furo ensaiado é possível se determinar a direção, mergulho, espaçamento e abertura das descontinuidades aí presentes. Sua grande vantagem em relação a outros processos de investigação tais como amostragem integral, ou câmaras de televisão é seu baixo custo e simplicidade de operação, envolvendo o manuseio de equipamento corriqueiro sem a necessidade de pessoal altamente qualificado.

O obturador de impressão do IPT pode realizar ensaios em trechos de 0,5 a 3,0 m de comprimento e o sistema de orientação pode ser de dois tipos, dependendo da profundidade do ensaio. No trabalho de 1987, Correa apresenta uma descrição destes equipamentos bem como uma avaliação de sua precisão.

Estes obturadores já tem sido bastante utilizados na área de petróleo. Nas investigações geotécnicas, o obturador de impressão é utilizado em levantamentos estruturais em profundidade, permitindo, através de uma análise estatística, definir as principais famílias de fraturas e estudar os aspectos estruturais do maciço.

Nos ensaios de perda d'água sob pressão, o uso do obturador de impressão, antes e após a realização do ensaio auxilia na interpretação de resultados, principalmente quando associado às informações obtidas com o teste de registro hidráulico.

4.3.2.6 Teste de registro hidráulico - TRH[®]

Este teste, feito em furos de sondagem, registra através do uso de uma tela permeável, os pontos de fuga de água que ocorrem no trecho (Andrade, 1986).

O processo requer o uso de um dispositivo constituído de um tubo metálico perfurado, com diâmetro um pouco menor que o do furo de

sondagem e de uma tela permeável envolta no tubo. O conjunto, deve ser introduzido no furo, até o trecho ensaiado e aplicando-se água sob pressão obriga-se a tela a colar na parede do furo. Então é injetada água misturada com corante, a uma pressão superior àquela antes aplicada. Depois de decorrido algum tempo, a pressão é reduzida e o dispositivo todo retirado. Sendo este devidamente orientado, o "filme" de tela, quando confrontado com o testemunho de sondagem, permite a identificação da descontinuidade que absorveu a água, pois em muitos casos, nem todas as feições presentes são permeáveis.

Este tipo de ensaio, associado ao obturador de impressão constituem ferramental de grande importância, na interpretação dos ensaios de perda d'água. O TRH, indicando os caminhos preferenciais de escoamento de água possibilita cálculos e considerações mais acuradas em relação aos ensaios de perda d'água e ensaios de escoamento direcional permitindo a análise da permeabilidade do maciço de uma maneira mais global, embasada na sua geologia estrutural.

4.3.3 Ensaios Globais de Caracterização Hidrogeotécnica

Apesar dos recentes avanços nas técnicas de investigações hidrogeotécnicas, como visto anteriormente, as limitações inerentes seja aos ensaios seja à sua própria interpretação, além do caráter pontual daqueles ensaios torna imprescindível em complementação a caracterização hidráulica dos maciços rochosos, a execução de ensaios em grande escala que não sofram influência deste ou daquele fator limitante, fornecendo informações importantes acerca do comportamento hidrogeotécnico global do maciço, na escala das obras a serem implantadas.

O levantamento piezométrico dos aquíferos em meios fraturados se torna fundamental para completar o quadro hidráulico do meio. O levantamento estrutural e os ensaios de permeabilidade antes citados possibilitam a definição apenas parcial deste quadro, não suficiente aos estudos de previsão do comportamento do maciço face às novas solicitações (Oliveira, 1981). Deste modo, um levantamento de informações piezométricas do maciço, em escala ampla, deve permitir a definição:

- a. das condições limites importantes ao problema hidrogeotécnico tratado (zonas de alimentação e descarga dos aquíferos, fronteiras impermeáveis, etc);
- b. das principais redes de fluxo locais através do levantamento de equipotenciais;
- c. da interrelação dos aquíferos principais que, em geral, apresentam um comportamento confinado em meios fraturados;
- d. da relação dos aquíferos com níveis de água superficiais, rios e chuva.

Estes ensaios podem ser executados desde as primeiras fases de implantação da obra, estudando-se através de rede piezométrica distribuída na área, os efeitos da implantação de ensecadeiras da execução das escavações e da concretagem das estruturas no quadro hidrogeotécnico geral. Tendo sido iniciados de forma tímida, quando o maior número de informações era obtido somente durante a fase de enchimento do reservatório, estes ensaios vem ga

nhando vultu face à riqueza de informações obtidas que podem ser utilizadas tanto durante as etapas de projeto como as fases de previsão do comportamento das fundações durante a vida útil da obra. Azevedo et alli (1978) citam, a título de exemplo, os casos de Ibitinga (Guidicini et alli, 1970), Ilha Solteira (Silva, 1976) e Promissão (Oliveira e Corrêa Filho, 1976) onde ensaios globais de caracterização hidrogeológica foram executados. Veja-se ainda os recentes trabalhos de Pimenta et alli (1986) para a Usina de Três Irmãos e Tressoldi (1987) para a Usina e Eclusa Porto Primavera, onde ensaios hidrogeotécnicos tem auxiliado na compreensão do fenômeno de percolação de água ainda durante a fase de projeto, fornecendo subsídios à elaboração de um modelo hidrogeotécnico mais preciso.

A realização destes ensaios não prescinde das etapas anteriores de investigação, quais sejam, levantamento da geologia estrutural e ensaios de permeabilidade locais. Ao contrário, a análise de todas estas informações possibilita obter um conhecimento mais aprofundado das condições hidrogeotécnicas do maciço de fundação da obra, possibilitando, uma maior compreensão do fenômeno de escoamento das águas no meio além da elaboração de um modelo hidrogeotécnico mais condizente com a natureza.

4.4 Tratamentos de Fundação

Os maciços rochosos que servem de fundação às estruturas de concreto, ao contrário destas, constituem-se em matérias naturais (não fabricados pelo homem), heterogêneos em suas propriedades e características. A implantação de obras que acarretam algumas alterações nas solicitações atuantes sobre estes maciços e, por outro lado, a necessidade de um funcionamento adequado e seguro das estruturas, exige não raras vezes, uma intervenção nestes meios buscando melhorar-lhes as características de suporte, estanqueidade e estabilidade.

A execução dos chamados tratamentos de fundações constitui prática rotineira e consagrada dentro da engenharia de barragens, numa tentativa de se melhorar as características dos maciços rochosos, viabilizando tecnicamente locais e obras.

No que se refere à hidrogeotecnia, estes tratamentos são basicamente de dois tipos, quais sejam, as cortinas de injeção e as redes de drenagem. As primeiras, constituídas por uma ou mais linhas de furos igualmente espaçados, através dos quais é injetada calda de cimento (às vezes utilizam-se outros materiais), tem por objetivo a vedação da área onde é feita, obturando os grandes vazios que constituem-se em caminhos preferenciais de percolação. As redes de drenagem profunda, por sua vez, são também constituídas por furos dispostos em uma linha, igualmente espaçados, cujo objetivo é drenar as águas que fluem através do maciço.

Como já mencionado, a utilização de sistemas de tratamento condiciona sobremaneira a intensidade das pressões atuantes no maciço rochoso sob as estruturas, alterando o comportamento hidrogeotécnico do meio uma vez que aí introduz novas condições de heterogeneidade, de pressões, etc. Embora com funções opostas (uma

de vedar, e outra de drenar), as cortinas de injeção e drenagem são utilizadas conjuntamente com vistas a controlar as percolações de água através das fundações, condicionando as pressões, vazões e gradientes que aí atuam.

4.4.1 Conceitos Básicos sobre Tratamentos de Fundação

O tema tratamento de fundações é bastante amplo, havendo sem dúvida assunto suficiente para a elaboração não apenas de um item mas de um verdadeiro tratado a seu respeito. A injetabilidade de maciços rochosos, pressões de injeção, materiais, análises teóricas e práticas acerca da eficiência de tratamentos, colmatação de drenagem, otimização das características geométricas destes dispositivos, são apenas alguns dos diversos aspectos que se relacionam com o tema. Sua inclusão neste trabalho entretanto, pretende ser mais concisa, à medida que procura tão somente evidenciar o importante papel que estes elementos exercem no controle das subpressões, além de comentar alguns dos principais aspectos referentes à sua eficiência e por conseguinte à sua consideração nas análises de determinação das subpressões.

A eficiência de cada um dos sistemas de tratamento, bem como o mérito relativo das cortinas de injeção e drenagem no controle e redução das pressões constituem tema controvertido e que há muito compõem um dos assuntos mais debatidos entre técnicos nacionais e estrangeiros que atuam na área. Uma das razões para tantas controvérsias deve-se talvez ao fato de existir maciços rochosos tão distintos como arenitos, calcários e basaltos sendo impossível extrapolar os resultados obtidos de um para outro meio ou por outro lado, estender soluções teóricas embasadas em modelos idealizados às condições reais da natureza. Foi visto nos itens precedentes a quantidade de fatores que influem no comportamento hidrogeotécnico dos maciços e também as sérias dificuldades ainda existentes na obtenção de parâmetros hidráulicos para sua caracterização. Tais fatores condicionam não apenas o comportamento dos sistemas de tratamento como também a própria definição de seu projeto, e os resultados obtidos em um caso, somente podem ser transportados para outros, à medida que fosse possível estabelecer parâmetros de comparação.

De modo simplificado, a percolação de água nos maciços rochosos pode acarretar três efeitos danosos, excluindo-se aí a ação físico-química:

- a. perdas de água do reservatório (vazões);
- b. erosões de materiais sólidos (velocidades/gradientes);
- c. comprometimento da estabilidade do maciço e estruturas sobrejacentes (pressões).

Enquanto perdas de água dizem respeito mais a considerações econômicas, os problemas de erosão e estabilidade referem-se a aspectos de segurança. O projeto de tratamento das fundações necessita ter em consideração alguns conceitos básicos sob pena de se projetar dispositivos não apenas onerosos, como inúteis aos fins de controle das percolações, o que é ainda pior, por imprimir um caráter de falsa segurança à obra.

A Fig.4.4, reproduzida de LONDE (1972) mostra de forma esquemática

ca a distribuição de potenciais ao longo de uma linha de fluxo para diferentes casos de eficiência de injeções e drenagem, bem como fornece uma idéia das vazões para cada situação.

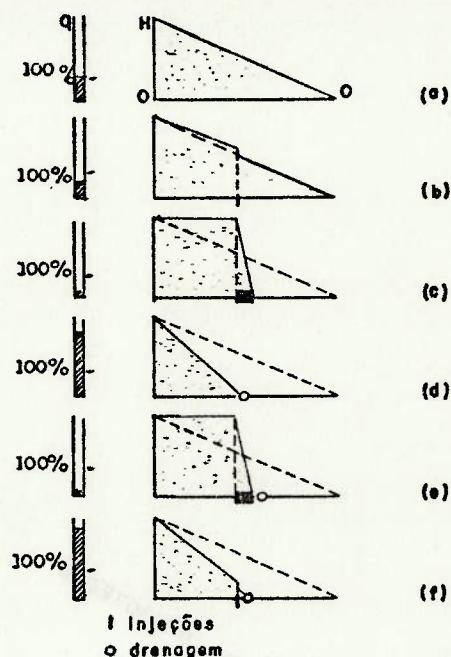


Fig. 4.4 — O papel das injeções e drenagem segundo Londe 1972

Londe resume em três regras, os conceitos fundamentais acerca da eficiência destes tratamentos:

- as vazões são aumentadas pela drenagem e reduzidas pelas injeções, qualquer que seja o arranjo ($c=e$, $d=f$, $c \neq d$) mas a velocidade de fluxo e as pressões em um dado ponto são fortemente influenciadas pela localização e arranjo das cortinas ($c=d$ a jusante porém $c \neq d$ a montante);
- em um maciço rochoso de permeabilidade K uniforme, apenas as vazões e velocidades dependem da permeabilidade e da espessura das fraturas. As pressões entretanto não dependem nem de K nem da espessura das fraturas;
- em um maciço heterogêneo, caracterizado por zonas de diferentes permeabilidades, as pressões em cada ponto dependem das relações de permeabilidade enquanto as vazões e velocidades dependem de seus valores absolutos.

A inclusão destes tratamentos introduz, no maciço, heterogeneidades artificiais que, aliadas a heterogeneidades naturais (litológicas, estruturas geológicas) e heterogeneidades induzidas (zonas de tração e compressão devido à transmissão de tensões aplicadas pelas estruturas) determinam a distribuição da permeabilidade no meio. Esta, em conjunto com as condições limites, governam as redes de fluxo, a distribuição das pressões, as forças de percolação e vazões. As condições de subsuperfície bem como os efeitos causados pela implantação da obra, necessitam ser então investigados antes de se definir os tratamentos a serem introduzidos.

Lembra Londe que uma cortina de vedação somente será eficiente

na redução das vazões e pressões a jusante, se ela tiver espessura suficiente e se criar no maciço um contraste apreciável de permeabilidade ($b \neq c$ na Fig.4.4) afirmando então que neste caso, a drenagem seria dispensável ($c=e$). Por outro lado a injeção de maciços de baixa permeabilidade tem um efeito muito reduzido uma vez que, tendo penetração limitada, a cortina resulta pouco espessa. A cortina de vedação é praticamente ineficiente ($b \sim a$) e as pressões acabam sendo condicionadas pela drenagem ($d \sim f$). Além disso, cortinas com espessura reduzida tem sua eficiência bastante comprometida pela possibilidade de existência de vazios.

De fato, Casagrande (1961) apresentou uma análise teórica sobre cortinas defeituosas onde o autor verifica que pequenas imperfeições na mesma, implicam numa eficiência bastante reduzida. Casagrande complementa sua análise com resultados de auscultação e conclue que, na maioria dos casos esta eficiência raramente excede a 30%. Como argumenta Jaeger (1972) e de acordo com o próprio Casagrande, tais considerações são válidas para cortinas pouco espessas. Neste trabalho, Casagrande também incluiu uma análise hipotética da eficiência das injeções tendo o mérito de considerar conjuntamente a relevância das feições geológicas das fundações como fatores condicionantes do comportamento hidrogeotécnico do maciço tratado.

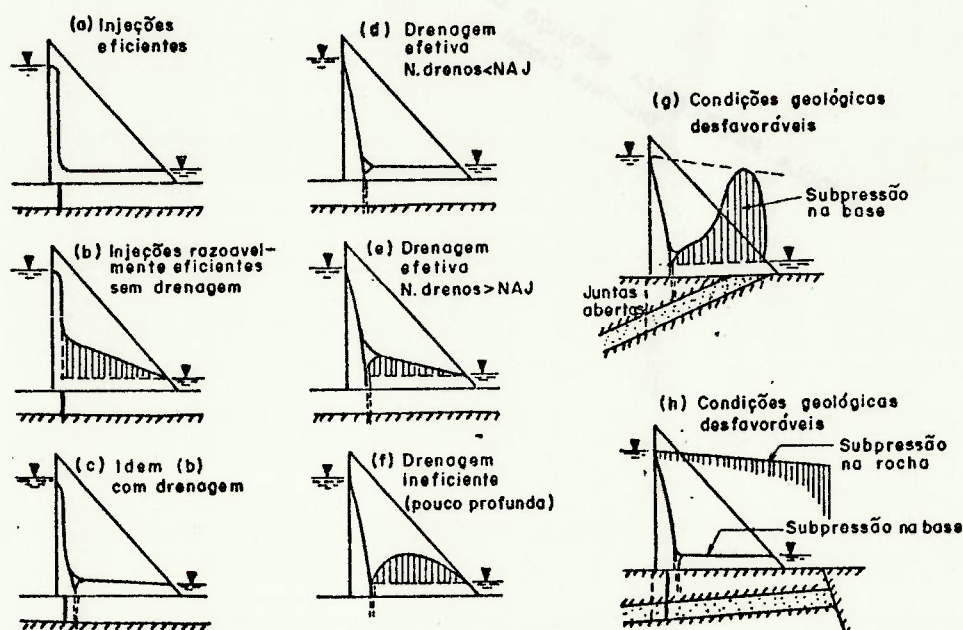


Fig. 4.5 - Exemplos hipotéticos de eficiência de tratamentos (Casagrande, 1961)

Analogamente às injeções, a inclusão de drenagem também depende de uma análise das condições de fundação conjuntamente à consideração das eventuais heterogeneidades introduzidas em função da implantação da obra. A eficiência da drenagem entretanto, é bem menos sensível a efeitos locais ou de execução que as injeções.

No caso de maciços com fraturas planas, contínuas, de espessura constante, basta que no projeto da drenagem seja considerada a direção das feições buscando-se interceptar, com os drenos, o

maior número possível de fraturas. As análises estatísticas de direção das fraturas (diagramas de Schmidt - Lambert por exemplo), constituem então ferramentas valiosas. Alguns problemas po rêm surgem quando as fraturas não apresentam aquelas características e o fluxo de água se limita a pequenos canais localizados no próprio plano da fenda. Torna-se então mais difícil interceptar estes caminhos e o efeito dos drenos poderá parecer insignificante, ainda que sejam executados com pequeno espaçamento entre si. Na realidade eles deixam de funcionar como drenos e passam a desempenhar o papel de válvulas de segurança. As redes de drenagem perdem o sentido, e os drenos passam de certa forma a funcionar como furos de descarga, devendo ser distribuídos de tal forma a interceptar planos ao longo dos quais o desenvolvimento generalizado das subpressões seria perigoso.

O efeito da drenagem nas pressões de água instaladas no maciço é também função dos valores relativos de permeabilidade. Uma cortina drenante em rocha de baixa permeabilidade é altamente eficiente. Como a rocha tem baixa permeabilidade, as vazões serão reduzidas. Em rochas de maior permeabilidade a drenagem será ta m b ê m eficiente mas, as altas vazões afluentes obrigarão ao uso s i mu lt â ne o das injeções.

Sabarly (1971) compilou as idéias gerais acerca da utilização dos sistemas de tratamento empregados em fundações rochosas do seguinte modo:

- a. "em terreno pouco permeável, a cortina de injeção não terá qualquer efeito, sendo portanto inútil, mas as subpressões irão se desenvolver exatamente como num terreno mais permeável e a drenagem será portanto indispensável. Deixar-se-á de lado a cortina de injeção (apesar do dogma !) e todo o esforço deverá ser concentrado na drenagem;
- b. em terreno muito permeável, somente a drenagem, tendo em vista as subpressões, teria a mesma eficácia que em terrenos pouco permeáveis mas, a vazão nos drenos poderia ser considerável e inadmissível para a economia do projeto, sem falar na possibilidade de "saturação" dos drenos ou no risco de erosão interna do terreno devido às elevadas velocidades de percolação. Mas neste caso, uma cortina de injeção é capaz de reduzir de várias potências de 10 a permeabilidade do terreno. E se uma tal cortina for executada, ela tornará os drenos menos necessários pois o terreno a jusante da cortina continua muito permeável em relação à cortina e as subpressões perigosas não arriscam a se produzir. Neste último caso de um terreno permeável, poderemos deslocar todo o esforço sobre a cortina de injeção e nos contentar com uma rede de piezômetros a jusante, para verificar que as subpressões não sejam perigosas".

Concluindo, Sabarly diz que tais considerações são relativamente simples nos casos extremos (maciços pouco e muito permeáveis), mas que se tornam mais complexas em situações intermediárias que correspondem à maioria dos casos. Como a drenagem representa uma garantia na redução das subpressões em todos os casos, o autor recomenda sempre sua utilização.

4.4.2 Considerações Acerca da Eficiência dos Tratamentos

Além dos fatores geológicos que, indubitavelmente representam condicionantes importantes na definição e posterior comportamento dos tratamentos de injeção e drenagem outros aspectos necessitam também ser considerados na análise da confiabilidade destes elementos.

No caso de uma cortina de injeções, por exemplo, não basta que ela seja construída suficientemente estanque, mas é preciso estudar também sua localização, de modo que conserve sua eficiência estando a obra em funcionamento. Foi comentado anteriormente, o problema da indução de tensões às fundações pela construção da barragem e enchimento do reservatório. As possíveis deformações do maciço, provocadas pela solicitação da estrutura podem levar a perda de estanqueidade de uma cortina bem executada. Embora estes efeitos sejam muito mais significativos em barragens tipo arco, tais considerações precisam ser feitas, à luz das características geológicas do maciço no local da obra.

Outro aspecto de interesse refere-se à qualidade das águas do reservatório, pois a cortina pode sofrer uma certa dissolução motivada pela percolação da água, perdendo gradativamente sua eficiência. Sabe-se que a hidratação do cimento libera em geral uma certa quantidade de cálcio livre e dependendo da qualidade das águas este cálcio pode ser dissolvido e carregado. Este fenômeno pode ainda causar como se verá adiante um comprometimento da eficiência da drenagem.

Em contrapartida à indução de tensões de tração à montante a região de jusante das fundações da barragem pode em alguns casos, resultar comprimidas. Os drenos, se aí colocados, terão seu comportamento prejudicado sendo impossibilitados de atuar na redução das subpressões. A respeito desta questão Re(1976) menciona os resultados de uma série de ensaios de laboratório executada por Londe e Bernaix (1970). Destes ensaios resultou que a relação entre os valores de permeabilidade de uma fenda submetida a uma tensão de tração de 1 Kg/cm^2 e a uma tensão de compressão de 50 Kg/cm^2 foi da ordem de 10000 vezes, sendo evidentemente a intensidade do fenômeno mais acentuada em rochas muito fraturadas e quase imperceptível em rochas com porosidade intersticial.

É indispensável também que os drenos interceptem as fraturas susceptíveis de conduzir água e que a cota de esgotamento do dreno seja a menor possível, pois ela condiciona os potenciais impostos ao maciço. Quanto menores estas cotas, maiores serão as reduções de subpressão proporcionadas (e maiores também serão as vazões afluentes do sistema).

É importante precisar que estes sistemas de tratamento, principalmente as redes de drenagem, necessitam de controle e manutenção. A dissolução de uma cortina de injeção mencionada acima, pode comprometer seriamente o funcionamento dos drenos colocados à jusante da mesma. O cálcio dissolvido, liberado do cimento das injeções, se encontra sob forma de depósitos em furos de drenagem ou mesmo estalactites no caso de galerias em rocha. Enquanto são raros os casos relatados de reparo em cortinas de injeção, o mesmo não pode ser dito com relação à manutenção da drenagem principalmente na bibliografia internacional. Veja-se por exem-

plô os trabalhos de KEENER (1951), STUART (1963), LACY JR e SCHOICK (1967), RHODES e DIXON (1976) e mais recentemente os diversos casos relatados no XV Congresso Internacional de Grandes Barragens (1985).

As redes de drenagem são muito importantes para a segurança das obras e necessitam de controle e manutenção mais cuidadosos. De fato, a perda de eficiência de uma cortina de injeção se manifesta em geral, de um modo bastante evidente, através do aumento das vazões de fuga. A perda de eficiência da drenagem, ocasionando um aumento das subpressões é muito mais dissimulado e as pressões podem atingir valores perigosos sem que se manifeste sinais externos.

Nesses casos a vazão nos drenos pode não ter significado imediato algum, não sendo possível concluir que a falta de água em um dreno indique sua ineficiência. Em terreno muito pouco permeável, por exemplo, um dreno pode reduzir consideravelmente as pressões sem por isso mostrar escoamento apreciável. Inversamente, um dreno que verta muita água pode não ter a eficiência dele esperada, deixando que subsistam pressões importantes, seja por se encontrar saturado, seja devido a colmatação ou heterogeneidades locais. A observação da vazão dos drenos ao longo do tempo, pode fornecer indicações preciosas servindo como indício, porém não significam nada em si. Realmente, uma diminuição progressiva da vazão pode ser causada seja por uma colmatação natural do terreno a montante, o que é favorável, seja por uma colmatação dos drenos, o que é danoso. Somente a observação das subpressões atuantes através de piezômetros adequadamente localizados, é capaz de avaliar convenientemente a eficiência da drenagem e seguir sua evolução.

Cabe aqui salientar que, embora sejam os drenos passíveis de entupimento e colmatação, as considerações de ineficiência total e instantânea destes sistemas parece ser severa demais tendo em conta os diversos casos relatados em bibliografia. Nos casos onde existe instrumentação adequada e principalmente uma equipe de técnicos responsáveis pelo controle e manutenção da obra e seus diversos componentes, a intervenção a tempo hábil parecer ser sempre possível, impossibilitando o estabelecimento de uma condição tão severa como a inexistência de drenagem.

Destas considerações conclue-se que o mérito relativo de um ou outro sistema nas hipóteses de subpressão, e o estabelecimento dos modelos hidrogeotécnicos de cálculo, está intimamente relacionada às condições geológicas locais. Embora funcionando de modo diverso estes dispositivos constituem-se em ferramentas importantes no controle das percolações e, se bem projetados, certamente contribuirão na redução das subpressões instaladas no maciço. Aliás, com relação a este assunto, vale a pena mencionar a opinião expressa por Casagrande (1961). Enquanto a maioria dos técnicos afirma que as injeções desviam as equipotenciais, aumentando os caminhos de percolação e não chegando a modificar as pressões de modo substancial, a drenagem, atraindo as equipotenciais praticamente anula as pressões a jusante (Sabarly, 1971), Casagrande diz que estes efeitos são muito difíceis de serem separados. A idéia de que as injeções tem como objetivo apenas re-

duzir vazões e a drenagem controlar pressões é por ele combatida: "não posso compreender como estes dois efeitos possam ser se parados desta maneira simples. Uma cortina de injeções, que provoque uma redução substancial na percolação, também deverá reduzir as pressões a jusante da mesma".

O importante é que, uma vez assumido em projeto o papel destes dispositivos, deverão ser previstos procedimentos que possibilitem manter sua eficiência ao longo da vida útil da obra, garantindo seu comportamento dentro dos padrões pré estabelecidos.

Caberá ao técnico, em função de sua obra, decidir sobre a necessidade de utilização dos vários sistemas disponíveis bem como estabelecer o grau de efetividade que se poderá esperar deles. Esta confiabilidade esperada para cada dispositivo dependerá, dentre outros fatores, da espessura da zona injetada (função da geologia), características geométricas dos tratamentos (espaçamento, diâmetro, profundidade), posicionamento das cortinas, e principalmente das condições de funcionamento do sistema ao longo do tempo.

Da previsão de medidas de controle de manutenção e reparos dependerá a própria hipótese de subpressão uma vez que ela estará fundamentada na suposição de pleno funcionamento dos dispositivos projetados para garantir os níveis piezométricos máximos especificados.

Porém não existem soluções ou fórmulas padronizadas aplicáveis em cada caso pois a prática tem mostrado que não existem senão casos particulares. Cabe ao profissional em função de sua obra, informações disponíveis e experiência acumulada, estabelecer os critérios que nortearão o projeto.

4.5 Compilação dos Conceitos

A importância de se considerar as características intrínsecas ao meio físico através do qual se dá o fenômeno de percolação de água, torna-se bastante evidente à medida em que se analisa os diversos fatores que intervêm no fenômeno e as diferenças de comportamento de cada maciço, frente a esta percolação. A natureza geológica do maciço de fundação das estruturas, bem como suas propriedades e características hidrogeológicas têm um papel fundamental em todo o estudo de escoamento de água, definindo desde o enfoque a ser adotado na análise (como visto no capítulo 3), até os detalhes de projeto que condicionarão posteriormente sua resposta às solicitações que lhe serão impostas.

A caracterização hidrogeotécnica do maciço reveste-se então de fundamental importância no equacionamento do problema da percolação, equacionamento este que engloba definições de projeto, como os esquemas de tratamento, o estabelecimento dos níveis de solicitação que condicionam a segurança da obra, gradientes e subpressões, e a previsão do comportamento do conjunto obra - fundação durante as fases de construção e operação da obra (subpressões, vazões).

Basicamente dois enfoques merecem destaque tendo em vista a con-

- sideração das subpressões atuantes nas fundações das estruturas:
- a. a caracterização hidrogeotécnica do maciço rochoso, de forma mais completa possível;
 - b. a adequada previsão dos dispositivos de tratamento, garantindo-lhes a eficiência no controle das subpressões.

Com relação à caracterização hidrogeotécnica, rapidamente delineou-se aqui os significativos avanços que têm sido feitos nas técnicas de investigação. Tais avanços, aliados aos desenvolvimentos teóricos vistos no capítulo 3 representam uma mudança de rumo nos caminhos que vinham sendo trilhados pelos estudos de percolação em meios rochosos, previsão de pressões, vazões, etc. Este caminho parece ser tanto mais promissor quanto melhores forem as informações obtidas.

Seria ilusório entretanto julgar que, com os avanços nas técnicas de ensaios pontuais torna-se possível descrever a geometria de um maciço fraturado, com contatos e descontinuidades ou juntas falhas de uma forma detalhada. Frente ao caráter aleatório de ocorrência destas feições, principalmente com relação a parâmetros como abertura, rugosidade, preenchimento, extensão, parece existir uma barreira quase intransponível, entre o protótipo encontrado na natureza e modelos de análise idealizados a partir da obtenção destas informações. Por outro lado a execução conjunta de levantamentos geológicos estruturais e ensaios hidrogeotécnicos globais representa um procedimento indispensável na busca de um melhor entendimento, análise e previsão do fenômeno de escoamento das águas nos meios rochosos.

Se, por um lado, importa o conhecimento das características intrínsecas ao maciço como encontrado na natureza, não deve ser esquecida igualmente a importância de se considerar as alterações destas mesmas características, pela implantação da obra. As pesquisas geológicas e geotécnicas antes mencionadas, em geral investigam um maciço com características que, sob certo aspecto diferem daquelas que existirão após a obra ser posta em funcionamento. Assim, os resultados das investigações devem ser analisadas à luz dos novos condicionantes.

Os tratamentos de fundação constituem um destes aspectos a serem considerados. A caracterização hidráulica do maciço bem como a análise das novas condições de contorno impostas ao maciço vão definir todo o projeto destes dispositivos que, por sua vez, condicionarão o comportamento hidrogeotécnico do maciço. A eficiência relativa de cada um destes elementos constitui-se num tema bastante controverso, tendo em vista o objetivo deste trabalho seriam estéréis discussões sobre este assunto. Porém a compilação de alguns dos principais conceitos acerca da utilização de injeções e drenagem deixou claro que estes elementos exercem papel de destaque em todo o quadro hidrogeotécnico a ser considerado e sejam quais forem as formas ou métodos empregados na previsão e quantificação dos efeitos consequentes à percolação nos maciços eles devem ser considerados.

5. A CONSIDERAÇÃO DA SUBPRESSÃO

5.1 O Reconhecimento da Subpressão e as Primeiras Barragens

As primeiras barragens construídas pelo homem datam de cerca de 4000 anos A.C., na Índia (barragens de terra) e no Egito (barragem de alvenaria). Segundo registros históricos apresentados em 1930, na *Engineering News Record* (Andrade, 1982), os perfis destas barragens mostravam uma relação entre a largura da base e a altura da estrutura da ordem de 3 a 4 vezes. Ainda hoje existem as barragens de Proserpina e Cornalba, ambas com 20 m de altura, construídas na Espanha, que datam da época dos romanos. Além destas, as mais antigas barragens existentes, também situadas naquele país são Almansa, Tibi, Elche, Rellen e ainda Arguiz, Monteagudo e Valdeinfierno, construídas pelos árabes no século XV (Andrade 1982).

As seções transversais destas obras eram determinadas com base na experiência daqueles que as construíam, sem nenhum critério que norteasse os projetos. Muitos dos fenômenos hoje considerados eram então totalmente desconhecidos. Seções tais como as das barragens de Rellen e Almansa seriam consideradas instáveis se adotados os critérios atualmente em uso e sua estabilidade apenas se justifica em função de ser, o local de implantação, constituído por gargantas estreitas, bem como devido à forma arqueada da estrutura.

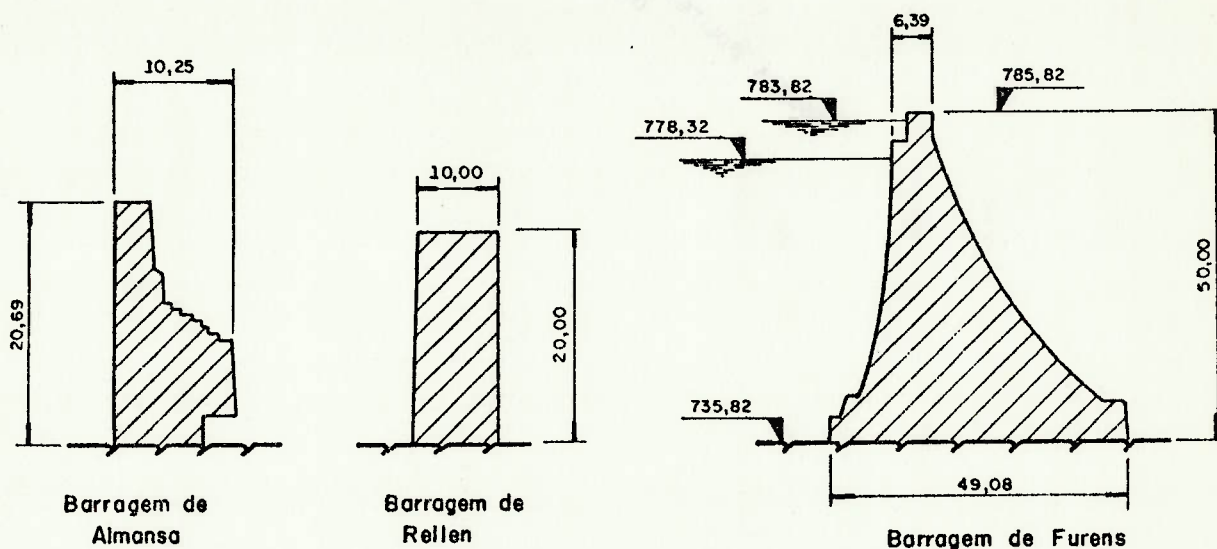


Fig. 5.1 - Exemplos de perfis das primeiras barragens (Andrade, 1982)

O primeiro grande desastre de que se tem registro aconteceu com a barragem de Puentes, construída em 1785 na Espanha. A estrutura, construída sobre estacas em sua parte central, teve sua fundação rompida quando posta em carga, em 1802, vitimando mais de 600 pessoas. Quase um século depois ela foi reconstruída com uma seção similar ao perfil original, com 48 m de altura, porém

apoiada em um bloco de 72 m de largura de base por cerca de 20 m de altura. Este critério tornou-se evidente na construção da barragem de Valdeinferno com uma seção que retornava à época dos egípcios.

Entre 1830 e 1850 foram construídas na França algumas barragens, tais como Chazilly, Glomel, Gros Bois além de Lampy e Settons (1855-1858) seguindo os mais diversos perfis. A barragem de Furens (1861-1866) entretanto, parece representar o marco inicial dos perfis, tais como hoje empregados (Fig.5.1).

Foi provavelmente a ruptura de barragens de gravidade cuja estabilidade parecia, perfeitamente assegurada, levando-se em conta apenas o peso próprio e a pressão hidrostática a montante que acabou por determinar em fins do século passado, a consideração da ação da água infiltrada sob a estrutura. Ainda que na maioria dos casos não tenha sido a causa principal das rupturas ocorridas, não há dúvidas de que a existência de água sob pressão na base da estrutura facilitou o colapso de muitas obras.

Após o desastre de Puentes, seguiram-se Perregaud (1881 e 1927), Bouzey (1884 e 1895), Austin-Texas, Austin-Pen (1911), Gleno (1923) e outras. Desde o início do século, a determinação das pressões de água e subpressões em fundações rochosas tem se revestido de grande complexidade e importância para os projetistas.

Entre 1880 e 1882 era construída na Inglaterra, a barragem de Vyrnwy onde, pela primeira vez se usava um sistema de drenos para aliviar subpressões na fundação, sendo prevista inclusive uma galeria de inspeção que permitia observar a barragem internamente.

Somente após o acidente de Bouzey entretanto, ocorrido em 27 de abril de 1895, Maurice Levy, à frente de um comitê de investigação sobre o acidente, indicava as pressões de água instaladas na rocha e a força de subpressão atuante sob a fundação da barragem, como causas da catástrofe.

Pode-se afirmar que, naqueles casos mencionados, o colapso ocorreu devido a inadequada resistência da fundação a esforços horizontais isto é, ao cisalhamento. Também naqueles casos havia evidências de que a subpressão contribuiu para a ruptura, causando a redução do peso efetivo da estrutura e, conseqüentemente, da resistência do cisalhamento.

5.2 A Evolução das Hipóteses Fundamentais

O conceito de subpressão e de como ela atua passou por etapas bem distintas, em função do avanço da técnica de pesquisa e do maior aprofundamento das análises efetuadas.

Dos sucessivos trabalhos publicados entre fins do século passado e início deste século podem-se distinguir de modo bastante claro, três fases distintas pelas quais passaram os conceitos e hipóteses inicialmente estabelecidos acerca de subpressões. Assim foi que, em virtude da escassez de dados e precariedade dos ensaios de permeabilidade, uma primeira hipótese considerava imper

meáveis à água tanto o concreto da barragem como o maciço de fundação, podendo a subpressão ser exercida somente através de juntas ou fissuras. Como resultado das primeiras observações em obras que revelaram a existência de pressões de água nas fundações passou-se a admitir apenas o corpo da barragem como impermeável e conseqüentemente a subpressão poderia atuar na base da estrutura. Mais tarde foi que, a partir de resultados de ensaios de permeabilidade em concreto, tanto o maciço rochoso como o material constituinte da barragem foram considerados permeáveis e portanto as pressões induzidas pela água poderiam ocorrer tanto na estrutura da barragem, como também na superfície de contato com a fundação.

As previsões acerca da intensidade das pressões de água atuantes, foram baseadas inicialmente apenas nas condições de percolação da água em fendas e, mais tarde, no resultado de medições efetuadas em fundações de barragens ou ainda na resolução, por via analítica ou experimental, das equações deduzidas da lei de Darcy. Embora alguma controvérsia tenha sido levantada a respeito da distribuição destas pressões, pouco foi dito sobre a evolução de sua intensidade, sendo admitido por alguns autores, a priori, a existência de um regime permanente de percolação quer na barragem, quer em sua fundação. Não existia entretanto confirmação experimental de tal hipótese. Aqueles que cogitaram a respeito do elevado tempo necessário para a instalação de um regime permanente de percolação na barragem e respectiva fundação, contentaram-se em prescrever a eliminação da subpressão dentre os esforços atuantes.

As maiores controvérsias entretanto surgiram com relação à área efetiva de atuação destas pressões. O contato entre as partículas, no qual não haveria água e, portanto, não poderia haver subpressão atuante, era a principal argumentação contra a idéia de que a área de atuação das pressões de água correspondesse a 100%. Os ensaios efetuados em laboratório no sentido de esclarecer tal questão, arrastaram consigo uma nova série de dificuldades e ela permaneceu ainda, durante algum tempo, sem uma clara definição.

5.2.1 Primeira Fase: As Fendas como Causa da Subpressão

Serafim, em seu trabalho sobre "Subpressões em barragens" (1954) apresenta um quadro evolutivo acerca das hipóteses relativas à atuação das subpressões. Segundo Serafim, as primeiras idéias teriam surgido já em 1884 com Castigliano que, pela primeira vez indicou a fissuração e as tensões de tração como as causas da penetração d'água na base de estruturas. J.B. Francis em 1888, com notável antecedência sugeriu a existência de pressões na base de barragens gravidade, devido à fissuração da rocha, tendo chegado a propor a execução de drenos na base da estrutura, próximo ao paramento de montante. Francis considerava que a pressão atuava em toda a base da estrutura, variando linearmente desde a pressão do reservatório, a montante até zero a jusante. Além disso julgou necessário verificar a transmissão de tensões através dos capilares da argamassa, e realizou os primeiros ensaios, buscando estabelecer a área de atuação das pressões.

Estas considerações e estudos foram objeto de várias críticas (Serafim, 1954) levadas a efeito através das publicações da American Society of Civil Engineers, dando origem a uma série de polêmicas, porém fecundas, discussões acerca dos problemas de subpressão. Assim Wegman duvidou da existência desta solicitação; Emery argumentou que a pressão não se exercia sob toda a área da fundação; Foizell admitiu a hipótese de que a pressão exercida era igual em toda a base, à pressão de montante e duvidou da eficiência de um sistema de drenagem; Fuertes sugeriu que a pressão somente poderia atuar em toda a área da base, se a estrutura repousasse sobre uma película de água.

Igualmente notável foi a concepção de H. Flecht (1889), que imaginou a subpressão como resultado da diferença das pressões instaladas em juntas contíguas, que se abriam em virtude da pressão de água. Supunha, à semelhança de Francis, que tais pressões variavam desde a pressão do reservatório a montante até zero a jusante.

Em 1895, após o acidente de Bouzey, Maurice Levy (1895), com base nos estudos de Francis, estabelecia as diretrizes para o que seria o primeiro critério de segurança de barragens tipo gravidade de alvenaria ou concreto que levava em consideração esforços de subpressão. Em seu trabalho, Levy preconizava que a condição de não existência de tração nas extremidades de montante de juntas horizontais não era suficiente para impedir a penetração de água em juntas ou fissuras produzidas por efeitos térmicos ou outros. Sugeriu dois métodos através dos quais pretendia anular os inconvenientes causados pela ação da água:

- a. para evitar a instalação de pressões de água no concreto, preconizava a existência de uma parede a montante, apoiada sobre vigas formando poços verticais, de modo que toda água infiltrada a montante fosse coletada na estrutura;
- b. para reduzir os efeitos de subpressão no contato com a fundação, sugeria a existência de pressões, no paramento de montante, levemente superiores à pressão de água do reservatório. Com base na teoria de distribuição linear de tensões, mostrou que tal condição é satisfeita quando se considera, no dimensionamento, um diagrama triangular de pressões da água variando desde o valor da pressão hidrostática a montante até zero no paramento jusante.

Kiel e mais tarde (1898) Lieckfeldt admitiram a abertura de juntas e consideravam que a pressão de água atuava em todos os pontos onde as tensões de compressão fossem inferiores às pressões hidrostáticas. Em casos extremos, toda a junta desde montante até jusante estaria submetida a uma pressão retangular.

Com exceção de Levy, todos os autores postulavam a existência de fendas através das quais seriam exercidas pressões de água no interior e base das barragens. Além disto, parecia-lhes inconcebível que a pressão hidrostática pudesse ser exercida em toda a área das seções horizontais. Houk em uma discussão de um trabalho de Hinds (1929) só encontrava explicação para que a pressão de água fosse sentida em 100% da área da seção horizontal, no fato de ocorrer uma fenda. É interessante ressaltar todavia que Levy,

mais do que justificar as causas da subpressão, preocupou-se antes em indicar uma condição para evitar seu aparecimento.

Pouco depois, Resal (1901) manifestou sua concordância com os pontos de vista de Levy afirmando ainda que, não sendo a alvenaria completamente impermeável, a pressão de água forçosamente se instalaria também em seu interior. As idéias acerca da concepção de subpressão, em consequência da permeabilidade eram entretanto confusas e não encontraram aceitação imediata, sendo retardadas ainda por mais alguns anos.

5.2.2 Segunda Fase: A Permeabilidade da Fundação como Causa de Subpressão no Contato

Menciona Serafim (1954) que, em 1897, Pelletrau admitia a ocorrência de subpressão em fissuras existentes na estrutura da barragem, com distribuição retangular até o ponto onde não houvesse tensões de tração. A partir daí, admitia a impermeabilidade da estrutura. Por outro lado, quanto à fundação, o autor indicava que sempre ocorreria a subpressão no contato com a estrutura em virtude da permeabilidade da fundação, ainda que esta fosse constituída por rocha sã.

Harrisson apresentou, em 1912, na American Society of Civil Engineer, algumas idéias que foram objeto de muitas discussões. Das diversas discussões havidas, o autor concluiu:

- a. tanto na fundação como no próprio corpo da barragem a pressão de água não poderia atuar em toda a área da base ou de qualquer junta horizontal;
- b. no que diz respeito à subpressão na superfície de fundação duas situações deveriam ser consideradas; sendo a fundação constituída de rocha sã, ainda que ocorrendo fendas horizontais ou verticais, não haveria razão para esperar que a água penetrasse por elas e portanto nenhuma pressão deveria ser considerada em projeto; se houvesse estratificações na fundação com fendas horizontais bem definidas, a subpressão deveria ser considerada com carga estática aproximadamente igual a do reservatório, a montante. A jusante, a carga seria correspondente aquela necessária a superar a resistência oposta ao escoamento (zero, no caso da água poder fluir livremente);
- c. a subpressão na fundação poderia ser reduzida por uma cortina corta água, injeções ou drenagem que também teriam a função de controlar as fugas.
- d. as considerações acerca da subpressão na estrutura estariam intimamente ligadas as características da obra, podendo também ser previstos esquemas de drenagem;
- e. o projeto deveria sempre considerar as condições geológicas locais.

Apenas os três últimos conceitos permanecem até hoje.

Nesta fase de evolução dos conceitos, a subpressão era considerada de importância relevante apenas na seção da base. Apesar do avanço, admitia-se implicitamente a ocorrência de fissuras pré existentes na rocha, que permitiam o estabelecimento das pressões atuantes em toda a base.

Em grande parte, tais hipóteses eram justificadas por resultados de medição de pressões no contato com a fundação de obras em funcionamento. Serafim menciona Shaefer que, com base em medições feitas na barragem de Neye, Alemanha, em 1913, aconselhou se considerar a subpressão em toda a área de base, com distribuição linear variando desde a pressão total a montante até metade desta pressão a jusante. Estas e outras medições divulgaram-se rapidamente, tornando comum a hipótese de atuação da pressão em toda a área da base.

5.2.3 Terceira Fase: A Subpressão e a Porosidade dos Materiais

Apesar da melhoria que ia sendo incorporada à qualidade dos materiais, e da crescente utilização de concreto, em substituição à alvenaria, as considerações de abertura de fissuras no corpo e base da estrutura continuavam ainda a ser admitidas.

Foi então que em 1913 Fillunger (Serafim, 1954) estabeleceu uma nova linha de raciocínio baseada na hipótese de percolação de água através dos poros do material da barragem, tratando da mesma forma o caso do contato estrutura-fundação. Argumentava que, ao se admitir a existência de fendas, supunha-se uma situação não usual, qual seja, que a barragem era estável, embora já apresentasse rupturas. Indicava ainda que da admissão de fissuras resultavam perfis de barragem pouco econômicos, uma vez que a subpressão era superestimada.

Ficavam assim estabelecidos por Fillunger os dois problemas que importava resolver para definir o valor da subpressão: a grandeza e distribuição das pressões e a porcentagem da área sobre a qual estas pressões atuavam.

Apesar das novas idéias introduzidas por Fillunger, a permeabilidade dos materiais, embora aceita, foi de certo modo ignorada e, a maior preocupação era ainda vedar a passagem de água. Apesar das inúmeras discussões a respeito, e ao fim de meio século de exaustivos estudos, as conclusões do III Congresso de Grandes Barragens (1948) levaram a um critério idêntico ao de Levy.

5.3 Os Conceitos em Meados do Século

As discussões acerca da consideração da subpressão em estruturas tipo gravidade prenderam-se em última análise, à determinação de dois fatores igualmente importantes para o cálculo daquela solicitação: a área efetiva de atuação da pressão de água sob a base da estrutura e a intensidade com que ela se manifestaria, tendo em conta os diversos dispositivos de controle utilizados, as características do maciço, etc. O fator área "A" e o fator intensidade "I" constituiriam, deste modo, os elementos determinantes da subpressão.

O fator de área "A" foi definido como sendo a porcentagem da área da seção horizontal da base da barragem, que deveria ser admitida como sendo a área efetiva de aplicação da solicitação, apresentando valores que poderiam atingir um máximo de 100% ou 1,0, em função da porosidade do meio, ou de acordo com os crité-

rios e experiência acumulada do projetista.

