

CIRO HUMES

Engº Civil, Escola Politécnica da USP, 1977

POROSIMETRIA DE FILTROS DE PROTEÇÃO
UMA ANÁLISE DE CRITÉRIOS DE FILTRO PARA MATERIAIS GRANULARES

Dissertação apresentada à
Escola Politécnica da USP
para obtenção do título
de Mestre em Engenharia.

Orientador :
Prof. Dr. Paulo Teixeira
da Cruz
Professor Assistente Dou
tor do Departamento de
Engenharia Civil da EPUSP

São Paulo, 1985

À Leila, Lilian,
Ana Paula e Renata,
meus quatro amores

AGRADECIMENTOS

Receio que a formalidade das palavras não transmita a emoção dos meus sentimentos. Estou particularmente agradecido :

- . aos meus pais, que me deram a base para a realização deste trabalho;
- . à minha querida família, minha esposa Leila, pela paciência e estímulo, às minhas filhas Lilian, Ana Paula e Renata das quais roubei tantos momentos de lazer e que me deram entusiasmo para a elaboração deste trabalho;
- . ao Prof. Dr. Paulo Teixeira da Cruz pela orientação em todas as etapas do desenvolvimento deste trabalho;
- . ao Eng^o Othilio Moura Filho, chefe do Departamento de Obras de Terra e Enrocamento do CNEC - Consórcio Nacional de Engenheiros Consultores S.A., pelo apoio irrestrito e incentivo;
- . ao Eng^o Regis Guilherme Q. Frota pelo incentivo recebido;
- . à DESENVALE - Companhia de Desenvolvimento do Vale do Rio Paraguaçu, pela permissão de utilizar os dados relativos ao projeto de filtros e transições da Barragem Pedra do Cavalo (Bahia);
- . à Srta. Maria Clara Negri pela datilografia;
- . à Sra. Juçara Lopardo Nepomuceno e Sr. Ademir Gonçalves pela elaboração das figuras;
- . aos tecnólogos Luiz Carlos Benedito, José Luiz de Jesus e Vladimir S. Erohin, colegas de trabalho, pela disposição na elaboração dos cálculos de porosimetria;
- . à Sra. Helga Bekman e equipe, pelo apoio no levantamento bibliográfico.

SUMÁRIO

A discussão dos critérios de filtro de proteção para materiais granulares e a proposta de um novo critério são os principais tópicos deste trabalho.

A discussão aborda os principais critérios propostos desde o trabalho pioneiro de Terzaghi.

O critério proposto é baseado na comparação da distribuição granulométrica do material-base com a distribuição dos vazios (porosimetria) do material de filtro.

O método usual para obter a porosimetria é um ensaio específico, o qual é descrito no trabalho. Com base nos resultados dos ensaios de porosimetria realizados para o projeto dos filtros e transições da Barragem Pedra do Cavalo, apresenta-se um gráfico que permite o cálculo da porosimetria de um material, a partir de sua distribuição granulométrica.

O confronto entre a granulometria do material-base com a porosimetria do material de filtro é feito através de uma análise de carregamento, que é a base do critério proposto. Esta análise permite verificar se há a formação de uma zona de autofiltragem, e em caso positivo, determinar suas características.

ABSTRACTS

The discussion of the design criteria of protective filter for granular materials and the suggestion of a new criteria are the main points of this work.

The discussion covers all the main criteria, since Terzaghi's pioneer work. The suggested design procedure is based on the comparison of the grain size distribution of the base material and the pore size distribution (porosimetric distribution) of the protective filter material.

The standard method to obtain the pore size distribution is a direct experimental test, outlined in the work. We suggest a chart to derive this distribution, using as input parameter the grain size distribution (granulometry) of the filter material. This chart has been developed based on the experimental porosimetric results of the tests used for the design of Pedra do Cavalo Dam filters.

Using the porosimetric data (filter material) and the granulometric data (base material), we carry on a washing - through analysis, which is the base for the suggested design criteria. Not only this analysis allows to see if there is a formation of a self filtration zone in the interior of the effective filter, but also to determine its characteristics.

ÍNDICE

	PAG
RELAÇÃO DE FIGURAS	i
RELAÇÃO DE TABELAS	viii
NOMENCLATURA E CONVENÇÕES	xii
APRESENTAÇÃO	xiii
CAPÍTULO 1 - CONCEITOS BÁSICOS SOBRE PERCOLAÇÃO DE ÁGUA NOS SOLOS E MOBILIDADE DE PARTÍCULAS	 01
1.1 Considerações sobre Fluxo de Água nos Solos	02
1.1.1 Características do meio poroso	03
1.1.2 Ações que provocam a percolação d'água nos solos	04
1.1.3 Natureza do fluxo de água nos solos	04
1.1.4 Fluxo de água unidimensional	08
1.1.5 Fluxo de água tridimensional	11
1.1.6 Força de percolação	13
1.1.7 Gradiente crítico	14
1.2 Considerações sobre o Fenômeno de "piping"	20
1.3 Considerações sobre a Mobilidade das Partículas de um Solo Sujeito à Percolação de Água	 22
1.3.1 Mobilidade de uma partícula de um solo não-coesivo	22
1.3.2 Mobilidade de uma partícula de um solo coesivo	27
1.4 Considerações sobre Fluxo de Água e Mobilidade de Partículas em Fissuras	 29
1.4.1 Características do fluxo d'água em fissuras/trincas em solo	29
1.4.2 Mecanismo de arraste de partículas em fissuras/trincas em solo	33

	PAG.
1.5 Considerações Finais sobre o Problema de Mobilidade de Partículas e "Piping" em Solos	36
CAPÍTULO 2 - CRITÉRIOS DE FILTRO DETERMINADOS A PARTIR DE PESQUISAS EXPERIMENTAIS	37
2.1 Considerações Gerais	38
2.2 Critério de Terzaghi (1922)	39
2.3 Critério de Bertram (1940)	41
2.4 Critério do U.S. Army Corps of Engineers (1941)	51
2.5 Critério de Karpoff (1955)	59
2.6 Critério de Zweck-Davidenkoff (1957)	71
2.7 Critério de Thanikachalan-Sakthivadivel (1974)	75
2.8 Critério de Sherard e co-autores (1984)	81
2.9 Considerações sobre Critérios de Filtro Baseados em Ensaios de Laboratório	95
CAPÍTULO 3 - CRITÉRIOS DE FILTRO BASEADOS NA SUA CURVA POROSIMÉTRICA	114
3.1 Considerações Gerais	115
3.2 Critério de Filtro Baseado na Distribuição de Vazios Calculada pela Metodologia de Araken Silveira	116
3.3 Critério de Wittmann	132
3.4 Considerações Finais	142

	PAG.
CAPÍTULO 4 - PROJETO DAS TRANSIÇÕES DA BARRAGEM PRINCIPAL DO APROVEITAMENTO PEDRA DO CAVALO	143
4.1 Generalidades	144
4.2 Considerações Gerais	147
4.3 Método de Cálculo	150
4.3.1 Considerações teóricas	150
4.3.2 Metodologia adotada	151
4.4 Análises Efetuadas	154
4.4.1 Areia versus transição fina	154
4.4.2 Areia versus transição fina contaminada(TFC)	162
4.4.3 Transição fina (TF) versus transição grossa (TG)	165
4.5 Dimensionamento da Largura das Transições	174
4.6 Considerações Finais	176
CAPÍTULO 5 - ESTUDO DE POROSIMETRIA DAS TRANSIÇÕES DA BARRAGEM PEDRA DO CAVALO	177
5.1 Considerações Gerais	178
5.2 Descrição da Parte Experimental	179
5.2.1 Materiais Ensaados	179
5.2.2 Descrição do Ensaio de Porosimetria	179
5.3 Cálculo da Distribuição de Vazios (Porosimetria) das Transições	183
5.3.1 Hipóteses adotadas	183
5.3.2 Ensaios realizados	184
5.3.3 Método de cálculo	184
5.3.4 Resultados obtidos	186

	PAG.	
5.4	Cálculos Efetuados	199
5.5	Análise dos Resultados	208
5.5.1	Efeito da compactação na porosimetria dos materiais	208
5.5.2	Influência da forma das partículas na porosimetria dos materiais	
5.5.3	Influência da graduação da granulometria do material na sua porosimetria	209
5.5.4	Influência do D15 na porosimetria do material	210
5.6	Interpretação dos Resultados	212
5.7	Determinação de um Método Expedito para o Cálculo da Porosimetria	214
5.7.1	Generalidades	214
5.7.2	Descrição do enfoque adotado	214
5.7.3	Considerações finais	219
5.8	Comparação entre as Curvas Porosimétricas Experimentais e Calculadas	223
5.8.1	Análises efetuadas	223
5.8.2	Considerações finais	231
5.9	Considerações Finais	232
CAPÍTULO 6 - PROPOSTA DE UM CRITÉRIO DE FILTRO BASEADO NA POROSIMETRIA		233
6.1	Considerações Gerais	234
6.2	Proposta de Critério de Filtro Baseado na Análise de Carreamento do Material-Base para o Interior do Filtro	236