O fator intensidade "I" foi definido como sendo um coeficiente de minoração do valor da subpressão de montante. Era comumente expresso como um gradiente que se estendia desde uma pressão correspondente ao nível de jusante até um valor variável na face de montante. Este valor variaria até um máximo correspondente à pressão total do reservatório, sendo conseqüentemente, o coeficiente I igual a 100% ou 1,0. No caso de utilização de drenagem, este fator representaria a redução de subpressão causada pela introdução do elemento de controle. A Fig. 5.2 ilustra vários diagramas de subpressão correspondentes a diferentes valores de I. A forma do diagrama buscava, tanto quanto possível, assemelhar-se aos dados observados e, por outro lado, simplificar os cálculos de avaliação da solicitação.

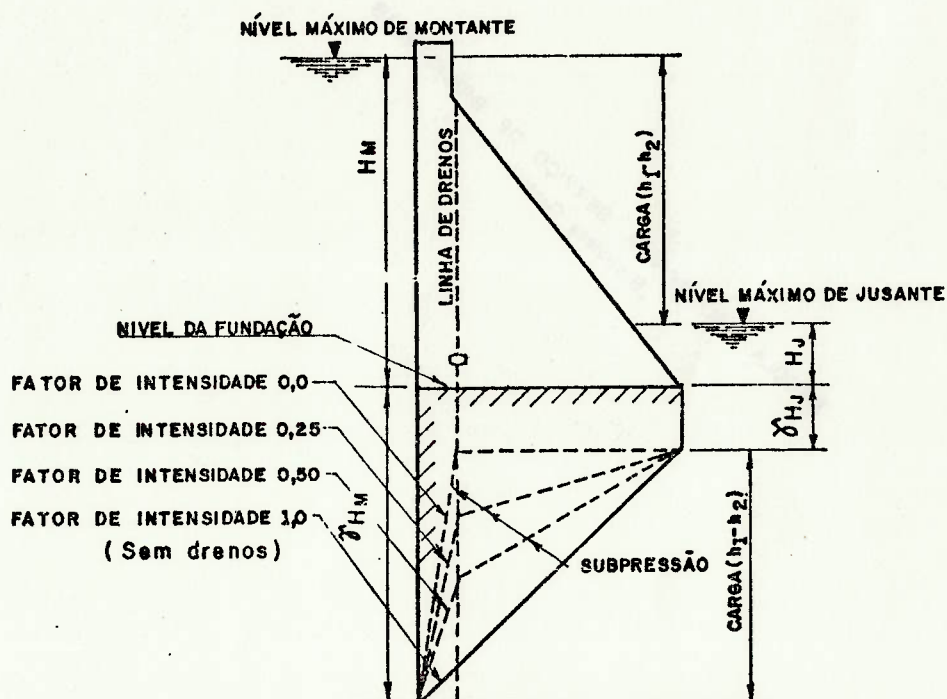


Fig. 5.2 — Diagrama de intensidade de subpressão com vários coeficientes I

A determinação destes dois fatores, principalmente o fator área A veio sendo estudada e discutida já antes de 1920 (Morrison et Brodie, 1916), podendo-se dizer entretanto que foram os ensaios de Terzaghi (1936), Leliavsky Bey (1947-1948) e McHenry (1948) do Bureau of Reclamation que contribuíram decisivamente para as recomendações e conclusões do III Congresso Internacional de Grandes Barragens, realizado em 1948 em Estocolmo.

À questão 8 daquele congresso—"Uplift and the resulting stresses in dams", foram submetidos onze trabalhos, dos quais três (Harza, Leliavsky Bey e McHenry) tratavam da determinação científica dos fatores; sete (Blee & Riegel, Spedie, Laporte, Kratochvi, Bezdicek, Reinius e Jackobsen), se referiam a aspectos práticos do problema e um (Myslivec), a problemas de infiltração em barragens de terra.

Dos trabalhos então apresentados pode-se depreender que:

- a. o fator A seria essencialmente empírico, só podendo ser determinado por meio experimental. Investigações comunicadas ao congresso sugeriam valores entre 0,85 e 1,00;
- b. o valor da subpressão na fundação e suas variações entre montante e jusante, em qualquer seção transversal dependeria de dispositivos de controle e das condições específicas do local. Assim, a montante, o valor da subpressão seria a própria pressão hidrostática do reservatório, e a jusante este valor seria zero, para o caso de aí não existir água. Entre estes dois limites, a subpressão variaria linearmente, tendo-se em conta os efeitos de qualquer elemento de controle, introduzido para reduzir a intensidade da subpressão;
- c. medidas apropriadas deveriam ser adotadas, no sentido de reduzir e controlar a subpressão. Dever-se-ia sempre ter em mente que a eficiência dos dispositivos de controle dependeria da possibilidade de inspeção e manutenção sistemática dos mesmos.

Em 1951, o "Subcommittee on Uplift in Masonry Dams of the Committee on Masonry Dams of the Power Division" encarregado de estudar e esclarecer o problema da subpressão emitiu seu relatório final onde procurou não apenas estabelecer alguns critérios básicos referentes a consideração da subpressão, mas principalmente compilar as idéias, conceitos e informações disponíveis até aquela data.

Ressalta o Subcomitê que, na determinação daqueles fatores, especialmente I, um estudo completo das fundações e suas condições geológicas deveria ser elaborado. Tais estudos incluiriam não somente a determinação da estrutura geológica, mas também da composição, capacidade de absorção e permeabilidade da rocha, sistemas preferenciais de descontinuidades ou acamamentos e suas características. Também seria considerado o nível do lençol freático existente e as variações esperadas em função da construção da barragem. Considerações deveriam ser feitas com respeito às evidências de fluxo subterrâneo e a qualidade da água do reservatório, no que se refere a quantidade de sais minerais dissolvidos, para avaliar os efeitos de colmatção de drenos.

5.3.1 O Fator Área "A"

O valor a ser admitido para o fator área A tinha por base, além de algumas evidências experimentais, argumentações e discussões teóricas estabelecidas por técnicos que estudavam o assunto.

O relatório da ASCE (1951) menciona ensaios realizados por W.A. Zisman que, em 1933 já ensaiava a compressibilidade de rochas através da aplicação de pressões hidráulicas em amostras encamisadas e não encamisadas. Zisman estimou, com base nos dados disponíveis que para uma amostra de mármore, o fator área seria 0,90 enquanto espécimes diferentes de granito teriam fator aproximadamente de 0,75.

Outra importante investigação, publicada em 1936 por Terzaghi chegou a um valor de 0,98 para o fator A do concreto.

Em 1945, Terzaghi (ASCE, 1951) argumentava que, condições semelhantes àsquelas encontradas por ele, no concreto, poderiam ser esperadas nas rochas, que eram materiais porosos e que, em função de sua própria estrutura estariam submetidas a um alto fator área, independente da influência de aberturas ou cavidades na rocha, presença de juntas ou fraturas. A ocorrência destas, facilitaria o acesso d'água, promovendo a saturação da rocha e o desenvolvimento de um alto fator área A que poderia atingir o valor 1,0.

Leliavsky (1948), após uma elaborada série de experimentos, obteve um valor médio, também para o concreto, de 0,91 que corrigido em função da saturação do material passava para 0,85. McHenry relatou em seu trabalho, no III Congresso de Grandes Barragens o valor aproximado de 1,0 para aquele fator, após mais de 300 ensaios sobre amostras de concreto em câmara de compressão triaxial.

Harza, por um raciocínio dedutivo pretendeu demonstrar que a área efetiva de atuação da pressão é rigorosamente igual a área total da seção, isto é, fator de área igual a 1,0. Sua argumentação, inicialmente aplicada ao concreto estendia-se igualmente à rocha de fundação. O autor apresenta muitas objeções ao trabalho de Leliavsky, procurando uma nova interpretação para seus resultados. A síntese deste trabalho foi também apresentada no III Congresso de Grandes Barragens (1948) tendo sido amplamente discutida.

Um diagrama (Fig.5.3) relacionado o fator área A à porcentagem de vazios do material foi submetido por W.P.Creager ao Subcomitê. Baseado na admissão de um fator área A igual a 1,0 para a areia e um fator zero para o vidro, que é um material não poroso, Creager mostrou que o fator área variava de modo brusco atingindo valores superiores a 0,90 para porcentagens de vazios acima de 10% o que corresponde ao concreto.

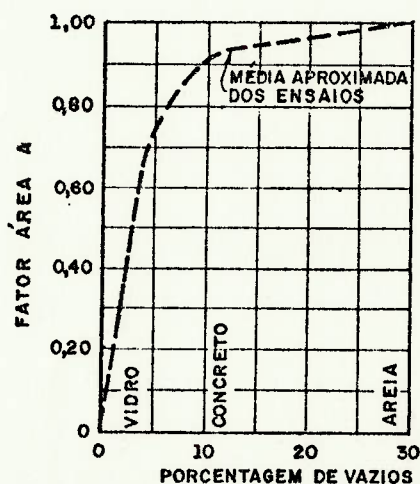


Fig. 5.3 — Fator área x vazios segundo Creager

Lembrava o Subcomitê em seu relatório que, no caso de altas barragens onde existe nível de jusante, a condição de saturação da região próxima ao contato normalmente é observada, aumentando a tendência de altos valores de A.

5.3.2 O Fator Intensidade "I"

Além das próprias condições geológicas da fundação que influenciavam diretamente a intensidade da subpressão atuante na base de estruturas, o Subcomitê dedicou especial atenção aos sistemas para redução desta solicitação, particularmente às cortinas de injeção e drenagem que eram então amplamente empregadas nas barragens americanas.

Sugeriu a conveniência de se estender a cortina de injeção até uma camada mais impermeável da fundação, caso esta ocorresse. Onde houvesse apenas pequenas variações de permeabilidade entre os diversos estratos da fundação, as redes de fluxo poderiam indicar a profundidade adequada da cortina. Entretanto seria impossível sugerir regras.

Embora as cortinas de injeção fossem consideradas por muitos engenheiros como uma proteção permanente, existiam na época algumas dúvidas a este respeito conforme deixou transparecer Reinius (1948) em seu trabalho apresentado ao III Congresso de Grandes Barragens. Argumentava-se entretanto que, seja a partir de galerias deixadas próximas às fundações, nas grandes estruturas, seja a partir do próprio reservatório, em estruturas menores, estas cortinas poderiam ser acessíveis e passíveis de reforço, bastando para tanto a observação de seu comportamento.

Além das cortinas de injeção muitas das barragens americanas contavam com um sistema de drenagem, perfurado logo à jusante destas, a partir de galerias implantadas próximas ao paramento de montante, de modo a captar a água que eventualmente passasse através da cortina. Segundo o relato da ASCE, o alívio de subpressão era tanto maior quanto mais próximos fossem os furos de drenagem, afetando diretamente o fator intensidade. Em seu relatório, o Subcomitê reuniu observações de uma série de medições feitas principalmente em barragens americanas, no sentido de ilustrar a redução do fator intensidade (e da subpressão) imposta pelos tratamentos.

Apesar da grande eficiência dos sistemas de drenagem, comprovada pelas observações e medidas, o Subcomitê alertava para a possível ineficácia dos drenos em função de eventual colmatção. Deste modo recomendavam-se inspeções regulares das condições de drenagem e limpeza quando necessário. Eventualmente uma nova série de furos de drenagem poderia ser feita se as medidas preventivas não surtiram efeito.

Mais uma vez foram mencionados os engenheiros suecos que, em função de problemas observados em seu país eram contrários ao uso dos drenos. Porém, ressaltava o relatório, a menos dos casos registrados na Suécia, o Subcomitê não tivera notícias até então de problemas similares, apesar da ampla utilização destes sistemas nas barragens americanas. Parecia claro que a qualidade das águas suecas era fator condicionante do mau funcionamento dos drenos, evidenciando a importância de investigações preliminares acerca da natureza das águas, conforme anteriormente sugerido.

O Subcomitê enfatizou a importância do acompanhamento sistemáti-

co do funcionamento dos dispositivos de controle, seja através de medidas de pressão, seja de vazões, no sentido de assegurar sua eficiência, permitindo assim a consideração, em projeto, de fatores de intensidade reduzidos. Entretanto, contrariamente ao caso do fator A, não se sugeriu nenhum valor para o fator I.

5.3.3 Recomendações para Projeto

Com base na observação do comportamento das fundações de um grande número de obras principalmente americanas (USBR, TVA, US Corps of Engineers), no que se refere às subpressões aí atuantes, o Subcomitê concluiu seu relato, com algumas recomendações que representavam, em última análise, a compilação dos conceitos até então adquiridos:

- a. A profundidade das cortinas de injeção era função das condições da fundação, não tendo uma relação direta com a altura da barragem. Se houvesse um horizonte mais impermeável, a uma profundidade razoável, a cortina deveria atingi-lo. Os furos de drenagem tinham em geral um comprimento igual a 80% do comprimento das injeções. Tanto injeções como drenos eram normalmente feitos a partir de uma galeria localizada no concreto, próximo do paramento de montante e da fundação;
- b. A luz dos casos estudados, julgou o Subcomitê que a adoção de um fator $I = 1$ seria uma hipótese bastante conservadora, particularmente quando já se adotava fator área de 100%. Quando as investigações geológicas indicassem a existência de um estrato mais impermeável a jusante, enquanto a montante o maciço se apresentasse mais permeável (nenhum dos casos estudados e apresentados no relatório do Subcomitê se enquadrava nesta categoria), poder-se-ia admitir que a subpressão seria igual a carga do reservatório a montante, decrescendo lentamente através da fundação porosa e mais rapidamente na porção rochosa mais estanque. Isto poderia resultar em um fator I maior do que 1,0. Tratamentos especiais entretanto, justificariam a redução deste fator;
- c. Em barragens sem nenhum tratamento de fundação, dizia o Subcomitê, poderia ser adotado o fator $I = 1,0$. Entretanto, se as condições de fundação fossem muito desfavoráveis, elas poderiam ser melhoradas por meio de injeções de consolidação, de impermeabilizações ou ambas e por drenagem, podendo-se então determinar um fator mais adequado. Tais providências deveriam sempre ser consideradas principalmente em grandes estruturas;
- d. No caso de estruturas menores poderia ser mais econômico aumentar o fator intensidade (e conseqüentemente a seção da barragem), do que adotar medidas de redução e controle, entendendo-se por "estruturas menores" aquelas inferiores a 30m de altura. Entretanto, ainda neste caso o alto fator $I = 1,0$ só raramente se justificaria;
- e. Na Europa, em alguns casos, observou-se a preferência de se construir barragens de gravidade sem drenos ou qualquer outro dispositivo, empregando-se o fator $I = 1,0$, mesmo quando as fundações eram injetadas. Embora representando o resultado da prática européia, os engenheiros americanos acreditavam que considerações de ordem econômica deveriam ditar uma atitude diferente;
- f. O Subcomitê não acreditava ser adequado recomendar um valor definitivo ou mesmo mínimo para o fator intensidade I. As cir

cunståncias peculiares de cada projeto deveriam guiar o projetista a adotar suas pr3prias hip3teses. As caracter3sticas estruturais e geol3gicas do maciço rochoso eram de fundamental import3ncia bem como tratamentos de fundaç3o tais como injeç3es e ou drenagens;

- g. No projeto de novas estruturas o Subcomitê recomendava fator 3rea $A = 1,0$
- h. A inspeç3o e manutenç3o do sistema de drenagem eram de import3ncia fundamental para a consideraç3o destes elementos nas hip3teses de projeto.
- i. Em estruturas de grandes dimens3es seria desej3vel a introduç3o de galerias de inspeç3o junto 3 fundaç3o, sendo ou n3o utilizada drenagem. Nestas galerias deveria ser instalada instrumentaç3o que possibilitasse o adequado acompanhamento da subpress3o, permitindo a adoç3o de medidas corretivas.

5.4 Os Primeiros Estudos Sistematizados

Os primeiros estudos tiveram por base a equaç3o de Laplace correspondente ao regime permanente de percolaç3o de fluidos em meios porosos, obtida a partir da lei de Darcy.

Em 1917, Forchheimer publicou seu "Tratado de Hidr3utica" onde explicou a teoria do fluxo em meios porosos e apresentou m3todos gr3ficos para a soluç3o da equaç3o de Laplace. Estabeleceu, pela primeira vez uma equaç3o que determinava a superf3cie piezom3trica para uma linha de poços paralelos a um plano onde se exercia a press3o hidrost3tica.

Em 1928, Oscar Hoffman (Andrade, 1982), em um trabalho bastante completo a respeito de subpress3o, sistematizou os estudos efetuados por Forchheimer e outros autores, sobre a determinaç3o anal3tica das press3es de 3gua em meios porosos, em oposiç3o 3o seu conhecimento emp3rico; tratou os problemas de determinaç3o de redes de fluxo, fez an3lises de estabilidade de barragem considerando a subpress3o; chamou a atenç3o para outros efeitos da percolaç3o tal como o arrastamento de part3culas da fundaç3o e da cal do cimento, com conseqüente enfraquecimento dos materiais. Discutiu aspectos relativos 3s press3es nos poros do concreto e das fundaç3es, quando existiam revestimentos em paramentos da estrutura e furos ou galerias de drenagem, e fez ainda um estudo da influ3ncia das juntas, muros corta-3guas, etc. na intensidade destas press3es. Embora estivesse mais preocupado com o corpo da barragem, suas recomendaç3es se referiam tamb3m 3 fundaç3o, tendo proposto, com base nas f3rmulas de Forchheimer, o valor da subpress3o m3dia na linha de drenos:

$$S_d = H_M \frac{\frac{c-d}{c}}{\frac{c-d}{c} \cdot \frac{2d}{\alpha} + 1} \quad (5.1)$$

onde

$$\alpha = \frac{a}{\pi} \ln \frac{a}{2\pi rw} \quad (5.2)$$

Os demais par3metros s3o ilustrados na Fig. 5.4.

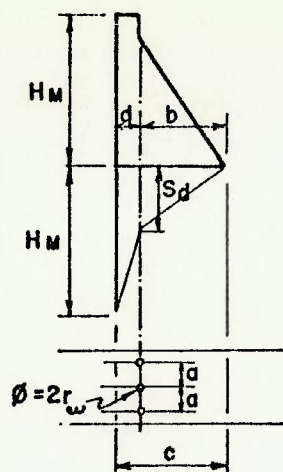


Fig. 5.4 — Subpressão média segundo Hoffman

No caso em que o nível de jusante era diferente de zero, a subpressão média na linha de drenos seria:

$$S_d = \frac{H_M + H_J \frac{d}{c-d}}{\frac{c}{c-d} + \frac{2d}{a}} \quad (5.3)$$

Segundo Andrade (1982), as fórmulas sugeridas eram válidas tão somente para meios isotrópicos, planos horizontais e drenos com pressão zero. Para planos inferiores ao contato, os valores já não eram satisfatórios, tratando-se portanto de um valor particular. Hoffman também determinou estes valores graficamente, considerando inclusive mais de uma fileira de drenos. Estudou a interferência da drenagem no valor das tensões e tentou considerar a influência das características geométricas de tratamento nos valores de subpressão estabelecidos (espaçamento e diâmetro dos drenos, distância entre drenagem e paramento montante, etc). Em função dos aspectos referentes às vazões afluentes aos drenos, fixou como sendo 10 a 15% da largura da base, a distância mínima a ser observada entre a linha de drenagem e o paramento montante.

Serafim (1954) menciona ainda Tolke que, em 1931, resolveu analiticamente alguns casos de determinação de potenciais hidráulicos em seções planas de barragens com drenagem e juntas abertas entre blocos. Weaver (1932), que havia dedicado particular atenção ao problema de determinação analítica das pressões na fundação, supondo a barragem impermeável e considerando variações na geometria de uma cortina estanque, com diferentes profundidades e posições procurou dar suporte teórico à utilização de estacas-pranchas, trincheiras corta-água ou mesmo cortinas de injeções; e Terzaghi (1934) traçou redes de fluxo em barragens assentes sobre fundações de diferentes condições de permeabilidade, analisando os diagramas resultantes de pressões na base.

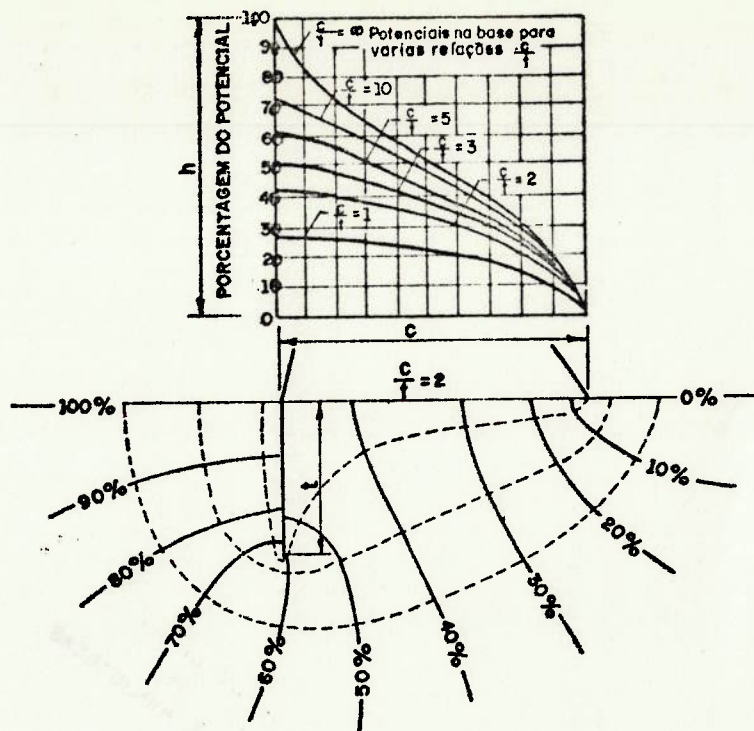


Fig. 5.5 - Subpressões e equipotenciais baseadas nos estudos de Weaver (Andrade. 1982)

A Fig. 5.5 mostra, com base nos estudos de Weaver, os diagramas de subpressão para várias relações de profundidade da cortina, com referência à largura da base da barragem.

Ainda sobre o assunto, Dachler, em 1936, fez um estudo considerando a imperfeição de uma cortina desse tipo, supondo que não sendo a cortina estanque, eventuais aberturas permitiriam o fluxo para jusante.

O caso de uma barragem impermeável fundada sobre terreno permeável, de altura finita, foi também tratado analiticamente por Muskat (1937), quando ainda estudou os efeitos de cortinas de estacas pranchas, abordando praticamente todos os problemas que envolvem fluxo d'água no subsolo. Mais uma vez é sugerida uma equação da superfície piezométrica para um meio permeável e isotrópico, contido entre duas superfícies e sujeito a um fluxo horizontal, considerando uma fileira de poços localizada a uma certa distância do plano de montante. Uma vez que estes estudos constituem a base para o estabelecimento de alguns cálculos de subpressão, eles serão abordados mais detalhadamente no item seguinte.

A utilização de modelos físicos para a determinação de equipotenciais e linhas de corrente em fundações permeáveis com ou sem cortinas, já havia sido feita por vários autores destacando-se os estudos realizados por Colman (1916), Khasla e outros na Índia. A partir da década de 40, os métodos experimentais para resolução da equação de Laplace começaram a ter destaque. Assim por exemplo, Mohamed A. Selim (1947) realizou um estudo experimental através de um modelo eletroanalógico, onde procurou deter-

minar as pressões na base de uma barragem impermeável, com uma ou duas cortinas, fundada em terreno permeável finito ou infinito, ou ainda constituído de dois horizontes de permeabilidades diferentes.

É importante frisar que os resultados destes ensaios levaram às mesmas soluções encontradas por Muskat no tratamento de problemas análogos.

5.5 O Modelo de MUSKAT

Em 1937, Muskat publicou um estudo bastante completo onde procura analisar os mais variados casos de fluxo d'água em meios porosos. Dentre estes casos um particularmente se assemelha ao problema de determinação de pressões em linha de drenos. O modelo analisado por Muskat compreende basicamente uma fileira infinita de poços com espaçamento constante entre si, penetrando totalmente em uma camada permeável de um meio homogêneo e isotrópico, de espessura unitária.

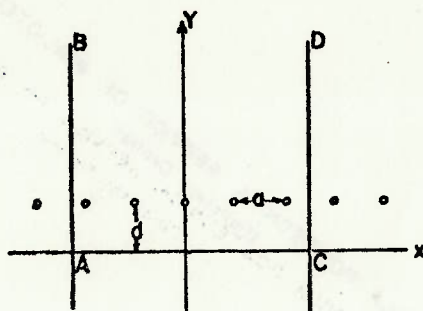


Fig. 5.6 — Linha de poços
Modelo de Muskat

Segundo o autor, a distribuição de pressões então resultante pode ser obtida a partir da soma algébrica dos efeitos individuais de cada poço, sendo expressa pela equação:

$$p(x, y) = C \cdot \ln \left(\cosh 2\pi \frac{y-d}{a} - \cos 2\pi \frac{x}{a} \right) \quad (5.4)$$

A Eq. 5.4 fornece a distribuição de pressões correspondente a um sistema de curvas equipotenciais paralelas à linha de poços a partir de uma distância desta, aproximadamente igual ao espaçamento existente entre poços. Entretanto interessa, de modo particular conhecer a distribuição de pressões no caso da linha de pressão uniforme (conhecida) estar a uma distância especificada dos poços, constituindo efetivamente uma fonte linear de alimentação dos poços. Para a resolução deste problema Muskat, parte da Eq. 5.4 e fazendo uso dos conceitos fundamentais do método das imagens (ver apêndice I), supõe uma linha de pressão uniforme p_e que diste d de uma fileira de poços reais e $-d$ de uma fileira de poços virtuais. A pressão neste caso, corresponde a uma superposição de efeitos, em função da validade da equação de Laplace. A distribuição de pressões é então expressa por:

$$p(x, y) = p_e + C \cdot \ln \frac{\cosh 2\pi \frac{y-d}{a} - \cos 2\pi \frac{x}{a}}{\cosh 2\pi \frac{y+d}{a} - \cos 2\pi \frac{x}{a}} \quad (5.5)$$

(O apêndice I apresenta mais detalhadamente o desenvolvimento destas formulações).

A título ilustrativo é reproduzido na Fig.5.7 o exemplo apresentado por Muskat, que corresponde à distribuição de pressões adotando-se $p_e=10$ e $C=1/2$

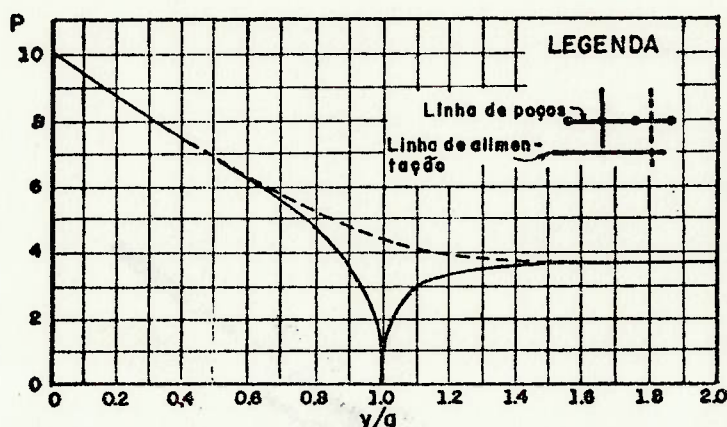


Fig. 5.7 — Distribuição de pressões para uma linha infinita de poços (Muskat, 1937)

Aparentemente, na Eq. 5.5, só existem os parâmetros geométricos envolvidos no problema. Entretanto o coeficiente C relaciona-se com a vazão q_d de cada poço e com a permeabilidade do meio, segundo a expressão:

$$q_d = 4\pi K C \quad (5.6)$$

onde a espessura do aquífero é considerada unitária. Observa ainda Muskat que o fluxo que passa através da linha de poços, na região intermediária entre eles, retorna aproximando-se do poço pelo lado oposto à alimentação. Assim, não há fluxo a jusante dos poços. Na Fig.5.7 é possível notar que a superfície piezométrica torna-se praticamente horizontal, a uma distância dos poços de cerca de metade do espaçamento entre eles.

Finalmente, a partir da Eq. 5.5 Muskat deduz a expressão que fornece a vazão do poço em função da perda de carga entre a fonte de alimentação (p_e) e o poço (p_w).

$$q_d = \frac{2\pi K \Delta p}{\ln \frac{\sinh 2\pi d/a}{\sinh \pi r_w/a}} \quad (5.7)$$

Uma vez que, de modo geral $r_w/a \ll 1$ e $2d/a > 1$, a Eq. 5.7 pode ser simplificada:

$$q_d = \frac{2\pi K \Delta p}{\ln \frac{a e^{2\pi d/a}}{2\pi r_w}} \quad (5.8)$$

É interessante observar que a Eq. 5.8 corresponde exatamente ao caso de fluxo afluyente a um único poço, num sistema radial de fluxo (ver Eq. I.3 do apêndice I):

$$q_d = \frac{2\pi K D \Delta p}{\ln R/r_w}$$

onde se observam as correspondências:

$$D = 1,0$$

$$R = \frac{a e^{2\pi d/a}}{2\pi}$$

Uma vez entretanto que a pressão p_e da fonte de alimentação é aplicada somente em um dos lados e não simetricamente como no caso de um sistema radial de fluxo, d/a deve ser maior do que $0,3$ (ou a/d menor do que 3) de modo que R resulte maior do que a .

Resumidamente, o modelo idealizado por Muskat corresponde a uma fileira de poços de raio r_w , espaçados de a e de profundidade D , dispostos paralelamente a um plano vertical, onde se estabelece uma pressão hidrostática (em toda a espessura D do aquífero). Segundo este modelo, não há fluxo a jusante dos poços. Suas hipóteses básicas, para o estabelecimento da equação da superfície piezométrica compreendem além da imposição de meio isotrópico a observação da validade das equações de Darcy e Laplace:

- a. o fluxo é permanente;
- b. o meio é homogêneo;
- c. os vazios encontram-se totalmente preenchidos com água (grau de saturação 100%);
- d. não há consolidação ou expansão do meio poroso;
- e. o meio e a água são incompressíveis;
- f. o fluxo é laminar.

5.6 Compilação dos Conceitos

Uma vez reconhecida, no início do século, a existência de subpressões como solicitação desfavorável à estabilidade da estrutura, as primeiras preocupações referiram-se ao contato concreto rocha, considerado como um plano potencial de deslizamento e portanto merecedor de atenção e cuidados. As idéias de que as subpressões somente poderiam existir se houvessem fendas que dessem acesso a água foram cedendo lugar aos conceitos atuais de percolação de água através dos meios porosos. A partir disto, começaram a surgir formulações teóricas buscando a determinação das pressões estabelecidas na base das barragens. As formulações mencionadas trataram o maciço rochoso como um meio poroso, contínuo e homogêneo. Não obstante, algumas destas formulações, como aquela proposta por Muskat (1937), constituem as bases para o desenvolvimento de vários dos métodos ainda hoje utilizados na avaliação da subpressão (estes métodos serão tratados no capítulo 7).

Paralelamente ao desenvolvimento dos estudos teóricos, a própria evolução prática proporcionada pelo grande número de obras, principalmente nos EUA, até a década de 50, em muito contribuiu na fixação de importantes conceitos, até hoje válidos. De fato, as recomendações sugeridas pelo Subcomitê da ASCE de 1951, em muito concordam com as considerações atuais, algumas das quais já discutidas no capítulo 4.

A consideração de um fator área A unitário é prática que vem sendo adotada desde o relatório. Foi recomendada a utilização de injeções e drenagem como dispositivos indispensáveis ao controle das subpressões atuantes nas fundações rochosas. Uma vez introduzidos em projeto, tais elementos deveriam ser levados em consideração nas hipóteses de subpressão. Embora o Subcomitê não tenha sugerido um valor para I , seu relato sugeria que fatores intensidade iguais à unidade correspondiam a uma hipótese por demais conservadora. Ou o maciço de fundação possuía boas características de estanqueidade ou, apresentando condições hidrogeotécnicas desfavoráveis, o maciço mereceria ser tratado. Num e noutro caso justifica-se o emprego de fatores de intensidade inferiores a unidade.

A importância do fator geologia, seja na definição dos tratamentos de fundação, seja na garantia e manutenção de seu comportamento, foi também ressaltada. Não foram estabelecidas quaisquer regras ou normas relativas ao projeto destes tratamentos. Ao contrário, foi enfatizado que profundidade, espaçamento e demais características geométricas, bem como as próprias hipóteses relativas à subpressão, devem ser determinadas a partir da obtenção de um adequado conhecimento das condições geológico-geotécnicas locais.

A consideração dos sistemas de tratamento, entretanto, estaria diretamente relacionada à previsão de controle e manutenção dos mesmos, garantindo seu funcionamento dentro dos padrões estabelecidos em projeto ao longo da vida útil da obra. Isto implicaria também na previsão de uma instrumentação adequadamente localizada, que fornecesse subsídios a esta manutenção.

Todos estes conceitos foram aqui retomados e enfatizados face a seu caráter atual. Ao longo destes quase 40 anos, tais procedimentos, é claro que com alguma evolução, têm-se firmado. As considerações tratadas no capítulo 4 sobre a influência das características geológicas nessas análises, bem como as discussões acerca dos tratamentos são fruto dos conceitos já estabelecidos até meados do século.

Por outro lado, as formulações teóricas penderam para os modelos mais bem comportados, correspondentes aos meios porosos contínuos. Como já mencionado (capítulo 3), só a partir da década de 60 tiveram início os estudos de percolação em meios rochosos descontinuos. Em paralelo a estes estudos, formulações têm sido desenvolvidas embasadas em modelos que admitem válidas as leis de escoamento em meios porosos (Darcy, Laplace). Tais formulações serão tratadas subseqüentemente.

6. CRITÉRIOS PARA FIXAÇÃO DA SUBPRESSÃO

6.1 Considerações Gerais

Para a determinação, em projeto, do valor da subpressão atuante na fundação de estruturas de concreto dois procedimentos tem sido adotados:

- a. fixação do valor da subpressão, a partir do estabelecimento de diagramas sugeridos por organismos de projeto;
- b. avaliação da subpressão a partir de tratamento analítico.

A adoção de um ou outro procedimento é fruto não apenas de uma atitude individual do projetista, mas principalmente do tipo de estrutura que está sendo analisada, do nível de informações geológico-geotécnicas disponíveis, da fase de projeto, etc. É claro que o segundo procedimento é muito mais atrativo, pela própria flexibilidade que possui de se considerar, em função do método empregado, diversos dos fatores que exercem papel preponderante no estabelecimento dos esforços de subpressão. Porém, a falta de informações, em função principalmente da fase de projeto, tem conduzido não raras vezes, à adoção de normas pré estabelecidas que, por serem baseadas na experiência adquirida a partir da observação de inúmeras obras, são por isso genéricas, representando envoltórias máximas, em geral conservadoras. Tal procedimento não possibilita a consideração de fatores diversos, de modo particular dos aspectos geológicos envolvidos na análise.

Aliás, cabe ressaltar que o enfoque intrínseco a cada um dos procedimentos difere de modo significativo. A subpressão, que representa em última análise a integral das pressões de água no maciço rochoso, é um esforço que surge em resposta a uma solicitação imposta a este maciço, e que inclui a consideração de aspectos tão diversos como parâmetros hidrogeotécnicos, tipo de estrutura, estado de tensões atuantes, tipo de tratamento, etc. Este enfoque ficou bem claro nos capítulos iniciais, quando foram analisados os diversos fatores condicionantes do comportamento hidrogeotécnico dos maciços rochosos. Os esforços de subpressão, estimados com base em normas, os chamados critérios de projeto, representam antes valores máximos a serem admitidos nas diferentes fases de projeto. Celestino (1986) traça um paralelo que traduz este enfoque de modo bastante claro: "pode-se admitir, como critério de projeto, que a tensão de compressão atuante em algum ponto da barragem seja um determinado valor?... É lícito sim, se estabelecer como critério de projeto um limite máximo para tais tensões, e adaptar o projeto de modo a obedecer ao critério".

O que se observa porém é que, até há pouco, a estimativa dos esforços de subpressão para fins de análise e estabilidade das estruturas vinha sendo feita a partir de critérios de projeto, estabelecidos nas etapas iniciais de estudo, sem que um quadro adequado do comportamento hidrogeotécnico tivesse sido ainda delineado. Não apenas a falta de informações mas também a não aplicabilidade de certos métodos a um caso específico, a falta de aferição dos mesmos, tornando-os menos confiáveis, constituem justificativa para tal procedimento. Mesmo porque, até a década de 60 exceto por métodos gráficos como o traçado de redes de fluxo, ou de modelagem como os modelos eletro-analógicos a utiliza-

ção destes critérios como meios de se estimar a subpressão representavam o caminho mais prático e confiável para fins de projeto. Principalmente com o advento da informática, novas alternativas tem surgido.

Em razão até de sua importância histórica dentro do quadro evolutivo dos estudos a respeito de subpressão, este capítulo é dedicado a abordagem destes critérios ou normas estabelecidas muitas vezes por organismos oficiais de projeto. Será dada ênfase particular aos critérios americanos, face à sua importância no âmbito nacional e, naturalmente, à experiência brasileira. Os métodos analíticos de determinação de subpressões serão enfocados no capítulo subsequente.

6.2 Crítérios Europeus

6.2.1 Critério Sueco

A norma sueca adota para ambos os fatores de área e intensidade, o valor de 100% ou 1,0 o que resulta num diagrama triangular ou trapezoidal, dependendo do nível de jusante. As dúvidas levantadas por Reinius no III Congresso de Grandes Barragens (1948) acerca da efetividade das cortinas de injeção, bem como a baixa alcalinidade das águas, tornando-as mais agressivas e acarretando a colmatação dos drenos, levou à não consideração destes dispositivos na redução da subpressão atuante sob as estruturas (Andrade, 1982).

6.2.2 Critério Italiano

Enquanto as prescrições francesas (1923) de que se tem notícia são praticamente omissas no que diz respeito a subpressão, o novo regulamento italiano (1960) é bastante explícito, estabelecendo regras não apenas para estruturas tipo gravidade, mas também para outros tipos de barragens (Nunes, 1963).

No caso de barragem gravidade, estabelece o regulamento que as subpressões devem decrescer linearmente, desde um valor igual à pressão hidrostática no paramento de montante, até uma fração "n" desta pressão na linha de drenos e daí até zero, no paramento de jusante, caso aí não haja água. Havendo carga hidráulica também à jusante, as pressões deverão ser iguais às respectivas cargas hidrostáticas a montante e jusante, variando linearmente até uma pressão, na linha de drenos, igual à carga de jusante mais a fração "n" da diferença entre os dois níveis de água. O valor da fração "n" varia entre 0,3 e 0,5, dependendo das características de permeabilidade da rocha e distância entre drenos. Esta orientação assemelha-se bastante aos critérios americanos.

Na falta de drenos, a subpressão deve ser admitida variando linearmente desde a carga hidrostática à montante até a carga de jusante (Nunes, 1963).

6.2.3 Critério Alemão

A norma alemã DIN 19700 (1953), ao contrário do que em geral acontece, não é suficientemente explícita em relação do problema das

subpressões. Recomenda que, junto à cortina de injeção seja admitida a carga do reservatório (diagrama retangular) e, junto aos drenos considere-se um fator de redução de pressão de 0,4, fazendo alguma referência às condições de fundação (Nunes, 1963). A norma DIN 19702 (1960) é ainda um pouco mais omissa, preconizando apenas que o gradiente de pressão deve variar linearmente, desde o nível de montante até o de jusante. No caso de existir uma cortina de impermeabilização ou drenagem, sua influência deve ser avaliada através do traçado de redes de fluxo. Salienta ainda que qualquer consideração de redução de subpressão, em função da existência de drenagem, somente pode ser feita se o funcionamento daquele dispositivo for garantido por toda a vida útil da obra, e puder ser observado.

6.3 Crítérios Americanos

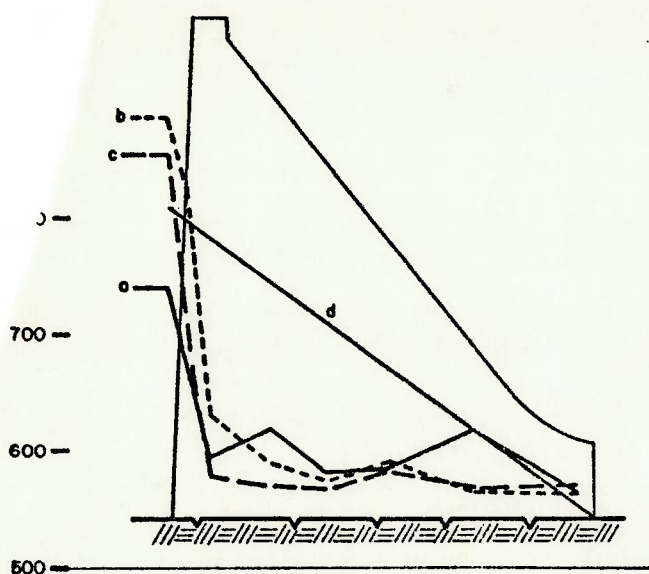
6.3.1 Critério do U.S. Corps of Engineers

Os maiores construtores de barragens de concreto nos Estados Unidos, quais sejam o U.S. Corps of Engineers, o Tennessee Valley Authority (TVA) e o U.S. Bureau of Reclamation (USBR) adotam critérios de subpressão bastante semelhantes entre si.

O critério de subpressão inicialmente seguido pelo U.S. Corps of Engineers, consistia em adotar o gradiente de pressão variando linearmente desde a carga do reservatório, no pé de montante da estrutura até a carga do reservatório à jusante, aplicado a uma certa porcentagem da área da base ($A < 1,0$). Mais tarde (Uplift in Masonry Dams, 1951) esta prática foi alterada, sendo adotada uma certa porcentagem da carga do reservatório, aplicada à extremidade montante da estrutura, variando uniformemente até a carga de jusante, e aplicada a toda a área da base ($I < 1,0$). Para fins práticos estes dois critérios resultam bastante semelhantes, exceto nos casos de níveis de jusante excepcionalmente elevados.

Quanto ao tratamento propriamente dito, a prática do U.S. Corps of Engineers consiste na implantação de uma cortina de linha única de injeção, cuja profundidade é função das características geológicas da fundação, não tendo relação direta com a altura da estrutura, ou carga hidráulica a ela imposta. O espaçamento entre furos de injeção varia entre 1,0 e 3,0 m aproximadamente. Com relação à drenagem, embora o trabalho do Subcomitê da ASCE (1951) mencione que os drenos sejam estendidos até uma profundidade de cerca de 80% daquela utilizada nas injeções, em algumas estruturas relacionadas por Rhodes e Dixon (1976) esta porcentagem mantém-se em torno de 60%. O espaçamento utilizado entre drenos, segundo esta mesma referência, varia entre 2,4 e 3,0 m (exceto em Dworshak Dam). A Tabela 6.1 resume as principais características de 16 barragens desse órgão.

O trabalho de Rhodes e Dixon (1976) traz esquematizadas as medidas de subpressão para duas das estruturas relacionadas no artigo, quais sejam, Pine Flat Dam e Chief Joseph Dam e, em ambos os casos a subpressão medida apresenta-se praticamente abaixo da linha representativa da hipótese de projeto (o artigo não explicita o critério, apenas indicando-o nas figuras. Ver Fig 6.1).



(a) Pine Flat Dam

- (a) Junho 1952
- (b) Junho 1962
- (c) Junho 1972
- (d) Critério de projeto



(b) Chief Joseph Dam

- (a) Março 1961
- (b) Critério de projeto

Fig. 6.1 — Medidas de subpressão U.S. Corps of Engineers
(Rhodes e Dixon 1976)

Daquele trabalho, os autores concluíram que:

- a. um sistema de drenagem eficiente com nível de regulação abaixo dos níveis de montante e jusante, é capaz de reduzir a subpressão a valores inferiores aos adotados em critério de projeto;
- b. drenos implantados em rocha sã insolúvel são efetivos por longo tempo, sem manutenção;
- c. o espaçamento entre drenos deve ser fixado com base na permeabilidade do maciço, características de fraturamento, etc;
- d. espaçamentos de 1,5 a 3,0 m normalmente asseguram uma redução uniforme de subpressão ao longo da largura de um bloco monolítico (15,2 m);
- e. o benefício primário de uma cortina de injeção é reduzir a vazão a níveis economicamente atrativos, tendo em vista as absorções pelos drenos de fundação. Por outro lado ela não consiste por si só, um dispositivo eficiente para reduzir subpressões.

TABELA 6.1

BARRAGENS DO U.S. CORPS OF ENGINEERS - PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DE TRATAMENTO DE FUNDAÇÕES

BARRAGEM	FUNDAÇÃO	ANO DE CONCLUSÃO	ALTURA (M)	CORTINA DE INJEÇÃO		CORTINA DE DRENAGEM	
				ESPAC. (M)	PROF. (M)	ESPAC. (M)	PROF. (M)
ROCHA SEDIMENTAR							
BLUESTONE	ARENITO	1948	57,3	1,5	49	3,0	20
BULL SHOALS	DOLOMITO	1950	86,6	1,8	30	4,6	15
CONEMAUGH	ARENITO DENSO	1952	41,8	1,5	37	3,0	15
GREERS FERRY	ARENITO E FOLHELHO	1962	71,4	0,9	37	2,4	18
JOHN MARTIN	ARENITO, XISTO ARGILOSO	1942	36,6	2,4	17	3,7	14
MT. MORRIS	FOLHELHO FRATURADO	1952	76,2	1,5	15	-	-
NIMROD	ARENITO E FOLHELHO	1942	29,1	3,0	22	3,0	18
NORFORK	CALCÁREO E FOLHELHO	1944	70,1	1,2	46	2,4	25
TABLE ROCK	DOLOMITO E AREIA	1957	76,8	0,9	43	2,7	25
ROCHA IGNEA-METAMÓRFICA							
CHIEF JOSEPH	GRANODIORITO FRATURADO	1954	70,1	1,5	23	3,0	12
CLARK HILL	BIOTITA GNAISSE	1952	61,0	2,4	53	3,7	9
DETROIT	ANDESITO FRATURADO	1953	125,9	1,5	76	3,0	37
DWORSHAK	GRANODIORITO	1972	218,5	1,5	76	1,5	46
GREEN PETER	BASALTO	1966	99,7	1,5	61	3,0	43
LIBBY	ARGILITO	1972	110,3	3,0	49	3,0	32
PINE FLAT	ANFIBOLITO	1954	130,8	1,5	37	3,0	37

6.3.2 Critério do USBR

Medidas de subpressão em barragens de concreto construídas pelo U.S. Bureau of Reclamation foram feitas continuamente desde 1926, principalmente com dois propósitos, quais sejam, observar regularmente e controlar as subpressões atuantes sob barragens em operação e verificar a adequabilidade dos critérios de projeto, inclusive aferindo-os para obras futuras.

Hinds (1929) e posteriormente Houk (1932) publicaram os primeiros trabalhos compilando informações a respeito de subpressões medidas em algumas obras e suas comparações com critérios adotados em projeto. Em 1951, Keener complementaria o trabalho de Houk com novas informações.

Em seu artigo, Houk reuniu as subpressões medida em 10 barragens (incluindo 2 estruturas da Alemanha) e, apresentando-as como porcentagem da carga total do reservatório, normalizou as observações a fim de melhor compilá-las e analisá-las. A Fig. 6.2 reproduzida do trabalho de Houk, mostra a subpressão para oito das dez estruturas consideradas pelo autor (as duas outras, Gibson e Ariel Dams, são estruturas em arco).