	PAG.	
6.3	Verificação do Critério Proposto	244
6.3.1	Descrição dos ensaios de carreamento realizados por Nogueira (1981)	244
6.3.2	Análise de carreamento areia fina x pedrisco (d85 = D15/5,2)	251
6.3.3	Análise de carreamento areia fina x areia média (d85 = D15/1,4)	260
6.4	Considerações sobre a Validade da Análise Proposta	263
6.5	Outros Exemplos do Critério Proposto	264
6.5.1	Exemplo 1	264
6.5.2	Exemplo 2	267
6.6	Considerações Finais	269
ANEXO I	- DEDUÇÃO DA EQUAÇÃO BÁSICA DE FLUXO DE ÁGUA NOS SOLOS	270
ANEXO II	- PROGRAMA POROS	276
ANEXO III	- CRITÉRIOS DE FILTRO DE SOLOS COESIVOS	282
III-1	Considerações Gerais	283
III-2	Critério de Davidenkoff (1955)	284
III-3	Critério de Zaslavsky-Kassif (1965)	288
III-4	Critério de Wolsky e co-autores (1970)	296
III-5	Critério de Vaughan (1978)	302
III-6	Critério de Sherard e co-autores (1984.a)	312
III-7	Considerações Finais	321
ANEXO IV		323
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		334

RELAÇÃO DE FIGURAS

Nº		PAG.
1.1	Variação do gradiente hidráulico com a velocidade do fluxo de água	06
1.2	Corte longitudinal de um elemento de solo sujeito à percolação de água	06
1.3	Rede de fluxo em uma escavação escorada por uma cortina de estacas-pranchas	15
1.4	Análise do gradiente crítico conforme Silveira (1983)	18
1.5	Coefficientes de arraste para sólidos de revolução, conforme Daugherty e Franzini (1965)	25
1.6	Esquema mostrando um fluxo concentrado através de uma descontinuidade em um núcleo de uma barragem	35
2.1	Esquema dos ensaios realizados por Bertram (1940)	42
2.2	Curvas permeabilidade x tempo para os ensaios da Série A de Bertram (1940)	42
2.3	Esquema de ensaio do Corps of Engineers, U.S. Army (1941)	52
2.4	Materiais-base utilizados pelo U.S. Army Corps of Engineers (1941)	53
2.5	Filtros ensaiados pelo U.S. Army Corps of Engineers (1941)	53
2.6	Granulometria dos materiais usados nos ensaios com filtros uniformes de Karpoff (1955)	61
2.7	Granulometria dos materiais usados nos ensaios com filtros graduados de Karpoff (1955)	62

Nº		PAG.
2.8	Granulometria dos materiais usados nos ensaios com britas de Karpoff (1955)	63
2.9	Resultados dos ensaios de Karpoff (1955) com solos uniformes	67
2.10	Curvas vazão x carga dos ensaios de Karpoff - USBR, conforme Sherard e co-autores (1984)	69
2.11	Esquemas dos ensaios realizados por Zweck - <u>Da</u> videnkoff (1957)	72
2.12	Curvas D_x/d_x versus diâmetro efetivo do material-base, conforme Thanikachalam e Sakthivadivel (1974)	76
2.13	Curvas CNU x D_x/d_x conforme Thanikachalam e Sakthivadivel (1974)	78
2.14	Critério de filtro de Thanikachalam e Sakthivadivel (1974)	79
2.15	Esquema de ensaio de Sherard e co-autores (1984)	82
2.16	Granulometria das areias usadas como material-base por Sherard e co-autores (1984)	82
2.17	Granulometria dos filtros ensaiados por Sherard e co-autores (1984)	83
2.18	Relação D_{15}/d_{85} obtida nos ensaios efetuados por Sherard e co-autores (1984)	83
2.19	Resultados dos ensaios de Lund segundo Sherard e co-autores (1984)	85
2.20	Exemplo de aplicação dos critérios de filtro <u>ex</u> perimentais para um material-base uniforme	106
2.21	Exemplo de aplicação dos critérios de filtro <u>ex</u> perimentais para um material-base medianamente graduado	107

Nº		PAG.
2.22	Exemplo de aplicação dos critérios de filtro experimentais para um material-base bem graduado	108
2.23	Exemplo de verificação da continuidade de uma curva granulométrica	111
3.1	Esquemas de vazios de filtros adotados por Silveira (1964, 1966)	118
3.2	Restrições ao Método de Araken Silveira segundo Mello (1977)	130
3.3	Curvas de distribuição granulométrica por massa e volume, conforme Kézdy (1979)	131
3.4	Resultados do trabalho de Wittmann (1979)	137
3.5	Redução do comprimento de filtragem segundo Wittmann (1979)	139
3.6	Redução da porosimetria do filtro em função do comprimento de filtragem ($m - 1$) s segundo Wittmann (1979)	139
4.1	Arranjo e localização do Aproveitamento Pedra do Cavalo	145
4.2	Seção transversal da Barragem Pedra do Cavalo	146
4.3	Faixas granulométricas das transições da 1 ^a etapa de construção (até a cota 15 m)	148
4.4	Faixas granulométricas das transições da 2 ^a etapa de construção da Barragem Pedra do Cavalo	149
4.5	Curvas características e faixas granulométricas da areia e da transição fina	155
4.6	Curvas granulométricas e porosimétricas da transição fina	158

Nº		PAG.
4.7	Curva de penetração da areia na transição fina	160
4.8	Curva de penetração da areia na zona contaminada da transição fina	167
4.9	Curvas granulométrica e porosimétrica da transição grossa	168
4.10	Curva de penetração da transição grossa	173
4.11	Distribuição granulométrica do enrocamento fino, tipo E3	175
Quadro 5.1	Exemplo do método gráfico para determinação da porosimetria de um material de filtro	185
5.1	Curvas granulométricas das britas ensaiadas	181
5.2	Curvas porosimétricas do pedrisco	192
5.3	Curvas porosimétricas da transição fina	193
5.4	Curvas porosimétricas da transição A	194
5.5	Curvas porosimétricas da brita 1	195
5.6	Curvas porosimétricas da brita 2	196
5.7	Curvas porosimétricas (estado compacto) das transições da Barragem Pedra do Cavalo	197
5.8	Curvas porosimétricas (estado fofo) das transições da Barragem Pedra do Cavalo	198
5.9	Valores de d_j e $\Delta p_{m,j}$	206
5.10	Curvas granulométrica e porosimétrica do pedregulho ensaiado por Wittmann (1979)	207
5.11	Gráfico \bar{d}_x/D_x versus CNU para o estado fofo	215

Nº		PAG.
5.12	Gráfico \bar{d}_x/D_x versus CNU para o estado compacto	216
5.13	Ábaco para cálculo da porosimetria de um material de filtro	220
5.14	Curvas porosimétricas calculadas através do ábaco da Figura 5.13	221
5.15	Redução da porosimetria do pedrisco com o comprimento de filtração	224
5.16	Redução da porosimetria da transição fina com o comprimento da filtração	225
5.17	Redução da porosimetria da transição A com o comprimento da filtração	226
5.18	Redução da porosimetria da brita 1 com o comprimento da filtração	227
5.19	Redução da porosimetria da brita 2 com o comprimento da filtração	228
5.20	Curvas porosimétricas calculadas pelo Método de Araken Silveira (1964)	230
6.1	Esquema do mecanismo de autofiltração idealizado	237
6.2	Esquema de ensaios de carreamento realizados por Nogueira (1981)	245
6.3	Curvas granulométricas dos materiais ensaiados por Nogueira (1981)	246
6.4	Fração fina do material de filtro e material de base	247
6.5	Granulometria inicial e final	248
6.6	Curvas de penetração areia fina x pedrisco	254

Nº		PAG.
6.7	Vista lateral do cilindro após ensaio	258
6.8	Granulometrias dos materiais do exemplo 1	265
6.9	Curvas porosimétricas reduzidas do pedrisco	266
6.10	Granulometrias dos materiais do exemplo 2	268
III-1	Estudo de Davidenkoff (1955)	285
III-2	Mecanismo de "piping" estudado por Zaslavsky - Kassif (1965)	289
III-3	Esquemas dos ensaios de Wolsky e co-autores (1970)	297
III-4	Mecanismo de "piping" segundo Wolsky e co-autores (1970)	297
III-5	Critério de filtro de Wolsky e co-autores (1970)	299
III-6	Redes de fluxo e gradientes hidráulicos de saída, segundo Wolsky e co-autores (1970)	299
III-7	Exemplo de aplicação do critério de Wolsky e co-autores (1970)	301
III-8	Seção e granulometria da Barragem de Balderhead, segundo Vaughan (1978)	303
III-9	Projeto de Filtro da Barragem Cow Green, segundo Vaughan (1978)	306
III-10	Projeto do filtro da Barragem Empingham, segundo Vaughan (1978)	306
III-11	Gráfico $d_{85} \times K$, segundo Vaughan (1978)	309
III-12	Esquema dos ensaios com solos argilosos feitos por Sherard e co-autores (1984)	313