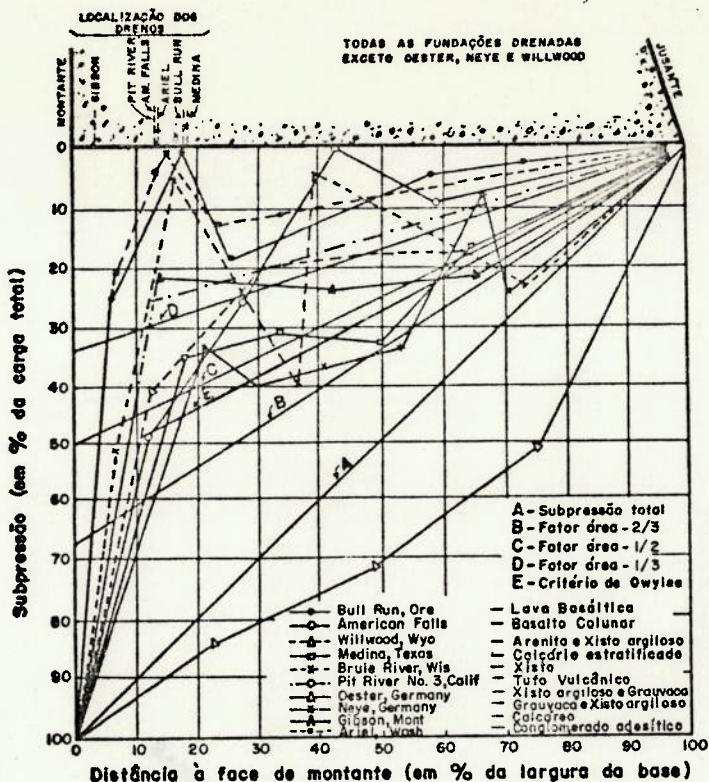


Fig. 6.2 — Máximos valores de subpressão observados (Houk, 1932)

Além das subpressões medidas, Houk representou no gráfico algumas linhas de subpressão de critérios de projeto (linhas A a E). Assim, a linha A corresponde ao diagrama de subpressão total, sem reduções, aplicado a 100% da área da base. As linhas B, C e D correspondem à subpressão total aplicada respectivamente a 2/3, 1/2 e 1/3 da área da base e finalmente, a linha E corresponde a uma redução de 50% da carga do reservatório na linha de drenos, aplicada a 100% da área da base. A curva C representa o critério de projeto utilizado em Willwood Dam enquanto a D corresponde ao critério empregado em American Falls Dam, e a curva E a aquele usado em Owyhee Dam. Da análise da Fig. 6.2, Houk conclui:

- "exceto pelas subpressões observadas em Oester Dam (na Alemanha), para a qual nenhum tratamento de fundações foi feito, as demais apresentam-se bastante próximas entre si, e inferiores à linha B (subpressão total aplicada a 2/3 da área da base), indicando que se a rocha de fundação é satisfatória e são executados adequados tratamentos de injeção e drenagem, os critérios de projeto não deveriam exceder a linha B;
- a curva E, ou alguma variação dela, parece ser no momento uma hipótese bastante apropriada para projeto. Adotando-se tal critério, a escolha da porcentagem de redução da carga to tal junto aos drenos seria função das características da fundação;
- a aplicação da curva E a 100% da área da base representa no momento, hipótese bastante razoável. Experimentações de campo e laboratório poderiam mostrar a conveniência de reduzir o fator área".

Em 1951, Keener apresentou um gráfico similar àquele de Houk, para oito barragens do USBR incluindo ainda uma curva média das leituras obtidas. Os dados a respeito dos tratamentos de fundação destas obras não são muito detalhados, encontrando-se resumi

dos na Tabela 6.2, onde foi também incluído o tipo de fundação.

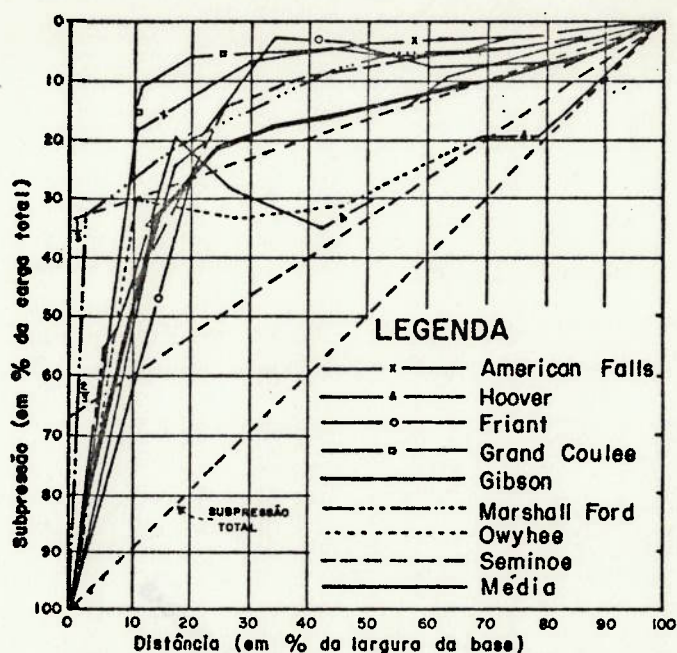


Fig. 6.3 — Pressões médias na base de barragens (Keener, 1951)

O critério então adotado pelo USBR para as barragens de Hoover, Marshall Ford, Friant, Grand Coulee, Shasta, Keswich, Kortes e Canyon Ferry considerava a carga hidrostática aplicada a $2/3$ da área da base.

Concluiu Keener que, de modo geral as curvas se mantinham inferiores à linha de fator área $2/3$; que as maiores pressões concentram-se no trecho à montante dos tratamentos, além do que os critérios de projeto seriam conservadores tendo em vista as observações.

TABELA 6.2

BARRAGENS DO U.S.BUREAU OF RECLAMATION - PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DO TRATAMENTO DE FUNDAÇÕES

BARRAGEM	FUNDAÇÃO	ANO DE	ALTURA	CORTINA DE INJEÇÃO		CORTINA DE DRENAGEM	
		CONCLUSÃO	(M)	ESPAÇ. (M)	PROF. (M)	ESPAÇ. (M)	PROF. (M)
		*	*	*			
	ROCHA SEDIMENTAR						
GIBSON	CALCÁREO	-	-	12	1,2 a 2,1	12	
MARSHALL	CALCÁREO	-	-	38	6,0	12	
	ROCHA IGNEA-METAMÓRFICA						
AMERICAN FALLS	BASALTO COLUNAR	-	-	6	1,5	6	
HOOVER	BRECHA POROSA DE ANDESITO	-	-	144	6,0	9 a 15	
FRIANT	XISTO QUARTZO-BIOTÍTICO	-	-	30	6,0	15	
GRAND COULEE	GRANITO	-	-	90	6,0	15	
OWYHEE	RIOLITO PÓRFIRO	-	-	81	3,0 a 6,0	33	
SEMINOE	GRANITO	-	-	30	1,5 a 3,0	30	

* INFORMAÇÃO NÃO OBTIDA

Creager (1951) com base nos artigos de Houk e Keener procurou estabelecer um critério. Segundo ele, já existiam evidências suficientes de que a subpressão atuava em 100% da área da base e que sua intensidade poderia ser dividida em duas partes:

- a. a pressão correspondente ao nível de jusante, mais
- b. a pressão igual aquela dada pela rede de fluxo à montante variando linearmente até uma porcentagem da pressão de rede no local dos drenos e daí até zero no paramento de jusante.

As recomendações do USBR para métodos de análise de estruturas gravidade (1966), já mencionavam um critério de subpressão para projetos preliminares que considerava este esforço atuante em 100% da área e um fator intensidade de 1/3 da carga hidrostática imposta à estrutura, na linha de drenos. Segundo esta mesma publicação, este critério poderia ainda ser observado em projetos finais de obras fundadas em rocha sã. Para estruturas sobre maciços em condições excepcionais de fraturamento e permeabilidade, recomendava-se a utilização de análises por analogia elétrica ou outros meios que melhor permitissem avaliar as subpressões atuantes na base da estrutura.

A monografia nº 19 do USBR (1977) considera que a distribuição triangular de subpressões na base de uma estrutura pode ser modificada pela existência de drenagem, sendo função do diâmetro, localização e espaçamento dos drenos. Além disto, as próprias condições de ocorrência do maciço (permeabilidade, porosidade, fraturamento, etc) determinam a distribuição de tais pressões, sendo que sua avaliação deve ser feita com base em métodos diversos,

incluindo modelos físicos e modelos matemáticos bi ou tridimensionais, analogia elétrica e outros. Com base em resultados de ensaios de laboratório, estabelece um fator área igual a 100%. Segundo o USBR, a posição desejável da linha de drenos em relação a face de montante é de 5% da altura máxima do reservatório e sendo o espaçamento entre drenos cerca de duas vezes esta distância, a subpressão média na linha de drenos é reduzida ao nível de jusante mais $1/3$ da diferença entre os níveis montante e jusante. Este valor está baseado na hipótese de que a galeria de drenagem situe-se em elevação coincidente ou abaixo do nível de jusante e que a ela esteja associado um sistema de bombeamento. Se a galeria estiver acima do nível de jusante então a pressão, na linha de drenos será determinada como se o nível de jusante coincidissem com o nível da galeria.

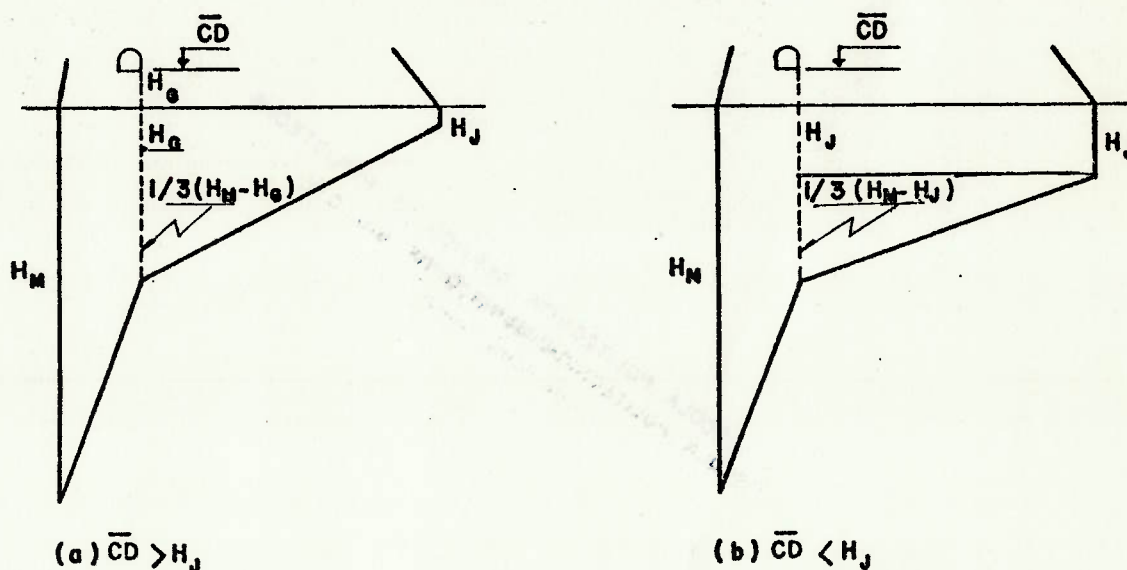


Fig. 6.4 Critério do USBR

O USBR estabelece ainda que, para projetos preliminares este critério pode ser adotado seja na fundação, seja em contatos e descontinuidades no maciço. Para projetos finais entretanto, a determinação das pressões deve ser feita tendo em conta a locação, espaçamento e profundidade de drenos, bem como as estruturas geológicas identificadas no maciço.

6.3.3 Critério do TVA

O Tennessee Valley Authority (TVA), teve suas atividades iniciadas em 1933, com um programa de construção de obras com vistas a controle de enchentes, geração de energia, navegação e outros benefícios na bacia do rio Tennessee. Em 1951 o programa já contava com dezoito barragens em operação (sendo sete no próprio rio Tennessee e onze em seus afluentes) e duas em construção.

Desde 1936, quando sua primeira barragem, Norris Dam, foi concluída, o TVA se dedicou ao estudo do problema de subpressões atuantes na base das estruturas. Desde aquela barragem, o critério de subpressão adotado pelo TVA veio sofrendo adaptações em função da própria observação nas estruturas que iam sendo concluídas. Lacy e Schoick (1967) publicaram um artigo onde resumem a experiência do TVA no assunto, mostrando a evolução dos critérios de projeto adotados, em sete barragens do órgão, construídas entre 1933 e 1952. A Tabela 6.3 resume, as principais características das obras analisadas no artigo.

A primeira das barragens construídas pelo TVA, Norris Dam, foi projetada pelo USBR e por isso os critérios nela adotados assemelham-se muito àqueles utilizados, na época, por esse órgão. O tratamento de fundação consistiu tão somente de injeções de consolidação e impermeabilização. Alguns furos de drenagem (cerca de 20) foram perfurados a cada 15 m, com fins de investigação e observação das fundações. Em função do grande espaçamento, eles não foram considerados como elementos redutores da subpressão. O critério de subpressão então adotado considerou a pressão variando linearmente entre as cargas de montante e jusante e atuando em 2/3 da área da base ($A = 2/3$ e $I = 1,0$). A segunda barragem, Wheeler Dam, também projetada pelo USBR contou apenas com injeções de consolidação e impermeabilização no tratamento das fundações. Nenhuma drenagem foi prevista e o critério de subpressão adotado foi idêntico ao de Norris Dam. Nas demais barragens, cujos projetos foram de autoria do TVA, o tratamento de fundações já consistiu de uma cortina de injeções (no caso de Hiwassee Dam, com 3 linhas) e uma cortina de drenagem, com furos espaçados entre 2,0 e 3,0 m. A hipótese admitida em projeto no caso de Hiwassee, Cherokee, Douglas e Fontana Dam foi idêntica, admitindo-se a subpressão variando linearmente desde a carga do reservatório a montante até 50% desta carga na linha de drenos e daí até a carga a jusante, atuando em 2/3 da área da base. Para Fontana Dam, estipulou-se ainda que nenhuma tração deveria existir na hipótese da subpressão atuar em 100% da área da base.

Boone Dam foi a primeira barragem do TVA na qual foi admitido um fator de área de 100%. Além disto, admitiu-se a subpressão, na linha de drenos, igual à carga de jusante mais 1/4 do desnível entre os reservatórios de montante e jusante. Justificam Lacy e Schoick que esta última hipótese teve por base evidências observadas pelo próprio TVA.

A observação das subpressões medidas nestas estruturas mostrou que, exceto em poucos casos, elas se mantiveram abaixo daquelas estabelecidas pelos critérios de projeto. Mesmo nestes casos, medidas corretivas foram tomadas no sentido de garantir subpressões inferiores às de projeto, sendo tais medidas bem sucedidas. A Fig.6.5, reproduzida da discussão de Riegel ao artigo de Keener (1951) mostra uma composição de leituras de quatro barragens do TVA: Fontana, Hiwassee, Cherokee e Douglas. Dela constata-se o conservadorismo da hipótese admitida em projeto.

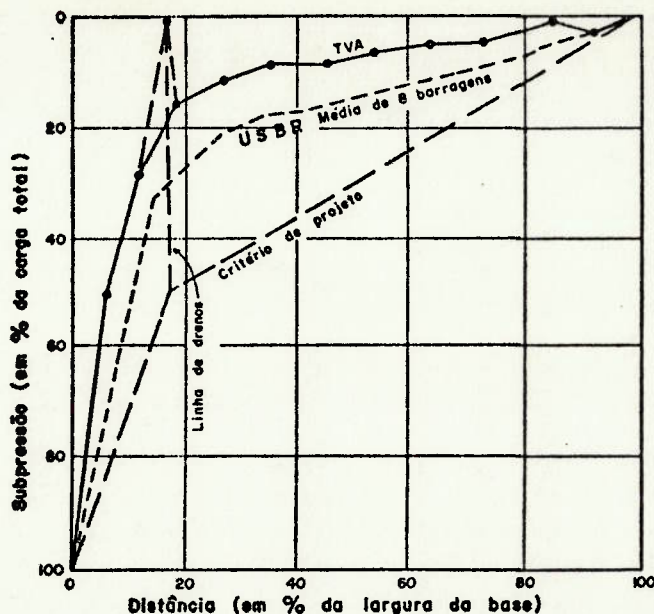


Fig. 6.5 — Curva média para 4 barragens do TVA (Riegel, 1951)

Nesta figura é reproduzida a média das subpressões observadas por Keener nas barragens do USBR. Salieta a discussão de Riegel que, se fossem utilizadas as medidas observadas em Hoover Dam, após os trabalhos complementares de injeção e drenagem e se fossem omitidas aquelas relativas a Owykee Dam, em função de suas condições excepcionais de fundação, a curva média do USBR estaria mais próxima daquelas do TVA.

Lacy e Schoick, em seu artigo mencionam um estudo feito no sentido de comparar as subpressões medidas nas diversas obras com as hipóteses de projeto adotadas, com o objetivo de subsidiar a adoção de hipóteses em projetos futuros bem como servir de guia para posteriores trabalhos de manutenção. Este estudo mostrou que geralmente as subpressões medidas são inferiores àquelas de projeto, exceto em situações excepcionais onde medidas corretivas são necessárias. Mostrou ainda que, no caso de blocos onde o nível de jusante é bastante reduzido, ou não existe, o diagrama adotado em Boone Dam é próximo ou mesmo inferior ao observado, sendo porém adequado em blocos com níveis de jusante mais significativos. Como resultado destes estudos, as hipóteses admitidas para Tims Ford Dam, em construção na época, foram alteradas, segundo os autores, para (Fig 6.6):

- a. em blocos com níveis de jusante nulos ou reduzidos, a subpressão é admitida como sendo a carga do reservatório à montante variando linearmente até 50% desta carga na linha de drenos, e daí para zero ou o nível de jusante;
- b. nos blocos do leito do rio, onde o nível de jusante é considerável, a subpressão é admitida como sendo igual à carga do reservatório à montante; o nível de jusante mais 25% da diferença entre os níveis de montante e jusante na linha de drenos; e a carga de jusante no pé da estrutura, sendo a variação, linear, entre estes três pontos;
- c. nos dois casos a subpressão é admitida atuando em 100% da área

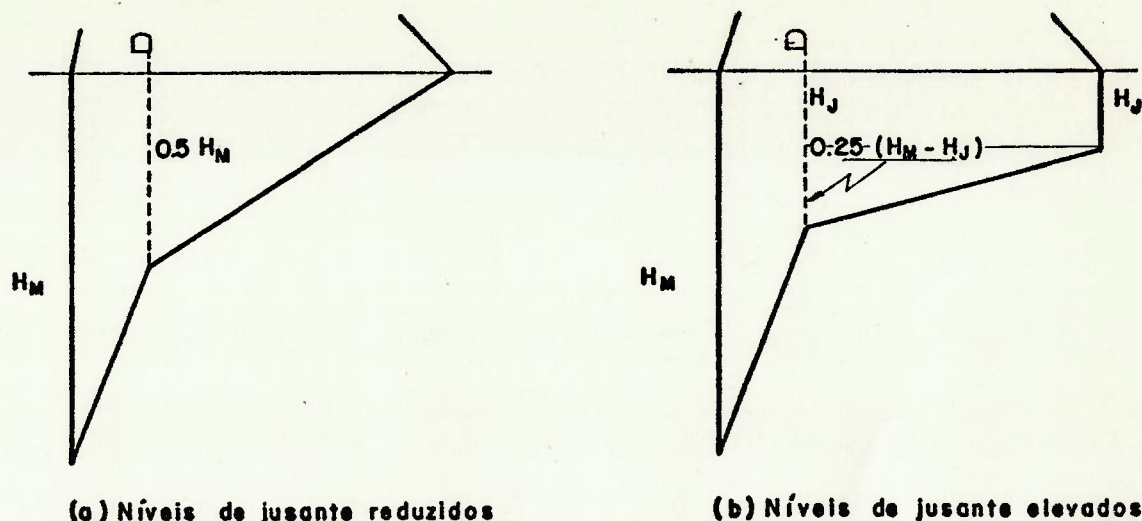


Fig. 6.6 Critério do TVA

TABELA 6.3

BARRAGENS DO TENNESSEE VALLEY AUTHORITY (TVA) - PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DO TRATAMENTO DE FUNDAÇÕES

BARRAGEM	FUNDAÇÃO	ANO DE CONCLUSÃO	ALTURA (M)	CORTINA DE INJEÇÃO		CORTINA DE DRENAGEM	
				ESPAC. (M)	PROF. (M)	ESPAC. (M)	PROF. (M)
	ROCHA SEDIMENTAR						
NORRIS	CALCÁREO E FOLHELHO	1936	81	3,0	21 a 61	15,0	POUCO INF! AS INJEÇ.!
WHEELER	CALCÁREO ARGILOSO	1936	22	1,5	9	-	-
CHEROKEE	CALCÁREO E FOLHELHO	1941	53	1,8	30	2,4	12
DOUGLAS	CALCÁREO	1943	62	2,7	61	2,4	12
BOONE	CALCÁREO	1952	49	3,0	35	2,1	11
	ROCHA IGNEA-METAMÓRFICA						
HIWASSEE	XISTO E QUARTZITO	1940	94	1,5	24	2,4	12
FONTANA	QUARTZITO	1944	147	1,5	46	3,0	15

6.4 Critérios Brasileiros - Alguns Exemplos

O setor energético no país vem crescendo de modo significativo principalmente a partir da década de 60 quando grande impulso foi dado à construção de hidrelétricas. Em 1982, um levantamento feito pelo Comitê Brasileiro de Grandes Barragens, já mostrava que, de cerca de 21 barragens com altura superior a 80 m, 15 tinham na geração de energia sua principal finalidade. Este mesmo levantamento mostrou ainda, numa comparação com hidrelétricas em operação ou construção em outros países que entre as vinte obras de maior capacidade instalada, quatro estão no Brasil ou suas

fronteiras, e dezessete entre as cento e dezenove de capacidade superior a 1000 MW são brasileiras.

Estes dados bem servem para ilustrar a importância deste tipo de obra dentro da engenharia nacional. Não obstante, inexistem uma padronização de critérios de projeto quer a nível de empresas proprietárias, quer a nível de órgãos oficiais, que normalize ou oriente, à semelhança de órgãos estrangeiros, a adoção de hipóteses em determinados assuntos. Particularmente em relação à subpressão tais normas ou orientações inexistem.

Na realidade a adoção de tais prescrições, dentro do âmbito técnico nacional teria de início aproveitado a experiência americana utilizando, durante um longo período, critérios de projeto semelhantes aqueles, (particularmente do USBR) mesmo em casos onde as condições de fundação e tratamento diferiam bastante daquelas das barragens americanas. As Tabelas 6.4 e 6.5, resumem alguns dados de obras brasileiras incluindo-se os critérios de projeto empregados.

Cruz (1976) e Cruz e Silva (1978), reunindo dados de observação de sete barragens brasileiras pertencentes à CESP, Companhia Energética de São Paulo, compilaram medidas de subpressão em 16 estruturas de concreto gravidade, incluindo vertedouros, áreas de montagem, tomada d'água, casa de força e muros. Todas as estruturas tem suas fundações constituídas por formações basálticas compostas de seus derrames típicos, com contatos e juntas subhorizontais que representam os caminhos preferenciais de fluxo. As estruturas contam com esquemas variados de tratamento, porém sempre incluindo cortinas de injeção e linhas simples ou múltiplas de drenagem (ver tabela 6.4). Os autores procuram ainda sintetizar os dados referentes a subpressões medidas em descontinuidades situadas em cotas inferiores ao contato concreto-rocha face à importância destas feições no comportamento hidrogeotécnico destes maciços.

Os dados medidos, também foram apresentados como porcentagens da carga total ao longo de uma distância correspondente à uma porcentagem da largura da base. Além disso, eles foram divididos em 4 grupos em função de características da estrutura, traduzidas pelo índice B/H (largura da base, dividida pela altura da estrutura), do tipo de tratamento (uma ou mais linhas de drenagem) e do tipo de escavação (em um único nível, como vertedouros ou em vários níveis como tomadas d'água - casas de força). A Tabela 6.6 compila as medidas apresentadas para o contato concreto-rocha, enquanto a Tabela 6.7 mostra as subpressões tomadas em planos de descontinuidade. A Fig.6.7 mostra o significado dos índices utilizados nas tabelas.

T A B E L A 6 . 4

BARRAGENS BRASILEIRAS - PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS

BARRAGEM	ESTRUTURA	MACIÇO DE FUNDAÇÃO	A N O DE CONCLUSÃO	HM (M)	HU (M)	ESP. (M)	PROF. (M)	CORT. INJEÇÃO	MONT. JUSANTE	CORT. DRENAG. MONTANTE	CORT. DRENAG. JUSANTE	ESP. (M)	PROF. (M)
IBETINGA	!TA-CF	!BASALTO	1969	35	20	2,5	22	2,5	7	2 a 3	10	2 a 3	10
!PROMISSÃO	!VERTEDOURO	!BASALTO	1974	30	14	2 a 3	29	-	-	3	35	3	14
!CAPIVARA	!VERTEDOURO	!BASALTO	1978	25	0	2	19	-	-	3	19	-	-
!ILHA SOLTEIRA	!TA-CF	!BASALTO	1973	54	26	10,75 a 1	20	15	10	3	20	3	10
!JUPLÁ	!TA-CF	!BASALTO	1968	26	20	3	10	3	10	3	30	3	15
!JURUMIRIM	!TA-CF	!BASALTO	1962	48	20	3 a 1,5	15	3	12	-	-	-	-
!ÁGUA VERMELHA	!TA-CF	!BASALTO	1978	52	35	2 a 3	25	2 a 3	15	3	30	3	15
!ITUMBIARA	!VERTEDOURO	!BIOTITA E											
!SÃO SIMÃO	!VERTEDOURO	!ANFIBOLITO-GNAISSE	1980	90	0	4	35	-	-	*	35	*	15
!NOVA AVANHANDAVA	!VERTEDOURO	!BASALTO	1978	65	17	6	20 a 30	-	-	-	-	-	-
!TUCURUÍ	!VERTEDOURO	!BASALTO	1982			1,5	28	3,0	23	3	28	3	23
!ITAIPÚ	!VERTEDOURO	!METASSEDIMENTOS		77	23	*	30	-	-	*	25	*	25
!PALMAR	!TA-CF	!BASALTO	1982	22	-	3	30	-	-	3	30	-	-
!BALSAS MINEIRO	!TA-CF	!BASALTO	*	33	24	*	20	*	10	*	20	*	10
	!ARENITO		*	22	9	*	15	-	-	3	15	3	5 a 7

RES.: * INFORMAÇÕES NÃO OBTIDAS

T A B E L A 6.5

BARRAGENS BRASILEIRAS - CRITÉRIOS DE PROJETO

BARRAGEM	ESTRUTURA	CRITÉRIOS DE PROJETO	OBS
JUPIÁ	VERTEDOURO DE FUNDO	$S_{inj} = H_J + 0,50(H_M - H_J)$ $S_{d1} = H_J + 0,33(S_{inj} - H_J)$	LINHA DE DRENOS JUSANTE DESCONSIDERADAS.
	VERTEDOURO DE SUPERFÍCIE	$S_{d1} = H_J + 0,33(H_M - H_J)$	
	TA-CF	$S_{d1} = \overline{CD}_1$ $S_{d2} = \overline{CD}_2$	\overline{CD} - COTA DA SOLEIRA DA GALERIA! MEIAS CANAS NO CONTATO CONSI- DERADAS 100% EFICIENTES.
IBITINGA	TA-CF	$S_{d2} = \overline{CD}_2$ $S_{d3} = \overline{CD}_3$	DESCONSIDERADAS AS LINHAS DE DRENOS EXTREMOS d_1 (MONT.) E d_4 (JUSANTE).
ILHA SOLTEIRA	MURO DE LIGAÇÃO	$S_{d1} = H_J + 0,33(H_M - H_J)$	
	VERTEDOURO	$S_{d1} = H_J + 0,33(H_M - H_J)$	DESCONSIDERADAS AS LINHAS DE DRENOS d_2 (CENTRAL) E d_3 (JUS.)
	TA-CF	$S_{d1} = h_1 + 0,33(H_M - H_J)$ $S_{d3} = h_3 + 0,33(H_J - H_3)$ $h_1 = 0,3(H_J - H_{Fund1})$ $h_3 = 0,3(H_J - H_{Fund3})$ $S_d^* = 0,3(H_J - H_{Fund}^*)$	DESCONSIDERADA A LINHA DE DRE- NOS d_2 (CENTRAL). HFUN \tilde{n} É A COTA DA FUNDAÇÃO CORRESPONDENTE AO PONTO CONSIDERADO. S_d^* * SUBPRESSÃO IMPOSTA NO PÉ DE JUSANTE DA TA.
ÁGUA VERMELHA	TA-CF	Hip. 1, 2, 3 $S_{d1} = H_J + 0,33(H_M - H_J)$	FORAM CONSIDERADAS 4 HIPÓTESES! DISTINTAS PARA A ESTRUTURA,
		Hip. 2 $S_{d2} = \overline{CD}_2$	INCLUSIVE INOPERÂNCIA DOS DRE- NOS. DESCONSIDERADA A LINHA DE
		Hip. 3 $S_{d2} = 0,50(H_J - \overline{CD}_2)$	DRENOS d_3 (JUSANTE).
	VERTEDOURO	$S_{d1} = H_J + 0,33(H_M - H_J)$	DESCONSIDERADA A LINHA DE DRE- NOS d_3 (JUSANTE).
ITAIPÚ	ESTRUTURA DE DESVIO	$S_{d1} = H_J + 0,33(H_M - H_J)$	DESCONSIDERADAS AS LINHAS DE DRENOS d_2 (CENTRAL) E d_3 (JUS.).
	VERTEDOURO	$S_{d1} = H_J + 0,33(H_M - H_J)$	

OBS.: S_{inj} - CORRESPONDE AO VALOR DA SUBPRESSÃO NA LINHA DE INJEÇÃO
 S_{dn} - CORRESPONDE AO VALOR DA SUBPRESSÃO NA "N ÉSIMA" LINHA DE DRENAGEM A PARTIR DE MONTANTE.

TABELA 6.6

OBSERVAÇÕES DE SUBPRESSÃO NO CONTATO CONCRETO ROCHA SEGUNDO CRUZ (1976)

BARRAGEM	ESTRUTURA	COEFICIENTE DE PERDA E CARGA		EFICIÊNCIA DE DRENAGEM		RELAÇÃO DE SUBPRESSÕES		
		$D_M(\%)$	$D_J(\%)$	$E_M(\%)$	$E_J(\%)$	U_p/U_m	U_p/U_c	$U_p/U_{67\%}$
ILHA SOLTEIRA	BARRAGEM	0,19	0,27	0,97	0,96			
			0,33			0,02	0,03	0,04
		0,22	0,60	0,90				
			0,67		0,93			
		0,56	0,77	0,84				
		0,84						
		0,93	0,75					
		0,95		0,89	0,12	0,20	0,27	
		0,98						
		VERTEDOURO	0,87		0,94		0,23	0,38
				0,93				
			1,0 *	0,91				
				0,90				
		0,90		0,89		0,25	0,41	0,53
JUPIÁ	VERTEDOURO DE SUPERFÍCIE	1,0 *	1,0 *	0,90	-	0,45	0,86	0,72
	VERTEDOURO DE FUNDO	0,46						
			1,0 *	0,67	-	0,34	0,72	0,61
		0,77						
IBITINGA	BARRAGEM	1,0 *	1,0 *	0,86		0,56	0,87	0,87
	ÁREA DE MONTAGEM	1,0 *	1,0 *	0,83		0,46	0,68	0,66
	VERTEDOURO	1,0 *	1,0 *	0,70		0,75	0,86	0,81
JURUMIRIM	BARRAGEM			0,93				
		0,82						
PROMISSÃO	MURO DE LIGAÇÃO			0,88				
		1,0 *	1,0 *					
				0,74		0,33	0,78	0,52
				0,67				
	VERTEDOURO DE FUNDO	0,61**						
			1,0 *	0,21		0,44	0,66	0,52
	CASA DE FORÇA	0,44**						
			1,0 *	0,94	0,92	0,24	0,30	0,34
CAPIVARA	VERTEDOURO	0,91						
		0,95		0,76		0,33		0,55
	CASA DE FORÇA			0,85	0,71			
	MURO DE LIGAÇÃO			0,78				

OBS.: * Valor Admitido para Cálculo
 ** Piezômetro na Área de Injeção

$U_p = U_{\text{piezométrico}}$

$U_c = U_{\text{catastrófico}}$

$U_m = U_{\text{máximo}}$

T A B E L A 6 . 7

OBSERVAÇÕES DE SUBPRESSÃO EM DESCONTINUIDADES NO MACIÇO ROCHOSO SEGUNDO CRUZ (1976)

BARRAGEM	ESTRUTURA	COEFICIENTE DE PERDA E CARGA		EFICIÊNCIA DE DRENAGEM		RELAÇÃO DE SUBPRESSÕES		
		$D_M(\%)$	$D_J(\%)$	$E_M(\%)$	$E_J(\%)$	U_p/U_m	U_p/U_m	$U_p/U_{67\%}$
PROMISSÃO	MURO DE LIGAÇÃO	0,22		0,83	1,03	0,28	0,57	0,40
	VERTEDOIRO DE FUNDO	0,35		0,62	0,91	0,42	0,64	0,58
	CASA DE FORÇA	0,35		0,65	0,86	0,21	0,31	0,35
				0,94				
CAPIVARA	VERTEDOIRO	0,68	1,0 *	0,59	1,0	0,68	-	0,76
IBITINGA	BARRAGEM	0,46		0,69	0,93	0,51		
		0,48	1,0 *	0,57	0,81			
		0,53		0,51	0,72	0,66		
	ÁREA DE MONTAGEM	0,29		0,76	1,1	0,37		
		0,34	1,0 *					
		0,35		0,69	1,0	0,45		
	VERTEDOIRO	0,54						
			1,0 *	0,49	0,83	0,65		
		0,57						

OBS.: * Valor Admitido para Cálculo

$$U_p = U_{\text{piezométrico}}$$

$$U_c = U_{\text{catastrófico}}$$

$$U_m = U_{\text{máximo}}$$

- No trabalho apresentado em 1978, Cruz e Silva propõem:
- uma modificação do critério de abertura de fenda de tração conforme proposta representada na Fig.6.8 abaixo;
 - diagramas de subpressão, para fins de projeto, como representado nas Fig.6.9 a 6.12.

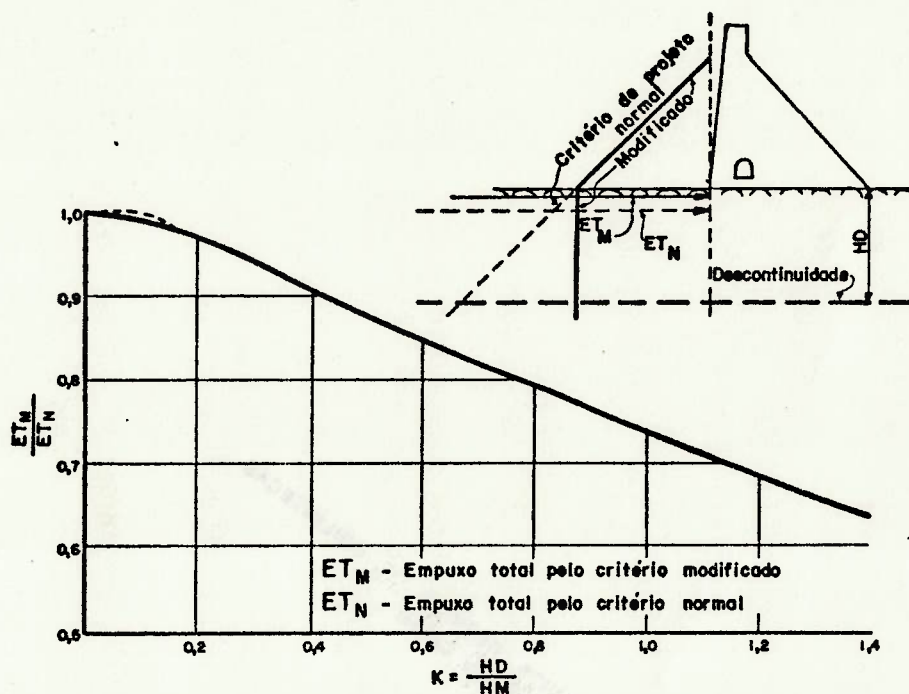


Fig. 6.8 — Critério modificado para empuxo hidrostático (Cruz, Silva, 1978)

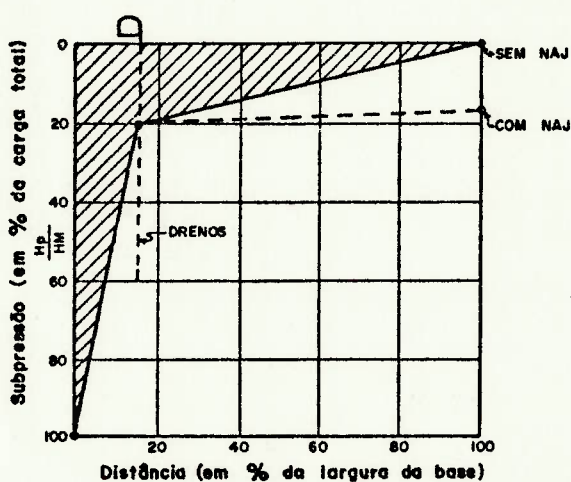


Fig. 6.9 — Diagrama de subpressão proposto no contato concreto rocha (Cruz, Silva, 1978)

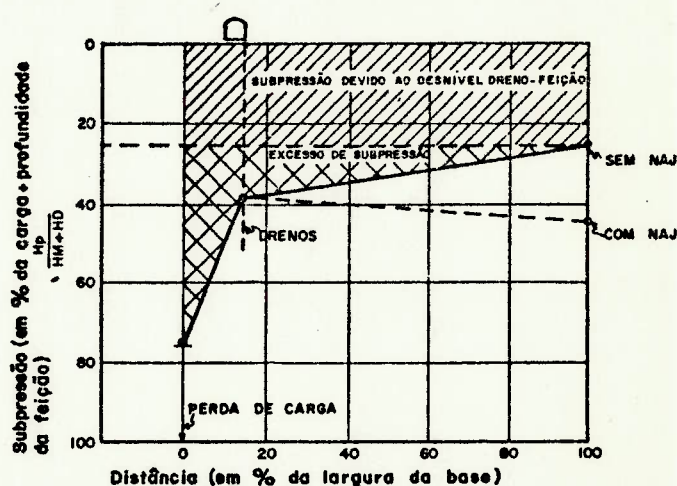


Fig. 6.10 — Diagrama de subpressão proposto para descontinuidades - $\frac{HD}{HM} = x\%$ (Cruz, Silva, 1978)

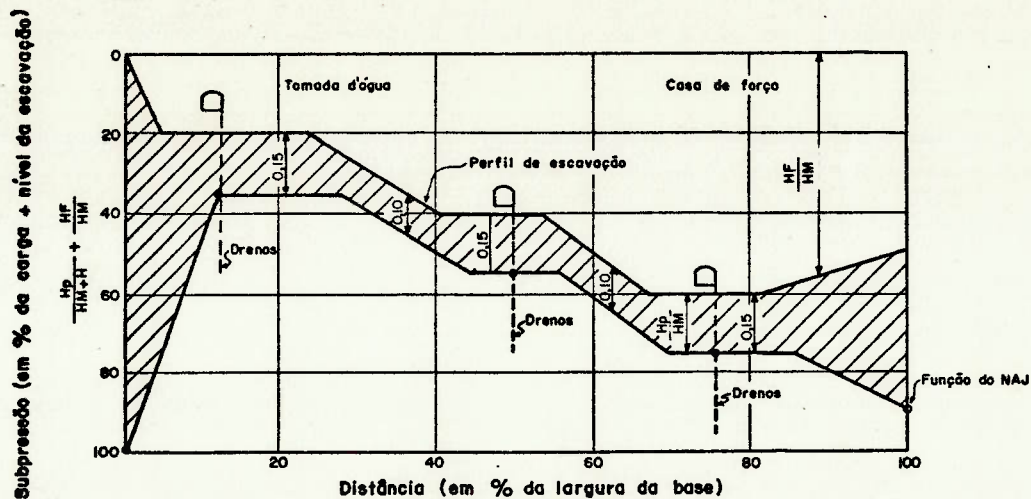


Fig. 6.11 — Diagrama de subpressão proposto no contato concreto rocha - fundação em desníveis (Cruz, Silva, 1978)

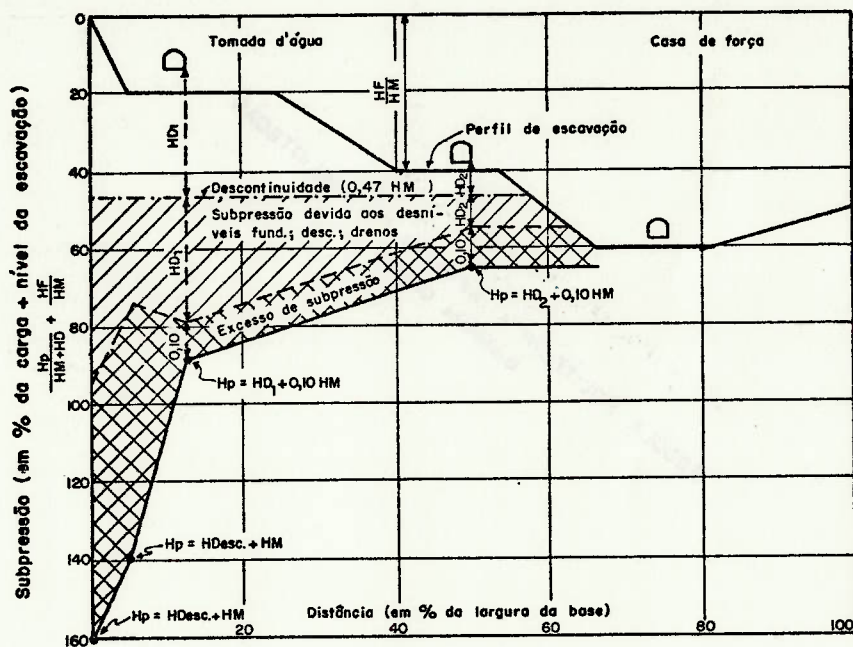


Fig. 6.12 — Diagrama de subpressão proposta na descontinuidade - fundação em desníveis (Cruz, Silva, 1978)

Cruz e Barbosa (1981), com base naqueles mesmos dados observados sugeriram um critério para a determinação da subpressão em barragens tipo gravidade, válido tanto para planos de fraqueza na fundação como para o contato concreto rocha. A análise dos dados representados na Fig.6.13 permitiu aos autores concluir:

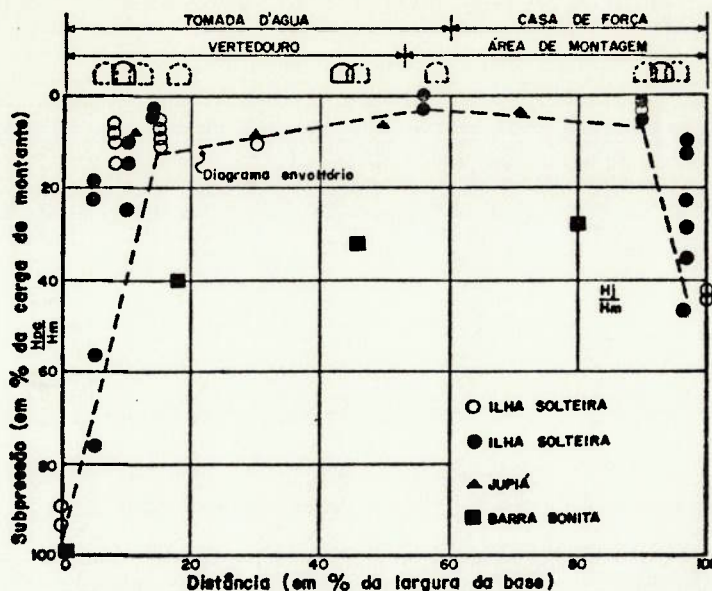


Fig. 6.13 — Subpressão no contato de barragens com $B=0,9 H$ (Vertedouro), $B \approx 1,5 H$ (Tomada d'água e Casa de força) e $B \approx 2,0 H$ (Área de Montagem) - (Cruz, Silva, 1978)

- a subpressão que se estabelece sob as estruturas sofre uma sensível depressão na linha de drenos, evidenciando uma direção preferencial de fluxo de montante para a linha de drenos montante e de jusante para a linha de drenos jusante. Entre as duas linhas o fluxo é pouco significativo;
- uma vez que as galerias de drenagem estão sempre associadas a um sistema de bombeamento, e portanto aí se estabelece a pressão atmosférica, o fluxo de água é governado pela diferença entre o nível de água do reservatório e a cota das galerias. Se existir um túnel de drenagem interligado a uma galeria aí também se observa o estabelecimento da pressão atmosférica.

Com base nestas considerações, duas condições de carregamento foram então analisadas, quais sejam, condição normal com drenos operantes e condição excepcional, com sistema de bombeamento inoperante.

Para condição normal, o diagrama sugerido é composto por trechos retilíneos que interligam pontos de valores de subpressão bem definidos. Supõe-se para tanto que, no pé de montante e jusante, as pressões sejam dadas pelas colunas de água relativas aos níveis de montante e jusante. Além disto, admite-se que, em qualquer ponto situado em uma vertical passando pelo pé de montante e jusante, as subpressões correspondam à coluna de água existente sobre o referido ponto até o nível de água correspondente. Tais suposições trazem implícita a hipótese de abertura de uma fenda de tração tanto a montante como a jusante, desde a superfície da rocha até o ponto considerado. Na linha de drenos, a subpressão é calculada segundo a expressão:

$$S_d = (\Delta H_G + 0,33 \Delta h) + H_{ref}$$

onde

S_d - subpressão média na linha de drenos
 H_{ref} - cota de referência do plano de análise considerado

ΔH_G - desnível entre soleira da galeria e plano de análise considerado

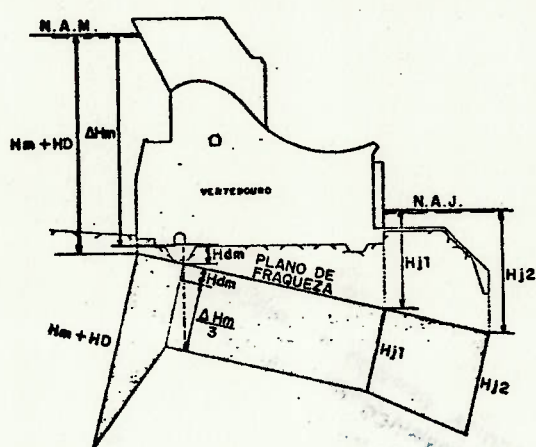
Δh - desnível entre o nível de água no reservatório e a soleira da galeria respectiva.

A Fig.6.14 mostra os diagramas para diversos sistemas de drenagem.

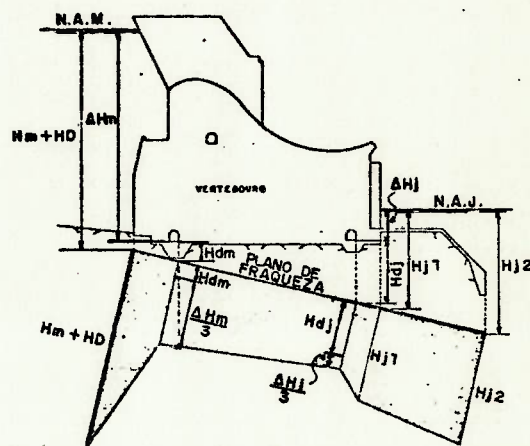
Na condição excepcional, supõe-se a inoperância do sistema de bombeamento, sendo a subpressão quer nas galerias, quer em eventuais túneis de drenagem, governada pela cota de saída de água do sistema, em geral, um pouco acima do nível máximo de jusante.