Nº		PAG.
III-13	Granulometria dos filtros de solos argiloso <u>s</u> ensaiados por Sherard e co-autores (1984.a)	318
III-14	Resultados dos ensaios com filtro de solos argilosos conforme Sherard e co-autores (1984.a)	318

RELAÇÃO DE TABELAS

Nº		PAG.
2.1	Resumo dos ensaios com areia de Ottawa de Bertram (1940)	46
2.2	Resumo dos ensaios com areia artificial angular de Bertram (1940)	47
2.3	Resumo dos ensaios com areia artificial e de Ottawa de Bertram (1940)	48
2.4	Ensaio realizados pelo U.S. Army Corps of Engineers (1941)	56
2.5	Dados dos ensaios realizados por Karpoff (1955) na pesquisa do USBR	60
2.6	Análise dos ensaios realizados por Karpoff apresentada por Sherard e co-autores (1984)	68
2.7	Ensaio realizados por Zweck-Davidenkoff (1957)	73
2.8	Resultado dos ensaios de filtros com materiais-base bem graduados (areias) realizados por Lund, conforme Sherard e co-autores (1984)	86
2.9	Síntese das conclusões obtidas por Sherard e co-autores	94
2.10	Quadro-Síntese dos critérios de filtro obtidos a partir de ensaios de laboratório	96
2.11	Valores de comprimento de filtragem relativos utilizados nas pesquisas experimentais de filtros	100

Nº		PAG.
3.1	Determinação da curva de vazios Relação $D_i/D_1 = 1 : 2 : 3 : 4 : 5$	119
3.2	Determinação da curva de vazios Relação $D_i/D_1 = 1 : 2 : 4 : 6 : 8$	120
3.3	Determinação da curva de vazios Relação $D_i/D_1 = 1 : 2 : 4 : 8 : 16$	121
3.4	Equações propostas por Wittmann (1979)	135
4.1	Cálculo da curva porosimétrica da transição fina (TF)	156
4.2	Análise de carreamento: areia x transição fina	159
4.3	Cálculo da granulometria da zona contamina da da transição fina	163
4.4	Cálculo da curva porosimétrica da transição fina contaminada (TFC)	164
4.5	Análise de carreamento: areia x transição fina contaminada	166
4.6	Cálculo da curva porosimétrica da transição grossa (TG)	170
4.7	Análise de carreamento: transição fina x transição grossa	172
5.1	Ensaio de granulometria das britas do Apro veitamento Pedra do Cavalo	180
5.2	Curvas porosimétricas médias do pedrisco	187
5.3	Curvas porosimétricas médias da transição fina	188
5.4	Curvas porosimétricas médias da transição A	189

Nº		PAG.
5.5	Curvas porosimétricas médias da brita 1	190
5.6	Curvas porosimétricas médias da brita 2	191
5.7	Determinação do comprimento da filtração por confronto das transições da Barragem Pedra do Cavalo	200
5.8	Determinação das relações entre os diâmetros (\bar{d}) dos poros e os diâmetros do pedrisco da Barragem Pedra do Cavalo	201
5.9	Determinação das relações entre os diâmetros (\bar{d}) dos poros e os diâmetros da transição fina da Barragem Pedra do Cavalo	202
5.10	Determinação das relações entre os diâmetros (\bar{d}) dos poros e os diâmetros da transição A da Barragem Pedra do Cavalo	203
5.11	Determinação das relações entre os diâmetros (\bar{d}) dos poros e os diâmetros da brita 1 da Barragem Pedra do Cavalo	204
5.12	Determinação das relações entre os diâmetros (\bar{d}) dos poros e os diâmetros da brita 2 da Barragem Pedra do Cavalo	205
5.13	Determinação das relações entre os diâmetros (\bar{d}) dos poros e os diâmetros do pedregulho ensaiado por Wittmann (1979)	205
6.1	Valores de comprimentos de filtração (S'85)	241
6.2	Porcentagens retidas finais dos materiais ensaiados por Nogueira (1981)	249
6.3	Porcentagens retidas finais das frações finas dos materiais ensaiados por Nogueira (1981)	250