Também neste caso, havendo duas galerias, o fluxo se dará de montante em direção a linha de drenos montante, e de jusante para a linha de drenos jusante, não existindo fluxo entre as duas galerias. A Fig.6.15 ilustra o exposto.

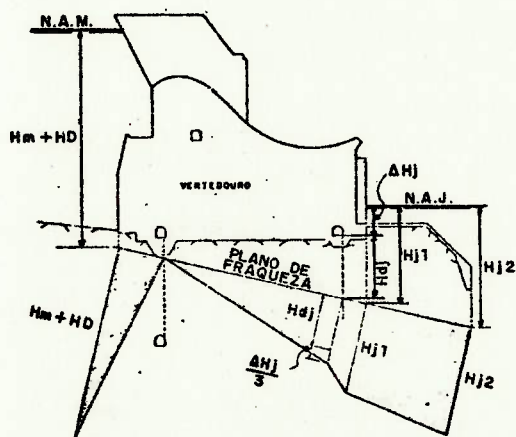
CONDIÇÃO NORMAL DE OPERAÇÃO DE DRENAGEM



CORTINA DE DRENAGEM A MONTANTE
(a)



CORTINA DE DRENAGEM
A MONTANTE E A JUSANTE
(b)



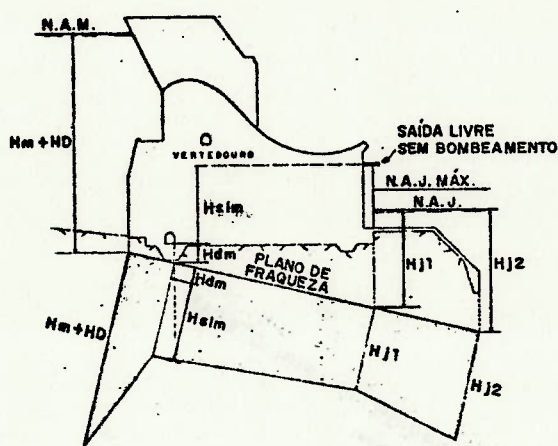
CORTINA DE DRENAGEM A MONTANTE,
A JUSANTE E TUNEL DE DRENAGEM
(c)

OBS. - DRENOS COM 67% DE EFICIÊNCIA.

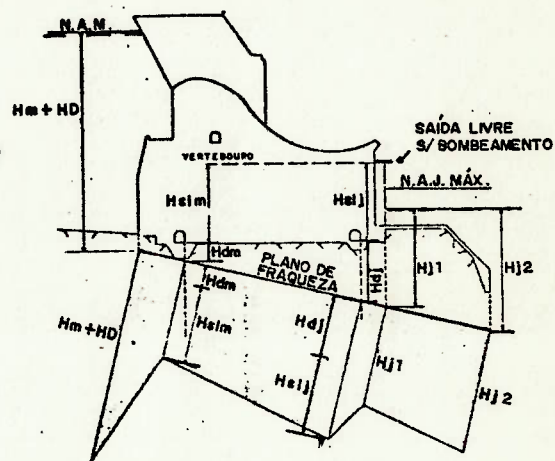
- SUBPRESSÃO SOB A LAJE DE JUSANTE CONTROLADA PELO N.A.J.

FIG. 6.14— Diagramas de subpressão segundo Cruz e Barbosa (1981)

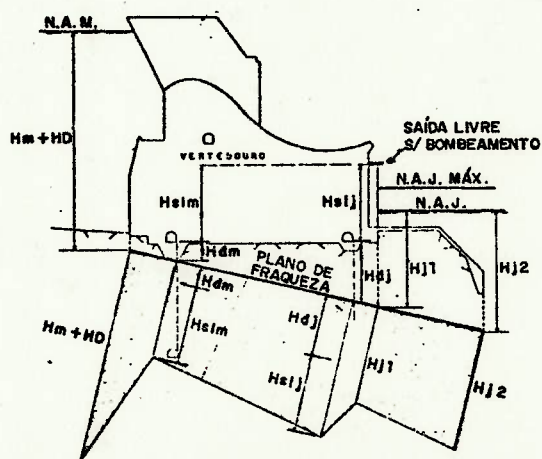
CONDIÇÃO EXCEPCIONAL DE OPERAÇÃO DE DRENAGEM COM BOMBEAMENTO INOPERANTE



CORTINA DE DRENAGEM A MONTANTE
(a)



CORTINA DE DRENAGEM
A MONTANTE E A JUSANTE
(b)



CORTINA DE DRENAGEM A MONTANTE,
A JUSANTE E TUNEL DE DRENAGEM
(c)

- OBS.** - SUBPRESSÃO NOS DRENOS CONTROLADA PELA SAÍDA LIVRE A JUSANTE.
- SUBPRESSÃO SOB A LAJE DE JUSANTE CONTROLADA PELO N.A.J.

6.5 Síntese dos Critérios

O surgimento dos primeiros critérios para fixação da subpressão se fez necessário em função até do desconhecimento existente no início do século, a respeito do assunto. O USBR por exemplo, já desde a década de 20 observava (e construía) estruturas sob as quais atuavam esforços de subpressão. Lembra-se que, somente a partir do início dos anos 50 fixavam-se os conceitos acerca da área de atuação das subpressões. O valor da intensidade de subpressão instalada, o real comportamento dos tratamentos de fundação e sua efetividade seja em função da geologia onde eram implantados, seja em função das suas características geométricas, constituíam pontos duvidosos no equacionamento do problema. Os critérios surgiram como diretrizes gerais que compilavam a experiência até então adquirida. Tais critérios, ainda hoje empregados refletem o que existia e que se conhecia à época:

- a. de modo geral os critérios referem-se tão somente ao contato concreto-rocha que, como foi visto, constituiu-se na primeira grande preocupação dos estudiosos do assunto;
- b. poucos fazem referência à geologia local, tendo sido igualmente empregados em fundações tão diversas como calcários, basal^{tos} e arenitos;
- c. a consideração de uma linha de drenagem apenas, como elemento redutor das subpressões, a existência de planos únicos de escavação são sem dúvida fruto da própria prática então existente;
- d. os valores fixados para o fator intensidade I, representam em voltórias máximas que englobam os casos observados. São por isso bastante conservadores.

Não obstante, pode ser observado que tais critérios representam um momento de conhecimento, num processo que na realidade é dinâmico e evolui à medida que mais informações vão sendo acumuladas.

Tanto nos critérios europeus brevemente citados, como nos americanos, fica claro que as observações do comportamento dos maciços de fundação das estruturas constituem dados de entrada importantes na aferição e ajuste dos critérios. Nesta evolução, ganharam destaque aspectos relativos à geologia local, às características dos tratamentos, etc. Os organismos passaram a não mais sugerir valores a serem assumidos para as subpressões, mas indicar a necessidade de calculá-los, em função das condições específicas de cada caso analisado. Com isto, os critérios passam a exercer o papel que realmente lhes é reservado, qual seja, o de estabelecer limites máximos admissíveis a serem observados.

No caso da experiência brasileira, vê-se que a simples transposição daqueles critérios, trouxe consigo algumas distorções.

O início do grande avanço da engenharia nacional de grandes barragens é relativamente recente. As extensas campanhas de investigação geológica realizadas em muitas obras acabaram por resultar na elaboração (e execução) de tratamentos mais sofisticados, constituídos por linhas múltiplas de injeção e drenagem, túneis, etc. que representaram sem dúvida, onerosas cargas às obras. Entretanto, o uso de critérios estabelecidos para situação diversa

fez com que muitos destes elementos fossem ignorados e seus benefícios não fossem incorporados ao projeto. Constituem, por assim dizer onerosas seguranças adicionais à obra. Na Tabela 6.5 onde foram resumidas informações para algumas estruturas, percebe-se algumas discrepâncias entre a implantação de tratamentos e sua consideração em critérios de projeto.

O extenso estudo que tem sido feito por Cruz desde 1976 e que resultou, em 1981, no estabelecimento de um critério, tem por mérito considerar condições mais condizentes com a realidade hoje praticada. É ainda um critério observacional, baseado em informações obtidas, na maioria dos casos, em maciços basálticos, que tem um particular comportamento hidrogeotécnico (Oliveira et alli, 1976). Como critério, válido dentro do quadro específico para o qual foi estabelecido, representa uma envoltória máxima de valores a serem esperados.

Merece ainda destaque, dentro deste quadro de determinação ou fixação de valores de subpressão, a análise dos dados de observação coletados nas diversas obras. Dos pontos que tem sido considerados no estabelecimento dos critérios e que constituem evidências importantes na sugestão de diretrizes ou métodos para determinação das subpressões, ressalta-se:

- a. a ocorrência de subpressões, em geral abaixo daquelas estabelecidas pelos critérios de projeto. Quando isto não ocorre, medidas corretivas têm sido eficazes na obtenção de melhores resultados.
- b. a eficiência comprovada de sistemas de drenagem, seja no contato, seja em planos inferiores. Esta eficiência é tanto maior quanto mais baixa estiver a saída dos drenos e está diretamente ligada às características geométricas do sistema implantado;
- c. principalmente em função da própria instrumentação, a pouca ou nenhuma eficiência comprovada de cortinas de injeção, como elementos redutores de subpressão;
- d. a dependência da eficiência dos sistemas de tratamento, das características geológicas da região de interesse;
- e. a importância da instrumentação da comprovação de funcionamento e manutenção dos sistemas de tratamento.

e ainda, dos dados condensados por Cruz, nos diversos trabalhos:

- f. a validade da adoção de uma alimentação direta por montante e por jusante, no contato concreto rocha;
- g. em se tratando de planos inferiores ao contato (com profundidades superiores a 0,40 Hm), o conservadorismo da hipótese de abertura de uma fenda de tração, alimentando diretamente a feição. Por outro lado Cruz conclui que nestes casos, o nível de jusante regula as subpressões instaladas no plano sob análise. Julga-se entretanto que os dados coletados não permitem tal conclusão, lembrando-se que situações mais desfavoráveis (tais como afloramento da feição a jusante da estrutura, por exemplo) podem ocorrer.

7. MÉTODOS PARA CÁLCULO DA SUBPRESSÃO

7.1 Considerações Gerais

Como menciona VARGAS (1977), até há algum tempo o projeto de fundação de barragens sobre rochas fissuradas e o correspondente tratamento para controle de percolação e das subpressões vinha sendo abordado de maneira inteiramente empírica. As diferentes opiniões acerca da melhor aplicabilidade das cortinas de injeção ou de drenagem eram defendidas de forma irracional e fortemente emotiva.

A publicação da Primeira Conferência Rankine, proferida por Arthur Casagrande (1961) foi sem dúvida um marco inaugural da atual fase em que o problema começou a ser abordado sob uma visão mais teórica. Dentre os inúmeros aspectos envolvidos na consideração de subpressões, controle de percolação e tratamentos, a determinação do valor da subpressão a ser esperado sob a fundação das estruturas reveste-se de fundamental importância no projeto destas obras.

No capítulo 6 foram apresentados os diversos critérios de projeto, sugeridos em geral por organismos oficiais de projeto com vistas a possibilitar a estimativa dos esforços de subpressão visando particularmente projetos preliminares. Tais critérios, em sua maioria foram baseados na observação de obras em operação, sendo estabelecidos sem um embasamento teórico. Neste capítulo procurou-se compilar alguns dos métodos de avaliação teóricos de subpressão que têm sido apresentados mais recentemente, de modo particular na bibliografia nacional.

Foi visto no capítulo 5, que são dois os fatores determinantes do esforço de subpressão: o fator área A e o fator intensidade I. Embora tenha havido muita discussão acerca do valor do fator área A, tendo sido adotados em muitas das barragens construídas até a década de 50, valores inferiores à unidade, parece hoje existir um consenso quanto ao valor deste fator. Em projetos mais recentes, conforme havia sugerido o próprio subcomitê da ASCE (1951), este valor tem sido sistematicamente adotado como unitário. Já quanto a intensidade da subpressão não existe uma opinião única ou mesmo sugestão que seja adotada como prática corrente, mesmo porque são inúmeros os fatores que influem no estabelecimento das pressões que se instalam sob uma estrutura. O tipo de estrutura, o comportamento hidrogeológico e hidrogeotécnico do maciço rochoso de fundação, os tratamentos impostos à fundação são apenas alguns dos vários condicionantes. A consideração destes fatores leva ao estabelecimento de premissas ou modelos diferenciados, que implicam muitas vezes em hipóteses diferentes quanto às subpressões.

Tratando inicialmente de um modelo bastante simplista, considere-se o caso de uma barragem impermeável, de base horizontal, retilínea, fundada em maciço homogêneo, isotrópico, de profundidade e extensão lateral infinitas, sem tratamentos de fundação.

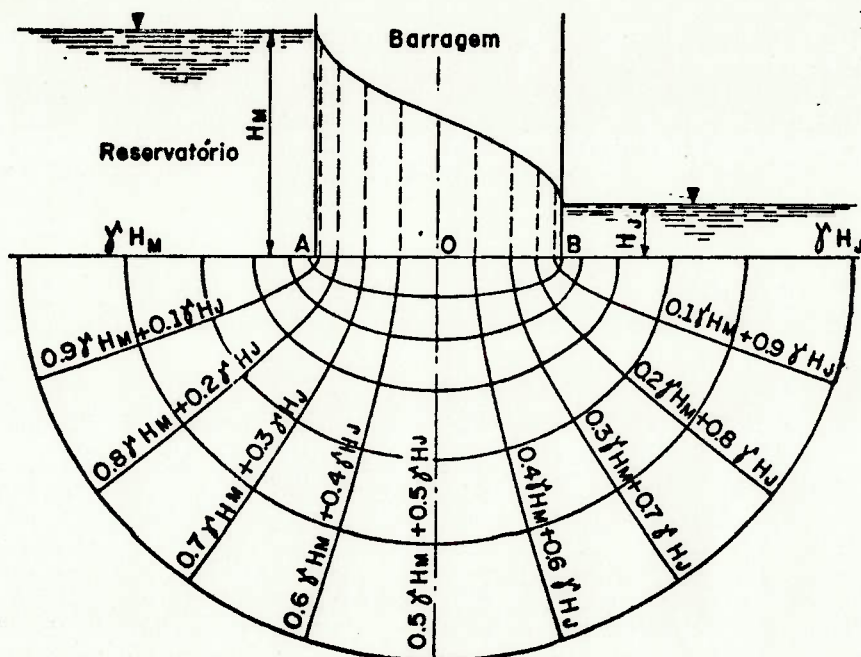


Fig. 7.1 — Percolação de água sob uma barragem impermeável

As cargas de água a montante e jusante são representadas respectivamente por H_M e H_J . Se forem observadas as limitações implícitas às equações de Darcy e Laplace é possível traçar uma rede de fluxo cujas linhas de corrente são representadas por elipses "con cêntricas" com centro em O. A base da estrutura, AB, é também uma linha de fluxo, sendo a forma limite da família de elipses. As hipérbolas desenhadas normais às linhas de fluxo representam linhas de igual potencial dentro da fundação e na base da barragem. A partir desta rede de fluxo então, é possível se determinar a pressão atuante na base da estrutura, representada pela curva em forma de S. Para condições limites simples, a rede pode ser determinada analiticamente porém, para condições mais complexas, outros métodos de resolução de equações mais sofisticados ou meios de avaliação precisam ser empregados (modelos físicos reduzidos, analogia elétrica, métodos numéricos, etc.).

O padrão de percolação representado na Fig. 7.1 independe da permeabilidade do meio e uma vez que ele possa ser considerado um meio poroso (com porosidade intersticial) e homogêneo, as pressões em seu interior estão determinadas. Mesmo no caso real, onde os maciços rochosos apresentam-se fraturados, a determinação das pressões através de redes de fluxo pode às vezes representar aproximação razoável. Creager, 1964 apresenta esquematicamente o caso de uma barragem em fundação rochosa, fraturada, e o correspondente diagrama de subpressões. Neste caso, as juntas foram consideradas uniformemente distribuídas e a barragem relativamente impermeável, de modo a ser possível se associar a fundação a um meio homogêneo.

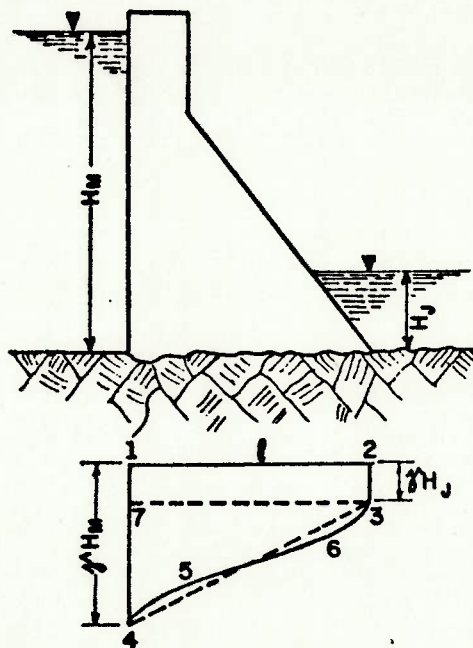


Fig. 7.2 — Subpressão sem cortina

A linha reta representa a pressão média e, embora a distribuição seja levemente alterada, Creager afirma que as incertezas que existem em torno desta questão são tais que essa substituição é permitida. Observe-se que o diagrama da Fig. 7.2 representa praticamente a hipótese de Levy (item 5.2.1).

Este caso simplificado é útil na medida em que ilustra a adoção de hipóteses simplificadas acerca da intensidade da subpressão atuante na fundação das estruturas, tornando explícitas as condições para as quais tais hipóteses são válidas. Entretanto, nem sempre os maciços rochosos podem ser assemelhados a meios homogêneos na escala das obras, além do que em muitos projetos são introduzidos tipos diversos de tratamentos, que acabam por condicionar as pressões de água instaladas no maciço de fundação.

A experiência tem mostrado que a forma do diagrama de subpressões que se estabelece sob as estruturas é função direta da geometria da obra e do esquema de tratamento adotado, sendo este, por sua vez, fortemente influenciado pela geologia local, de modo que a distribuição de subpressão passa a ser uma função composta dos condicionantes geológicos. Não apenas isso mas o próprio comportamento hidrogeológico condiciona o padrão de percolação que se estabelece no maciço rochoso determinando diretamente o valor das pressões atuantes. A distribuição e largura das fendas e diaclases, os tipos de materiais que as preenchem, as orientações e características dos estratos, a existência de zonas decompostas ou a própria permeabilidade do maciço, são fatores que não podem ser ignorados sob pena de se avaliar incorretamente um dos principais esforços condicionantes do dimensionamento de uma estrutura.

A dificuldade de se avaliar corretamente o valor desta solicita-

ção, porém, reside em dois pontos básicos. Primeiramente, a obtenção dos dados geológicos e geotécnicos característicos do maciço, com um nível de detalhamento tal que possibilite a elaboração de um modelo hidrogeotécnico condizente com a realidade da obra em estudo. Em segundo lugar o tratamento matemático adequado, que traduza de maneira apropriada as leis de fluxo em meios rochosos. Embora muito se tenha dito a respeito dos grandes avanços nos métodos de análise de percolação de água em maciços de fundação e dos tímidos progressos da técnica de obtenção e avaliação de dados, no campo, que alimentem os modelos de cálculo, há que se ressaltar que do ponto de vista prático, é ainda pequena a utilização de modelos de análise nos quais o meio é considerado descontínuo. Na rotina dos projetos os métodos de avaliação de subpressões são em geral mais simplistas.

Nos itens seguintes, serão abordados alguns métodos de avaliação do esforço de subpressão, procurando-se esclarecê-los em seu conteúdo, seja com relação a sua origem e premissas iniciais, seja relativamente ao desenvolvimento numérico quando for este o caso.

7.2 Determinação da Subpressão segundo Casagrande

Em 1961, em sua famosa "First Rankine Lecture", o professor Arthur Casagrande discutiu vários aspectos de relativa importância na consideração dos efeitos, controle e cálculo da subpressão atuante sob estruturas de concreto, em particular as de gravidade.

Partindo do modelo de Muskat, tratado no item 5.5, Casagrande faz uma extensão daquela teoria, admitindo que ocorra fluxo a jusante da linha de drenos e supondo que o nível de água aí estabelecido seja igual ou superior ao nível de jusante. As hipóteses iniciais foram exatamente as mesmas admitidas por Muskat, quais sejam, plano vertical correspondendo a fonte de alimentação de água, em uma camada permeável confinada de espessura D , paralela a uma fileira infinita de furos e situada a uma distância d da mesma, sendo os furos espaçados de a e tendo raio r_w .

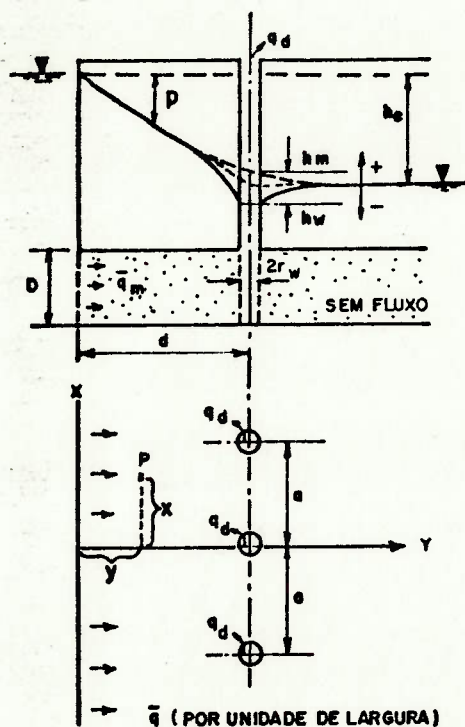


Fig. 7.3 — Modelo de Casagrande - sem fluxo a jusante dos drenos (Casagrande, 1961)

Com base na Eq.5.5 e adotando as restrições de $a/d < 3$ e $r_w/a < 0,1$, Casagrande estabelece as relações entre o nível de água no dreno e o nível de jusante, bem como entre o nível de água na região intermediária aos drenos e o mesmo nível de jusante, para o caso de não haver fluxo além dos mesmos. A dedução destas relações em contra-se desenvolvida no apêndice II.

$$\frac{h_w}{h_c} = - \frac{a}{2\pi d} \ln \frac{a}{2\pi r_w}$$

$$\frac{h_m}{h_c} = \frac{a}{2\pi d} \ln 2$$

Neste caso, a vazão específica que alimenta a linha de drenos (coincidente com a vazão que sai pelos drenos), é expressa por:

$$q_m = K \cdot h_c \cdot \frac{D}{d}$$

que nada mais é do que aplicação da equação de Darcy. A vazão por dreno é representada pela vazão específica, multiplicada pelo espaçamento entre drenos:

$$\bar{q}_d = q_m \cdot a$$

(obs.: a notação aqui usada foi alterada, no sentido de uniformizá-la com a dos demais métodos analisados neste trabalho).

Segundo Casagrande a solução matemática acima descrita pode ser extrapolada para incluir o caso em que o nível d'água nos drenos

tenha a mesma altura do nível de jusante ou mesmo superior. Neste caso se estabelecerá, além da linha de drenos, um excesso de subpressão em relação ao nível de jusante. Tal fluxo, segundo o autor, pode ser resolvido por uma superposição matemática direta da percolação através de uma camada permeável sob gradiente uniforme, e a solução apresentada por Muskat.

Para tanto é calculado inicialmente um nível fictício de jusante, h_c , para o qual não haja fluxo além dos drenos e tal que supondo-se um gradiente constante i_t , o novo nível de jusante e o nível nos drenos coincidirão.

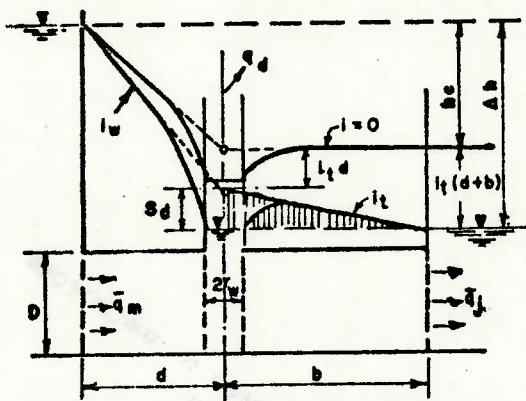


Fig. 7.4 — Solução de Casagrande para o nível d'água nos drenos igual ao nível de jusante (Casagrande, 1961)

Expressando matematicamente:

$$p(x, y) = C \ln \frac{\cosh 2\pi \frac{y+d}{a} - \cos 2\pi \frac{x}{a}}{\cosh 2\pi \frac{y-d}{a} - \cos 2\pi \frac{x}{a}} + i_t y \quad p/y \geq d$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{para } x = r_w \\ y = d \end{array} \right\} \rightarrow p(r_w, d) + i_t d = \Delta h$$

$$\Delta h = C \ln \frac{\cosh 2\pi \frac{d+d}{a} - \cos 2\pi \frac{r_w}{a}}{\cosh 2\pi \frac{d-d}{a} - \cos 2\pi \frac{r_w}{a}} + i_t d \quad (7.1)$$

Resolvendo a Eq.7.1, (apêndice II) chega-se à expressão sugerida por Casagrande, para a situação de nível nos drenos igual a nível de jusante:

$$h_c = \frac{\Delta h}{1 + \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{a}{d} \cdot \frac{b+d}{b} \ln \frac{a}{2\pi r_w}} \quad (7.2)$$

e a subpressão média na linha de drenos é expressa por:

$$S_d = b \cdot i_t$$

$$s_d = \frac{b}{b+d} (\Delta h - h_c) \quad (7.3)$$

As vazões específicas total q_m , e a que passa através dos drenos q_j , são dadas respectivamente por:

$$q_m = K.D.i_w$$

$$q_j = K.D.i_t$$

Portanto, a vazão em cada dreno é dada por:

$$q_d = q_m - q_j$$

$$q_d = K.h_c \cdot \frac{D}{d}$$

$$\bar{q}_d = q_d \cdot a$$

Finalmente a determinação do fluxo para o caso de se estabelecer, no dreno, um nível superior ao nível de jusante é obtida a partir da mesma sobreposição matemática antes utilizada.

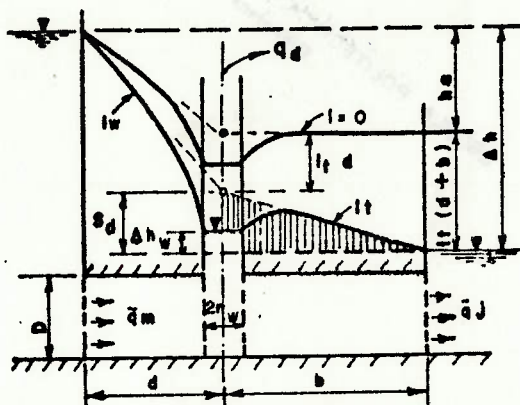


Fig. 7.5 — Solução de Casagrande para o nível d'água nos drenos superior ao nível de jusante (Casagrande 1961)

Novamente, a expressão matemática que traduz tal sobreposição é:

$$p(x, y) = C \ln \frac{\cosh 2\pi \frac{y+d}{a} - \cos 2\pi \frac{x}{a}}{\cosh 2\pi \frac{y-d}{a} - \cos 2\pi \frac{x}{a}} + i_t \cdot y \quad p/y \geq d$$

$$\text{para } \left. \begin{array}{l} x = r_w \\ y = d \end{array} \right\} \rightarrow p(r_w, d) + i_t \cdot d = \Delta h - \Delta h w$$

$$\Delta h - \Delta h w = C \ln \frac{\cosh 2\pi \frac{d+d}{a} - \cos 2\pi \frac{r_w}{a}}{\cosh 2\pi \frac{d-d}{a} - \cos 2\pi \frac{r_w}{a}} + i_t \cdot d \quad (7.4)$$

A resolução da Eq.7.4 leva à relação:

$$h_c = \frac{\Delta h - \Delta h w \frac{b+d}{b}}{1 + \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{a}{d} \cdot \frac{b+d}{b} \cdot \ln \frac{a}{2\pi r_w}} \quad (7.5)$$

A subpressão média na linha de drenos, segundo Casagrande, é:

$$S_d = b \cdot i_t + \Delta h w$$

$$S_d = \frac{b}{b+d} (\Delta h - h_c) + \Delta h w \quad (7.6)$$

Cabe aqui se fazer uma observação com relação a Eq.7.6 sugerida por Casagrande. Segundo ele, S_d representa o excesso de subpressão em relação ao nível de jusante. Entende-se este excesso de subpressão como sendo a diferença de potencial existente com relação ao nível de jusante. Deste modo S_d é igual a $b \cdot i_t$ em ambos os casos analisados. A carga $\Delta h w$ já estaria então computada no cálculo de h_c (e portanto S_d) não havendo necessidade de somá-la novamente. Neste trabalho, o valor de S_d será calculado a partir da Eq.7.3.

As vazões específicas são dadas por equações análogas às anteriores:

$$q_m = K \cdot D \cdot i_w$$

$$q_j = K \cdot D \cdot i_t$$

$$q_d = K \cdot h_r \cdot \frac{D}{d} \quad \text{ou} \quad \bar{q}_d = q_d \cdot a$$

onde h_c é calculado através da Eq.7.5.

Resumidamente, a determinação da subpressão segundo o modelo de Casagrande traz implícitas as mesmas hipóteses adotadas no modelo de Muskat, quais sejam:

- a. fluxo permanente;
- b. meio homogêneo e isotrópico;
- c. meio saturado;
- d. não há consolidação ou expansão do meio poroso;
- e. fluido incompressível;
- f. fluxo laminar;
- g. drenos totalmente penetrantes na camada permeável;
- h. abertura de fendas a montante e a jusante

Além disto, este método permite considerar tão somente uma linha de drenos instalada próximo à face montante da estrutura, não se podendo analisar efeitos de linhas de injeção, ou outros tipos de tratamentos de controle e redução das subpressões (linhas de drenagem complementares, túneis, etc). A extensão do modelo de

Muskat para situações em que haja fluxo a jusante, prevê apenas os casos em que o nível estabelecido nos drenos é igual ou superior ao nível de jusante, porém nunca inferior.

7.3 Determinação da Subpressão segundo Andrade (1980)

Com base igualmente do modelo idealizado por Muskat, Andrade (1980) procura estabelecer o valor da subpressão média na linha de drenos. A extrapolação do modelo adotado, tal como aquela feita por Casagrande, refere-se também a extensão de um caso onde não há fluxo além da linha de drenos para outros em que este fluxo não apenas ocorre, mas ainda é função do nível de água que se estabelece nos drenos. Existe entretanto, uma diferença fundamental entre o tratamento dado por Andrade e aquele de Casagrande. Embora em ambos os casos, o modelo seja bidimensional (como o de Muskat), Andrade faz considerações a respeito de um fluxo transversal, paralelo à linha de drenagem, e que ocorreria entre drenos em função da diferença de pressão que se estabelece entre a meia distância dos drenos e suas vizinhanças.

Andrade procura ampliar o campo de validade de suas equações, introduzindo considerações hoje bastante importantes frente à realidade. Tais considerações referem-se a anisotropia de maciços, utilização de esquemas de tratamento diferenciados e mais complexos que uma simples linha de drenagem, imposição de um nível de drenagem inferior ao nível de jusante através do uso de bombeamento, etc. Tendo em conta as premissas do método sugerido por Andrade, ele constituiria uma extensão ao método de Casagrande.

A seguir será transcrito, de forma sucinta, o desenvolvimento do método apresentado por Andrade (1980). O apêndice III traz algumas discussões a respeito deste desenvolvimento.

Com base na equação de Darcy e da continuidade e supondo desprezíveis as perdas de carga que ocorrem ao longo dos drenos, o autor estabelece o valor da subpressão média na linha de drenos supondo que os mesmos funcionem com uma eficiência de 100%, dentro de uma camada permeável. Andrade introduz um novo parâmetro, λ , cujo significado corresponde a um coeficiente de correção da permeabilidade do meio, devido a introdução dos furos de drenagem.

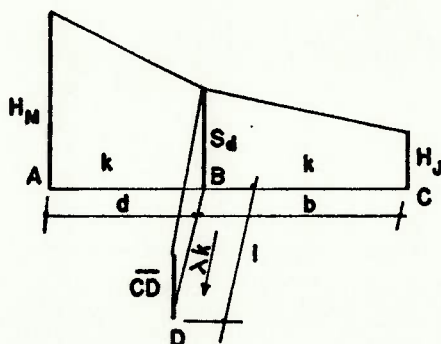


Fig. 7.6 Consideração de λ

Aplicando a equação de Darcy, o autor estabelece:

$$q_m = K.D. \frac{H_M - S_d}{d}$$

$$q_d = \lambda.K.D. \frac{S_d - \overline{CD}}{l}$$

$$q_j = K.D. \frac{S_d - H_J}{b}$$

sendo l um comprimento unitário na linha de drenos.

Mas

$$q_m = q_d + q_j \quad (7.7)$$

Substituindo os valores de q_m, q_d, q_j na Eq.7.7:

$$S_d = \frac{d.b.\lambda.\overline{CD} + b.H_M + d.H_J}{d.b.\lambda + b + d} \quad (7.8)$$

que, segundo Andrade, é a expressão da subpressão média na linha de drenos, supondo-a 100% eficiente.

Andrade propõe então um critério para majoração da subpressão S_d , considerando uma eficiência de drenagem inferior a 100%. Segundo o autor, esta subpressão majorada é expressa por:

$$S - \overline{CD} = (S_d - \overline{CD}) + \alpha (S_d - \overline{CD}) \quad (7.9)$$

onde α define a eficiência da cortina de drenos, de modo que:

$$\alpha = \frac{q_d - q_j}{q_d}$$

O parâmetro representa a maior ou menor capacidade da cortina de drenar a vazão que vai para jusante. Substituindo os valores de q_d e q_j na Eq.7.8 tem-se:

$$S = \overline{CD} + (S_d - \overline{CD}) \left\{ 2 - \frac{S_d - H_J}{b.\lambda.(S_d - \overline{CD})} \right\} \quad (7.10)$$

Nas Eq.7.9 e 7.10, o único parâmetro desconhecido é λ , o coeficiente de correção da permeabilidade. Para sua determinação, o autor lança mão da equação de Muskat (item 5.5). Admitindo uma trincheira de comprimento a , e largura unitária l , em substituição aos drenos, de acordo com a Fig.7.7, e aplicando a equação de Darcy:

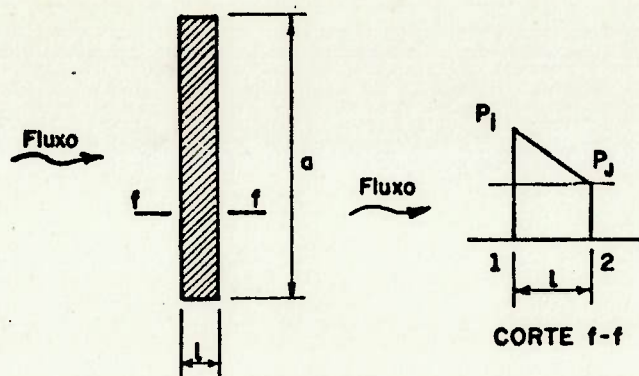


Fig. 7.7 — Analogia entre trincheira e linha de drenos (Andrade, 1980)

$$\bar{q}_t = \lambda \cdot K \cdot a \cdot \frac{P_j - P_i}{l} \quad (7.11)$$

Os valores de P_i e P_j são calculados através da expressão de Muskat, sendo P_j a integral das pressões ao longo da linha de drenos dividida pela distância entre drenos e P_i a pressão atuante na circunferência do dreno. Assim:

$$\bar{q}_t = \lambda \cdot \frac{K}{l} \cdot \left\{ 2 \cdot C \cdot \ln \left(\frac{a}{2\pi r_w} \right) \right\} \cdot a \quad (7.12)$$

mas segundo Muskat, a vazão no dreno pode ser expressa por (Eq.5.6):

$$q_d = 4\pi KC$$

Igualando q_t e q_d e lembrando que l é unitário:

$$\lambda = \frac{2\pi}{a \ln \frac{a}{2\pi r_w}} \quad (7.13)$$

que é o valor do coeficiente de correção da permeabilidade do maciço na linha de drenos.

Uma vez que λ é função do espaçamento e do raio dos drenos, o autor procura introduzir a consideração de anisotropia do maciço, através da correção das características geométricas da linha de drenagem que afetam aquele parâmetro. A anisotropia aqui considerada, refere-se aquela existente nas direções longitudinal e transversal em relação a linha de drenos. No trabalho, o valor de λ para meios anisotrópicos é dado por:

$$\lambda = \frac{2\pi}{1,75a \cdot \ln \frac{0,32 \cdot a}{2r_w}}$$

A partir deste procedimento, Andrade estabelece a equação geral

de determinação de subpressão para o caso de n galerias de drenagem ou outros sistemas. Tal extensão é feita através da consideração de que a vazão que afluente ao sistema é a somatória das vazões que saem pelos drenos e por jusante. Deste modo, as expressões gerais de determinação de subpressão para o caso de n galerias assumem a forma:

$$s_{di} = \frac{s_{di-1} e_i + \overline{CD}_i e_{i-1} e_i \lambda_{ai} + s_{di+1} e_{i-1}}{e_i + \lambda_{ai} e_{i-1} e_i + e_{i-1}} \quad (7.14)$$

$$s_i = \overline{CD}_i + (s_{di} + \overline{CD}_i) \left\{ 2 - \frac{s_{di} + s_{di+1}}{e_i \lambda_{ai} \cdot (s_{di} - \overline{CD}_i)} \right\} \quad (7.15)$$

E finalmente:

$$\lambda_{ai} = \frac{2\pi}{1,75 a_i \ln \frac{0,32 a_i}{2r_{wi}}} \quad (7.16)$$

A Fig. 7.8 ilustra os parâmetros utilizados nas equações.

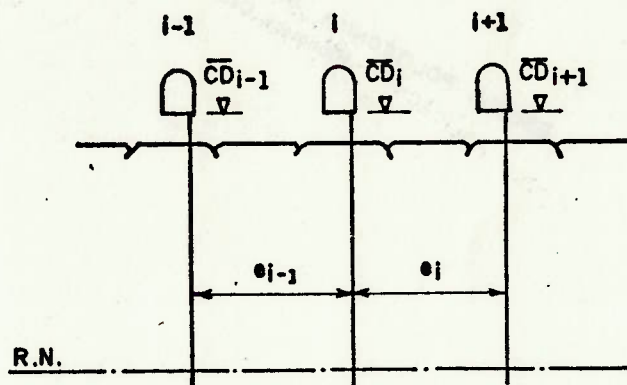


Fig. 7.8 - Consideração de n galerias

Embora neste trabalho Andrade sempre se reporte à Eq.7.16 como sendo a expressão que fornece o valor do coeficiente λ para a condição de maciço anisotrópico, ela corresponde na realidade, a uma situação específica que é a trincheira contínua em substituição à linha de drenagem. A expressão mais genérica, da qual aquela deriva e que consta, mais evidenciada, no trabalho de 1982, do mesmo autor é:

$$\lambda_{ai} = \frac{2\pi}{a_i \cdot \ln \frac{2a_i x}{2\pi r_{wi} \{1,5(x+1) - \sqrt{x}\}}} \quad (7.17)$$

onde x corresponde a $\sqrt{KL/Kt}$ (ver apêndice III)

Além do sistema de n galerias, são abordados por Andrade outros

sistemas. Para o caso de se introduzir uma laje impermeabilizante por exemplo, Andrade sugere que se adote, como d , a distância entre a aresta mais a montante da laje e a linha de drenos, aplicando-se todas as fórmulas como aqui apresentadas.

O caso de haver um ou mais túneis interligados ao sistema de drenagem foi também analisado, embora tal questão tenha sido tratada como critério, não cabendo explicações teóricas.

Uma análise mais minuciosa das deduções estabelecidas por Andrade é feita no apêndice III. Entretanto, o método aqui apresentada já permitiu evidenciar as hipóteses básicas sobre as quais está fundamentada a teoria. Como não poderia deixar de ser, uma vez que tanto a base desta análise como a de Casagrande é a mesma, qual seja, a formulação de Muskat, as premissas adotadas aqui são as mesmas listadas no item 7.2:

- a. fluxo permanente;
- b. meio contínuo e homogêneo;
- c. meio saturado;
- d. não há consolidação ou expansão do meio poroso;
- e. fluido incompressível;
- f. fluxo laminar, validade das leis de Darcy e Laplace
- g. drenos totalmente penetrantes;
- h. abertura de fendas a montante e jusante.

Andrade, evoluindo em relação a Casagrande, procurou introduzir conceitos mais compatíveis com a prática atual no que se refere a tratamento de fundação, incluindo a possibilidade de considerar n galerias de drenagem, túneis e lajes impermeabilizantes. Ressalta-se, por outro lado que, a consideração de anisotropia de maciço apresentada por Andrade é limitada à medida que apenas permite considerar uma anisotropia em duas direções horizontais. Seria de grande interesse a consideração de anisotropia em direções verticais também. A consideração de meio contínuo ainda prevalece e este método tem sobre o anterior, apenas a vantagem de permitir considerar o efeito de drenagens múltiplas. Fica ainda a dúvida se considerar válido um fluxo transversal e o caso de uma trincheira no modelo de Muskat (ver apêndice III).

7.4 O Método dos Elementos Finitos

A previsão de valores de subpressão, utilizados como dados de entrada para modelos tensão - deformação e para cálculos de estabilidade de estruturas de concreto tem sido feita com maior confiabilidade a partir do desenvolvimento de métodos numéricos de análise de percolação de água pelas fundações.

A determinação de subpressões, vazões, gradientes, feita com base em redes de fluxo traçadas manualmente é restrita pelas próprias limitações do método e pelas simplificações que necessitam ser introduzidas no modelo, no sentido de possibilitar a elaboração das redes. De modo geral, estas análises restringem-se a modelos bidimensionais, admitindo o meio homogêneo, podendo ser incluída uma anisotropia relativamente às direções horizontal e vertical. As redes de fluxo e, em consequência, as equipotenciais, são obtidas através de um exercício geométrico de aproximações sucessivas. Tentativas no sentido de se obter as redes de

fluxo, sem a intervenção subjetiva do técnico compreenderam a utilização de outros modelos dentre os quais a analogia elétrica.

Entretanto, a necessidade efetiva de análises mais realistas de subpressão e percolação de água pela fundação das estruturas, em virtude de se precisar contemplar a realidade física do meio geológico, bem como os sistemas de tratamento cada vez mais complexos, levou à utilização de ferramentas mais refinadas.

O primeiro grande avanço foi sem dúvida, a utilização do método dos elementos finitos, através de programas tipo PERCOL (Taylor e Brown, 1967), especialmente elaborados para análises de percolação de água em meios permeáveis. Nesses modelos, em geral bidimensionais mas que podem também ser tridimensionais, o meio é discretizado em elementos homogêneos, podendo ser admitidas anisotropias em duas direções perpendiculares entre si, formando qualquer ângulo com a horizontal.

O objetivo destes programas é a determinação do campo de potenciais hidráulicos em um meio contínuo, decorrente da percolação de um fluido em regime permanente, confinado ou não. Sendo o potencial hidráulico ϕ em um ponto qualquer, definido por:

$$\phi = \frac{p}{\gamma} + z$$

admite-se válida a lei de Darcy, que relaciona as velocidades de fluxo com o gradiente do campo de potenciais :

$$V = -K \cdot \nabla \phi \quad (7.18)$$

onde, em linguagem matricial:

$$V = \begin{bmatrix} V_x \\ V_y \\ V_z \end{bmatrix} ; K = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{xz} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{yz} \\ K_{zx} & K_{zy} & K_{zz} \end{bmatrix} e \quad \nabla \phi = \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi}{\partial x} \\ \frac{\partial \phi}{\partial y} \\ \frac{\partial \phi}{\partial z} \end{bmatrix}$$

e admite-se igualmente válida a equação da continuidade:

$$\text{div } \phi = 0$$

Como mostrado no capítulo 3 tais premissas são então atendidas através da resolução da equação diferencial de Laplace, para um meio discretizado em um número finito de regiões homogêneas ou estratificadas onde são conhecidas as permeabilidades.

$$K_1 \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + K_2 \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + K_3 \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0$$

Para que a solução seja única, é necessário estabelecer as condições de contorno do problema a ser resolvido, quais sejam, potenciais conhecidos em um contorno S_1 e vazões conhecidas no

contorno S_2 , também conhecidas. Nos contornos impermeáveis tem-se vazões nulas. A Fig.7.9 mostra, como exemplo, a malha utilizada no estudo da Usina de Palmar (Guidicini e Nieble, 1985) tendo sido discretizadas diversas camadas e descontinuidades do maciço.

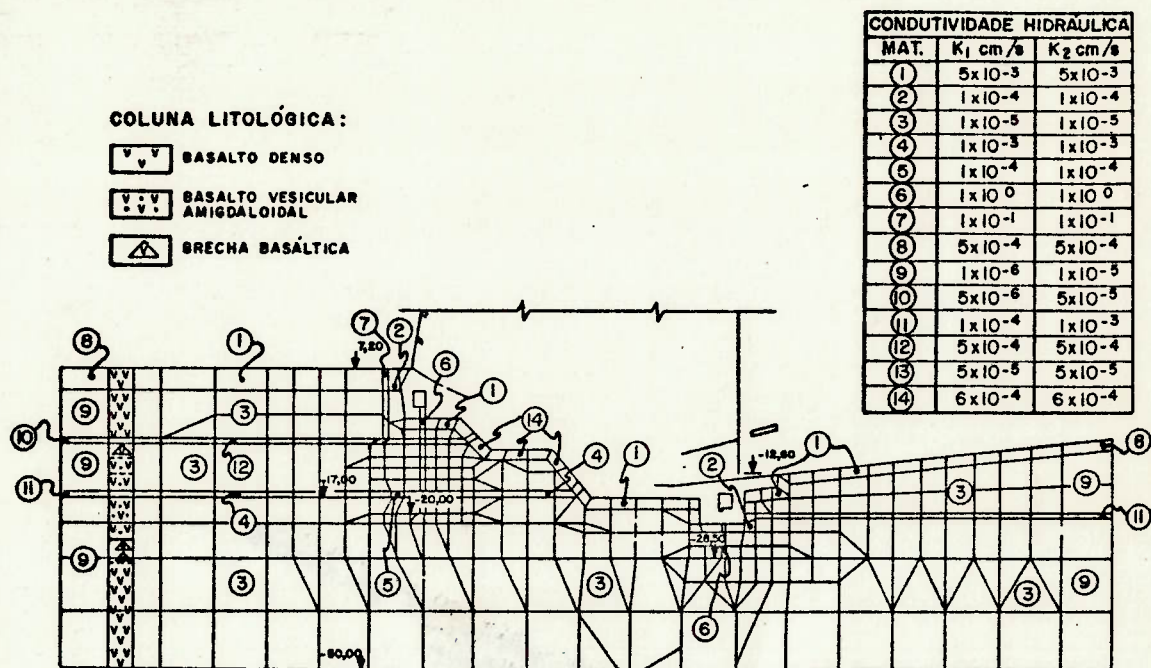


Fig. 7.9 — Malha de elementos finitos — Usina de Palmar (Guidicini e Nieble, 1985)

A formulação do método leva a um sistema de equações que relaciona as vazões nos nós às respectivas cargas através da transmissibilidade ⁽¹⁾, sendo os potenciais determinados para os pontos nodais de malha que representa o maciço, obtendo-se daí as pressões, velocidades e vazões. Na elaboração da malha pode-se utilizar elementos quadrangulares ou triangulares para a discretização das diversas camadas ou mesmo elementos unidimensionais (barra), com fluxo na direção do elemento, permitindo a simulação de feições geológicas presentes no maciço. Uma vez determinados os potenciais nodais, o potencial em qualquer ponto de cada elemento pode ser calculado através de uma função de interpolação admitida para o elemento.