Nº		PAG.
6.4	Porcentagens retidas do material que passou através do filtro	249
6.5	Cálculo da curva porosimétrica do pedrisco	252
6.6	Cálculo da curva de penetração da areia no pedrisco	253
6.7	Cálculo da curva porosimétrica reduzida do pedrisco	255
6.8	Cálculo da curva de penetração da areia fina na zona de autofiltragem	256
6.9	Cálculo da curva porosimétrica da areia média	261
6.10	Curva de penetração: areia fina x areia média	262

NOMENCLATURA E CONVENÇÕES

Material-base : solo ou material submetido a uma percolação de água.

Filtro : material constituído de partículas granulares que tem por função impedir o arraste das partículas do material-base e drenar a vazão afluyente.

Poros ou vazios do filtro: espaços vazios existentes entre as partículas do filtro.

Diâmetro do poro (\bar{d}) : diâmetro da maior circunferência que pode ser inscrita no espaço que constitui o vazio, num plano qualquer que intercepte o filtro.

\bar{d}_x = diâmetro do poro correspondente à percentagem x , de diâmetros menores que \bar{d}_x .

d_x = diâmetro da partícula do material-base correspondente à percentagem x de diâmetros menores que d_x , obtida no ensaio de granulometria.

D_x = diâmetro da partícula do filtro correspondente à percentagem x de diâmetros menores que D_x , obtida no ensaio de granulometria.

APRESENTAÇÃO

Esta Dissertação tem como objetivos principais discutir os critérios de filtro de materiais granulares e apresentar um critério de filtro baseado no confronto entre a granulometria do material-base a ser protegido e a porosimetria do filtro de proteção.

No Capítulo 1, como introdução ao problema, são apresentados os aspectos básicos de percolação de água nos solos. Analisou-se também os diversos fatores que afetam a mobilidade das partículas e necessidade de filtros de proteção para garantir a segurança de maciços sujeitos à percolação d'água.

Desde que Terzaghi, em 1922, propôs o seu critério clássico de filtro, foram desenvolvidas diversas pesquisas experimentais para justificá-lo ou propor um novo critério. No Capítulo 2, é feita uma análise crítica desses critérios, nos quais são propostas relações granulométricas entre o material-base e o material de filtro.

No Capítulo 3 é feita uma análise dos trabalhos que acertadamente estudam a eficiência do filtro em função da distribuição dos seus vazios (porosimetria).

Apresenta-se o método teórico de Araken Silveira para o cálculo de porosimetria e análise de carreamento. É feita uma análise das hipóteses simplificadoras adotadas para o cálculo da porosimetria. Recomenda-se que a determinação da porosimetria seja feita através de ensaios específicos, conforme a proposta de Wittmann que também é apresentada neste capítulo.

No Capítulo 4 é apresentado um exemplo de aplicação do método de Araken Silveira, adotado no dimensionamento das transições da Barragem Pedra do Cavalo.

No Capítulo 5 apresenta-se o estudo de porosimetria realizado para as transições das obras de terra e/ou enrocamento do Aproveitamento Pedra do Cavalo. É feita uma análise dos diversos fatores que influenciam a porosimetria. A partir dessa análise, elaborou-se um gráfico que permite a determinação da porosimetria de um material, cuja distribuição granulométrica é conhecida.

No Capítulo 6 é proposto um critério de filtro baseado no confronto da granulometria do material-base e a porosimetria do material de filtro, determinada através de ensaios ou do gráfico acima citado. Este confronto é feito através de uma nova abordagem da análise de carreamento proposta por Araken Silveira, de modo a permitir avaliar a eficiência do filtro em função da formação ou não, de uma zona de autofiltragem.

No Anexo III apresenta-se uma análise dos critérios de filtro desenvolvidos para solos argilosos e são feitas algumas considerações quanto à aplicabilidade do critério proposto para esse tipo de solo.

CAPÍTULO 1

CONCEITOS BÁSICOS SOBRE PER
COLAÇÃO DE ÁGUA NOS SOLOS E
MOBILIDADE DE PARTÍCULAS

1.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE FLUXO DE ÁGUA NOS SOLOS

A percolação de água nos solos é um dos aspectos mais importantes a serem considerados em problemas de Engenharia Geotécnica. Quando não são tomadas medidas para controlar a percolação de água, podem ocorrer acidentes ou rupturas em estruturas, causando perdas tanto materiais, quanto de vidas humanas.