Os resultados obtidos através destes métodos são tanto mais próximos da realidade quanto melhores e mais numerosas forem as informações a respeito da hidrogeologia da região e das características hidrogeotécnicas do maciço de fundação. Para tanto, uma adequada campanha de investigações necessita ser executada, buscando caracterizar as diferentes litologias e feições quanto à permeabilidade, espessura, forma de ocorrência, persistência, etc. Por tal razão, tais métodos normalmente não são utilizados em fases preliminares de projeto, quando o nível de informação é

(1) A transmissibilidade é uma característica que envolve não apenas a permeabilidade do meio, mas também a geometria de cada elemento.

ainda precário para bem caracterizar o maciço. Nestes casos o método dos elementos finitos apresenta vantagens para estudos e análises paramétricas.

Além da necessidade de serem obtidas informações suficientes para elaboração do modelo hidrogeotécnico da fundação, outros fatores inerentes ao método de cálculo são condicionantes do refinamento dos resultados obtidos. Dentre eles, a definição adequada dos limites do domínio e das condições de contorno a ele impostas é imprescindível para obtenção de resultados confiáveis, principalmente no que se refere às vazões. Ainda no âmbito desta discussão, pelo menos dois tópicos merecem realce:

- a. a simulação da cortina de drenagem;
- b. a utilização de fendas de tração.

De modo geral, as cortinas de drenagem são simuladas por uma fileira de pontos aos quais é imposto um potencial. Normalmente este potencial é traduzido pela imposição, na boca do dreno, de uma pressão correspondente à coluna d'água existente acima dele (às vezes a própria cota da soleira da galeria). Desta forma estabelece-se praticamente uma linha equipotencial ao longo da profundidade do dreno. Na simulação dos drenos, tudo se passa como se no lugar da cortina existisse uma trincheira contínua, de potencial definido. Na imposição deste potencial pode-se estabelecer um valor superior aquele correspondente ao nível da boca do dreno, estimando-se uma subpressão média na linha de drenos. A grande limitação de se assimilar a linha de drenagem a uma trincheira diz mais respeito às vazões estimadas (normalmente superiores aquelas observadas) do que à distribuição de potenciais no meio.

Há que mencionar ainda que a adoção de uma trincheira como simulação da linha de drenos e a imposição de um potencial à mesma pode, por vezes, resultar em solução insatisfatória. Veja-se por exemplo o caso de uma estrutura com cota da soleira da galeria de drenagem superior ao nível de jusante ou ainda o caso de haver duas galerias não niveladas (Fig.7.10). A imposição de um certo potencial aos drenos pode, em função das permeabilidades envolvidas e das condições de contorno, gerar situações irreais de alimentação do maciço através dos drenos ou existência de pressões negativas em certas regiões. Há que ressaltar que, embora a consideração da linha freática interna ao maciço evite tais situações e apesar de ser o ajuste de freáticas um problema relativamente bem resolvido pelo método, tal procedimento demanda inúmeras tentativas para ajuste do modelo.

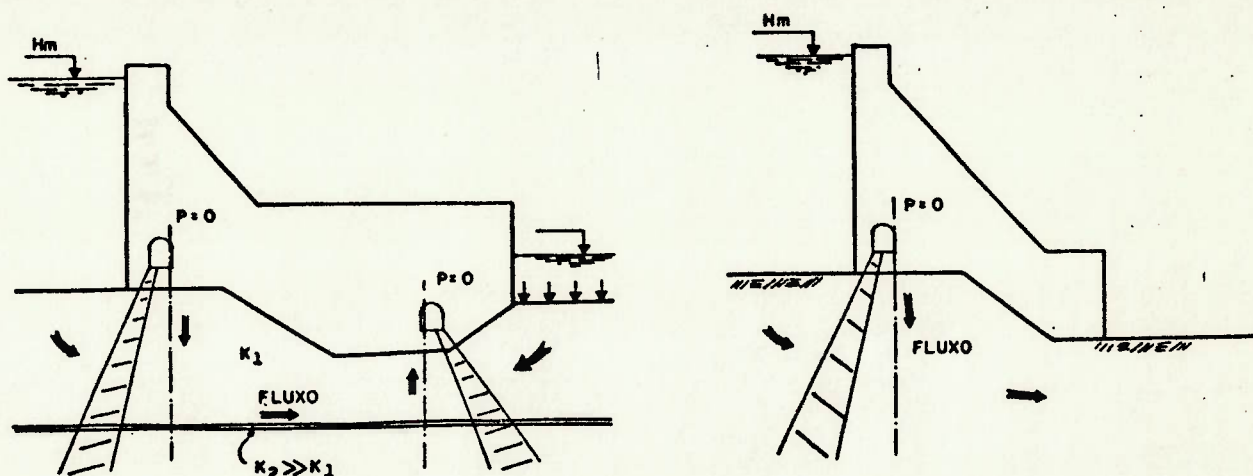


Fig. 7.10 - Situação gerada pela imposição de pressão em linhas de drenagem

A utilização de modelos tridimensionais resolve o problema da simulação da cortina de drenagem. Neste caso, os drenos podem ser reproduzidos individualmente simulando-se espaçamentos quaisquer ou até mesmo considerações de inoperância parcial da cortina. Entretanto a elevada quantidade de nós e elementos, a necessidade de se elaborar um modelo hidrogeotécnico compatível com a sofisticação do estudo e consequentemente o alto custo dos processamentos, limitam a utilização destes modelos a casos especiais.

A utilização da hipótese de fenda de tração não está implícita no método dos elementos finitos, não sendo portanto obrigatória sua adoção. Por ser entretanto prática corrente sua imposição como condição de contorno, vale a pena ressaltar alguns aspectos. Dados de observação tratados por Cruz (1976) e outros diversos autores têm mostrado que a ocorrência de tais fendas limita-se, na maioria dos casos, a pequenas profundidades (da ordem de $0,4H$), sendo função do comportamento do conjunto estrutura-fundação e suas características. Cruz menciona estudos feitos em modelo matemático, para definição da profundidade da fenda de tração para a barragem de Itaipu que, embora mostrando extensa área tracionada, resultaram em profundidades de abertura de fenda de cerca de $0,3H$.

Nos métodos tratados anteriormente, a existência da fenda de tração corresponde a uma das premissas básicas para aplicação de tais métodos, sendo portanto inevitável sua adoção. No que se refere ao contato concreto rocha, esta hipótese não representa conservadorismo exagerado. Entretanto, no caso do método dos elementos finitos, onde se buscam informações a respeito de pressões e gradientes em todo o maciço, a imposição desta condição pode levar a resultados bastante diferentes dos reais no que diz respeito a níveis inferiores ao contato.

Tal como nos casos anteriores, o campo de aplicação do método restringe-se a considerações de:

- a. fluxo laminar;
- b. validade das leis de Darcy e Laplace.

Por outro lado, ele permite analisar:

- a. meios heterogêneos;
- b. drenos parcialmente penetrantes;
- c. abertura ou não de fendas de tração;
- d. sistemas diversos de tratamento (cortinas de injeção, linhas múltiplas de drenagem, túneis, etc.);
- e. existência de feições no maciço;
- f. geometrias quaisquer de escavação;
- g. meios descontínuos assimilados a meios contínuos através de sua caracterização por parâmetros tipo tensor permeabilidade.

O método dos elementos finitos tem, como vantagem a grande flexibilidade para elaboração do modelo, seja quanto à forma, seja quanto à diferenciação de propriedades e características além da precisão dos resultados, desde que observadas as limitações acima mencionadas. Porém, justamente por tais razões, seu uso implica, em geral na obtenção de informações em grau compatível com a sofisticação do método, ou sua utilização em análises paramétricas.

7.5 O Método do Dreno Unitário

Mais uma vez, as premissas do método são o modelo de Muskat e a validade das leis de Darcy e Laplace. Coelho (1980) procurou apresentar um modelo analiticamente fundamentado, formulado através do método dos elementos finitos, buscando obter uma solução teórica para a simulação de cortinas de drenagem sob barragens de concreto.

Argumenta o autor que a utilização de malhas planas, correspondentes a modelos bidimensionais é incoerente com a consideração de cortinas de drenagem. A existência destas cortinas caracteriza um problema de fluxo tridimensional e o uso de elementos finitos em modelos bidimensionais leva, segundo Coelho, a erros significativos na estimativa dos esforços de percolação, uma vez que a cortina é, na realidade, representada como uma trincheira. Seja associando aos elementos correspondentes à drenagem permeabilidades altas, seja impondo-lhes um potencial, os resultados não teriam em conta o efeito de uma cortina constituída por poços discretos e espaçados entre si. O autor reproduz alguns diagramas resultantes do mau uso de modelos bidimensionais convencionais (Fig 7.11).

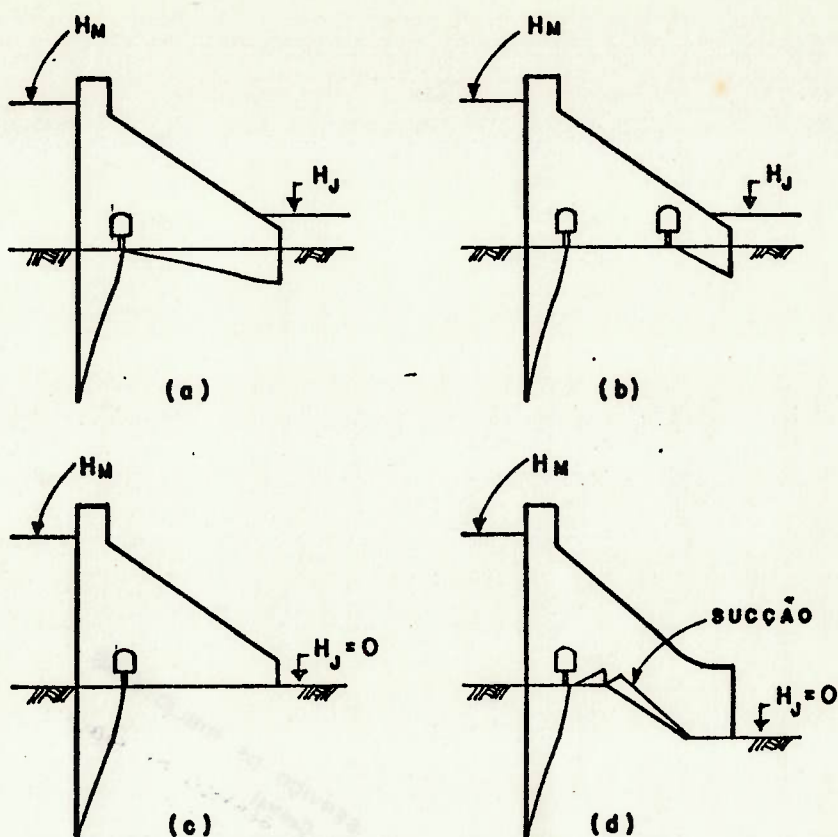


Fig. 7.11. Diagramas resultantes da imposição da carga nula na linha de drenagem

O método proposto por Coelho busca deste modo, uma simulação mais realista da cortina de drenagem, o que é conseguido através de uma carreira de elementos que constituem o dreno unitário. Esta fileira de elementos, se superpõe à malha principal, sendo ligada a ela, por uma das arestas, na abscissa da cortina (Fig 7.12)

Esta fileira de elementos simula a região da linha de drenagem, de modo que, a malha principal corresponde a uma seção passando à meia distância dos drenos e a aresta livre dos elementos correspondem exatamente aos drenos.

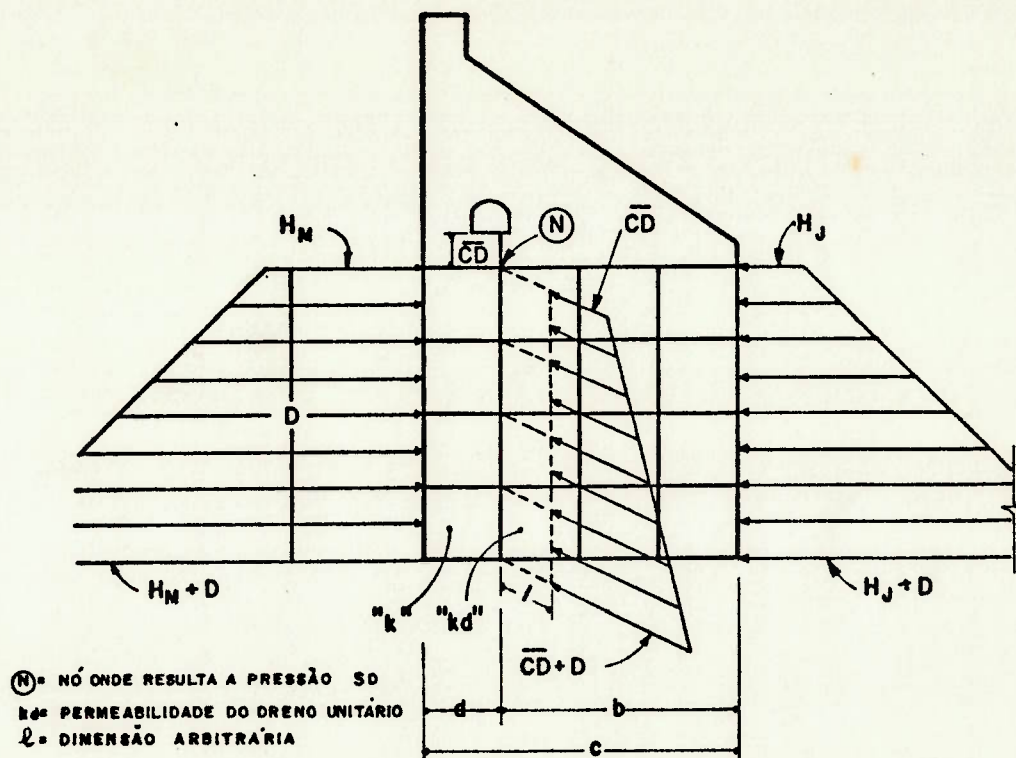


Fig. 7.12 Método do dreno unitário aplicado ao modelo de Muskat-Malha de elementos (exemplo)

A essência do método consiste em determinar o valor da permeabilidade K_d da fileira de elementos que simula os drenos. O método exige, a priori, a determinação da pressão média S_d ou, sendo da S_d , a determinação de Δh_w . Esta determinação é feita através da formulação de Casagrande (ou Andrade). Para tanto são utilizadas as Eq. 7.5 e 7.3 a saber:

$$h_c = \frac{\Delta h - \Delta h_w \frac{b+d}{b}}{1 + \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{a}{d} \cdot \frac{b+d}{b} \ln \frac{a}{2\pi r_w}} \quad (7.5)$$

$$S_d = \frac{b}{b+d} (\Delta h - h_c) \quad (7.3)$$

Na realidade, uma vez que o referencial considerado por Coelho (à semelhança de Andrade) situa-se abaixo do nível de jusante, portanto diferente de Casagrande, a Eq. 7.3 toma a forma:

$$S_d = H_J + \frac{b}{b+d} (\Delta h - h_c) \quad (7.18)$$

A vazão que aflui ao dreno também é considerada segundo Casagrande. Para sua determinação pode-se escrever:

$$\bar{q}_d = \left(\frac{H_M - S_d}{d} - \frac{S_d - H_J}{b} \right) a.K.D$$

Coelho ainda propõe algumas equações que fornecem S_d em função da eficiência da cortina. Esta eficiência pode ser obtida em relação às vazões de entrada e saída (na drenagem):

$$E'_c = \frac{q_d}{q_m}$$

em função da redução de subpressão:

$$E''_c = 1 - \frac{\text{Área do diag. reduzido}}{\text{Área do diag. total}}$$

ou ainda em função da redução de carga:

$$E_c = \frac{H_M - S_d}{H_M - H_J}$$

Obs.: o USBR propõe $E_c = 67\%$

Para cada uma destas hipóteses Coelho estabelece uma equação $S_d = f(E'_c, E''_c \text{ ou } E_c)$. Deste modo o autor pretende que, fixada uma certa eficiência para o sistema, seja determinada a pressão S_d .

Para a aplicação do método, é preciso avaliar inicialmente o valor da permeabilidade na fileira de elementos que simula o dreno unitário. Para tanto:

$$K_d = \frac{q_d \cdot l}{S_d - \bar{CD}}$$

que nada mais é do que a aplicação da lei de Darcy para um fluxo entre drenos. A vazão q_d é a vazão que afluí ao dreno, dividida pelo espaçamento entre drenos e pela espessura do aquífero e l é uma largura qualquer da fileira de elementos. Portanto:

$$K_d = \left(\frac{H_M - S_d}{d} - \frac{S_d - H_J}{b} \right) \frac{K \cdot l}{S_d - \bar{CD}} \quad (7.19)$$

No caso de modelos semelhantes ao de Muskat (com fendas a montante), Coelho salienta que devem ser observados os seguintes procedimentos:

- consideração de aresta livre do dreno unitário, como sendo o interior do dreno. Portanto, ao nó superior deve ser imposta a pressão \bar{CD} , variando hidrostáticamente (Fig.7.12);
- estimativa da subpressão S_d para um dado \bar{CD} ou deste, se for pré fixada a pressão S_d ;
- avaliação de K_d correspondente a permeabilidade horizontal, enquanto a vertical deve ser considerada zero.

Para o caso de modelos sem fenda, Coelho sugere que a estimativa da permeabilidade do dreno unitário, aqui denominada K_m , seja feita pela expressão:

$$K_{m1} = \frac{1}{2} \left(\frac{H_M - S_d}{d} - \frac{S_d - H_J}{b} \right) \frac{K \cdot l}{S_d - \overline{CD}} \quad (7.20)$$

Com o valor K_{m1} , processa-se a malha obtendo-se no nó onde se de seja S_d , um valor de subpressão diverso, denominado S_{FEM} . Faz-se então a correção de K_{m1} .

$$K_{m2} = K_{m1} \cdot M^\alpha \cdot D \cdot J^\beta$$

onde

$$\alpha = 2,2633$$

$$\beta = -0,20676$$

$$M = \frac{H_M - S_d}{H_M - S_{FEM}}, \quad D = \frac{S_{FEM} - \overline{CD}}{S_d - \overline{CD}}, \quad J = \frac{S_{FEM} - H_J}{S_d - H_J}$$

Deste modo a Eq.7.20 é usada iterativamente até que S_{FEM} resulte igual a S_d . O autor alerta para dois fatos:

- a. a formulação de Casagrande não fornecerá solução se for escolhido S_d menor que H_J ;
- b. o método só foi testado para $\overline{CD} = 0$

Como comentários gerais ao método pode-se mencionar:

- a. o método refere-se principalmente à simulação da cortina de drenagem. A subpressão média na linha de drenos necessita ser previamente avaliada, através de outros métodos. Portanto, ele poucas novidades acrescenta aos demais. Seu mérito estaria na consideração da linha de drenos não como uma trincheira contínua, mas como uma linha de poços discretos, dispostos de forma definida. A seção analisada por Coelho corresponde, na realidade a uma seção entre drenos. Assim, uma vez determinada a pressão S_d por qualquer método, impondo-a aos pontos nodais que constituem a linha de drenagem, o resultado obtido numa malha convencional é idêntico aquele sugerido pelo método.
- b. o método do dreno unitário, à semelhança dos demais baseados no modelo de Muskat, considera os drenos totalmente penetrantes. Como em modelos convencionais de elementos finitos, tal consideração não é feita, os diagramas apresentados na Fig. 7.11 não correspondem exatamente aqueles resultantes de estudos elaborados para fins de projeto. Existe de fato a substituição da linha de drenos por uma trincheira. Entretanto, a eficiência desta trincheira pode ser adequadamente ponderada além do que, não se estendendo a linha até o limite inferior do modelo, os diagramas obtidos diferem daqueles mostrados na referida figura.
- c. o valor K_d corresponde na realidade, ao valor λK de Andrade (1980). De fato, considerando que:

$$K_d = \left(\frac{H_M - S_d}{d} - \frac{S_d - H_J}{b} \right) \frac{l}{S_d - \overline{CD}} \cdot K \quad \text{segundo Coelho}$$

$$S_d = \frac{b \cdot H_M + b \cdot d \cdot \lambda \cdot \overline{CD} + d \cdot H_J}{b + b \cdot d \cdot \lambda + d} \quad \text{segundo Andrade}$$

e substituindo o valor S_d na expressão de K_d obtem-se, com as devidas simplificações $K_d = \lambda K$;

- d. Rocha (1987) apresenta uma adaptação do método para o caso de drenos parcialmente penetrantes, que corresponde à maioria dos casos analisados. Segundo ele, nestes casos, o fator de forma λ assumiria o valor $1/a\theta_a$ onde θ_a é um fator obtido em função de a/r_w , D/a e da porcentagem de penetração dos drenos na camada de espessura D (w/D);
- e. embora não tenha sido aqui apresentado, Coelho traz em seu trabalho um comentário, a respeito da formulação de Casagrande, mencionando que na bibliografia consultada havia um engano da expressão da subpressão média (o que inclusive já foi comentado no item 7.2). Entretanto Coelho procura justificar tal engano alegando que o gradiente constante ao qual Casagrande se referia é, na realidade:

$$i_t = \frac{\Delta h - h_c}{b+d} - \frac{\Delta h w}{b} \quad \text{e não} \quad i_t = \frac{\Delta h - h_c}{b+d}$$

O gradiente i_t parece não ter significado físico dentro do fenômeno. Quer-se crer que as deduções apresentadas no item 7.2 e apêndice II sejam mais fiéis, fisicamente, ao enunciado de Casagrande. Ressalta-se que, seja em termos de subpressão S_d , seja em termos de vazões, as expressões de Coelho fornecem os mesmos valores daquelas de Casagrande.

7.6 O Método dos Pontos Nodais

O método dos pontos nodais, ou MEPON (Andrade, 1984) baseia-se fundamentalmente na aplicabilidade da lei de Darcy aos escoamentos de água em meios porosos, e foi desenvolvido em complementação aos estudos apresentados no item 7.3. O modelo simplificado bidimensional ali empregado serviu de base para a extrapolação a um modelo tridimensional mais complexo, que permitisse interpretar, com maior confiabilidade, o fenômeno da percolação de água nas fundações das estruturas hidráulicas, definindo pressões em cada ponto do maciço rochoso.

Andrade salienta dois aspectos muito importantes que precisam ser considerados em estudos de percolação de água em maciços rochosos, quais sejam, a heterogeneidade natural do meio e o caráter tridimensional do fenômeno de percolação em obras hidráulicas. A disparidade entre valores observados e aqueles obtidos em modelos de análise mais simplificados é, muitas vezes, função das características do meio. Por outro lado, a geometria das estruturas consideradas e as próprias condições de contorno existentes podem ser tais que a direção preferencial de fluxo não seja a de montante-jusante, como considerado em análises bidimensionais.

Argumenta Andrade que a solução de problemas de percolação através do método dos elementos finitos, tendo em conta esses aspectos, torna-se bastante exhaustiva ou mesmo difícil de ser executada, devido à complexidade e às próprias dimensões de arquivo de dados, etc. Tendo então em consideração aqueles dois fatores, Andrade propõe o método dos pontos nodais, buscando dar uma solução que, embora mais simples, permita considerar estes aspectos condicionantes do padrão de percolação que se instala no maciço.

Segundo este método, o meio é discretizado não mais em elementos finitos, mas sim em barras, às quais é associada uma permeabilidade. As barras podem tanto representar a rocha como também as descontinuidades e feições existentes, de modo que a simulação do maciço seja mais realista. Cada ponto de encontro das barras é um ponto nodal, para o qual é então determinada a pressão. Devido à sua flexibilidade, o modelo permite que a ligação entre nós não se restrinja apenas a segmentos retos de forma que a adaptação da malha traçada, à geologia do maciço, torna-se mais fácil.

A resolução baseia-se na imposição de somatória de vazões nulas nos pontos nodais, isto é, as vazões que chegam ao ponto e as que dele partem são iguais.

$$\sum q = 0$$

Supondo o meio contínuo e a velocidade de fluxo constante ao longo de cada barra, então é válida a lei de Darcy e, para cada ponto do domínio, é possível escrever:

$$\sum_{i,j=1}^{i,j=n} \frac{(x_0 - x_i)}{l_j} \cdot K_j = 0$$

onde x_0 e x_i são respectivamente os potenciais nos pontos 0 e i , e l_j e K_j o comprimento e a permeabilidade da barra j .

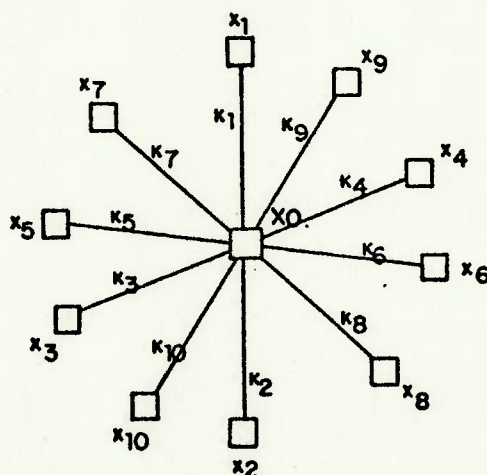


Fig. 7.13 Sistema de barras que concorrem num nó

No caso de maciços homogêneos, basta a representação de seis barras para se obter a tridimensionalidade.

$$\frac{(x_0 - x_1)}{l_1} K_1 + \frac{(x_0 - x_2)}{l_2} K_2 + \frac{(x_0 - x_3)}{l_3} K_3 + \frac{(x_0 - x_4)}{l_4} K_4 + \frac{(x_0 - x_5)}{l_5} K_5 + \frac{(x_0 - x_6)}{l_6} K_6 = 0$$

$$x_0 \sum_{j=1}^{j=6} \frac{K_j}{l_j} - \sum_{i,j=1}^{i,j=6} x_i \frac{K_j}{l_j} = 0$$

$$x_0 = \frac{\sum_{i,j=1}^{i,j=6} x_i \frac{K_j}{l_j}}{\sum_{i=1}^{i=6} \frac{K_j}{l_j}}$$

que é o valor do potencial no ponto 0 para o modelo preconizado.

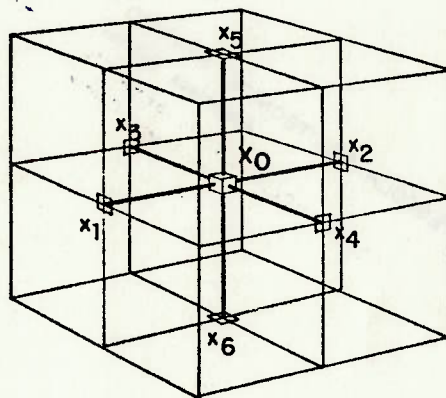


Fig. 7.14 Sistema de barras e pontos nodais em maciço homogêneo

Com relação à representação da linha de drenos, a metodologia empregada por Andrade é a mesma descrita no método do dreno unitário. Sendo o ponto nodal coincidente com um ponto da linha de drenagem deve-se introduzir, no ponto, uma barra de comprimento unitário, à qual é atribuída permeabilidade λK onde λ é o coeficiente de correção da linha de drenos (item 7.3) e K a permeabilidade do maciço. À extremidade livre da barra é imposta a pressão no interior do dreno (\overline{CD}). Como visto anteriormente,

$$q_d = K \cdot \lambda \cdot \frac{S_d - \overline{CD}}{l}$$

Neste caso, o potencial x que se quer obter corresponde a subpressão média na linha de drenos, no nível do ponto 0.

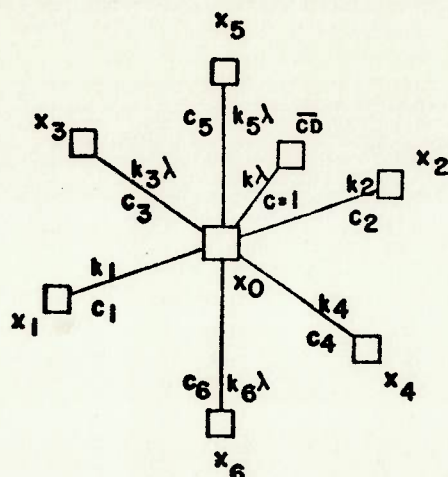


Fig. 7.15 Pontos nodais de uma linha de drenos

Então:

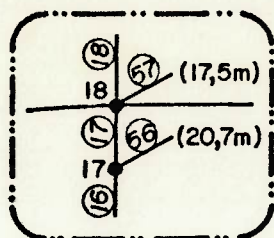
$$x_0 \left(\frac{K_1}{l_1} + \frac{K_2}{l_2} + \frac{K_3 \lambda}{l_3} + \frac{K_4 \lambda}{l_4} + \frac{K_5 \lambda}{l_5} + \frac{K_6 \lambda}{l_6} + \lambda K \right) - x_1 \frac{K_1}{l_1} - x_2 \frac{K_2}{l_2} - \dots - x_6 \frac{K_6}{l_6} - \overline{CD} \cdot K \cdot \lambda = 0$$

onde K é a permeabilidade média do maciço.

Em seu trabalho Andrade apresenta inúmeros estudos considerando o meio homogêneo, heterogêneo ou fraturado, em modelos bidimensionais (subplanos horizontal e vertical) e tridimensionais. Além destes estudos, Andrade traz também um capítulo onde, aplicando o método a casos observados, procura demonstrar a confiabilidade e grande flexibilidade do método apresentado.

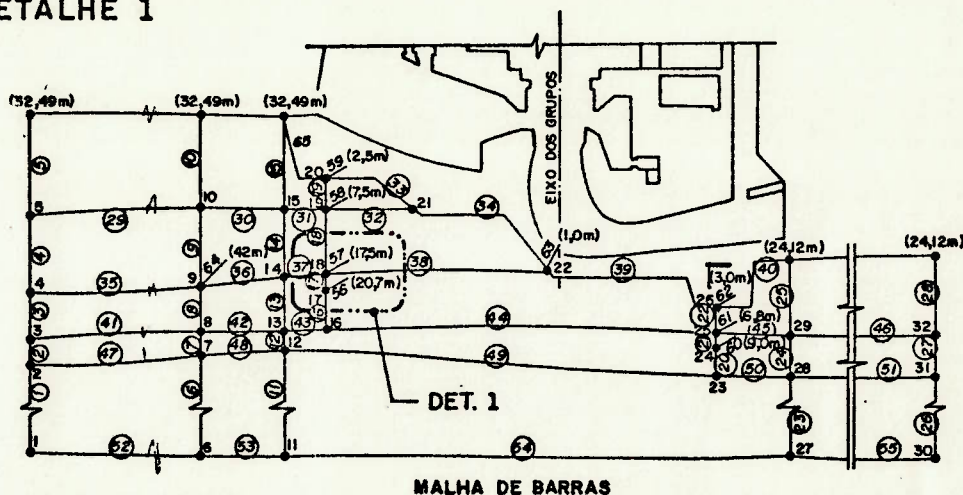
Tal como o método dos elementos finitos, este método dará resultados tanto mais reais quanto mais refinada for a malha e mais reais as condições de fronteira. Além disto o nível de conhecimento geológico do maciço é condicionante da qualidade dos resultados obtidos.

Em resumo, o método consiste na resolução de um sistema de "n" equações a "n" incógnitas de modo que sua adaptação a recursos computacionais torna-se bastante atraente. A Fig. 7.16, mostra um exemplo de aplicação do método e corresponde à malha de elementos finitos mostrada na Fig. 7.10 para a Usina Hidrelétrica de Palmar.



DETALHE 1

LEGENDA:
 (17,5m) - PRESSÃO IMPOSTA
 18 - PONTO NODAL
 (6) - BARRA



MALHA DE BARRAS

Fig. 7.16 — Malha de pontos nodais — Usina de Palmar (Guidicini e Nieble, 1986)

O método dos pontos nodais, MEPON, sugerido por Andrade, novamente traz implícitas as hipóteses de meio contínuo e validade da lei de Darcy. A semelhança do método dos elementos finitos, apresenta facilidades quanto:

- representatividade dos maciços, no que diz respeito às características geológicas, heterogeneidades, etc;
- simulação de tratamentos de fundação diversos;
- abertura ou não de fendas de tração;
- geometrias quaisquer;
- análise de maciços descontínuos, pela simulação de um modelo contínuo adequadamente caracterizado.

Apesar da relativa facilidade proposta para se simular linhas de drenagem, cabe observar que a forma aqui sugerida é idêntica àquela vista no método do dreno unitário (item 7.5) e no método proposto por Andrade em 1980 (item 7.3). A utilização do parâmetro λ traz implícitas assim as premissas estabelecidas por Muskat, em seu modelo. Deste modo:

- a utilização do parâmetro λ implica em se considerar os drenos totalmente penetrantes. Quando tal não ocorre, são válidas as mesmas observações feitas por Rocha (1987) ao método do dreno unitário, devendo o parâmetro assumir o valor $1/a\theta_a$ (item 7.5);
- o uso do parâmetro λ (ou de K_d no caso do dreno unitário) busca justamente imprimir um caráter tridimensional ao tratamento matemático dado a um modelo bidimensional. É de se estranhar portanto que o MEPON, aplicado a modelos tridimensionais também faça uso de tal artifício. Nestes modelos, a cada dreno corresponde também uma subpressão média já que as pressões nos drenos propriamente ditos ainda são impostas através de barras de comprimento unitário apenas à malha, e do uso de λ .

Outra importante observação com relação ao MEPON diz respeito à forma de representação do maciço. Neste método, não apenas as descontinuidades e feições, mas a própria matriz rochosa do maciço é simulada, no modelo, através de elementos unidimensionais, quais sejam as barras. Se, por um lado, esta representação ressalta o papel das feições no fenômeno da percolação de água no maciço, ela dificulta sobremaneira a simulação de um meio contínuo através de condutos. Julga-se que, a estas barras, deveriam ser atribuídos valores de permeabilidade equivalente. De fato, o próprio Andrade (1986) recentemente sugeriu não o uso de um coeficiente de permeabilidade K , mas de um fator de escoamento por unidade de pressão (f) na direção do fluxo, de modo que seja válida a relação:

$$Q = f.i$$

O valor do fator de escoamento (ou perda d'água por unidade de pressão) segundo Andrade, pode ser obtido diretamente no campo, através do teste de registro hidráulico (TRH) e do ensaio de escoamento direcional tratados no capítulo 4. Isto porém se refere a permeabilidade das fraturas.

8. ANÁLISE COMPARATIVA DOS MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DA SUBPRESSÃO

8.1 Considerações Gerais

Nos capítulos precedentes foram apresentados alguns dos métodos empregados na avaliação do esforço de subpressão atuante na fundação das estruturas de concreto, bem como alguns critérios de projeto para fixação dos valores máximos a serem considerados.

Embora não sejam raros os trabalhos que apresentem comparações entre critérios e métodos de cálculo de subpressão, cumpre novamente salientar que existe uma diferença conceitual bastante importante entre um e outro pois, enquanto critérios devem estabelecer valores limites de projeto, além dos quais as condições de segurança da obra ou estrutura poderiam estar comprometidas, os métodos de cálculo buscam, a partir de hipóteses previamente estabelecidas e de um modelo matemático aceitável para o caso sob análise, determinar o valor do esforço de subpressão que ocorre sob a estrutura, em função de solicitações impostas à obra. Fazendo uma analogia ao dimensionamento de uma estrutura gravida de, seria o mesmo que determinar o nível de tensões atuantes na base da mesma, verificando-se que tal nível não supere um determinado valor de tensões estabelecido por critério.

Tendo em conta este enfoque, na análise comparativa apresentada a seguir foram contemplados os métodos de avaliação discutidos no capítulo 7, comparando os resultados obtidos não apenas entre si, mas também com os resultados de dois dos critérios de projeto mencionados no capítulo 6 (USBR e Cruz e Barbosa, 1981). Além disso, tanto métodos como critérios foram comparados a dados reais de observação, o que possibilitou quantificar os coeficientes de majoração embutidos em cada um dos processos de avaliação do esforço de subpressão. Infelizmente não foi possível obter-se dados reais de vazão de modo que, para esta grandeza, as comparações limitaram-se aos valores calculados através dos métodos de cálculo.

Embora no capítulo 7 tenha-se procurado compilar os conceitos e hipóteses com base nos quais foram estabelecidos os métodos de cálculo da subpressão, a comparação quantitativa entre eles tendo por parâmetro de aferição o próprio valor de subpressão já observado na obra, possibilita uma análise mais acurada e objetiva. A quantificação destas teorias permite evidenciar as diferenças existentes entre elas uma vez que, em termos de hipóteses fundamentais elas pouco diferem entre si. De fato, os métodos de determinação da subpressão aqui tratados pressupõem válida a lei de Darcy, fluxo laminar e todas as demais restrições a ela implícitas.

Quer-se ainda ressaltar que nesta análise comparativa só foram incluídos os métodos abordados no capítulo 7. Modelos descontínuos de análise de fluxo através de fraturas exigem como visto no capítulo 3, uma caracterização geológica detalhada do maciço rochoso, incluindo um levantamento estrutural relativamente minucioso. Embora bastante investigadas, a maioria das obras hoje em funcionamento no país não contam com informações tão detalhadas. Deste modo, optou-se por excluir tais modelos desta análise, pretendendo-se imputar ao trabalho um caráter mais prático e compatível com a realidade dos projetos atuais.

8.2 Casos Seleccionados

Na seleção dos casos para os quais foram determinados os valores teóricos de subpressão com a posterior comparação com valores reais adotou-se como diretriz geral a escolha de exemplos:

- a. que permitissem a aplicação dos métodos da forma mais compatível possível com as condições para as quais os mesmos foram estabelecidos, sem a necessidade de adaptações;
- b. cujos dados de observação fossem tais que possibilitassem a melhor comprovação possível dos resultados apresentados nos cálculos;
- c. que bem representassem a realidade nacional, seja a nível de projeto (concepção, tratamentos, etc.) seja a nível de geologia.

Dentro desta diretriz geral, foram seleccionados os casos do vertedouro da Usina Hidrelétrica de Itaipu e a Usina Hidrelétrica de Palmar (Andrade, 1984; Rocha, 1987).

8.2.1 Usina Hidrelétrica de Itaipu

Localizada no rio Paraná, na divisa entre Brasil e Paraguai, a 23,5km a montante de sua foz, no rio Iguaçu, a usina foi implantada sobre uma sucessão de derrames basálticos da bacia do Paraná, pertencentes à Formação Serra Geral. As principais características geológicas da região compreendem:

- a. derrames basálticos essencialmente horizontais, com 20 a 60m de espessura;
- b. camadas de brecha entre derrames, de 1 a 30m de espessura, sempre heterogêneas, permeáveis, usualmente mais fracas e deformáveis do que as camadas de basalto;
- c. descontinuidades em planos paralelos aos derrames, usualmente localizadas no contato entre derrames ou na base das zonas de transição;
- d. permeabilidade horizontal maior do que a vertical.

Foram identificados no local cinco derrames denominados A a E (de baixo para cima), sendo que quatro deles encontravam-se expostos no canal do rio. Litologicamente, os derrames são relativamente uniformes, gradando de basalto compacto cinza escuro, de granulação fina a grossa na porção central, para vesículo amigdaloidal e finalmente zonas de transição brechoide próximo ao limite superior. Estas zonas, bem como os contatos entre derrames, constituem as camadas mais permeáveis da fundação.

No caso específico do vertedouro, os derrames de maior interesse são os derrames D e E, incluindo-se neste pacote a junta D.

Quanto ao tratamento de fundações foi prevista e executada uma cortina de injeções constituída por 3 linhas inclinadas para montante, com 25m de profundidade e uma linha de drenagem à jusante das injeções, com furos de diâmetro 4" afastados de 3m entre si, com profundidade da mesma ordem das injeções. Foram ainda previstas duas linhas de drenagem adicionais na calha do vertedouro, com características geométricas semelhantes, porém com cerca de 5m de profundidade. A Fig. 8.1 mostra de forma esquemática as diversas litologias que ocorrem na fundação desta estrutura bem como o tratamento e instrumentação de fundação executados.

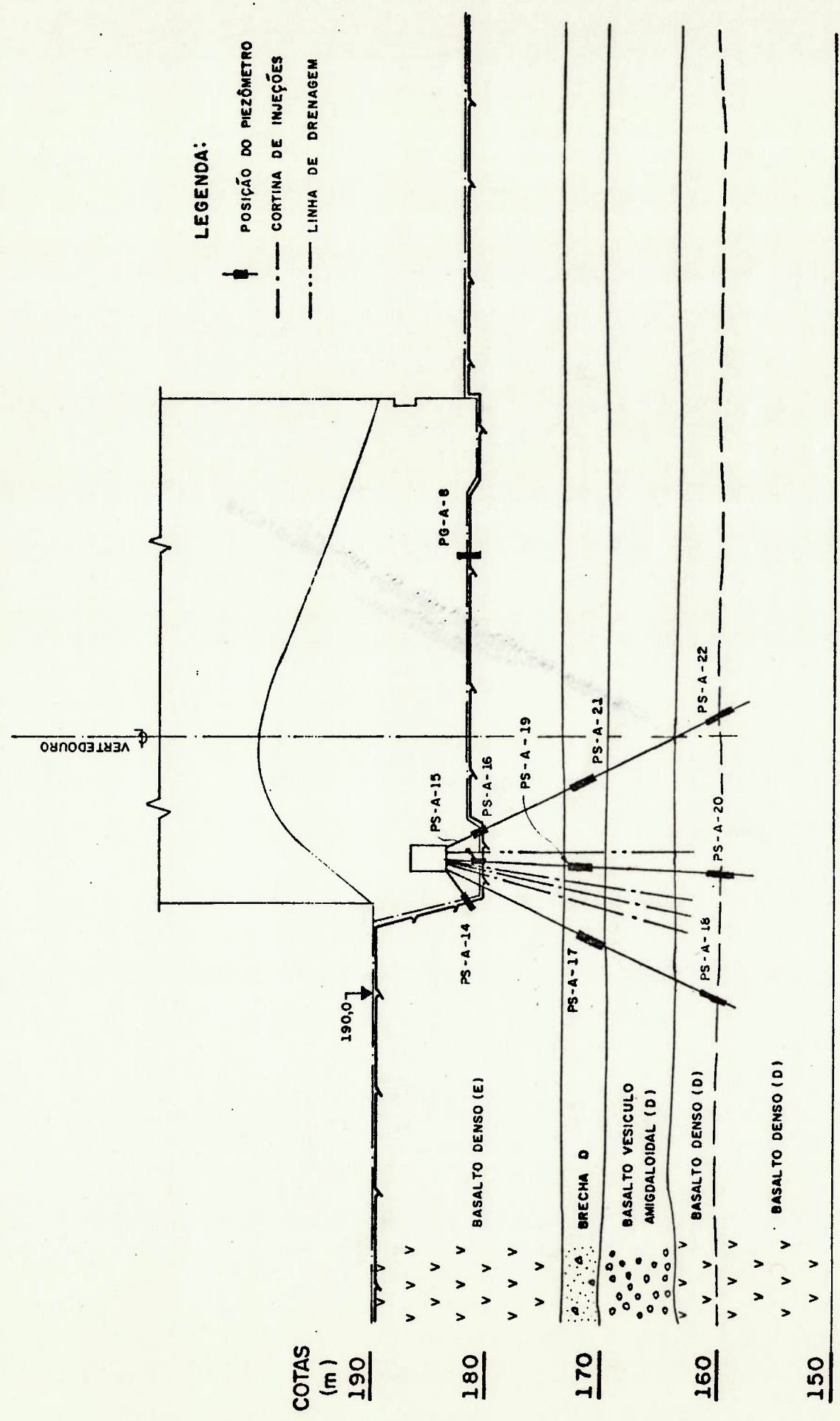





Fig. 8.1 - U.H. Itaipu - Seção geológica pelo bloco A7 do Vertedouro.

ESC. 1:500

LEGENDA:

-  POSIÇÃO DO PIEZÔMETRO
-  CORTINA DE INJEÇÃO
-  LINHA DE DRENAGEM

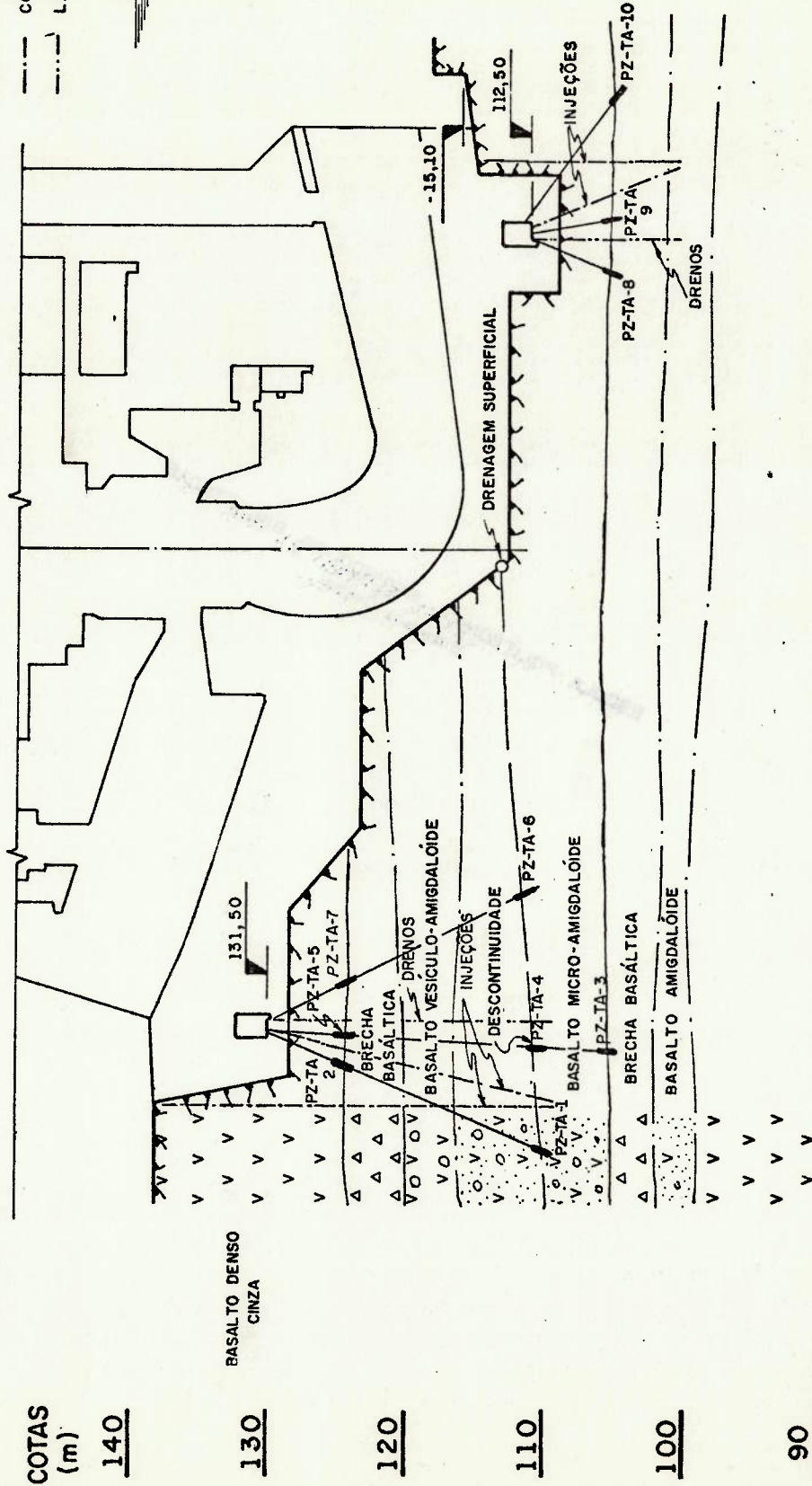
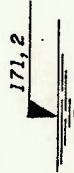


Fig.- 8.2 — U.H. Palmar - Seção Geológica pelo Bloco II da TA/CF

Esc. 1: 500

8.2.2 Usina Hidrelétrica de Palmar

Situada no rio Negro (Uruguai), a usina de Palmar está fundada, à semelhança de Itaipu, sobre maciços basálticos com derrames sub-horizontais de basaltos densos e amigdalóides, observando-se ainda a presença de brechas e descontinuidades subhorizontais de ex tensão lateral elevada.

A estrutura escolhida para esta análise foi o conjunto Tomada d'Água - Casa de Força (bloco II), cujos dados principais foram apresentados por Andrade (1984). O conjunto intercepta uma descontinuidade que se desenvolve em torno da cota 114,0m. No ponto de afloramento da feição com o talude de escavação foi projetado um sistema de drenagem superficial que conduz a água para um poço de drenagem.

Além disso, foram previstas linhas de drenos a partir das galerias de montante (TA) e jusante (CF) interceptando respectivamente a descontinuidade citada e uma camada de brecha. A geometria do sistema previu drenos espaçados a cada 3,00m, com diâmetro de 3". Junto à drenagem foram executadas linhas de injeção à montante e à jusante da estrutura, atingindo as mesmas profundidades antes mencionadas. A Fig. 8.2 mostra de forma esquemática a fundação, com suas variações litológicas, o esquema de tratamento e a instrumentação implantada em Palmar.

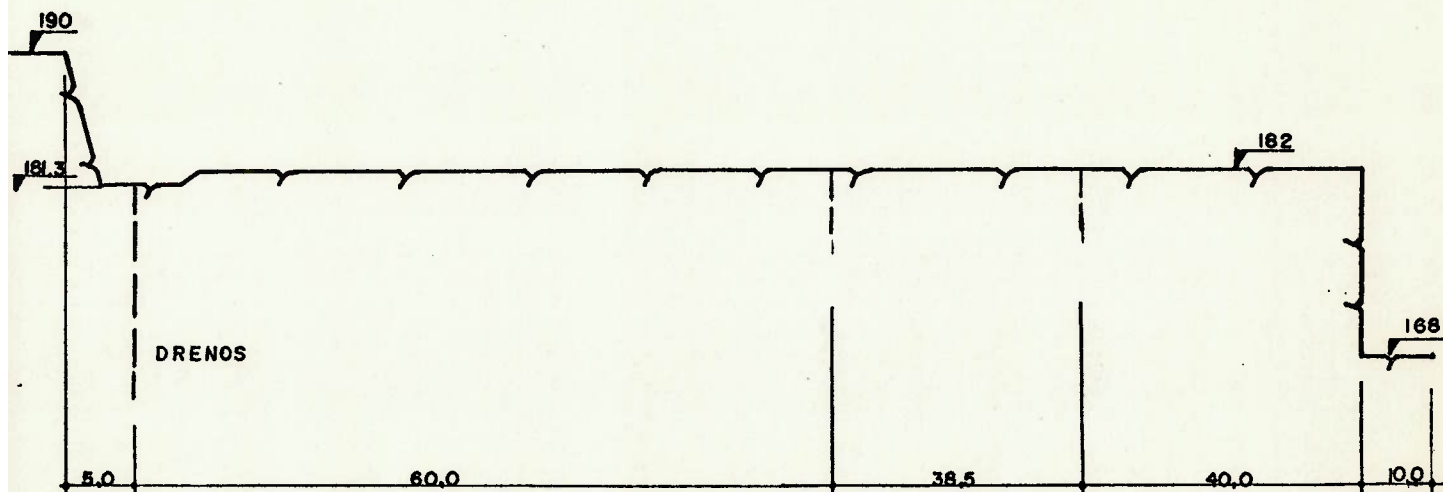
8.3 Determinação da Subpressão para a U. H. Itaipu

Para a análise em questão, os cálculos de subpressão foram efetuados para o bloco A-7 do vertedouro, cuja fundação foi esquematizada na Fig. 8.1. Os dados relativos às leituras de instrumentação e níveis de água referem-se a janeiro de 1983 (Andrade, 1984), quando o lago à montante encontrava-se na cota 212,5m e a jusante o nível estava em torno da cota 113,0m.

Em função da geometria adotada no modelo a ser aqui analisado, fez-se necessária a adoção de algumas hipóteses principalmente no que se refere ao nível de alimentação jusante. A calha do vertedouro foi admitida incorporada à estrutura principal e o modelo foi estendido até um túnel existente sob a calha. Por estar o nível de jusante ainda muito distante do limite do modelo (mais do que 300m) fixou-se uma equipotencial na extremidade vertical direita do modelo, de modo que o fluxo aí fosse horizontal.

O túnel, que na realidade é uma vala escavada em rocha e cujas paredes não foram revestidas, funciona como um grande dreno, impondo um nível de regulação jusante no mínimo coincidente com a cota de seu piso, aproximadamente na el. 168m.

Abaixo representa-se de forma esquemática algumas dimensões de interesse para aplicação dos métodos.



8.3.1 Determinação da subpressão segundo Casagrande

Como foi visto, neste modelo só é possível considerar a subpressão no contato concreto rocha. Os dados de interesse para aplicação do método são:

$$\Delta h = 44,5m$$

$$\Delta h_w = 15,8m$$

$$a = 3,0m$$

$$d = 5,0m$$

$$b = 148,5m$$

$$r_w = 2''$$

$$h_c = \frac{\Delta h - \Delta h_w \frac{b+d}{b}}{1 + \frac{1}{2\pi} \frac{a}{d} \frac{b+d}{b} \ln \frac{a}{2\pi r_w}} \quad e \quad S_{d1} = \frac{b}{b+d} (\Delta h - h_c)$$

Aplicando os valores respectivos na expressão acima resulta:

$$h_c = 23,07m$$

e finalmente:

$$S_{d1} = 20,73m$$

Lembrando que o nível de referência, neste método, coincide com o nível de jusante, tem-se para o nível de referência zero:

$$S_{d1} = 188,7m$$

Segundo Casagrande, a vazão específica é dada por:

$$q_d = K \cdot h_c \cdot \frac{D}{d}$$

Considerando que os drenos sejam totalmente penetrantes como prevê a formulação de Casagrande e que a permeabilidade do meio aqui suposto homogêneo seja, equivalente à do meio real heterogêneo, tem-se:

$$K = 1,5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

$$h_c = 23,07m$$

$$D = 22,3m$$

$$d = 5$$

De onde

$$q_d = 1,54 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

8.3.2 Determinação da subpressão segundo Andrade (1980)

Além dos dados já explicitados no cálculo anterior, interessam ainda os seguintes:

$$H_M = 212,5m$$

$$\overline{CD} = 183,8 \text{ m}$$

$$H_J = 168,0m$$

$$b = 138,50 \text{ m}$$

Uma vez que o nível de jusante foi considerado na cota 168m as duas linhas de drenos curtos são ineficazes e portanto não serão consideradas.

As fórmulas para cálculo das subpressões vistas no capítulo 7 são as seguintes:

$$S_d = \frac{H_M b + db \lambda \overline{CD} + d H_J}{b + db \lambda + d}$$

$$\lambda = \frac{2\pi}{a \ln \frac{a}{2\pi r_w}}$$

Nesta análise foi admitido $K_l = K_t$.

Aplicando os valores respectivos às expressões acima e resolvendo o sistema de equações resulta:
- para uma linha de drenagem

$$S_d = 188,7m$$

Segundo Andrade:

$$q_d = K\lambda \frac{S_d - \overline{CD}}{e} D$$

Considerando os dados já mencionados tem-se, para NAJ=168:

$$q_d = 1,54 \cdot 10^{-4} m^3/s/m$$

8.3.3 Determinação da subpressão pelo MEF

Tanto neste caso como nos seguintes, além dos dados de geometria do problema, é preciso fornecer também informações relativas à fundação.

Para o estabelecimento do modelo de cálculo foi observada a ocorrência das diversas litologias conforme Fig. 8.1. As dimensões do modelo foram adotadas em função da largura da estrutura propriamente dita do vertedouro, com cerca de 45m de extensão. Assim, lateralmente o modelo foi estendido cerca de 2,5B para cada lado e 2B em profundidade (sendo B a largura da estrutura). A junta D que ocorre em torno da cota 160 foi representada, no modelo, com espessura de 1,0m. Sua permeabilidade foi corrigida considerando que, na realidade, ela não supere 0,5m de espessura.

As permeabilidades impostas às diversas litologias foram fixadas com base nas informações contidas em diversos trabalhos que versam sobre o comportamento hidrogeotécnico das fundações da Usina de Itaipu. Uma vez fixados estes valores, foram elaborados alguns processamentos objetivando, através de ajustes nos valores de permeabilidade, obter valores de pressões compatíveis com aquelas medidas através dos piezômetros instalados na fundação. As permeabilidades adotadas foram as seguintes:

TABELA 8.1 - Permeabilidade da fundação do vertedouro de Itaipu

MATERIAIS	K_H (cm/s)	K_v (cm/s)
1. Basalto denso E	10^{-6}	10^{-5}
2. Brecha basáltica D	10^{-3}	10^{-3}
3. Bas.Vesículo-amigdaloidal D	10^{-5}	10^{-5}
4. Basalto denso D	10^{-6}	10^{-6}
5. Junta D	10^{-3}	-

A Fig. 8.3 mostra a malha de elementos finitos na qual foi discretizada a fundação.

Nos pontos correspondentes aos drenos, foi imposta uma sobrecarga de 1,0m de coluna d'água, numa tentativa de melhor representar a linha de drenos, considerando que, entre eles, ocorra alguma pressão acima daquela correspondente à cota de suas bocas.

Mais duas considerações foram ainda feitas com relação a esta análise: foi admitida uma alimentação a montante, apenas no contato concreto rocha, em função do piezômetro PS-A-14 mostrar uma leitura bastante elevada (correspondente à el. 210m aproximadamente). Não foi, portanto, introduzida fenda de tração no maço. Quanto à cortina de injeções, a mesma não foi incluída no modelo, visto que sua introdução em processamentos prévios executados elevava sobremaneira os potenciais em seu entorno.

Para a análise em elementos finitos, utilizou-se do programa SEEP, da Universidade da Califórnia (Berkeley) processado em computador IBM 4341/81. O programa, escrito em linguagem FORTRAN IV, utiliza o método dos elementos finitos para a resolução de problemas de fluxo bidimensional ou aximétrico, permanente, confinado ou não (freática livre). Para fins práticos, o SEEP pouco difere de programas tipo PERCOL.

Os resultados obtidos destes processamentos encontram-se plotados na forma de equipotenciais, na Fig. 8.4.

A vazão resultante do processamento foi:

$$q_{d1} = 0,9 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

8.3.4 Determinação da subpressão pelo MDU

As hipóteses e simplificações aqui adotadas foram idênticas às que foram empregadas no método dos elementos finitos. A malha, exceto pelos elementos apensos às linhas de drenagem, foi a mesma (Fig. 8.3) e o processamento também foi feito através do programa SEEP. Naturalmente, neste caso, a carga imposta aos drenos correspondeu à cota da boca dos mesmos, isto é, ao nível do piso da galeria, sem sobrecarga.

Para possibilitar uma comparação mais adequada com os resultados através do MEF, considerou-se aqui um modelo sem fenda de tração. Isto obrigou a execução de processamentos consecutivos (ver

capítulo 7) até que se obtivesse $S_{FEM} \approx S_d$ calculado. O método converge rapidamente, de modo que bastaram dois processamentos para atender-se àquela condição.

O método, como foi visto, pressupõe o conhecimento de S_d , através da formulação proposta por Casagrande. Uma vez calculado este valor, obtém-se uma permeabilidade K_m corrigida em relação à permeabilidade real do maciço, que deve ser atribuída aos elementos constituintes do dreno unitário. O processamento é feito e o primeiro valor de subpressão obtido para a linha de drenagem S_{FEM} é comparado com o valor teórico S_d . Novas correções são feitas em K_m até que S_{FEM} resulte aproximadamente igual a S_d (Coeelho sugere que $0,95 S_d \leq S_{FEM} \leq 1,05 S_d$. Embora neste caso no primeiro processamento S_{FEM} já tenha resultado muito próximo de S_d , entre $0,96$ a $0,99 S_d$, as iterações foram feitas para evidenciar a convergência do método).

Basicamente os cálculos resumem-se a:

$$K_{m1} = \frac{1}{2} \left(\frac{H_M - S_d}{d} - \frac{S_d - H_J}{b} \right) \frac{Kl}{S_d^{-CD}}$$

$$K_{mn} = K_{mn-1} \left(\frac{H_M - S_d}{H_M - S_{FEM}} \right)^{2,2633} \cdot \left(\frac{S_{FEM}^{-CD}}{S_d^{-CD}} \right) \cdot \left(\frac{S_{FEM}^{-H_J}}{S_d^{-H_J}} \right)^{-0,20676}$$

Considerando os cálculos apresentados no item 8.3.1:

TABELA 8.2 - U. H. Itaipu. Método do Dreno Unitário

	S_d	K_m	S_{FEM}
$S_d = 188,7m$	188,7	4,72 K	186,9
		0,56 K _{m1}	187,5

Os resultados, na forma de equipotenciais, estão apresentados na Fig. 8.5.

A vazão resultante deste processamento foi:

$$q_{d1} = 0,9 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

8.3.5 Determinação da subpressão pelo MEPON

O modelo adotado para o caso do método dos pontos nodais foi praticamente o mesmo apresentado por Andrade (1984). A malha de barras é mais intensamente discretizada sob a estrutura, enquanto em pontos mais afastados as barras apresentam maiores comprimentos.

Para o caso de Itaipu o modelo foi estendido cerca de 3B para montante, 2B para jusante, limitando-o também a tunel existente sob a calha, e 1,5B em profundidade.

As condições limites impostas ao modelo foram idênticas àquelas adotadas nos métodos anteriores (MEF e MDU), isto é, nível de montante correspondente à el. 212,5, nível de jusante na el. 168, supondo uma equipotencial vertical no limite do modelo. Também aqui foi adotada uma alimentação no contato concreto rocha até o piezômetro PS-A-14. Os drenos foram representados através do parâmetro λ , tendo sido adotado $K_L = K_t$. A malha de barras e condições de contorno estão representadas na Fig. 8.6.

O próprio autor apresenta, na referência citada, a listagem do programa MEPON em linguagem BASIC para computadores ATARI. Foi feita então uma adaptação do programa para computadores compatíveis com a linha IBM-PC, porém sem se proceder qualquer modificação no algoritmo de cálculo.

Os resultados obtidos, na forma de curvas equipotenciais, encontram-se apresentados na Fig. 8.7.

Embora nos exemplos apresentados por Andrade, para modelos em planos verticais, não tenha sido calculada a vazão afluyente aos drenos, considere-se uma permeabilidade equivalente $K = 1,5 \cdot 10^{-6}$ como adotado no subitem 8.3.1.

$$q_d = \lambda K (s_d - \bar{CD}) D$$

$$q_d = 1,94 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s/m}$$

Os diagramas de subpressão estabelecidos a partir dos critérios preconizados por Cruz e Barbosa (1981) e pelo USBR foram representados diretamente na Fig. 8.13 (que resume os resultados dos diversos métodos), em função da simplicidade de seus cálculos, tendo-se seguido as recomendações apresentadas no capítulo 6. Quer-se salientar apenas que, neste exemplo, como o nível da galeria é superior ao nível de jusante, pelo critério do USBR deve-se tomar o nível da galeria como nível de regulação jusante:

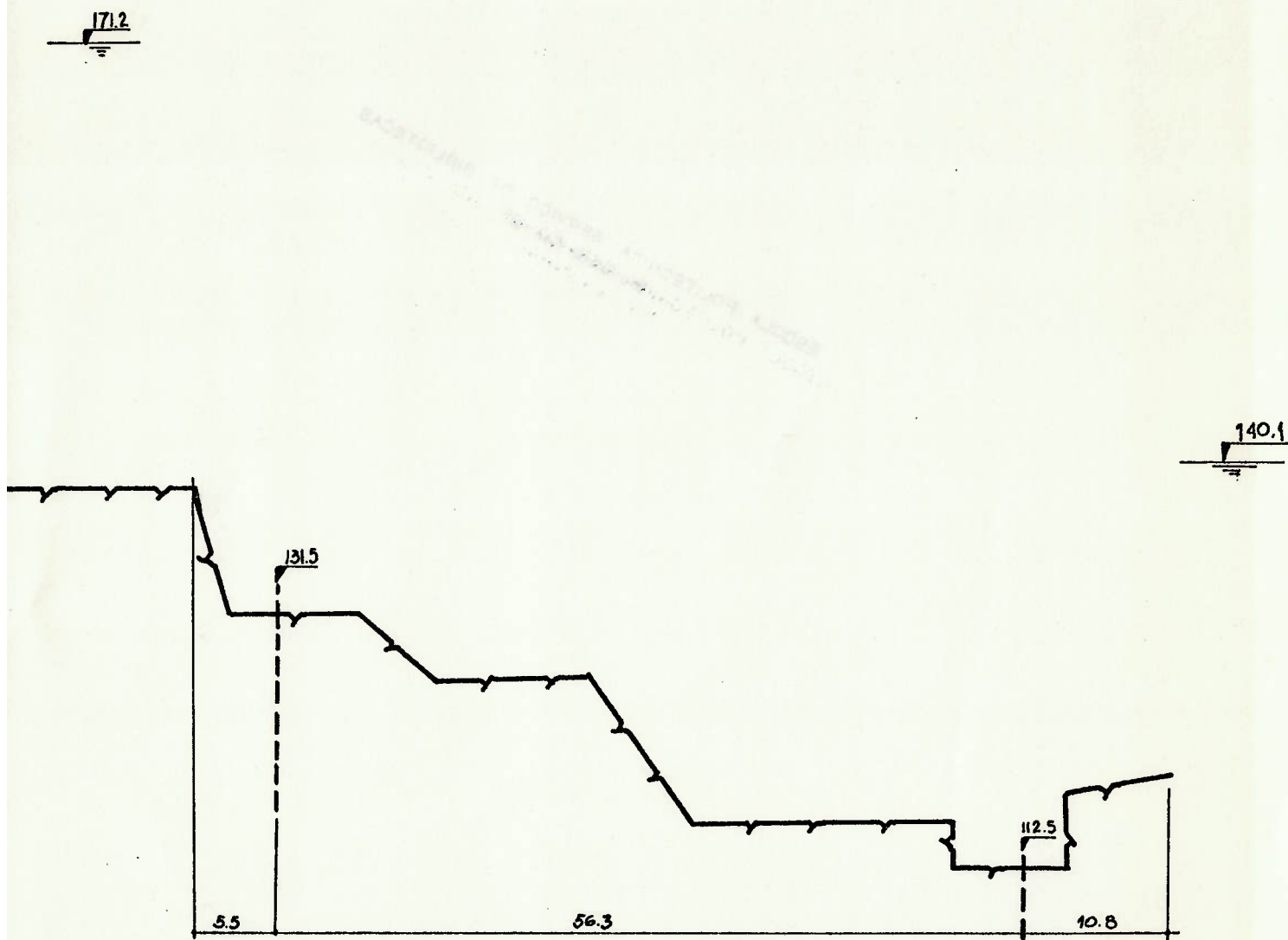
$$s_d = H_G + \frac{1}{3} (H_M - H_G)$$

Sendo assim, neste exemplo em particular, os dois critérios coincidem.

8.4 Determinação da Subpressão para a U. H. Palmar

Como já mencionado, o conjunto estrutural sob análise, para o caso de Palmar foi o bloco II da Tomada d'Água - Casa de Força. Os dados relativos às leituras de instrumentação e níveis d'água dos reservatórios referem-se também a janeiro de 1983 (Andrade, 1984), estando os níveis d'água à montante e à jusante respectivamente nas cotas 171,2m e 140,1m.

O desenho abaixo representa de forma esquemática a linha de fundação da estrutura e algumas dimensões características necessárias à aplicação dos métodos.



8.4.1 Determinação da subpressão segundo Casagrande

Neste modelo só é possível considerar-se uma linha de drenagem de modo que a linha de jusante deve ser desprezada. Além disso, no caso de Palmar, a galeria situa-se em cota inferior ao nível de jusante, condição não prevista nas deduções de Casagrande. Entretanto, admitindo-se válido tomar $\Delta h_w < 0$, é possível calcular a subpressão na linha de drenagem (ver apêndice III, item III.5.c). Os dados de interesse são:

$$\Delta h = 31,1 \text{ m}$$

$$\Delta h_w = -8,6 \text{ m}$$

$$a = 3,0 \text{ m}$$

$$d = 5,5 \text{ m}$$

$$b = 67,1 \text{ m}$$

$$r_w = 1,5''$$

Calculando-se pela expressão já mencionada, resulta:

$$hc = 32,65 \text{ m}$$

e a subpressão

$$S_d = -1,43 \text{ m}$$

Considerando que aqui o nível de referência coincide com o nível de jusante, tem:

$$S_d = 138,67 \text{ m}$$

Considerando os diferentes materiais atravessados pela drenagem e suas respectivas espessuras (ver malha de elementos finitos) tem-se, para a permeabilidade equivalente do meio, o valor:

$$K = 3 \times 10^{-6} \text{ m/s}$$

Sabendo que o comprimento dos drenos de montante é de cerca de 15m, tem-se:

$$q_d = 2,67 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

8.4.2 Determinação da subpressão segundo Andrade (1980)

Os dados de interesse são:

$$\begin{aligned} H_M &= 171,2 \text{ m} \\ H_J &= 140,1 \text{ m} \\ CD_1 &= 131,5 \text{ m} \\ CD_2 &= 112,5 \text{ m} \\ e_1 &= 5,5 \text{ m} \\ e_2 &= 56,3 \text{ m} \\ e_3 &= 10,8 \text{ m} \\ \lambda &= 0,83 \text{ (para } K_l = K_t) \end{aligned}$$

Considerando a Eq. (7.14), tem-se:

$$\begin{aligned} S_{d1} &= 138,24 \text{ m} \\ S_{d2} &= 115,70 \text{ m} \end{aligned}$$

Assumindo-se a permeabilidade equivalente de meio homogêneo antes referida e sabendo que o comprimento dos drenos de jusante é de cerca de 6,5m, tem-se:

$$\begin{aligned} q_{d1} &= 2,52 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \\ q_{d2} &= 5,18 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \end{aligned}$$

8.4.3 Determinação da subpressão pelo MEF

Na elaboração do modelo hidrogeotécnico adotou-se como limites do domínio, uma extensão de 2B para cada um dos lados da estrutura (sendo B sua largura de base) e B em profundidade. Além disso, a fundação foi discretizada de acordo com sua variação litológica, como apresentado na Fig. 8.2.

As permeabilidades impostas às diversas litologias foram obtidas a partir do próprio trabalho de Andrade (1984), tendo sido adotados os seguintes valores:

TABELA 8.3 - Permeabilidade da fundação da TA-CF de Palmar

MATERIAIS	K_H (cm/s)	K_V (cm/s)
1. Basalto denso	10^{-6}	10^{-5}
2. Brecha basáltica	$5 \cdot 10^{-4}$	10^{-5}
3. Basalto vesículo-amigdaloidal	10^{-6}	10^{-5}
4. Descontinuidade	10^{-3}	-

Também neste caso utilizou-se, para a descontinuidade, uma permeabilidade de $5,0 \cdot 10^{-4}$, compatível com sua espessura em modelo.

A Fig. 8.8 mostra a malha de elementos finitos na qual foi discretizada a fundação.

Contrariamente ao processamento feito para o vertedouro de Itaipu, não foram adotadas aqui sobrecargas nas linhas de drenagem. De fato, os resultados deste processamento mostraram-se mais coerentes com a instrumentação, sem esta premissa.

O programa utilizado nesta análise foi o mesmo que o anteriormente mencionado (SEEP). As equipotenciais resultantes do processamento encontram-se representadas na Fig. 8.9. As vazões que resultaram do processamento foram:

$$q_{d1} = 1,36 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$q_{d2} = 1,22 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

8.4.4 Determinação da subpressão pelo MDU

A metodologia de cálculo aqui empregada foi idêntica ao caso de Itaipu. O modelo matemático usado foi o mesmo descrito para o caso do MEF, tendo-se também aqui elaborado processamentos iterativos, uma vez que não foi adotada fenda de tração.

Enfatiza-se apenas que, para o caso de Palmar, como existem duas linhas de drenagem, o cálculo de K_m é feito para a situação de uma única linha de drenos - o modelo primitivo, como é chamado por Coelho - e então utilizado para a segunda linha - o modelo derivado.

Considerando os cálculos do item 8.4.1

$$S_d = 138,67 \text{ m}$$

TABELA 8.4 - U. H. Palmar - Método do Dreno Unitário

N	S_d	K_m	S_{FEM}
1	138.67	2.07 K	133.0
2	133.0	0.11 K_{m1}	140.4
3	140.4	1.43 K_{m2}	138.4

As equipotenciais resultantes do processamento constam da Fig. 8.10.

As vazões resultantes foram: $q_{d1} = 0,98 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; $q_{d2} = 0,92 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$

8.4.5 Determinação da subpressão pelo MEPON

O modelo de cálculo aqui empregado foi o mesmo apresentado por Andrade (1984). Os limites do domínio estendem-se praticamente a

1,5B tanto lateralmente como em profundidade, estando a maior discretização limitada ao entorno da estrutura. As condições limites impostas foram as mesmas adotadas nos modelos anteriores, seja com relação aos níveis de água montante e jusante, seja em relação às galerias. A Fig. 8.11 mostra a malha de barras e as condições de contorno de modelo. As equipotenciais são mostradas na Fig. 8.12.

Quanto às vazões, considerando a permeabilidade equivalente, tem-se:

$$q_{d1} = 1,04 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$
$$q_{d2} = 3,33 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Os diagramas de subpressão correspondentes aos critérios de Cruz e Barbosa (1981) e USBR estão apresentados na Fig. 8.14.

8.5 Análise dos Resultados

Os resultados obtidos através dos métodos e apresentados nos itens anteriores foram compilados nas Figs. 8.13, 8.14 e na tabela seguinte.

TABELA 8.5 - COMPILAÇÃO DOS RESULTADOS

! METODO DE ! OBSERVACAO !	CASA - !	ANDRADE !	MEF !	MDU !	MEPON !	OBSERVACOES !
! AVALIACAO !	! GRANDE !	! !	! !	! !	! !	! !
! OBRA !	I T A I P U - B L O C O A 7					
! q_d !	-	! $1,54 \cdot 10^{-4}$!	! $1,54 \cdot 10^{-4}$!	! $0,94 \cdot 10^{-5}$!	! $1,94 \cdot 10^{-5}$!	! $1,94 \cdot 10^{-4}$!
! S_d !	(188)**	! 188,7 !	! 188,7 !	! 184,3* !	! 187,5 !	! 189,9**
! PS-A-14 !	210	! (211) !	! (211) !	! 209,3* !	! 209,3* !	! 209,3* !
! PS-A-15 !	191	! (197) !	! (197) !	! 194 !	! 196 !	! 199 !
! PS-A-16 !	184	! (188) !	! (188) !	! 184 !	! 185 !	! 189 !
! PS-A-17 !	187	! - !	! - !	! 187 !	! 188 !	! 200 !
! PS-A-18 !	170	! - !	! - !	! 189 !	! 189 !	! 188 !
! PS-A-19 !	185	! - !	! - !	! 185 !	! 186 !	! 186 !
! PS-A-20 !	190	! - !	! - !	! 185 !	! 185 !	! 185 !
! PS-A-21 !	185	! - !	! - !	! 184 !	! 185 !	! 185 !
! PS-A-22 !	183	! - !	! - !	! 183 !	! 184 !	! 184 !
! PS-A-8 !	184	! - !	! - !	! 183 !	! 182 !	! 187 !
! OBRA !	P A L M A R - B L O C O I I T A - C F					
! q_{d1} !	-	! $2,67 \cdot 10^{-4}$!	! $2,52 \cdot 10^{-4}$!	! $1,36 \cdot 10^{-5}$!	! $0,98 \cdot 10^{-5}$!	! $1,04 \cdot 10^{-4}$!
! q_{d2} !	-	! - !	! $5,18 \cdot 10^{-5}$!	! $1,22 \cdot 10^{-5}$!	! $0,92 \cdot 10^{-5}$!	! $3,33 \cdot 10^{-5}$!
! S_{d1} !	(134)**	! 138,7 !	! 138,2 !	! 131,5* !	! 138,4 !	! 134,3**
! S_{d2} !	(113)**	! - !	! 115,7 !	! 112,5* !	! 120,6 !	! 114,6**
! PZ-TA-1 !	156	! - !	! - !	! 136 !	! 139 !	! 137 !
! PZ-TA-2 !	136	! (165)+ !	! (165)+ !	! 136 !	! 142 !	! 138 !
! PZ-TA-3 !	129	! - !	! - !	! 130 !	! 134 !	! 131 !
! PZ-TA-4 !	130	! - !	! - !	! 132 !	! 135 !	! 130 !
! PZ-TA-5 !	137	! (143)+ !	! (143)+ !	! 134 !	! 140 !	! 133 !
! PZ-TA-6 !	121	! - !	! - !	! 128 !	! 132 !	! 126 !
! PZ-TA-7 !	131	! (139)+ !	! (137)+ !	! 131 !	! 128 !	! 132 !
! PZ-TA-8 !	112	! (140)+ !	! (118)+ !	! 113 !	! 121 !	! 114 !
! PZ-TA-9 !	113	! (140)+ !	! (120)+ !	! 113 !	! 121 !	! 115 !
! PZ-TA-10 !	116	! (140)+ !	! (135)+ !	! 116 !	! 123 !	! 116 !

OBS.: q_d - vazão em m³/s/m
 S_d - Subpressão na linha de drenos (m)
- demais valores em m

A análise dos valores apresentados na Tabela 8.5 e demais figuras permite verificar que:

- a. como era esperado, as vazões estimadas através dos métodos propostos por Casagrande, Andrade e o MEPON são da mesma ordem de grandeza, sendo ainda superiores aos valores obtidos através do MEF e do MDU. Sem dúvida, a coincidência de valores encontra respaldo no próprio modelo básico utilizado pelos três primeiros métodos - o modelo de Muskat. Por outro lado, o fato destas vazões serem superiores às avaliadas pelos outros dois métodos, deve-se à adoção da hipótese de trinca de tração, nos primeiros casos. Como já dito, infelizmente não foi possível obter valores reais de vazão nestas estruturas, de modo que seria inoportuno afirmar a respeito da fidelidade de um ou outro valor. Sabe-se, entretanto, por experiências anteriores que, de modo geral, as vazões estimadas em estudos elaborados pelo MEF superam os valores reais posteriormente comprovados, seja em função das permeabilidades assumidas em projeto, seja em função da própria forma de representação da linha de drenagem (trincheira). Acredita-se, devido a estes aspectos, que os valores de vazão obtidos a partir dos métodos de Casagrande, Andrade e do MEPON sejam superestimados.
- b. ainda quanto às vazões, no caso do MDU, elas resultaram bastante próximas daquelas obtidas através do MEF (sendo mesmo inferiores). Tal fato de certa forma surpreende, uma vez que a premissa básica do MDU para a dedução do parâmetro k_m , também é o modelo de Muskat. Saliencia-se entretanto que, como mostrado no capítulo 7, Coelho previu a possibilidade de um modelo sem trinca a montante, fazendo-se processamentos iterativos, o que foi adotado neste estudo. Uma vez que no trabalho consultado só foi apresentado o formulário, sem justificativa explícita das fórmulas ou valores de alguns coeficientes, é difícil encontrar-se uma explicação. Fica aqui entretanto uma dúvida: sendo a vazão afluyente aos drenos função da subpressão que aí se estabelece, como esta vazão resulta cerca de dez vezes inferior aquela estimada por Casagrande ou Andrade, sendo os valores de subpressão praticamente coincidentes?
- c. Com relação aos valores de subpressão na linha de drenos tem-se a comentar que, como no caso do MEF, este valor é imposto e corresponde em geral a algo em torno da cota da soleira da galeria, ele resulta bastante baixo. A comprovação de seu valor, neste ponto específico é dificultada pelo próprio posicionamento da instrumentação. Entretanto observa-se seja pelos resultados plotados na forma de equipotenciais, seja mesmo pelos diagramas representados da forma da Fig. 8.13 e 8.14 que este valor é razoável com o padrão de percolação representado pelos piezômetros instalados no maciço de fundação. De modo geral poder-se-ia afirmar que a subpressão resultante dos demais métodos para os dois casos aqui analisados, foi superestimada, principalmente no que se refere à galeria montante (para o caso de Palmar, o MEPON resultou num valor intermediário). Tendo em conta uma segunda galeria, exceto o método de Casagrande, os demais possibilitam um sensível abaixamento da linha piezométrica (ver Fig. 8.14). Va-

- lem, é claro, as mesmas observações feitas para o MEF, no caso da linha montante. Cabe ainda aqui uma observação com relação ao MDU. Não foi suficientemente esclarecida a razão de se utilizar os chamados modelos primitivos no caso de se ter uma galeria a jusante. Além disso parece não ser muito adequado o ajuste da permeabilidade K_m do dreno jusante, a partir do dreno de montante. Questiona-se se não seria válido estimar S_{d1} e S_{d2} pela teoria de Andrade e buscar um ajuste nas duas linhas.
- d. analisando-se o padrão de percolação instalado no maciço verifica-se que de modo geral os "métodos numéricos" (MEF, MDU, MEPON), resultaram compatíveis entre si e com os dados de instrumentação. Tanto o MDU como o MEPON levam a potenciais um pouco mais elevados do que o MEF, em função até das diferentes cargas impostas às linhas de drenagem. Na região logo abaixo das estruturas os resultados se aproximam bastante, devido à grande influência dos potenciais impostos às linhas de drenos. Os resultados apresentados pela instrumentação (em geral localizada próximo aos tratamentos) confirmam o fato. No caso de Palmar, os potenciais obtidos através do MDU resultaram superiores tanto com relação aos demais métodos como em relação à instrumentação. Este fato é mais marcante na região a jusante, com certeza em função de subpressão resultante na segunda linha de drenos.
- e. pode-se afirmar que a comparação entre valores medidos pelos piezômetros e aqueles calculados resultou satisfatória. Apenas em dois casos, justificados por Andrade (1984), a coincidência de valores não ocorreu. Segundo Andrade, no caso do piezômetro PS-A-18 da Itaipu, o mesmo foi dado como impermeável pelos testes de recuperação, indicando por isso pressões reduzidas. O PZ-TA-1 de Palmar mostrou até aquela data, variação de leituras coincidente com a variação do nível d'água do reservatório, evidenciando indícios de existir furos de sondagens deixados abertos na área.
- f. as diferenças entre os potenciais obtidos através do MEF e do MEPON devem-se, entre outros aspectos ao diferente grau de discretização dos dois domínios e as suas dimensões, a forma de representação dos materiais (bidimensionais no caso do MEF e unidimensionais no caso do MEPON) e atribuição de permeabilidade à região do contato concreto-fundação (da ordem de 10 m/s) no caso da MEPON. Dentre estes, a forma de discretização do maciço parece ser um dos aspectos mais importantes. Como foi comentado no capítulo 7, a representação de um maciço por condutos unidimensionais, se por um lado destaca o importante papel das descontinuidades como elementos condicionadores do fluxo, por outro dificultam a simulação do maciço rochoso. Aqui não se trata dos modelos apresentados no capítulo 3 onde a permeabilidade das feições era comparada a da matriz rochosa. Neste caso o maciço rochoso (e não a matriz rochosa) tem participação importante no padrão de percolação e deve ser representado como meio contínuo. Como pode ser comprovado, a representação por barras introduz uma certa anisotropia ao meio, evidenciada em função do maior ou menor comprimento das barras. Além disso esta representação gera outro problema: como atribuir um valor de permeabilidade de um material com certa espessura a uma barra? Julga-se mais conveniente se trabalhar com permeabilidades equivalentes, proporcionais às

espessuras dos materiais os quais as barras representam. Isto entretanto constitui fator complicador na utilização do método.

Para os casos aqui analisados pode-se afirmar que:

- como já foi comentado os cálculos elaborados de acordo com Casagrande e Andrade, para a situação de uma única galeria coincidem tanto em relação às pressões como em relação às vazões, evidenciando a similaridade entre as duas teorias. Quando se consideram mais linhas de drenagem entretanto, os diagramas resultantes diferem de modo substancial principalmente em função de não se poder considerar a segunda linha, pela teoria de Casagrande. A subpressão na linha montante porém, bem como a vazão resultam ainda semelhantes pelas duas teorias.
- pode-se afirmar que, comparativamente ao MEF, aquelas duas teorias superestimam os valores de s_d e q_d . Tal fato não parece muito coerente a medida que se imagina que quanto maior a eficiência da linha de drenagem, num mesmo maciço, maior será a vazão absorvida e menor a subpressão atuante.
- uma vez que o MDU pressupõe o conhecimento prévio da subpressão média na linha de drenos, no contato concreto rocha, o valor então obtido para s_d não poderia diferir de modo significativo daquele estimado pelas teorias de Casagrande e Andrade. De fato, o processo iterativo é feito até que se obtenha $S_{FEM} \approx s_d$. Entretanto esta coincidência de valores ocorreu somente para a primeira linha.
- apesar das limitações do MEF, principalmente com relação à simulação da linha de drenagem, os valores obtidos através dele mostraram-se os mais compatíveis com os valores mais observados.

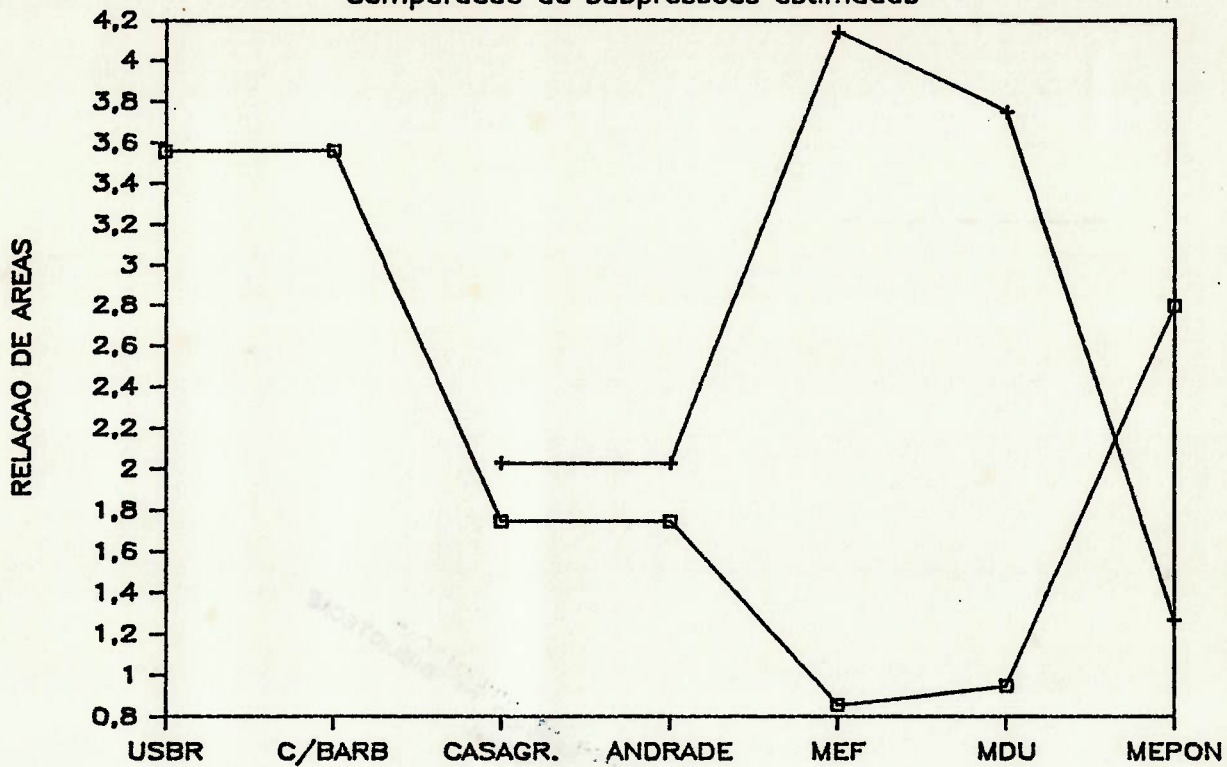
A comparação dos diagramas de subpressão obtidos através de cada um dos métodos e critérios antes especificados entre si e com dados reais, para o contato concreto rocha esta apresentada nas Fig. 8.13 e 8.14. A tabela a seguir mostra a relação entre as áreas dos diagramas obtidos através dos métodos e área do diagrama real. Foi ainda calculada a relação entre os diagramas de critérios e os diagramas calculados. Estes dados estão também mostrados nos gráficos 8.1 e 8.2

TABELA 8.6 - COMPARAÇÃO DE ÁREAS DE DIAGRAMAS DE SUBPRESSÕES

+-----+-----+-----+						
! USINA !	! I T A I P U !			! P A L M A R !		
! METODOS !	$\frac{U_{EST}}{U_{REAL}}$	$\frac{U_{USBR}}{U_{EST}}$	$\frac{U_{C/B}}{U_{EST}}$	$\frac{U_{EST}}{U_{REAL}}$	$\frac{U_{USBR}}{U_{EST}}$	$\frac{U_{C/B}}{U_{EST}}$
! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !
! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !
! CASAGR. !	! 1,75 !	! 2,03 !	! 2,03 !	! 5,34 !	! 1,30 !	! 0,74 !
! ANDRADE !	! 1,75 !	! 2,03 !	! 2,03 !	! 2,51 !	! 2,76 !	! 1,57 !
! MEF !	! 0,86 !	! 4,14 !	! 4,14 !	! 1,24 !	! 5,58 !	! 3,19 !
! MDU !	! 0,95 !	! 3,75 !	! 3,75 !	! 2,31 !	! 3,00 !	! 1,77 !
! MEPON !	! 2,80 !	! 1,27 !	! 1,27 !	! 1,45 !	! 4,77 !	! 2,71 !
!.....! !	!.....! !	!.....! !	!.....! !	!.....! !	!.....! !	!.....! !
! USBR !	! 3,56 !	! 1,00 !	! - !	! 6,92 !	! 1,00 !	! - !
! C/ BARB. !	! 3,56 !	! - !	! 1,00 !	! 3,95 !	! - !	! 1,00 !
+-----+-----+-----+						

Gráfico 8.1 – U.H. Itaipu

Comparação de subpressões estimadas

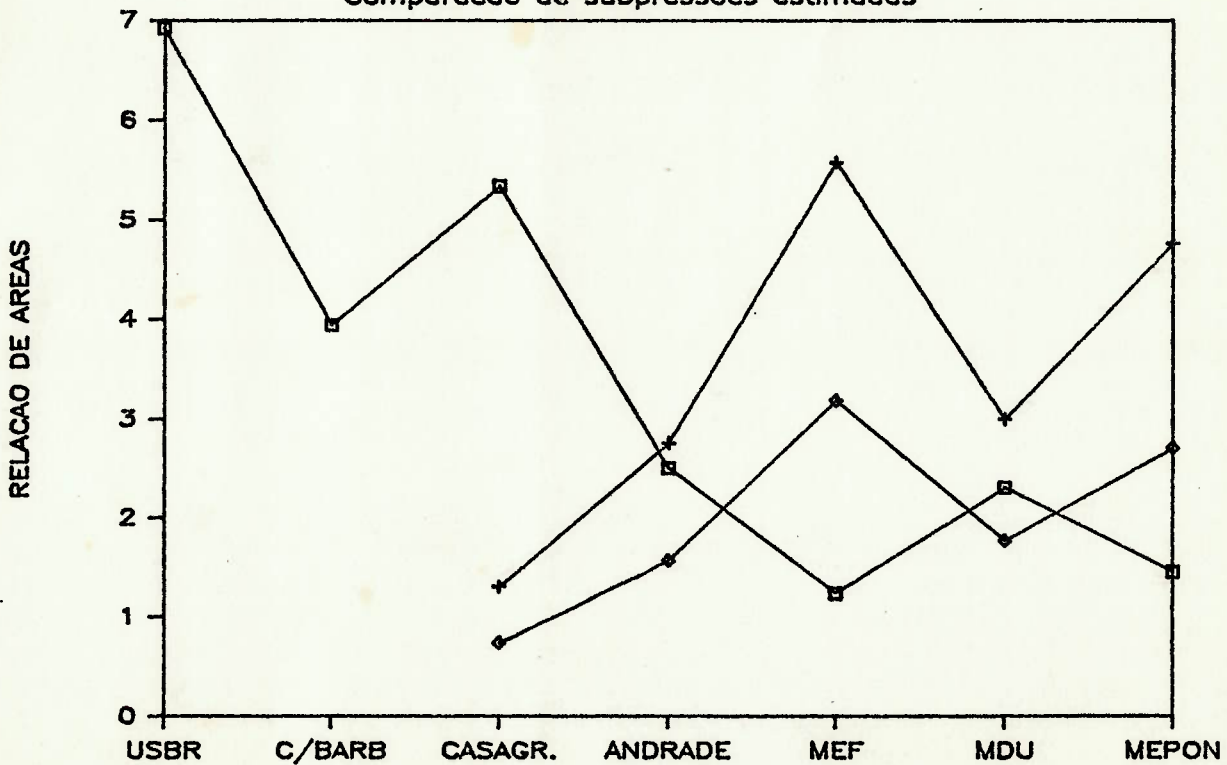


□ U_{est} / U_{real} + U_{USBR} / U_{est}

OBS.: $U_{SBR} = U_{CB}$

Gráfico 8.2 – U.H. Palmar

Comparação de subpressões estimadas



□ U_{est} / U_{real} + U_{USBR} / U_{est} ◇ U_{CB} / U_{est}

Quer-se salientar que os diagramas de subpressões resultante dos dados de observação encontram-se de certo modo afetados pelo próprio esquema de instrumentação implantado (Birindelli, 1982) de modo que os índices aqui calculados não são absolutos. Para o efeito de comparação entretanto tais dados são válidos. Tendo isso em conta pode-se concluir, dos resultados apresentados:

- a. o método proposto por Casagrande é, de fato, o mais conservador e tal característica acentua-se à medida que as condições reais afastam-se do modelo idealizado. Realmente a existência de mais linhas de drenagem ou outros dispositivos de redução da subpressão comprometem sobremaneira as estimativas dadas por esta teoria;
- b. a proposição de Andrade tem, sobre o método de Casagrande a vantagem de possibilitar a consideração destes outros dispositivos de controle, dando então maior flexibilidade à teoria;
- c. o MEF resultou ser o método menos conservador, estimando valores de subpressão bastante próximos dos reais.
- d. enquanto para o caso de Itaipu, com uma única galeria de drenagem o MDU também mostrou um resultado compatível com as pressões medidas, no caso de duas galerias (Palmar) o mesmo não foi comprovado. O método levou a um diagrama bastante superior ao observado.
- e. também o MEPON não mostrou consistência de resultado nos casos analisados. Enquanto no caso de Palmar a relação entre subpressão calculada e subpressão observada foi de cerca de 1,45 (próximo do MEF) no caso de Itaipu esta relação foi de 2,80 maior mesmo que a estimativa do método de Casagrande. Salienta-se entretanto que neste último caso, as condições impostas pelo nível de jusante afetaram de modo significativo os resultados do MEPON, devendo-se portanto encarar este resultado com reservas.