Basicamente, os acidentes causados pela ação da percolação d'água podem ser divididos em duas categorias:

- I - Acidentes causados por um fluxo de água não controlado, que provoca saturação, subpressão ou pressões neutras excessivas no maciço. Exemplos típicos desses acidentes são deslizamentos de encostas naturais durante o enchimento de reservatórios, rupturas de vertedouros de concreto e instabilização de taludes de barragens de terra.
- II - Acidentes que ocorrem quando há uma migração de partículas do solo por uma superfície de saída, causando "píping" ou rupturas por erosão interna.

O levantamento realizado pela International Commission on Large Dams (1974), mostra que 32% dos acidentes de barragens de terra e/ou enrocamento são causados pela ação de percolação de água e 20% dos acidentes podem ser classificados como de categoria II, citada acima. Para evitar esse tipo de acidente, as barragens devem ser providas de filtros que forneçam uma proteção permanente contra a migração de partículas, causada pela força de arraste da água.

É muito importante conhecer as características da percolação de água nos solos e como esta atua no esque

leto sólido do maciço, para procurar entender os mecanismos do fenômeno de "piping" ou erosão interna. Neste capítulo se rão abordados estes aspectos, sem que haja intenção de esgotar o assunto, uma vez que o objetivo principal da dissertação é realizar uma análise dos critérios de filtro.

1.1.1 Características do Meio Poroso

Neste item serão feitas considerações sobre a percolação d'água através do solo considerado como um meio contínuo, isto é, um meio onde não existem descontinuidades tais como fissuras, trincas ou zonas de maior permeabilidade (como uma má ligação entre duas camadas de um aterro compactado) que podem condicionar o fluxo d'água.

O solo é um sistema poroso contendo nos seus vazios uma fase constituída de água e outra fase constituída de ar. O arranjo das partículas sólidas de diversos tamanhos e formas, formam poros que se interligam, constituindo canais de fluxo tortuosos, com seção transversal variável de ponto a ponto. Um estudo de percolação d'água através desses canais é feito, considerando-se que em uma grande massa de solo, pode-se admitir que os canais são tubos com um diâmetro médio \bar{d} , e o fluxo se dá a uma velocidade média v .

Inicialmente admite-se que os poros estão totalmente preenchidos com água, que tanto as partículas quanto a água são incompressíveis e que as partículas de solo não são movidas pela ação da água e formam um esqueleto sólido.

Observa-se que em solos granulares existe principalmente a água "livre", enquanto que em solos finos a água adsorvida na superfície das partículas pode ser dominante. Nos solos argilosos, a quantidade de água adsorvida é função das características físico-químicas do solo, da pressão e da tempera

tura. Nas considerações que serão feitas a seguir, admitir-se-á que toda a água contida nos poros é "livre", ou seja, é capaz de mover-se quando atua uma pressão sobre o esqueleto sólido ou sobre a própria fase líquida.

1.1.2 Ações que Provocam a Percolação d'Água nos Solos

Existem muitas causas que provocam um fluxo de água através dos solos tais como: gravidade, capilaridade, efeitos térmicos, processos químicos e corrente elétrica. Na maioria dos problemas de Engenharia, estuda-se o movimento da água gravitacional ou o movimento causado pela ação de pressões externas.

1.1.3 Natureza do Fluxo de Água em Solos

Vamos tratar, neste item, das leis que governam o fluxo d'água em um tubo circular, de diâmetro pequeno e constante. Como se sabe da Hidráulica, normalmente, o fluxo se dá de duas maneiras: o laminar e o turbulento.

O fluxo laminar ocorre em camadas, sem que haja a mistura das partículas do líquido entre si e sem variação de velocidade. Cada partícula do líquido move-se segundo sua própria trajetória, sem interferir nas trajetórias das outras partículas.

O fluxo turbulento vem acompanhado pela mistura interna das partículas do líquido e oscilações de velocidade e pressão, ou seja, as trajetórias das partículas de água são irregulares e interceptam-se.

As leis que determinam se um fluxo é laminar ou turbulento foram formuladas por Reynolds*. O resultado de suas experiências pode ser expresso pelo gráfico da Figura 1.1, que mostra a variação do gradiente hidráulico (perda de carga devido ao atrito viscoso do líquido por unidade de comprimento) versus a velocidade do fluxo.