Quanto aos critérios de projeto aqui escolhidos tem-se a comentar que:

- a. o critério da USBR traz implícito um fator de majoração da subpressão bastante elevado. Sua adoção só se justifica em etapas bastante iniciais de projeto, quando o grau de desconhecimento a respeito do projeto como um todo, é considerável. Além disso, há de se ter sempre em conta as condições para as quais tal critério foi estabelecido. Sua utilização em condições diversas daquela, parece penalizar de modo rigoroso a estrutura. De fato, veja-se o caso de sua aplicação à estrutura de Palmar. A relação entre as áreas dos diagramas chega a praticamente 7, o que parece ser um coeficiente de majoração excessivo;
- b. nas análises preliminares entretanto, quando a quantidade e qualidade das informações são ainda precárias e as estimativas de subpressões são feitas a partir de análises mais simplistas (Casagrande ou Andrade por exemplo) a adoção de critérios, tais como de USBR, como valores máximos de projeto parece bastante razoável. De fato, o coeficiente de majoração do critério sobre tais métodos é da ordem de 2,0. Para etapas posteriores de projeto, quando já é possível fazer estimativas de subpressão mais realistas, o uso de tais critérios seria por demais conservador, principalmente em função da nenhuma flexi

bilidade do critério em contemplar esquemas diversos daqueles para os quais foi estabelecido.

- c. o critério proposto por Cruz e Barbosa (1981), tem, como principal vantagem, uma maior flexibilidade com relação aos tratamentos. Há que salientar entretanto que o mesmo foi estabelecido a partir da observação de cerca de uma dezena de estruturas e, o que é mais importante, com base principalmente em estruturas fundadas em maciços basálticos.

9. CONCLUSÕES FINAIS

No transcorrer deste trabalho algumas considerações e conclusões específicas dos assuntos que iam sendo tratados foram já apresentadas. Neste capítulo pretende-se fazer uma síntese global dos conceitos vistos nos capítulos precedentes, bem como evidenciar alguns pontos julgados de maior interesse.

A consideração da subpressão no dimensionamento e análise do comportamento das estruturas tipo gravidade envolve diversos campos da hidrogeologia de modo que sua avaliação torna-se tanto mais complexa quanto maior o grau de aproximação desejado. Basicamente, três abordagens distintas foram aqui tratadas:

- a. a avaliação dos esforços de subpressão através da imposição de diagramas pré estabelecidos;
- b. a estimativa do valor da subpressão através de modelos simplificados, baseados em teorias de fluxo em meios porosos homogêneos e contínuos;
- c. a estimativa do valor da subpressão através de estudos experimentais de fluxo em fraturas, considerando-se o meio descontínuo.

O estabelecimento de diagramas de subpressão que representam na realidade envoltórias máximas de valores observados fêz-se necessário em função até do desconhecimento existente acerca do problema, no início do século. Historicamente eles surgiram antes mesmo dos métodos de cálculo, imputando um caráter pouco científico ao assunto. Os chamados critérios de projeto não contemplam, entretanto, aspectos relevantes tais como comportamentos diferenciados de litologias tão distintas como basaltos, arenitos ou calcáreos, ou a eficiência de tratamentos de fundação mais complexos. De fato, critérios tais como os do USBR não fazem referência às características de fundação e consideram apenas o caso de drenagem a montante. O próprio valor do fator intensidade I de 1/3 fixado pelo Bureau está vinculado a uma geometria específica da linha de drenagem (espaçamento entre drenos igual a 10% da altura máxima do reservatório).

Mais recentemente novos critérios tem sido propostos (Cruz e Barbosa, 1981) nos quais podem ser considerados esquemas de tratamento mais compatíveis com nossa realidade (linhas múltiplas de drenagem, túneis, etc). Estes critérios são ainda resultado da observação de obras em funcionamento, limitados, em alguns casos, a litologias específicas.

Enfatiza-se novamente o conceito de que estes critérios representam valores máximos admissíveis dos esforços de subpressão atuantes em uma estrutura e não a resposta conseqüente à imposição de solicitações específicas. Os próprios organismos de projeto passaram a sugerir, em seus criterios gerais que o valor da subpressão deva ser calculado com base nas solicitações atuantes, nas características hidrogeológicas e hidrogeotécnicas da fundação, contemplando a existência de tratamentos. Assim, os chamados critérios passam a ocupar o lugar que realmente lhes é reservado.

Cabe ressaltar que a utilização destes diagramas como meios de

se avaliar a grandeza do esforço de subpressão é válida a medida que as informações disponíveis acerca da obra sejam escasas. Nas fases iniciais de projeto tais como viabilidade, ou mesmo básico, quando não existem maiores definições do projeto de tratamento, o emprego destes critérios, para se estimar o valor do esforço de subpressão, é perfeitamente válido e de muita utilidade.

Por outro lado, a própria compilação dos dados obtidos em estruturas já em funcionamento é útil tanto na aferição de critérios a serem estabelecidos, como dos próprios métodos de cálculo. As informações assim obtidas devem ser incorporadas aos modelos de cálculo, tornando-os mais compatíveis com a realidade. Os dados até agora condensados (Cruz, 1976, 1978; Rocha, 1987) constituem valiosas informações para o ajuste dos modelos matemáticos empregados nas avaliações de subpressão.

Com relação aos métodos de cálculo baseados nas leis de fluxo d'água em meios contínuos quer-se ressaltar que, à semelhança dos critérios antes tratados, eles são tanto melhores quanto maior a flexibilidade do método de se considerar os diversos fatores que condicionam o fenômeno de escoamento de água nas fundações das estruturas de concreto.

Assim o método proposto por Casagrande é limitado principalmente em função de só considerar uma única linha de drenagem e o maciço homogêneo. Além disto, a consideração de linhas de drenagem cuja cota de saída da água é inferior ao nível de jusante implica na ocorrência de um fluxo no sentido jusante-linha de drenos que não é considerado no modelo básico adotado (Muskat, 1937).

O método proposto por Andrade (1980) é uma extensão do método de Casagrande sendo um pouco mais abrangente, uma vez que possibilita a consideração de linhas múltiplas de drenagem. Analogamente ao anterior só considera maciço homogêneo e embora trate da anisotropia do maciço rochoso, ela se refere apenas às direções horizontais (transversal e longitudinal) do meio. Esta anisotropia é considerada apenas no coeficiente de correção da permeabilidade, na linha de drenos. Nestas análises bidimensionais interessaria sim conhecer a relação de permeabilidades vertical e horizontal que entretanto não é considerada pelo método. É bom lembrar que o conhecimento desta anisotropia exige um aprofundamento das investigações de campo, incompatível com a simplicidade do método. Mesmo tendo sido estabelecido para maciços anisotrópicos, este método é também restrito. Lembra-se ainda que apesar de se poder calcular pelo método de Andrade, as pressões em planos inferiores ao contato, está implícita aí a premissa de abertura de fendas de tração. Se tal hipótese, bem como a premissa de drenos totalmente penetrantes não chega a afetar de modo significativo as subpressões no contato concreto-rocha, o mesmo não pode ser dito com relação a planos da fundação. Por outro lado ele tem o mérito de permitir a consideração da eficiência das linhas de drenagem através das características geométricas da linha. Se, entretanto, esta eficiência for função das características geológicas do meio, isto não poderá ser levado em consideração.

Ainda com relação ao método proposto por Andrade enfatiza-se que sua dedução não foi suficientemente esclarecida, de modo especial no que se refere a dedução do parâmetro λ . Este aspecto é importante uma vez que outros métodos (MDU e MEPON) fazem uso dos mesmos conceitos. Apesar disto, a estimativa dos esforços de subpressão parecem razoáveis, tornando o método adequado para etapas nas quais as informações sobre maciço não são ainda detalhadas mas em que já é possível julgar acerca dos tratamentos que serão utilizados.

Os métodos de análise numéricos tipo MEF representam ferramentas bastante valiosas no estudo da percolação de água nos maciços, sendo tanto mais úteis e precisos quanto mais detalhadas e numerosas as informações. Isto os torna mais indicados nas etapas de projeto executivo. Estudos tem sido feitos no sentido de otimizar tais modelos, no que se refere a limites do domínio, extensão da fenda de tração, representatividade de feições e descontinuidades. Pode-se afirmar entretanto que os resultados obtidos através do MEF são bastante satisfatórios, estando sua limitação condicionada pelo próprio desenvolvimento das técnicas de investigação de campo. Resta ainda um problema a ser resolvido, que se refere à forma de representação da linha de drenagem. A sugestão dada por Coelho (1980) através do MDU apresenta-se, à primeira vista, adequada. Porém alguns pontos merecem ser discutidos:

- a. já que neste caso, a seção analisada corresponderia à seção intermediária aos drenos, porque não considerar a permeabilidade real no maciço nesta região (K e não K_m), e fixar como largura do elemento do dreno não um valor m arbitrário, mas o valor $a/2$ (onde a é o espaçamento entre drenos) ?;
- b. ainda dentro do mesmo raciocínio, a pressão correspondente à cota da boca do dreno seria imposta aos elementos apensos à malha, e na linha intermediária entre drenos a subpressão resultaria do próprio processamento. No caso do MDU, a subpressão neste ponto é suposta conhecida (S_d).
- c. o coeficiente K_m que, em última análise é o fator de correção da permeabilidade ($K = \lambda K$) foi deduzido com base no modelo de Muskat, considerando que os drenos sejam totalmente penetrantes e que sejam alimentados por uma fenda de comprimento igual à sua profundidade. Sendo assim uma vez que nas análises por elementos finitos os drenos são parcialmente penetrantes e, por outro lado, nem sempre são consideradas trinças de tração, o valor do coeficiente de forma deveria ser diferente daquele sugerido por Andrade (1980), para contemplar essas situações (Rocha, 1987).
- d. deve-se ainda salientar que, tanto o coeficiente $1/2$ que aparece na Eq.7.20 como a própria expressão que corrige o valor de K_m ($K_{m2} = K_{m1} M^{\alpha} D J^{\beta}$) e seus coeficientes α e β não foram suficientemente esclarecidos na bibliografia consultada.
- e. mais uma vez ressalta-se que o método do dreno unitário consiste antes em uma forma de simulação da drenagem em um processamento por elementos finitos. Sua aplicabilidade no entanto não ficou suficientemente comprovada.

O método dos pontos nodais apresentou, de modo geral, resultados razoáveis, porém alguns aspectos merecem ser analisados:

- a. à semelhança dos demais métodos, a utilização do parâmetro λ ;

- b. embora aqui não tenham sido tratados modelos tridimensionais, valeria a pena investigar o uso de λ nestes casos;
- c. a forma de atribuição de permeabilidade dos materiais considerando-se sua representação.

Tendo estes aspectos em conta, o método parece adequado para etapas intermediárias de projeto, quando já é possível a elaboração de um modelo hidrogeotécnico simplificado, no qual são caracterizadas as principais feições condicionantes de fluxo.

A vantagem do método está em, se trabalhando com uma malha pouco discretizada, obter informações a respeito do quadro de potenciais instalado no maciço de fundação e não apenas no contato. Quer se ressaltar entretanto que, a introdução de um maior número de informações no modelo, possibilitando sua maior discretização acaba por comprometer a praticidade do método, da forma como ele se encontra. A entrada de dados é relativamente trabalhosa por não dispor, o programa, de rotinas para geração de malha, etc.

Outro fator complicador refere-se ao problema da atribuição de permeabilidade proporcional à espessura dos materiais representados pelas barras, como sugerido no capítulo 7. Também aqui deveria ser introduzida uma rotina que possibilitasse uma entrada direta de dados, sem a necessidade de cálculos prévios. Por estes aspectos, um programa de elementos finitos, tipo Percol, adaptado a microcomputadores concorre com esta solução.

Abaixo procurou-se sintetizar as principais características de cada um dos métodos de avaliação de subpressão aqui contemplados, mostrando sua adequabilidade a cada caso específico.

TABELA 9.1 - Resumo das características principais dos métodos de avaliação de subpressão

MÉTODOS	LEI DE FLUXO	MEIO CONSIDERADO	TIPO DE TRATAMENTO CONSIDERADO	PLANOS CONSIDERADOS	APLICAÇÃO
CASAGRANDE	DARCY	CONTÍNUO ISOTROP. HOMOGÊNEO	UMA LINHA DE DRENAGEM	CONTATO CONCRETO-ROCHA	ESTIMATIVAS PRELIMINARES PROJETO DE VIABILIDADE
ANDRADE	DARCY	CONTÍNUO ANISOTROP. HOMOGÊNEO	DIVERSAS LINHAS DE DRENAGEM	CONTATO CONCRETO-ROCHA	ESTIMATIVAS PRELIMINARES PROJETO DE VIABILIDADE, BÁSICOS
MEF	DARCY	CONTÍNUO ANISOTROP. HETEROG.	SIST. DIVERSOS (DRENOS, INJEÇÕES, TÚNEIS)	MACIÇO	ESTIMATIVAS DEFINITIVAS ACOMPANHAMENTO DE INSTRUMENTAÇÃO INSTALADA PROJETO EXECUTIVOS
MDU	DARCY	CONTÍNUO ANISOTROP. HETEROG.	SIST. DIVERSOS (DRENOS, INJEÇÕES, TÚNEIS)	MACIÇO	* (POR NÃO CONSTITUIR UM MÉTODO INDEPENDENTE, SUA UTILIZAÇÃO ESTÁ VINCULADA AO USO DO MEF).
MEPON	DARCY	CONTÍNUO ANISOTROP. HETEROG.	SIST. DIVERSOS (DRENOS, INJEÇÕES, TÚNEIS)	MACIÇO	ESTIMATIVAS PRELIMINARES ACOMPANHAMENTO DE CONSTRUÇÃO PROJETO BÁSICOS

Quanto aos chamados critérios de projeto, buscou-se aqui enfatizar sua utilização como diretrizes para o estabelecimento de valores máximos admissíveis. À semelhança dos métodos, sua aplicação a cada caso precisa ser convenientemente julgada, tendo em conta as condições para as quais os mesmos foram estabelecidas. Julga-se conveniente ressaltar que no caso de análises mais acuradas, em etapas avançadas de projeto, sua utilização deve ser melhor avaliada.

Finalmente, no que diz respeito às teorias que tratam do fenômeno do escoamento de água em meios descontínuos, pode-se afirmar que sua utilização, para fins práticos depende basicamente de dois pontos:

- a. desenvolvimento dos estudos teóricos e experimentais de fluxo de água em fraturas que, embora nos últimos anos tenham sofrido impulso significativo ainda situam-se aquém do desejado. De fato, as simplificações introduzidas principalmente com relação às características hidrogeotécnicas do maciço e suas fraturas (espaçamento, persistência, rugosidade, frequência, etc) tornam as teorias aplicáveis apenas à situações ideais;
- b. desenvolvimento das técnicas de investigação de campo, pois ainda que já se dispusesse de teorias mais generalizadas, as investigações de campo não são ainda capazes de fornecer informações a um nível condizente com tais metodologias. Algum esforço tem sido feito neste sentido com a introdução de novos ensaios e técnicas para caracterização hidrogeotécnica, mas há muito ainda por fazer.

Ressalta-se que, apesar da complexidade de se considerar o fluxo d'água em maciços rochosos fraturados e não obstante já se dispor de ferramental apropriado, os métodos de cálculo vistos no capítulo 7, que tratam o maciço como meio contínuo, fornecem resultados bastante satisfatórios, pelo menos para as análises mais corriqueiras.

APÊNDICE I

A EQUAÇÃO DE MUSKAT

I.1. INTRODUÇÃO

Para um melhor entendimento da Eq.5.5 de Muskat que fornece a distribuição de pressões para uma linha infinita de poços, faz-se necessário analisar previamente alguns outros casos de fluxo d'água em poços, distribuídos segundo diferentes geometrias, buscando obter subsídios para uma mais adequada compreensão do problema. O trabalho de Muskat traz estes casos detalhadamente estudados e apresentados numa sequência evolutiva que facilita sobre maneira o entendimento. Procurar-se-á aqui, resumir os aspectos principais abordados pelo autor mais com o objetivo de ilustrar a origem da equação mencionada.

I.2. EQUAÇÕES GERAIS DE FLUXO EM MEIOS POROSOS - SISTEMAS DE COORDENADAS

As duas equações fundamentais que regem o comportamento do fluxo d'água em meios porosos, conforme visto no capítulo 3 são as equações de Darcy e Laplace. Em coordenadas cartesianas, estas duas leis são expressas, para fluxo bidimensional, por:

$$\nabla^2 \phi = 0 \rightarrow \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = 0 \quad (\text{LAPLACE})$$

$$V_x = - \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad e \quad V_y = \frac{\partial \phi}{\partial y} \quad (\text{DARCY})$$

onde $\phi = K(p + F)$ sendo o eixo y vertical, orientado no sentido ascendente.

Existem entretanto sistemas que apresentam condições especiais de simetria, sendo então adequado expressar as equações de Laplace e Darcy em outros sistemas de coordenadas mais apropriados. Aquelas duas leis podem ser transformadas para um sistema de coordenadas cilíndricas (ou polares), sabendo que:

$$\begin{aligned} r &= \sqrt{x^2 + y^2} & \theta &= \text{arc tg} \frac{y}{x} \\ x &= r \cos \theta & y &= r \text{ sen} \theta & z &= z \end{aligned}$$

Assim:

$$V_r = - \frac{\partial \phi}{\partial r} \quad e \quad V_\theta = - \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial \theta} \quad (\text{DARCY})$$

$$\nabla^2 \phi = 0 \rightarrow \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial \phi}{\partial r} \right) + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial \theta^2} = 0 \quad (\text{LAPLACE})$$

I.3. FLUXO RADIAL EM UM ÚNICO POÇO

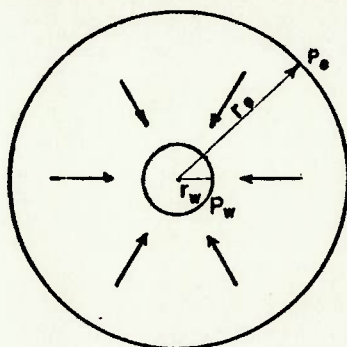


Fig. I.1 - Fluxo radial em um poço

Neste caso é mais conveniente, em função da simetria existente, se analisar o problema num sistema de coordenadas polares. Assim pela equação geral de Laplace, para fluxo bidimensional:

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} (r \frac{\partial p}{\partial r}) + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 p}{\partial \phi^2} = 0 \quad , \text{ onde } p = \phi$$

Como o fluxo independe de θ ($V_{\theta} = 0$).

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} (r \frac{\partial p}{\partial r}) = 0$$

Se a derivada de uma equação é nula, então ela é uma constante:

$$r \frac{\partial p}{\partial r} = C_1 \rightarrow \frac{\partial p}{\partial r} = \frac{C_1}{r}$$

Integrando a expressão acima:

$$p = \int \frac{\partial p}{\partial r} = \int \frac{C_1}{r} \rightarrow p = C_1 \ln r + C_2 \quad (\text{I.1})$$

que é a expressão geral para a distribuição de pressão em um sistema de fluxo radial.

Impondo-se agora as condições limites para o caso específico, quais sejam, para $r=r_w, p=p_w$ e para $r=R, p=p_e$, pode-se escrever:

$$p_w = C_1 \ln r_w + C_2$$

$$p_e = C_1 \ln R + C_2$$

Resolvendo o sistema é possível se determinar as constantes C_1 e C_2 :

$$C_1 = \frac{p_e - p_w}{\ln \frac{R}{r_w}} = \frac{\Delta p}{\ln \frac{R}{r_w}}$$

$$C_2 = \frac{p_w \ln R - p_e \ln r_w}{\ln \frac{R}{r_w}}$$

Substituindo em (I.1.):

$$p = \frac{\Delta p}{\ln \frac{R}{r_w}} \ln \frac{r}{r_w} + p_w \quad (\text{I.2})$$

A vazão de entrada no poço, considerando uma fonte de alimentação concêntrica ao poço pode ser obtida pela diferenciação da Eq I.2.

$$V_r = -K \frac{\partial p}{\partial r} = -K \frac{\Delta p}{r \ln \frac{R}{r_w}}$$

mas

$$q_w = -\int_0^{2\pi} r V_r d\phi \quad (\text{para uma espessura unitária})$$

$$q_w = -2\pi K \frac{\Delta p}{\ln R/r_w} \quad (\text{I.3})$$

Substituindo I.3 em I.2 tem-se a expressão que fornece a distribuição de pressão para um meio de permeabilidade K :

$$p = \frac{q_w}{2\pi Kh} \ln \frac{r}{r_w} + p_w \quad (\text{I.4})$$

I.4. FLUXO EM UM POÇO, A PARTIR DE UMA FONTE DE ALIMENTAÇÃO RETILÍNEA - O MÉTODO DAS IMAGENS

Este caso é similar ao problema de fluxo radial em um poço, exceto que a fonte de alimentação, representando a condição de contorno conhecida, não é circular.

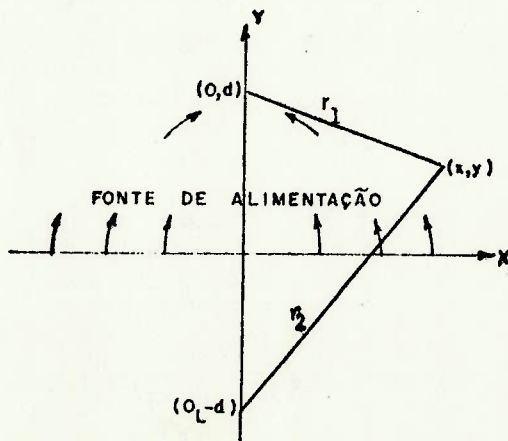


Fig. I.2 - Fonte de alimentação linear infinita

Assumindo inicialmente que a pressão na fonte de alimentação é zero, a função potencial p para este caso será:

$$p = C \ln \frac{r}{r_w} + p_w \quad (\text{I.5})$$

onde C é uma constante determinada em função das condições limites. Uma vez que não há meio poroso internamente ao poço a Eq. I.5 não é definida para $r < r_w$.

Se houver vários poços no sistema, cada poço contribuirá com uma quantidade, sendo a distância r , naturalmente, medida a partir do centro de cada poço individual.

Por outro lado nota-se que, neste caso, as linhas de fluxo que partem da fonte de alimentação, tem o mesmo padrão e direção do caso de virem de um outro poço simetricamente oposto em relação à fonte. Este poço pode ser chamado de poço virtual negativo. A fim de melhor avaliar a distribuição de pressão, pode-se substituir a linha fonte pela imagem virtual do poço e a distribuição de pressões é expressa agora pela contribuição individual do poço real e do imaginário.

$$p = C \ln \frac{r_1}{r_w} + p_w - C \ln \frac{r_2}{r_w} - p_w$$

$$p = C \ln \frac{r_1}{r_2}$$

onde r_1 e r_2 são respectivamente as distâncias de um ponto do meio, ao centro dos poços real e virtual. Note-se que se $r_1 = r_2$, então $p = 0$, condição assumida inicialmente no eixo x .

Aplicando as condições limites tem-se que, se $r_1 = r_w$ e $r_2 = 2d$ ($d \gg r_w$) então $p = p_w$.

$$C = \frac{p_w}{\ln \frac{r_w}{2d}}$$

e então

$$p = \frac{p_w}{\ln \frac{r_w}{2d}} \ln \frac{r_1}{r_2} \quad (\text{I.6})$$

A Eq. I.6 pode ser estendida para o caso de se ter, na fonte de alimentação, uma pressão p_e diferente de zero.

$$p = \frac{p_w - p_e}{\ln \frac{r_w}{2d}} \ln \frac{r_1}{r_2} + p_e \quad (\text{I.7})$$

A vazão no poço considerando espessura unitária, será:

$$q_w = -K \int_{-\infty}^{+\infty} \left(\frac{\partial p}{\partial y} \right)_{y=0} dx$$

($y=0$ porque a derivada deve ser calculada ao longo da linha de poços.

$$\left(\frac{\partial p}{\partial y}\right)_{y=0} = -\frac{4d}{d^2 + x^2}$$

$$q_w = 2Kd \frac{p_e - p_w}{\ln \frac{2d}{r_w}} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{dx}{d^2 + x^2}$$

$$q_w = 2\pi K \frac{p_e - p_w}{\ln \frac{2d}{r_w}} \quad (\text{I.8})$$

É interessante notar que a vazão para um poço situado a uma distância d de uma linha fonte de pressão p_e é a mesma que para o mesmo poço quando circunscrito a uma fonte de alimentação circular de raio $2d$ e pressão p (Eqs. I.3 e I.8).

I.5. FLUXO EM UMA LINHA DE POÇOS PARALELA A UMA FONTE DE ALIMENTAÇÃO RETILÍNEA

A solução deste caso é, na realidade baseada na generalização do caso de um poço sendo alimentado por uma fonte finita de fluxo. Nesta análise, Muskat utiliza não apenas o conceito do método das imagens, mas lança mão de um outro artifício conhecido como Teoria das Funções Conjugadas.

Obs.: O significado da teoria consiste essencialmente na observação de que, tanto a parte real como a imaginária de uma função analítica de variável complexa $z = x + iy$ (i =número imaginário), definida como $f(z) = f(x + iy)$ satisfazem a equação de Laplace para fluxo bidimensional.

Assim:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial x} + i \frac{\partial \Psi}{\partial x} = f'(z) \quad e \quad \frac{\partial \Phi}{\partial y} + i \frac{\partial \Psi}{\partial y} = i f'(z)$$

$$\frac{\partial \Phi}{\partial x} = \frac{\partial \Psi}{\partial y} \quad e \quad \frac{\partial \Phi}{\partial y} = -\frac{\partial \Psi}{\partial x}$$

e

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} = \frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Psi}{\partial y^2} = 0$$

Ambas as funções Φ e Ψ são funções potenciais. As curvas $\Psi(x, y)$ são conhecidas como linhas de fluxo enquanto as curvas $\Phi(x, y)$ são conhecidas como equipotenciais. Ambas as funções são chamadas funções conjugadas.

Em função de sua complexidade e por fugir ao escopo deste trabalho, este tratamento matemático não será aqui desenvolvido. Um maior esclarecimento poderá ser obtido no cap. IV da referência.

Voltando ao caso de fluxo em linha infinita de poços, Muskat afirma que a representação fundamental da distribuição de pressões corresponde a soma algébrica das contribuições individuais de cada poço. Assim, considerando a linha de poços representada na figura abaixo, e fazendo uso de funções conjugadas, Muskat define a equação da distribuição de pressões:

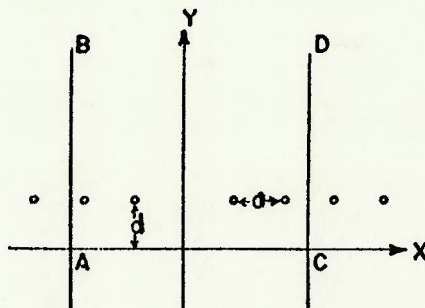


Fig. I.3 - Linha de poços - Modelo de Muskat

$$p(x, y) = C \sum_{-\infty}^{+\infty} \ln \{ (y - d)^2 + (na - x)^2 \}$$

$$p(x, y) = C \ln \left\{ \cosh 2\pi \left(\frac{y - d}{a} \right) - \cos 2\pi \frac{x}{a} \right\} \quad (\text{I.9})$$

A Eq.I.9 é simétrica em relação ao eixo $y=d$ e periódica em x , com período igual ao espaçamento entre poços, a . Uma figura bastante ilustrativa pode ser obtida através das curvas equipotenciais representadas pela Eq.I.9 fazendo $d=0$, $x=x/a$ e $y=y/a$.

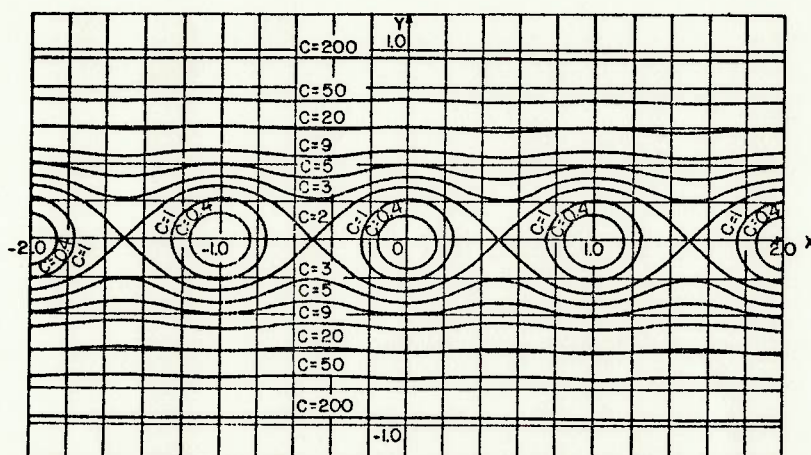


Fig.I.4 - Equipotenciais para uma linha de poços com espaçamento unitário (Muskat, 1937)

Desta figura percebe-se que, a uma distância dos poços equivalente ao espaçamento mútuo entre eles, isto é, $y=1$, as curvas equipotenciais são praticamente paralelas à linha de poços ($\cosh 2\pi \gg 1$) e independem de x .

Outro ponto que fica estabelecido aqui é a exata relação entre o coeficiente C e a vazão q , no poço. Considerando a pressão que se estabelece nas vizinhanças do poço:

$$p(0, d-r) = C \ln \left\{ \cosh 2\pi \left(\frac{d-r-d}{a} \right) - \cos 2\pi \frac{0}{a} \right\}$$

$$p(0, d-r) = C \ln \left(\cosh 2\pi \frac{r}{a} - 1 \right)$$

Sabendo que $\cosh x = 1 + \frac{x^2}{2!} + \frac{x^4}{4!} + \frac{x^6}{6!} + \dots + \frac{x^{2n}}{2n!}$ e que para valores pequenos de x os dois primeiros termos da série fornecem uma aproximação razoável tem-se:

$$p(0, d-r) = C \ln \left(1 + 4\pi^2 \frac{r^2}{a^2} \cdot \frac{1}{2} - 1 \right)$$

$$p(0, d-r) = C \ln 2\pi^2 \frac{r^2}{a^2}$$

$$p(0, d-r) = C \left\{ \ln 2 + 2 \ln \pi \frac{r}{a} \right\}$$

sendo

$$V_r = -K \frac{\partial p}{\partial r} \rightarrow V_r = -K \left(0 + 2C \cdot \frac{a}{\pi r} \cdot \frac{\pi}{a} \right)$$

$$V_r = -K \cdot \frac{2q}{r}$$

a vazão total para o poço será, para uma espessura unitária.

$$q_w = 2\pi r \cdot V_r$$

$$q_w = 4\pi K \cdot C \quad (\text{I.10})$$

Imaginando agora o problema real, o que se tem é uma linha de poços, situada a uma distância d , especificada, de uma linha de alimentação de potencial p_e conhecido. Pelo método das imagens:

$$p(x, y) = p_e + \left\{ C \ln \left(\cosh 2\pi \frac{y-d}{a} - \cos 2\pi \frac{x}{a} \right) - C \ln \left(\cosh 2\pi \frac{y+d}{a} - \cos 2\pi \frac{x}{a} \right) \right\}$$

(I.11)

$$p(x, y) = p_e + C \ln \frac{\cosh 2\pi \frac{y-d}{a} - \cos 2\pi \frac{x}{a}}{\cosh 2\pi \frac{y+d}{a} - \cos 2\pi \frac{x}{a}}$$

que é a equação de distribuição de pressões para uma linha de poços paralelas a uma fonte de alimentação retilínea e infinita.

O fluxo para cada poço, entendido como sendo:

$$q_w = -K \int_{-a/2}^{a/2} \left(\frac{\partial p}{\partial y} \right)_{y=0} dx \quad (\text{sobre a linha de alimentação})$$

coincidirá com o valor fixado para o caso genérico anterior:

$$q_w = 4 \cdot \pi \cdot K \cdot C \quad (\text{I.12})$$

APÊNDICE II

FORMULAÇÃO DE CASAGRANDE PARA DETERMINAÇÃO DE SUBPRESSÃO

II.1. INTRODUÇÃO

Muitos tem sido os trabalhos que versam sobre percolação em meios porosos e determinação de pressões em fundações rochosas que contam com sistemas de drenagem. Embora a maioria deles se refira ao famoso artigo de Casagrande, quase todos eles, tão somente transcrevem as formulações apresentadas, sem desenvolvê-las. Considerando o caráter deste trabalho e a intenção de tornar explícitas as diversas hipóteses existentes nas teorias e métodos aqui tratados, julgou-se conveniente e oportuno mostrar o desenvolvimento das fórmulas de Casagrande, numa tentativa de evidenciar as suposições adotadas.

II.2. PRESSÃO NA LINHA DE DRENOS SEM FLUXO PARA JUSANTE - O MODELO DE MUSKAT

Como visto no item 5.5 e mais detalhadamente no apêndice I, a fórmula de Muskat que fornece a distribuição de pressões no caso de uma linha de poços (ou drenos) alimentada por uma fonte retilínea infinita é:

$$p(x, y) = p_e + C \ln \left\{ \frac{\cosh 2\pi \frac{y-d}{a} - \cos 2\pi \frac{x}{a}}{\cosh 2\pi \frac{y+d}{a} - \cos 2\pi \frac{x}{a}} \right\}$$

No trabalho de Casagrande, a origem e orientação do sistema de coordenadas é diferente daquela apresentada por Muskat, de modo que a equação toma a forma:

$$p(x, y) = C \ln \left\{ \frac{\cosh 2\pi \frac{y+d}{a} - \cos 2\pi \frac{x}{a}}{\cosh 2\pi \frac{y-d}{a} - \cos 2\pi \frac{x}{a}} \right\}$$

Considerando a Eq.I.11 vista no apêndice I e supondo um aquífero confinado não mais de espessura unitária, mas de espessura D, a expressão acima toma a forma:

$$p(x, y) = \frac{q_d}{4\pi K D} \ln \frac{\cosh 2\pi \frac{y+d}{a} - \cos 2\pi \frac{x}{a}}{\cosh 2\pi \frac{y-d}{a} - \cos 2\pi \frac{x}{a}} \quad (\text{II.1})$$

Obs.: nas versões que foram consultadas do artigo do prof. Casagrande, o denominador $4\pi KD$ aparece com o valor $2\pi KD$. Como ficou demonstrado no apêndice I entretanto, e como ficará evidenciado nas formulações apresentadas a seguir, o valor correto é $4\pi KD$.

A Fig.II.1, ilustra as grandezas consideradas.

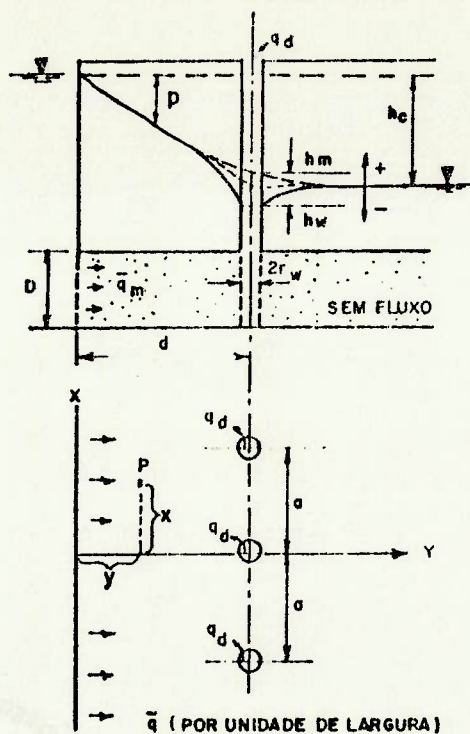


Fig. II.1 - Modelo de Casagrande - sem fluxo a jusante dos drenos (Casagrande, 1961)

De acordo com as indicações tem-se:

$$h_c = p\left(0, d + \frac{a}{2}\right) *$$

$$h'_w = p(r_w, d)$$

$$h'_m = p\left(-\frac{a}{2}, d\right)$$

* Segundo Casagrande, para propósitos práticos, a superfície piezométrica horizontal é fixada a jusante dos furos, numa distância de cerca de metade do espaçamento entre os mesmos.

a. determinação de h_c

$$p\left(0, d + \frac{a}{2}\right) = \frac{q_d}{4\pi KD} \ln \left\{ \frac{\cosh 2\pi \frac{d+(a/2)+d}{a} - \cos 2\pi \frac{0}{a}}{\cosh 2\pi \frac{d+(a/2)-d}{a} - \cos 2\pi \frac{0}{a}} \right\}$$

$$p\left(0, d + \frac{a}{2}\right) = \frac{q_d}{4\pi KD} \ln \left\{ \frac{\cosh 2\pi \frac{4d+a}{2a} - 1}{\cosh 2\pi \frac{a}{2a} - 1} \right\}$$

Considerando a restrição $a/d < 3$, os valores de $\cosh 2\pi \frac{4d+a}{2a}$ e $\cosh 2\pi \frac{a}{2a}$ são bastante superiores à unidade de modo que a expressão pode ser reescrita:

$$p(0, d + \frac{a}{2}) = \frac{q_d}{4\pi KD} \ln \frac{\cosh 2\pi \frac{4d+a}{2a}}{\cosh 2\pi \frac{a}{2a}}$$

Mas

$$\cosh x = \frac{1}{2} (e^x + e^{-x})$$

Para valores elevados de :

$$\cosh x = \frac{1}{2} e^x$$

Então:

$$p(0, d + \frac{a}{2}) = \frac{q_d}{4\pi KD} \ln \frac{\frac{1}{2} e^{2\pi \frac{4d+a}{2a}}}{\frac{1}{2} e^{2\pi \frac{a}{2a}}}$$

$$p(0, d + \frac{a}{2}) = \frac{q_d}{4\pi KD} \ln e^{2\pi \frac{4d}{2a}}$$

$$p(0, d + \frac{a}{2}) = \frac{q_d}{4\pi KD} 4\pi \frac{d}{a}$$

Então:

$$h_c = \frac{q_d}{4\pi KD} \frac{4\pi d}{a} \quad (\text{II.2})$$

b. determinação de h'_w

$$p(r_w, d) = \frac{q_d}{4\pi KD} \ln \left\{ \frac{\cosh 2\pi \frac{d+d}{a} - \cos 2\pi \frac{r_w}{a}}{\cosh 2\pi \frac{d-d}{a} - \cos 2\pi \frac{r_w}{a}} \right\}$$

$$p(r_w, d) = \frac{q_d}{4\pi KD} \ln \left\{ \frac{\cosh 2\pi \frac{2d}{a} - \cos 2\pi \frac{r_w}{a}}{\cosh 2\pi \frac{0}{a} - \cos 2\pi \frac{r_w}{a}} \right\}$$

Mas: $\cosh \frac{4\pi d}{a} \gg \cos \frac{2\pi r_w}{a}$, pois $r_w/a < 0,1$ e

$$\cosh \frac{4\pi d}{a} = \frac{1}{2} e^{\frac{4\pi d}{a}}$$

$$p(r_w, d) = \frac{q_d}{4\pi KD} \ln \frac{\frac{1}{2} e^{\frac{4\pi d}{a}}}{1 - \cos \frac{2\pi r_w}{a}}$$

Lembrando que

$$\cos x = 1 - \frac{x^2}{2!} + \frac{x^4}{4!} - \frac{x^6}{6!} + \dots$$

Para valores pequenos de x :

$$\cos x \approx 1 - \frac{x^2}{2!}$$

Então:

$$p(r_w, d) = \frac{q_d}{4\pi KD} \ln \frac{\frac{1}{2} e^{\frac{4\pi d}{a}}}{1 - \left\{1 - \frac{1}{2} \left(\frac{2\pi r_w}{a}\right)^2\right\}}$$

$$p(r_w, d) = \frac{q_d}{4\pi KD} \ln \frac{\frac{1}{2} e^{\frac{4\pi d}{a}}}{\frac{1}{2} \left(\frac{2\pi r_w}{a}\right)^2}$$

$$p(r_w, d) = \frac{q_d}{4\pi KD} \left\{ \frac{4\pi d}{a} - 2 \ln \frac{2\pi r_w}{a} \right\}$$

Então:

$$h'_w = \frac{q_d}{4\pi KD} \left\{ \frac{4\pi d}{a} - 2 \ln \frac{2\pi r_w}{a} \right\} \quad (\text{II.3})$$

c. determinação de h'_m

$$p\left(\frac{a}{2}, d\right) = \frac{q_d}{4\pi KD} \ln \left\{ \frac{\cosh 2\pi \frac{d+d}{a} - \cos 2\pi \frac{a}{2a}}{\cosh 2\pi \frac{d-d}{a} - \cos 2\pi \frac{a}{2a}} \right\}$$

$$p\left(\frac{a}{2}, d\right) = \frac{q_d}{4\pi KD} \ln \left\{ \frac{\cosh \frac{4\pi d}{a} - \cos \pi}{\cosh 0 - \cos \pi} \right\}$$

Novamente $\cosh \frac{4\pi d}{a} \gg \cos \pi$

$$F\left(\frac{a}{2}, d\right) = \frac{q_d}{4\pi KD} \ln \left\{ \frac{\frac{1}{2} e^{\frac{4\pi d}{a}}}{1 + 1} \right\}$$

$$F\left(\frac{a}{2}, d\right) = \frac{q_d}{4\pi KD} \left\{ \ln e^{\frac{4\pi d}{a}} - \ln 4 \right\}$$

$$p\left(\frac{a}{2}, d\right) = \frac{q_d}{4\pi KD} \left\{ \frac{4\pi d}{a} - 2\ln 2 \right\}$$

Então:

$$h'_m = \frac{q_d}{4\pi KD} \left\{ \frac{4\pi d}{a} - 2\ln 2 \right\} \quad (\text{II.4})$$

De acordo com a convenção estabelecida por Casagrande, sendo o nível de jusante, a referência, tem-se:

$$h_w = -(h'_w - h_c)$$

$$h_w = - \left\{ \frac{q_d}{4\pi KD} \left(\frac{4\pi d}{a} - 2\ln \frac{2\pi r_w}{a} \right) - \frac{q_d}{4\pi KD} \left(\frac{4\pi d}{a} \right) \right\}$$

$$h_w = - \left\{ - \frac{q_d}{4\pi KD} 2\ln \frac{2\pi r_w}{a} \right\}$$

Fazendo h_w/h_c tem-se:

$$\frac{h_w}{h_c} = \frac{- \left\{ - \frac{q_d}{4\pi KD} 2\ln \frac{2\pi r_w}{a} \right\}}{\frac{q_d}{4\pi KD} \frac{4\pi d}{a}}$$

$$\frac{h_w}{h_c} = - \left\{ - \frac{a}{4\pi d} 2\ln \frac{2\pi r_w}{a} \right\}$$

$$\frac{h_w}{h_c} = - \frac{a}{2\pi d} \ln \frac{a}{2\pi r_w} \quad (\text{II.6})$$

Por outro lado:

$$h_m = h_c - h'_m$$

$$h_m = \frac{q_d}{4\pi KD} \left\{ \frac{4\pi d}{a} - \frac{4\pi d}{a} + 2\ln 2 \right\}$$

$$h_m = \frac{q_d}{4\pi KD} 2\ln 2 \quad (\text{II.7})$$

Considerando as Eq.II.7 e II.2 tem-se:

$$\frac{h_m}{h_c} = \frac{\frac{q_d}{4\pi KD} 2\ln 2}{\frac{q_d}{4\pi KD} \frac{4\pi d}{a}}$$

$$\frac{h_m}{h_c} = \frac{a}{2\pi d} \ln 2 \quad (\text{II.8})$$

A análise das Eqs. II.6 e II.8 permitem concluir que, enquanto a primeira é uma função das relações adimensionais a/d e $a/2r_w$, a segunda é apenas função da relação a/d e portanto independente do diâmetro do furo. Este influencia apenas a forma da superfície próximo ao furo e o nível d'água no mesmo.

A expressão que fornece a vazão no poço é tão somente a aplicação da lei de Darcy

$$q_d = K \frac{h_c}{d} D \quad (\text{vazão por unidade de comprimento})$$

ou

$$q_d = KD \frac{h_c}{d} a \quad (\text{II.9})$$

II.3 PRESSÃO NA LINHA DE DRENOS COM FLUXO A JUSANTE - NÍVEL DE ÁGUA NOS DRENOS IGUAL AO NÍVEL DE JUSANTE

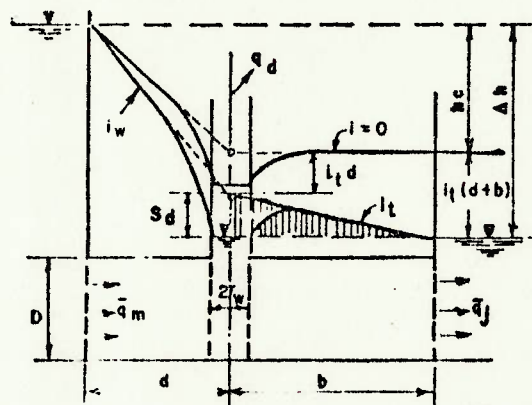


Fig. II.2 — Solução de Casagrande para o nível d'água nos drenos igual ao nível de jusante (Casagrande, 1961)

Segundo Casagrande, este caso corresponde à sobreposição matemática do caso anterior e de uma percolação através de camada per-

meável, sob gradiente uniforme. Uma certa vazão continuará além da linha de drenos e um excesso de subpressão se manifestará em relação ao nível de jusante. Esta sobreposição, segundo Casagrande é matematicamente correta, uma vez que ambos os sistemas de fluxo são soluções da equação diferencial de Laplace. Casagrande sugere que, inicialmente seja calculado um nível fictício de jusante (h_c), para o qual não haja fluxo a jusante dos drenos e tal que, se for suposto um gradiente constante i_t , o novo nível de jusante e o nível dos drenos coincidirão. Traduzindo matematicamente:

$$\Delta h = p(r_w, d) + i_t d$$

$$\Delta h = \frac{q_d}{4\pi KD} \ln \frac{\cosh 2\pi \frac{d+d}{a} - \cos 2\pi \frac{r_w}{a}}{\cosh 2\pi \frac{d-d}{a} - \cos 2\pi \frac{r_w}{a}} + i_t d$$

$$\Delta h = \frac{q_d}{4\pi KD} \ln \frac{\cosh \frac{4\pi d}{a} - \cos 2\pi \frac{r_w}{a}}{1 - \cos 2\pi \frac{r_w}{a}} + i_t d$$

$$\Delta h = \frac{q_d}{4\pi KD} \ln \frac{\frac{1}{2} e^{\left(\frac{4\pi d}{a}\right)}}{\frac{1}{2} e^{\left(\frac{2\pi r_w}{a}\right)^2}} + i_t d$$

$$\Delta h = \frac{q_d}{4\pi KD} \left(\ln e^{\left(\frac{4\pi d}{a}\right)} - 2 \ln \frac{2\pi r_w}{a} \right) + i_t d$$

$$\Delta h = \frac{q_d}{4\pi KD} \frac{4\pi d}{a} - 2 \frac{q_d}{4\pi KD} \ln \frac{2\pi r_w}{a} + i_t d$$

Mas, conforme Eq. II.2

$$h_c = \frac{q_d}{4\pi KD} \frac{4\pi d}{a}$$

e

$$i_t = \frac{\Delta h - h_c}{b+d}$$

Então

$$\Delta h = h_c + \frac{2q_d}{4\pi KD} \ln \frac{a}{2\pi r_w} + \Delta h \frac{d}{b+d} - h_c \frac{d}{b+d}$$

$$\Delta h \left(1 - \frac{d}{b+d}\right) = h_c \left(1 - \frac{d}{b+d}\right) + \frac{2q_d}{4\pi KD} \ln \frac{a}{2\pi r_w}$$

Lembrando que

$$q_d = KD \frac{h_c}{d} a$$

$$\Delta h \left(1 - \frac{d}{b+d}\right) = h_c \left(1 - \frac{d}{b+d}\right) + \frac{2}{4\pi KD} KD h_c \frac{a}{d} \ln \frac{a}{2\pi r_w}$$

$$\Delta h \left(1 - \frac{d}{b+d}\right) = h_c \left(1 - \frac{d}{b+d}\right) \frac{h_c}{2\pi} \frac{a}{d} \ln \frac{a}{2\pi r_w}$$

$$\Delta h \frac{b}{b+d} = h_c \frac{b}{b+d} + h_c \frac{a}{2\pi d} \ln \frac{a}{2\pi r_w}$$

Dividindo ambos os membros por $h_c \frac{b}{b+d}$ vem:

$$\frac{\Delta h}{h_c} = 1 + \frac{a}{2\pi d} \ln \frac{a}{2\pi r_w} \frac{b+d}{b}$$

e finalmente:

$$h_c = \frac{\Delta h}{1 + \frac{1}{2\pi} \frac{a}{d} \frac{b+d}{b} \ln \frac{a}{2\pi r_w}} \quad (\text{II.10})$$

A subpressão na linha de drenos será:

$$S_d = \Delta h - (h_c + i_t d)$$

$$S_{\bar{d}} = (\Delta h - h_c) - i_t d$$

$$S_{\bar{d}} = i_t (b+d) - i_t d$$

$$S_d = i_t b \quad (\text{II.11})$$

As vazões são determinadas através da equação de Darcy.

Vazão total:

$$q_T = K \left(\frac{h_c + i_t d}{d} \right) D$$

Vazão de entrada:

$$q_m = KD i_w$$

Vazão através dos drenos:

$$q_j = KD i_t$$

Vazão que sai pelos drenos:

$$q_d = q_m - q_j$$

$$q_d = KD (i_w - i_t)$$

$$q_d = KD \frac{h_c}{d} \quad (\text{II.12})$$

II.4 PRESSÃO NA LINHA DE DRENOS COM FLUXO A JUSANTE - NÍVEL D'ÁGUA NOS DRENOS SUPERIOR AO NÍVEL DE JUSANTE

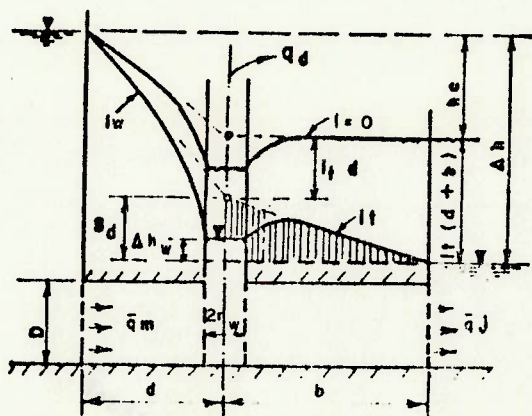


Fig. II.3 — Solução de Casagrande para o nível d'água nos drenos superior ao nível de jusante (Casagrande 1961)

A hipótese é exatamente a mesma que no caso anterior:

$$\Delta h - \Delta h_w = p(r_w, d) + i_t d$$

$$\Delta h - \Delta h_w = \frac{q_d}{4\pi KD} \ln \frac{\cosh 2\pi \frac{d+d}{a} - \cos 2\pi \frac{r_w}{a}}{\cosh 2\pi \frac{d-d}{a} - \cos 2\pi \frac{r_w}{a}} + i_t d$$

Seguindo o mesmo desenvolvimento:

$$\Delta h \frac{b}{b+d} - \Delta h_w = h_c \frac{b}{b+d} + h_c \frac{a}{2\pi d} \ln \frac{a}{2\pi r_w}$$

Dividindo ambos os membros por $h_c \frac{b}{b+d}$ tem-se:

$$\frac{\Delta h \frac{b}{b+d} - \Delta h_w}{h_c \frac{b}{b+d}} = 1 + \frac{a}{2\pi d} \ln \frac{a}{2\pi r_w} \frac{b+d}{b}$$

$$\frac{\Delta h - \Delta h_w \frac{b+d}{b}}{h_c} = 1 + \frac{a}{2\pi d} \ln \frac{a}{2\pi r_w} \frac{b+d}{b}$$

$$h_c = \frac{\Delta h - \Delta h_w \frac{b+d}{b}}{1 + \frac{1}{2\pi} \frac{a}{d} \frac{b+d}{b} \ln \frac{a}{2\pi r_w}} \quad (\text{II.13})$$

A subpressão média na linha de drenos será:

$$S_d = \Delta h - h_c - i_t d$$

$$S_d = b i_t \quad (\text{II.14})$$

Este é o excesso de subpressão em relação ao nível de jusante. Considerando que nos drenos, a água se encontra a uma altura Δh_w , então o excesso de subpressão em relação ao nível d'água existente nos drenos é:

$$\Delta S_d = S_d - \Delta h_w$$

onde ΔS_d representa o excesso de subpressão na linha de drenos (relativamente ao nível d'água aí estabelecido) e é função da própria geometria do sistema de drenagem (espaçamento, diâmetro, etc).

As expressões que fornecem as vazões são análogas às anteriores.

APÊNDICE III

FORMULAÇÃO DE ROBERTO MONTEIRO DE ANDRADE (1980) PARA
DETERMINAÇÃO DE SUBPRESSÃO

III.1 INTRODUÇÃO

O trabalho apresentado por Andrade (1980), reveste-se de relativa importância dentro do contexto aqui abordado, não apenas por representar um método de grande facilidade e rapidez de cálculo, permitindo considerar esquemas de tratamento mais condizentes com a realidade, mas também por constituir-se na base de alguns dos outros métodos de subpressão (dreno unitário, MEPON), enfocados no capítulo 7.

Em função destes aspectos julgou-se oportuno colocar em discussão algumas das premissas implícitas ao tratamento dado pelo autor, no desenvolvimento do método. Saliencia-se que o objetivo aqui foi apenas o de discutir algumas das hipóteses e conceitos apresentados, fugindo ao escopo deste trabalho o desenvolvimento de caminhos alternativos.

III.2. ESTABELECIMENTO DAS EQUAÇÕES PARA DETERMINAÇÃO DA SUBPRESSÃO MÉDIA NA LINHA DE DRENOS

No estabelecimento das equações para determinação da subpressão, Andrade determina o valor das vazões de entrada e saída no sistema, através da equação de Darcy. A vazão de entrada é:

$$q_m = KD \frac{H_M - S_d}{a} \quad (\text{III.1})$$

e a vazão de saída é:

$$q_j = KD \frac{S_d - H_J}{b} \quad (\text{III.2})$$

sendo S_d o valor médio da subpressão na linha de drenagem. Diferentemente de Casagrande porém, para a vazão que sai do dreno, o autor estabelece:

$$q_d = \lambda KD \frac{S_d - \overline{CD}}{l} \quad (\text{III.3})$$

A eq. III.3 retrata um fluxo transversal, isto é, paralelo à linha de drenos. Significa pois que a vazão afluyente ao dreno é devida à existência de um gradiente de pressão entre o dreno e o ponto médio situado entre drenos, onde ocorre o excesso de subpressão.

O primeiro comentário com relação a este modelo refere-se ao gradiente $(S_d - \overline{CD})/l$. A subpressão S_d representa um valor médio e l um comprimento unitário na direção da linha de drenos. Pareceria mais lógico entretanto ter sido tomado um valor de subpressão máximo, à meia distância entre drenos, e o gradiente seria então $(S_{max} - \overline{CD})/0,5a$. A subpressão média que governa os fluxos a montante e o jusante dos drenos seria:

$$S_d \approx \frac{S_{max} + \overline{CD}}{2}$$

Por outro lado, a consideração de um fluxo transversal difere da aquela apresentada por Muskat (1937), onde o problema é tratado

segundo um modelo bidimensional. É verdade que o fluxo transversal também existe e contribue na vazão afluyente ao dreno mas, na determinação da superfície piezométrica de Muskat foi considerado um fluxo partindo da fonte de alimentação retilínea e convergindo para os poços e portanto sendo a vazão condicionada pelo desnível entre esta fonte e a entrada dos poços (ou no caso, os drenos). De fato, a análise das equipotenciais mostradas na Fig. I.4 mostra isto. No trabalho de Casagrande, que tem por base as deduções de Muskat, a vazão afluyente ao dreno é calculada como sendo a diferença entre as vazões de entrada e saída, sem ser considerado um eventual fluxo paralelo à linha de drenagem.

Além disso, poder-se-ia discutir a validade da aplicação da equação de Darcy, na região intermediária aos drenos. Nas vizinhanças do dreno, os gradientes devem ser bastante elevados. A aplicação da equação de Darcy na região a montante ou a jusante dos drenos, para se estimar as vazões de entrada e saída parece razoável em função das próprias dimensões envolvidas. Por outro lado, considerando que o espaçamento normalmente utilizado entre drenos é da ordem de 3,0 m, perguntar-se-ia se tais considerações, para um fluxo transversal seriam aceitáveis?

Outra observação refere-se ao próprio uso do parâmetro λ como fator de correção da permeabilidade do maciço na linha de drenos. Se a introdução dos furos no meio, acarreta uma alteração de sua permeabilidade na direção paralela à linha de drenos, também o faz, embora com menor intensidade, em outras direções de modo que toda a região do maciço no entorno da cortina estaria com sua permeabilidade alterada. Não obstante, o fator de correção λ é utilizado apenas na região intermediária aos drenos.

III.3. DETERMINAÇÃO DO FATOR DE CORREÇÃO DA PERMEABILIDADE

Na determinação deste fator, Andrade utiliza a equação de Muskat apresentada no capítulo 5 e apêndice I. Abstraindo as deduções matemáticas, estabelece-se que a vazão que passa pela trincheira é dada por:

$$q_t = \lambda K \frac{P_j - P_i}{l} a \quad (\text{III.4})$$

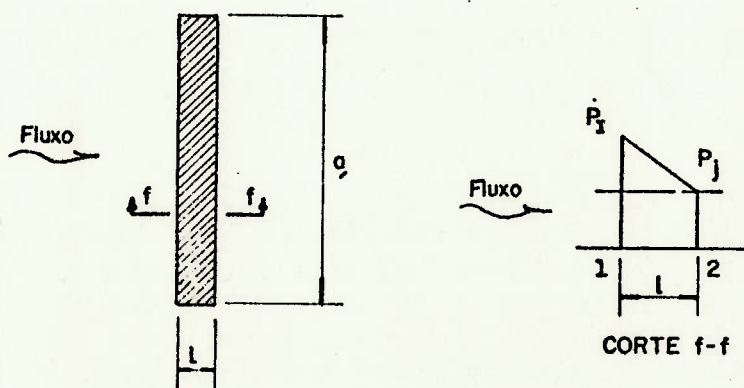


Fig. III. - Analogia entre trincheira e linha de drenos

onde P_j é a pressão média ao longo da linha dos drenos e P_i é a pressão atuante na circunferência do dreno.

Esta vazão é então igualada à vazão afluyente aos drenos, determinada por Muskat (Eq.I.12):

$$q_w = 4\pi KC$$

Na dedução do fator λ , não ficou clara a determinação da vazão afluyente à trincheira que simula a linha de drenagem, feita a partir do gradiente $(P_j - P_i)/l$. Enquanto na determinação da vazão afluyente ao dreno, l foi tomado como sendo um comprimento unitário na direção da linha de drenagem (Eq. III.3), aqui l representa uma largura unitária perpendicular a esta linha. Por outro lado, as pressões P_j e P_i se estabelecem sobre a linha, entre drenos. Não foi possível explicar o significado do gradiente $(P_j - P_i)/l$ como empregado pelo autor.

Novamente volta-se aqui a enfatizar que a vazão afluyente aos drenos, derivada do modelo de Muskat é condicionado pelo nível de alimentação e pelo nível de água nos drenos. Além disto neste caso, toda a água que parte da fonte de alimentação é colhida no dreno, pois é esta a condição do modelo de Muskat: não há fluxo a jusante. Na determinação de λ , parece ser estabelecida implicitamente a igualdade:

$$q_d = q_t = q_w, \text{ ou}$$

$$\lambda KD \frac{S_d - \overline{CD}}{l} = \lambda K \frac{P_j - P_i}{l} a = 4\pi KC$$

Entende-se porém que tais vazões sejam diferentes pois, enquanto q_d representa uma parcela da vazão de entrada, no modelo de Andrade (pois parte da vazão vai para jusante), q_t e q_w coincidem com a vazão que aflue ao modelo (q_m). Por outro lado, as cargas \overline{CD} e P_i , segundo o próprio autor coincidem (e referem-se à cota da boca do dreno) e S_d parece ter praticamente o mesmo significado de P_j já que S_d é uma subpressão média entre drenos e P_j é a integral das pressões P que ocorrem entre drenos, dividida pela distância entre eles.

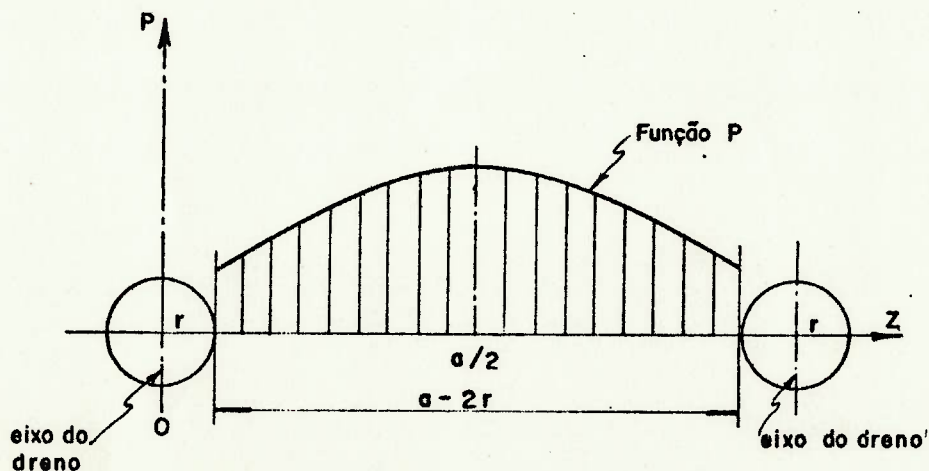


Fig. III. — Pressão entre drenos

$$P_j = \frac{1}{a-2r} \int_r^{a-r} P \cdot dz$$

Finalmente quer-se comentar a extensão do modelo para casos onde $CD < H_J$. O modelo de Muskat para dedução e estabelecimento da superfície piezométrica, representada pela Eq.5.5 (da qual se obtém λ) considera apenas um fluxo no sentido montante jusante. A própria extensão de Casagrande apenas considera os casos nos quais $CD \geq H_J$. A verificação da validade daquela equação (5.5) para o caso de fluxo também no sentido jusante montante deveria ter sido feita.

Como foi comentado inicialmente, não foi objetivo aqui apresentar soluções ou caminhos alternativos para parte das deduções apresentadas. Embora não tenha sido possível encontrar uma explicação para as questões antes apontadas, julgou-se preferível levantá-las, no sentido de suscitar discussões, a omiti-las. Quer-se ainda salientar que, apesar destas questões, a formulação proposta por Andrade, para o caso de uma só galeria praticamente coincide com a de Casagrande, como será mostrado adiante. Entretanto a falta de maiores esclarecimentos dificultou uma análise mais profunda que esclarecesse exatamente o porquê das diferenças e coincidências entre as duas formulações.

III.4. COMPARAÇÃO DAS EQUAÇÕES DE CASAGRANDE E R.M.ANDRADE

Andrade (1982) traz, através de um exemplo numérico, uma comparação entre a teoria por ele estabelecida e aquela elaborada por Casagrande, justificando que por terem sido desenvolvidas com base em um único modelo (Muskat), as duas são equivalentes pelo menos para situações análogas. Naturalmente o método de Andrade seria mais abrangente. A seguir esta comparação é apresentada, porém de forma literal, comprovando a equivalência entre as duas formulações, para o caso de uma galeria. A consideração de n galerias representa apenas uma extensão na qual a subpressão em uma dada linha de drenagem, é condicionada pelas cargas existentes a montante e a jusante.

a. Nível nos drenos igual ao nível de jusante

Segundo Casagrande, a subpressão média na linha de drenos vale:

$$S_d = b i_t$$

$$S_d = b \frac{\Delta h - h_c}{b+d}$$

$$S_d = \frac{b}{b+l} \left(\Delta h - \frac{\Delta h}{1 + \frac{l}{2\pi} \frac{a}{d} \frac{b+d}{b} \ln \frac{a}{2\pi r_w}} \right)$$

$$s_d = \Delta h \frac{b}{b+d} - \frac{\Delta h b}{(b+d) \left(1 + \frac{1}{2\pi} \frac{a}{d} \frac{b+d}{b} \ln \frac{a}{2\pi r_w}\right)}$$

$$s_d = \Delta h \frac{b}{b+d} - \frac{\Delta h b}{(b+d) \left(1 + \frac{1}{d} \frac{b+d}{b} \frac{1}{\lambda}\right)}$$

$$s_d = \Delta h \frac{b}{b+d} \left(1 - \frac{1}{1 + \frac{b+d}{\lambda b d}}\right)$$

$$s_d = \frac{\Delta h b}{b+d} \left(\frac{\lambda b d + b + d - \lambda b d}{\lambda b d + b + d}\right)$$

$$s_d = \frac{\Delta h b}{b+d} \frac{b+d}{\lambda b d + b + d}$$

$$s_d = \frac{\Delta h b}{\lambda b d + b + d} \quad (\text{III.7})$$

Segundo Andrade aquela subpressão assume o valor:

$$s_d = \frac{b d \lambda \overline{CD} + H_M b + H_J d}{\lambda b d + b + d}$$

Para comparação com a equação estabelecida por Casagrande, considere-se o nível de referência RN, coincide com o nível de jusante. Então:

$$\overline{CD} = H_J = 0 \quad e \quad H_M = \Delta h$$

$$s_d = \frac{\Delta h b}{\lambda b d + b + d} \quad (\text{III.8})$$

e portanto igual a Eq.(III.7)

b. Nível dos drenos superior ao nível de jusante.

Segundo Casagrande a subpressão média na linha de drenos vale:

$$s_d = b i_t$$

$$s_d = \frac{b}{b+d} (\Delta h - h_c)$$

$$S_d = \frac{b}{b+d} \left(\Delta h - \frac{\Delta h - \Delta h_w \frac{b+d}{b}}{1 + \frac{1}{2\pi} \frac{a}{d} \frac{b+d}{b} \ln \frac{a}{2\pi r_w}} \right)$$

$$S_d = \frac{b}{b+d} \left(\Delta h - \frac{\Delta h - \Delta h_w \frac{b+d}{b}}{1 + \frac{b+d}{db} \frac{1}{\lambda}} \right)$$

$$S_d = \frac{b}{b+d} \left(\Delta h - \frac{\Delta h - \Delta h_w \frac{b+d}{b}}{\frac{db\lambda + b+d}{db\lambda}} \right)$$

$$S_d = \frac{b}{b+d} \Delta h - \frac{b}{b+d} db\lambda \frac{\Delta h - \Delta h_w \frac{b+d}{b}}{db\lambda + b+d}$$

$$S_d = \frac{b}{b+d} \Delta h - \frac{b}{b+d} db\lambda \frac{\Delta h}{db\lambda + b+d} + \frac{b}{b+d} db\lambda \frac{\Delta h_w \left(\frac{b+d}{d} \right)}{db\lambda + b+d}$$

$$S_d = \Delta h \frac{b}{b+d} \left(\frac{db\lambda + b+d - db\lambda}{db\lambda + b+d} \right) + \frac{db\lambda}{db\lambda + b+d} \Delta h_w$$

$$S_d = \frac{b}{db\lambda + b+d} \Delta h + \frac{db\lambda}{db\lambda + b+d} \Delta h_w \quad (\text{III.9})$$

Obs: Caso a Eq. $S_d = b \cdot i_t + \Delta h_w$ estivesse correta, a Eq. III.9 seria:

$$S_d = \frac{b}{db\lambda + b+d} \Delta h + \frac{2db\lambda + b+d}{db\lambda + b+d} \Delta h_w \quad (\text{III.10})$$

Segundo Andrade, a supressão neste caso vale:

$$S_d = \frac{db\lambda \overline{CD} + bH_M + dH_J}{db\lambda + b+d}$$

Considerando o nível de referência coincidente com o nível de jusante tem-se:

$$\overline{CD} = \Delta h_w$$

$$H_M = \Delta h$$

$$H_J = 0$$

$$s_d = \frac{db\lambda\Delta h_w + b\Delta h}{db\lambda + b + d}$$

$$s_d = \frac{b}{db\lambda + b + d} \Delta h + \frac{db\lambda}{db\lambda + b + d} \Delta h_w \quad (\text{III.11})$$

Esta é a equação correspondente a de Casagrande (Eq.III.9).

Como já mencionado, resta ainda questionar a validade destas equações no caso de Δh (ou \overline{CD}) ser negativo, isto é, do nível d'água nos drenos ser inferior ao nível de jusante. Neste caso, o fluxo não se dá apenas no sentido montante - linha de drenos mas também jusante - linha de drenos, uma condição não prevista no modelo de Muskat.

III.5. EXEMPLOS COMPARATIVOS DAS EQUAÇÕES DE CASAGRANDE E ANDRADE

Andrade (1982) apresenta um exemplo ilustrando a aplicação de sua teoria e da teoria de Casagrande. Com isto, ele procura mostrar que, na situação particular para a qual foi desenvolvida a teoria de Casagrande, o método por ele apresentado é também válido, visto que ambos tem a mesma origem. Embora tenha ficado demonstrado analiticamente, no item III.3 a correspondência das equações, serão aqui apresentados dois exemplos, evidenciando que a diferença básica entre os dois métodos (excetuando-se os pontos conceituais levantados no item III.3) dizem respeito ao referencial adotado em cada um deles.

a. Nível d'água nos drenos igual ao nível de jusante.

Repetindo o mesmo exemplo apresentado por Andrade (1982):

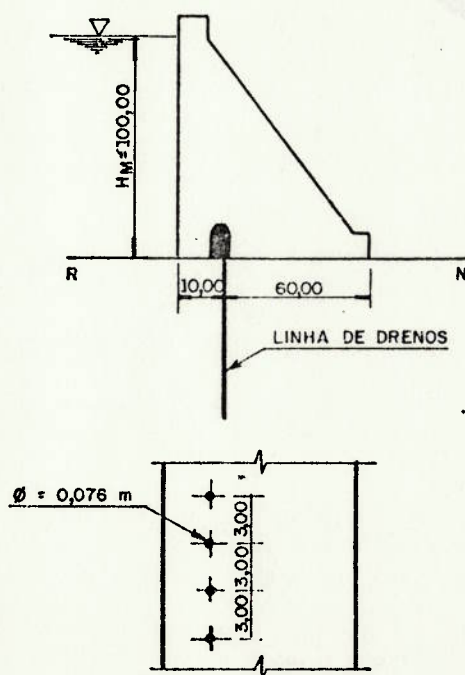


Fig. III. — Exemplo numérico

$$\begin{aligned}
 H_M &= 100 \text{ m} \\
 H_J &= 0 \\
 \overline{CD} &= 0 \\
 d &= 10 \text{ m} \\
 b &= 60 \text{ m} \\
 a &= 3 \text{ m} \\
 2r_w &= 0,076 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Segundo Casagrande:

$$S_d = b i_t$$

$$S_d = \frac{b}{b+d} (\Delta h - h_c)$$

$$h_c = \frac{\Delta h}{1 + \frac{1}{2\pi} \frac{a}{b} \frac{b+d}{b} \ln \frac{a}{2\pi r_w}}$$

$$h_c = \frac{100}{1 + \frac{1}{2\pi} \frac{3.70}{10.60} \ln \frac{3}{\pi \cdot 0,076}}$$

$$h_c = 87,64 \text{ m}$$

Substituindo o valor de h_c

$$S_d = \frac{60}{60+10} (100 - 87,64)$$

$$S_d = 10,59 \text{ m}$$

Segundo Andrade:

$$S_d = \frac{bd\lambda \overline{CD} + H_M b + H_J d}{bd\lambda + c}$$

$$S_d = \frac{H_M b}{bd\lambda + c}$$

$$\lambda = \frac{2\pi}{a \ln \frac{a}{\pi \theta}}$$

Então:

$$S_d = \frac{100 \cdot 60}{60 \cdot 10 \cdot \frac{2\pi}{3 \ln \frac{3}{\pi \cdot 0,076}} + 10 + 60}$$

$$S_d = 10,59 \text{ m}$$

b. Nível de água nos drenos acima do nível de jusante

Considere-se o mesmo exemplo anterior, porém adotando-se:

$$\overline{CD} = \Delta h_w = 5m$$

Segundo Casagrande:

$$S_d = \frac{b}{b+d} (\Delta h - h_c)$$

$$h_c = \frac{\Delta h - \Delta h_w \left(\frac{b+d}{b}\right)}{1 + \frac{1}{2\pi} \frac{a}{d} \frac{b+d}{b} \ln \frac{a}{2\pi r_w}}$$

$$h_c = \frac{100 - 5 \cdot \frac{60+10}{60}}{1 + \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{3}{10} \cdot \frac{60+10}{60} \ln \frac{3}{\pi \cdot 0,076}}$$

$$h_c = 82,53m$$

Substituindo o valor de h_c

$$S_d = \frac{60}{60+10} (100 - 82,53)$$

$$S_d = 14,97m$$

Segundo Andrade:

$$S_d = \frac{db\lambda \overline{CD} + bH_M + dH_J}{db\lambda + b+d}$$

$$\lambda = \frac{2\pi}{a \ln \frac{a}{\pi \phi}}$$

Então:

$$S_d = \frac{db \frac{2\pi}{a \ln \frac{a}{\pi \phi}} \cdot \overline{CD} + bH_M}{db \frac{2}{a \ln \frac{a}{\pi \phi}} + b+d}$$

$$S_d = 14,97m$$

c. Nível d'água nos drenos abaixo do nível de jusante

Como já mencionado esta situação não foi prevista por Casagrande. Entretanto, apenas para fins comparativos será calculada a subpressão S_d adotando-se $\Delta h_w < 0$

Seja $\overline{CD} = \Delta h_w = -5,0$ m. Segundo Casagrande:

$$S_d = \frac{b}{b+d} (\Delta h - h_c)$$

$$h_c = \frac{100 - (-5) \frac{60+10}{60}}{1 + \frac{1}{2\pi} \frac{3}{10} \frac{60+10}{60} \ln \frac{3}{\pi \cdot 0,076}}$$

$$h_c = 92,76 \text{ m}$$

Então

$$S_d = 6,21 \text{ m}$$

Segundo Andrade:

$$S_d = \frac{db\lambda\overline{CD} + bH_M + dH_J}{db\lambda + b + d}$$

$$S_d = \frac{10 \cdot 60 \cdot 0,83 \cdot (-5) + 60 \cdot 100}{10 \cdot 60 \cdot 0,83 + 60 + 10}$$

$$S_d = 6,21 \text{ m}$$

Conclui-se que as expressões que fornecem a subpressão média na linha de drenos segundo Andrade e segundo Casagrande são exatamente iguais diferindo apenas quanto ao referencial adotado (no caso de Casagrande, a linha de referência RN coincide com o nível de jusante).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANDRADE, R.M. Cálculo da subpressão em estruturas de concreto assentes em maciços permeáveis anisotrópicos. 2ed. Rio de Janeiro, Engevix, 1980. 70p.
- ANDRADE, R.M. A drenagem nas fundações das estruturas hidráulicas - análise, interpretação, prática. Rio de Janeiro, Engevix, 1982. 433p.
- ANDRADE, R.M. Hidrogeotecnia nas barragens: método de análise. 2 ed. Rio de Janeiro, Engevix, 1984. 437p.
- ANDRADE, R.M. Propriedades hidráulicas de maciço fraturados e sua aplicação em projetos. In: SIMPÓSIO SUL AMERICANO DE MECÂNICA DAS ROCHAS, 2., Porto Alegre, 1986. Anais... São Paulo, ABGE. v.1, p.44-65.
- ANDRADE, R.M. A compreensão do escoamento em maciços fraturados através de novos testes realizados no campo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 5., São Paulo, 1987. Anais... São Paulo, ABGE, v.1, p.295-299.
- AZEVEDO, A.A.; OLIVEIRA, A.; SOARES, L. Estudo das percolações em basalto para projeto de barragens gravidade. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 2., São Paulo, 1978. Anais... São Paulo, ABGE, v.1, p.65-75.
- BIRINDELLI, M.C.A. Critérios de subpressão em estruturas tipo gravidade. São Paulo, USP, 1982. 46p. (Seminário de área apresentado à Escola Politécnica).
- BUREAU OF RECLAMATION. Concrete dams: gravity dams, methods of analysis. Denver, Co., Office of Design and Construction Engineering and Research Center, 1966. Chap.2, pt. 2.
- BUREAU OF RECLAMATION. Design criteria for concrete arch and gravity dams. Denver, Co., Office of Design and Construction Engineering and Research Center, 1977. (Engineering Monograph n.19).
- CASAGRANDE, A. Seepage through dams. Journal of the New England Water Works Association. LI (2): 295-336, jun. 1937.
- CASAGRANDE, A. Control of seepage through foundations and abutments of dams. First Rankine Lecture. Geotechnique, London, 11 (3): 161-182, 1961.
- CELESTINO, T.B. Determinação de propriedades e parâmetros dos maciços rochosos. In: SIMPÓSIO SUL AMERICANO DE MECÂNICA DAS ROCHAS, 2., Porto Alegre, 1986: Relato Geral do Tema. Porto Alegre, ABMS/CBMR. v.1, p.3-13.
- COELHO, P.S.M. Simulação de subpressão em barragens de concreto. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 13., Rio de Janeiro, 1980. Anais... Rio de Janeiro, CBGB, v.2, p.161-182.

- COMITÊ BRASILEIRO DE GRANDES BARRAGENS. Barragens no Brasil. Rio de Janeiro, CBGB, 1982.
- CORREA FILHO, D. Ensaio de perda d'água sob pressão. São Carlos, Escola de Engenharia/USP, 1985. 131p. (Dissertação de Mestrado).
- CORREA, F.D. & QUADROS, E.F. Instrumento auxiliar de interpretação do comportamento hidrogeotécnico de maciços rochosos: obturador de impressão. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 5., São Paulo, 1987. Anais... São Paulo, ABGE. v.1, p.283-293.
- CREAGER, W.P.; JUSTIN, J.D.; HINDS, I. Concrete dams. In: Engineering for dams. New York, John Wiley & Sons, 1964. v.2. (biimpresão).
- CRUZ, P.T. Análise de subpressões em barragens de concreto fundadas em formações basálticas. São Paulo, USP/Escola Politécnica, 1976. (Documento não publicado).
- CRUZ, P.T. & SILVA, R.F. Uplift pressures at the base and in the rock basaltic foundations of gravity concrete dams. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ROCK MECHANICS RELATED TO DAMS FOUNDATIONS, Rio de Janeiro, 1978. Proceedings... Rio de Janeiro, ABMS. v.1, Tema 3.01.
- CRUZ, P.T. Contribuição ao estudo do fluxo de água em meios contínuos e descontínuos. São Paulo, IPT, 1979. (Documento não publicado).
- CRUZ, P.T. & BARBOSA, J.A. Critérios de cálculo para subpressões e análises de estabilidade ao escorregamento em barragens de concreto gravidade. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 14., Recife, 1981. Anais... Rio de Janeiro, CBGB. v.1, Tema 2, p.331-354.
- CRUZ, P.T. & BARBOSA, J.A. Subpressões em barragens de concreto gravidade. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 3., Itapema - SC, 1981. Anais... São Paulo, ABGE. v.2, p.163-167.
- DIN.DIN 19.702/60: Cálculo da estabilidade de obras hidráulicas. Trad. de Dagmar Mallet de Andrade e Edward Radsiski. In: Revista de Águas e Energia Elétrica. São Paulo, 1(2): 27-36, abr./maio/jun. 1966.
- FRANCISS, F.O. Condutividade hidráulica de meios rochosos fissurados. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 7., Rio de Janeiro, 1971. Anais... Rio de Janeiro, CBGB, v.1.
- FRANCISS, F.O. & ROCHA, M. Determinação da condutividade hidráulica dos meios fissurados. Revista Geotécnica. Caracas, 3 (1): 37-53, jan./mar. 1976.
- GRAEFF, L.O.; MATSUMURA, T.; GUEDES, M.G.; MARRANO, A. Verificação da eficiência do tratamento das fundações das estruturas de concreto do Aproveitamento Múltiplo de Nova Avanhandava. In: CON

- GRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 4., Belo Horizonte, 1984. Anais... São Paulo, ABGE, v.3, p.43-64.
- GUIDICINI, G. & USSAMI, A. Controle de subpressão nas fundações, da Barragem de Jupia - Rio Paraná. In: SEMANA PAULISTA DE GEOLOGIA APLICADA, 1., São Paulo, 1969. Anais... São Paulo, APGA, v.2.
- GUIDICINI, G.; OLIVEIRA, A.M.S.; MATUOKA, Y. Uplift pressures and deformations at Ibitinga dam foundations, Tiete River Southern - Brasil. In: INTERNATIONAL CONGRESS OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY, Paris, 1970 Papers... Paris, IAEG. v.2, p.1235-1246.
- GUIDICINI, G. & NIEBLE, C.M. Modelos hidrogeotécnicos para estudos de percolação na fundação de estruturas hidráulicas. Revista Solos e Rochas, Rio de Janeiro, 8(3): 3-13. dez.1985.
- HARZA, L.F. Uplift area in dams. In: CONGRESS ON LARGE DAMS, 3, Estocolmo, 1948. Transactions... Paris, C.I.B., v.1, Rep.53.
- JAEGER, C. Rock mechanics and engineering. Londres, Cambridge University Press, 1972. 523p.
- KEENER, K.B. Uplift pressures in concrete dams. Transactions of the American Society of Civil Engineering - ASCE, New York, 116: 1218-1264, 1951 (Paper n. 2464).
- LACY JR., F.P. & SCHOICK, G.L.VAN. TVA concrete gravity dams: Uplift observations and remedial measures. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS, 9., Istamboul, 1967. Transactions... Paris, CIBG. v.1 p.487-506.
- LAZARIN, B.D. Critérios de projeto e dimensionamento do sistema de drenagem nas obras de represamento. São Paulo, USP, 1984. 39p. (Seminário de área apresentado à Escola Politécnica).
- LELIAVSKY, B. Pores versus crack as basis of uplift concept. In: CONGRESS ON LARGE DAMS, 3., Estocolmo, 1948. Transactions... Paris, C.I.B.. v.1, Rep.13.
- LELIAVSKY, S. Design of dams for percolation and erosion. In: Design textbooks in civil engineering. London, Chapman and Hall, 1965. v.3, pt.1.
- LONDE, P. The mechanics of rocks slopes and foundations. London, Imperial College of Science and Technology, 1972, (Rock Mechanics Research Report n.17).
- LOUIS, C. A study of ground water flow in jointed rock and its influence on the stability of rock masses. London, Imperial College, 1969. 90p. (Thesis).
- LOUIS, C. Fluxo de água a 3 dimensões em rochas fissuradas. Trad. Jayme de Oliveira Campos. Sao Paulo, ABGE, 1974. 37p. (Tradução ABGE n.5).

- MARRANO, A.; GUEDES, M.G.; MATSUMARA, T. GRAEFF, L.O. Cortinas de injeção e drenagem na fundação das estruturas de concreto do Aproveitamento Múltiplo de Nova Avanhandava. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 4., Belo Horizonte, 1984. Anais... São Paulo, ABGE. v.3, p.43-64.
- MCHENRY, D. The effect of uplift pressure on the shearing strength of concrete. In: CONGRESS ON LARGE DAMS, 3., Estocolmo, 1948. Transactions... Paris, C.I.B. v.1, Rep. 48.
- MONTEIRO, H.J.A. & GOULART, M.C. Usina de Promissão no Rio Tietê - SP: tratamento das fundações das estruturas de concreto. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 11., Fortaleza, 1976. Anais... Rio de Janeiro, CBGB. v.2, p.1-26.
- MORAES, J. Et alii. Subsurface treatment of seams and fractures in foundation of Itaipu dam. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS, 14., Rio de Janeiro, 1982. Anais... Rio de Janeiro CBGB. v.2, p.179-198.
- MUSKAT, M. The flow of homogeneous fluids through porous media. New York, McGraw-Hill. 1937 (r 1946). 763p.
- NUNES, A.J.C. Subpressão em barragens. São Paulo, 1963. (Relato apresentado no 2º Seminário Brasileiro de Grandes Barragens).
- OLIVEIRA, A.M.S.; SILVA, R.F.; FERREIRA JR., J. Ensaio de perda d'água sob pressão - diretrizes. São Paulo, ABGE, 1975. 16p. (Boletim ABGE n.2).
- OLIVEIRA, A.M.S. & CORREA FILHO, D. Acompanhamento hidrogeotécnico da barragem de Promissão. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 11., Fortaleza, 1976. Anais... Rio de Janeiro, CBGB. v.2, p.1-27.
- OLIVEIRA, A.M.S.; SILVA, R.F.; GUIDICINI, G. Comportamento hidrogeotécnico dos basaltos em fundações de barragens. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 1., Rio de Janeiro, 1976. Anais... Rio de Janeiro, ABGE. v.1, p.413-429.
- OLIVEIRA, A.M.S. Estudo da percolação d'água em maciços rochosos para o projeto de grandes barragens. São Paulo, Instituto de Geociências/USP, 1981. 197p. (Dissertação de Mestrado).
- PIMENTA, P.A.; PACHECO, I.B.; LAZARIN, B.D. Estudos de verificação do comportamento do sistema de drenagem da Barragem de Três Irmãos e sua influência nos diagramas de subpressão. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 17., Brasília, 1987. Anais... São Paulo, CIGB. v.1, p.45-68.
- QUADROS, E.F. Determinação das características de fluxo d'água em fraturas de rocha. São Paulo, Escola Politécnica, 1982. 236p. (Dissertação de Mestrado).
- RE, G.O. Tratamento das fundações da Usina de Ilha Solteira e a análise de seu comportamento no controle das subpressões. São Paulo, Themag Engenharia. 1976. 38p.

- REINIUS, E. Effect of hydrostatic uplift on stresses in concrete and on the stability of dams. In: CONGRESS ON LARGE DAMS, 3., Estocolmo, 1948. Transactions... Paris, C.I.B. v.1, Rep.57.
- RHODES, J.A. & DIXON, N.A. Performance of foundation drains systems for concrete gravity dams. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS, 12., Mexico, 1976. Proceedings... Paris, CIGB. v.2, p.55-69.
- ROCHA, D.J.L. Considerações sobre fatores envolvidos em análise de estabilidade de estruturas de concreto assentes em maciços rochosos. Rio de Janeiro, UFRJ/COPPE, 1987. 215p. (Tese de Mestrado).
- SABARLY, F. Injeções e drenagem em fundações de barragens em rocha pouco permeável. São Paulo, APGA, 1971. 27p. (Tradução APGA n.2).
- SAMPAIO, A.J.M. Análise dos tratamentos e das percolações na fundação da soleira do vertedouro da barragem de Capivara. Rio Parapanema (CESP). In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 11., Fortaleza, 1976. Anais... Rio de Janeiro, CBGB. v.2, p.1-27.
- SAMPAIO, A.J.M. Síntese da evolução das principais técnicas empregadas no tratamento de fundações de vertedouros em barragens tipo gravidade. In: SIMPÓSIO SOBRE A GEOTECNIA DA BACIA DO ALTO PARANÁ, São Paulo, 1983. Anais... São Paulo, ABMS/ABGE, v.2B p.289-313.
- SERAFIM, J.L. A subpressão nas barragens. Lisboa, LNEC, 1954. 243p. (LNEC Publicação n.55).
- SERAFIM, J.L. & DEL CAMPO, A. Interstitial pressures on rock foundations of dams. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division - ASCE, New York, 91(SM5): 65-85, set. 1965.
- SILVA, R.F. Mesa redonda sobre hidrogeologia em obras civis. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 1., Rio de Janeiro, 1976. Anais... Rio de Janeiro, ABGE. v.3 p.301-303.
- SILVEIRA, J.F.A.; MIYA, S.; CARDIA, R.J. Análise do comportamento hidrogeotécnico do maciço basáltico de fundação das estruturas de concreto da Usina Água Vermelha. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 14., Recife, 1981. Anais... Rio de Janeiro, CBGB. v.1, p.355-379.
- SILVA, R.F. Sonda hidráulica multitest: uma ferramenta para investigação hidrogeotécnica. In: SIMPÓSIO SUL AMERICANO DE MECÂNICA DAS ROCHAS, 2., Porto Alegre, 1986. (Separata).
- SILVA, R.F. Ensaio com a sonda hidráulica multitest na barragem Juruá da Usina Hidroelétrica de Kararaô. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA, 5., São Paulo, 1987. Anais... São Paulo, ABGE, v.1, p.439-449.
- STREETER, V.L. Mecânica dos fluidos. Trad. Celso da Silva Muniz. São Paulo, McGraw-Hill do Brasil, 1975. 736p.

- STUART H. Influence of geological conditions on uplift. Transactions of American Society of Civil Engineering. 128 (pt.1): 765-791, 1963 (Paper 3443).
- TENNESSEE VALLEY AUTHORITY. Design of TVA projects: civil and structural design. Washington, GPO, 1952. v.1 (TVA Technical Report n.24).
- TRESSOLDI, M. Aspectos hidrogeológicos dos derrames basálticos das fundações das estruturas de concreto da Usina de Porto Primavera. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 5., São Paulo, 1987. Anais... São Paulo, ABGE. v.1, p.357-371.
- UPLIFT in masonry dams. Transactions of the American Society of Civil Engineering - ASCE. New York, 117: 1218-1252, 1952 (Paper n. 2531).
- VARGAS, M. Escoamento d'água em meios porosos fissurados: aspectos geotécnicos do problema. São Paulo, Themag Engenharia, 1977. 27p. (Palestra apresentada no 5º Encontro de Escoamento em Meios Porosos).
- VARGAS, M. Introdução a mecânica dos solos. São Paulo, McGraw-Hill do Brasil, EDUSP, 1978. 509p.
- VINCENZO, E. & SILVEIRA, J.F.A. Análise comparativa entre subpressões medidas e calculadas para as fundações da Barragem de Água Vermelha e Itaipu. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 17., Brasília, 1987. Anais... São Paulo, CIGB. v.1, p.176-202.
- ZANGAR, C.N. Theory and problems of water percolation. Denver, Co., Technical Information Office, 1953. 76p. (Bureau of Reclamation - Engineering Monograph n.8).

BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA

- BARENBLATT, G. & SCHELTOW, J.P. On the fundamental equations of seepage of homogeneous fluids in jointed rock. 1960. p.545-548 (Doke. Akad. Nauk. SSR n.3). (Original russo).
- BOGOMOLOV, G.S.D. Hidrogeologic. Trad. Bureau de la Recherche Geologique et Miniere. Moscou, Edition de la Paix. p.275 (Original russo).
- COLMAN, J.B. The action of water under dams. Transactions of American Society Civil Engineering - ASCE, New York, 80: 421, 1916.
- DACHLER, R. Grundwassertromung. Viena, Verlag, 1936. 95p.
- DARCY, H.; RITTER. Les fontaines publiques de la Ville de Dijon. 1856.
- DIN. DIN 19.700: Stauanhangem - richlinien fur die entwurf ban und betrieb, Teil 1- Talsperren. Berlin, 1953.
- FANCHER, G.H.; et alii. Mineral Industries Exp. Sta., Penn State College, 1933. (Bulletin 12).
- FILLUNGER, P. Der auftrieb in talsperren. Oesterr Wochnschrift fur den offent Baudienst, 19: (31/34): 532, 1913.
- FILLUNGER, P. Neuere grundlagen fur die statische berechnung von talsperren. Zeitschrift der Osterreichische Ingenieur un Architekten Vereing, Wien, (23): 441, 1914.
- FLORIS, A. Uplift pressure in gravity dams. Western Const. News, (25): 58, 1928.
- FRANCISS, F.O. Contribution a l'etude du mouvement de l'eau a travers les milieux fissures. 1970. (These a la Faculte de L'Universite de Grenoble).
- FRANCIS, J.B. High walls or dams to resist the pressure of water Transactions of the American Society of Civil Engineering, New York, 19: 471, out.1988 (Paper and discussions).
- FORCHEIMER, P. Tratado de hidráulica, Buenos Aires, Labor, 1939. cap.3.
- HARRISON, C.L. Provision for uplift and ice pressure in designing masonry dams. Transactions of the American Society of Civil Engineering - ASCE, New York, 75: 142, dez. 1912. (Paper and discussions).
- HARZA, L.F. The significance of pore pressure in hydraulic structure. Transactions of the American Society of Civil Engineering ASCE. New York, 114: 193, 1949.
- HINDS, J. Upward pressures under dams. Transactions of the American Society of Civil Engineering - ASCE, New York, 93: 1527, 1929.

- HOFFMAN, O. Permiizioni d'acqua e loro effeti nei muri di ritenuta. Milao, Ulrico, Hoepli, 1928.
- HOUK, I.E. Measurements of existing structures. Civil Engineering-ASCE. New York, 2 (9): 578-582, set. 1932.
- KHOSLA, A.N. Medições e ensaios em modelo do descarregador de Panjnad. Proc. Punjab Eng. Cong. 21. (Paper 162).
- LELIAVSKY, S.B. Experiments on effective uplift area in gravity dams: uplift pressure in and beneath dams - A Symposiun. Transactions of the American Society of Civil Engineering - ASCE. New York, 112: 444, 1947.
- LEVY, M. Quelques considerations sur la construction des grands barrages. Comp. Rend .Acad. des Sciences. 121: 288, 1895.
- LIECKFELDT, G. Die standfestigkeit von stauauern mit offenen lagerfugen. Berlin, Zentralblatt der Bauverwaltung, 1898.
- LINDQUIST, E. On the flow of water through porous soil. In: CONGRESS OF LARGE DAMS, 1., Estocolmo, 1983. v.5, p.81.
- LOMIZE, G.M. Water flow in jointed rocks, Gosenergoizdat, 1951. (Original russo).
- LUGEON, M. Barrages et Géologie, Rouge, Lausana, 1933.
- MAINI, Y.N. In situ hydraulic parameters in jointed rock, their measurement and interpretation. London, Imperial College, 1971. (Thesis)
- MORRISON, C. E & BRODIE, O. L. Masonry dam design including high masonry dams. New York, 1916.
- OLLOS, G. Hydraulic investigation on water flow in fissured rocks. Budapest, 1961; p.537-562, (Exp. Kozl. Ind.5, n.4). (Original hungaro).
- PELLETRAU, M. Profils des barrages en maconnerie envisagés dans leurs rapports possible avec les sous pression. Ann. des Ponts et Chaussis - 13, 1897.
- RESAL, J. Stabilité des Constructions. Paris, Beranger, 1901, 574p.
- ROMM, J.S. Flow phenomena in fissured rocks. Moscow, 1966. 284p. (Original russo).
- SCHLICHTING, H. Grenzschrift theorie. Karlsruhe, Verlag Brown, 1965. 736p.
- SCHOELLER, H. Les eaux souterraines. Paris, Dunod, 1962.
- SELIM, M.A. Dams on porous media: uplift pressure in and beneath dams - A Symposiun. Transactions of the American Society of Civil Engineering, New York, 112: 488, 1947.

- SHARP, J.C. Fluid flow through fissured media. London, Imperial College of Sciences, 1970. (Thesis).
- SNOW, D.T. A parallel plate model of fractured permeable media. Berkeley, University of California, 1965. 330p. (Thesis).
- TAYLOR, R. L. & BROWN, C. B. Darcy flow solutions with a free surface. Journal of the Hydraulic Division - ASCE. New York, 93 (HY2):23-33, mar.1967.
- TERZAGHI, K. Branspruchung von Grwuchstsmawern durch das stromeude sickerwasser. Die Bautechnik, Berlin, (379), 1934.
- TERZAGHI, K. Simple tests determine hydrostatic uplift. Engineering News Record, New York, 1936.
- TOLKE, F. Talsperren: staudamm und staumawern. Berlin, 1938. cap. 19 e 20.
- WEAVER, W. Uplift pressure on dams. Journal of Mathematics and Physics, Cambridge, MIT - 2: 144, jun. 1932.