Na região I, a relação entre a velocidade e o gradiente hidráulico é linear. A partir de uma certa velocidade, há um estado crítico no qual formam-se torvelinhos nas vizinhanças das paredes do tubo. Essas irregularidades fazem com que não haja uma relação bem definida entre velocidade e gradiente hidráulico (região II). Um acréscimo de velocidade, faz com que exista uma relação bem definida entre velocidade e gradiente hidráulico, porém não linear (região III). Se invertermos o processo e a velocidade for reduzida, a relação não linear permanece válida até uma velocidade inferior à qual ocorreu a formação de torvelinhos. Essa velocidade é denominada de velocidade crítica. Abaixo dela, o fluxo passa a ser laminar. Reynolds verificou que a velocidade crítica é inversamente proporcional ao diâmetro do tubo, \bar{d} , e obteve a seguinte expressão de caráter geral:

$$\frac{V_{cr} \cdot \bar{d}}{\nu} = 2.300 \quad (1.1)$$

onde:

ν = viscosidade cinemática do fluido.

* Reynolds, Osborne (1883) - Phil Trans. Royal Society London or Collected Papers II - SI, em Cruz (1979).

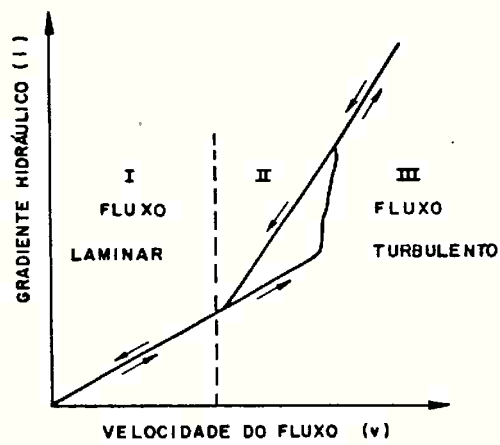


FIGURA 1.1 - VARIAÇÃO DO GRADIENTE HIDRÁULICO COM A VELOCIDADE DO FLUXO DE ÁGUA.

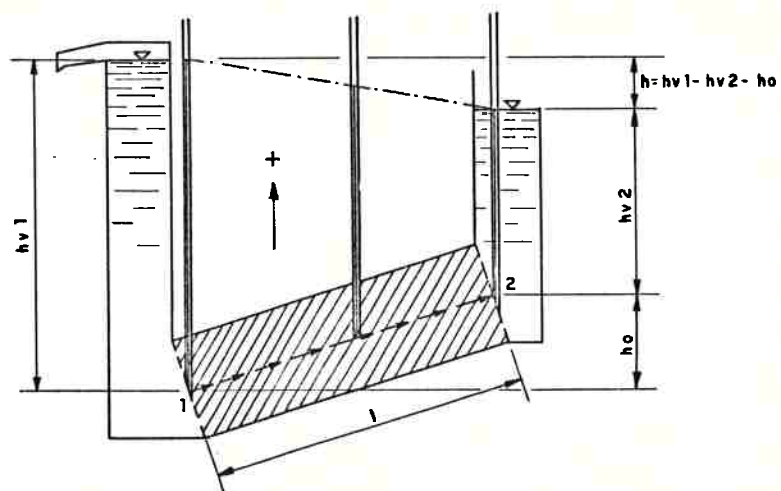


FIGURA 1.2 - CORTE LONGITUDINAL DE UM ELEMENTO DE SOLO SUJEITO A PERCOLAÇÃO DE ÁGUA

Para a água e uma temperatura de 10°C , $\nu = 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$ e portanto:

$$R_{\text{crit}} \approx 100 V_{\text{crit}}(\text{cm/s}) \times \bar{d} (\text{cm})$$

ou seja,

$$V_{\text{crit}}(\text{cm/s}) \times \bar{d}(\text{cm}) = 23$$

para um $\bar{d} = 1 \text{ mm} = 0,1 \text{ cm}$, temos que:

$$V_{\text{crit}} = 2,3 \text{ cm/s}$$

Nos solos, os poros são tão pequenos que o fluxo sempre é laminar. Observa-se que os poros de um solo podem ser de três tipos: vazios, capilares e microporos.

Um vazio tem um tamanho suficiente para que a natureza e a configuração das partículas do solo tenham uma influência secundária no fluxo.

Quando a natureza da partícula não afeta o fluxo mas sua dimensão é muito pequena, o poro denomina-se capilar.

Mas quando a natureza da partícula e a configuração das mesmas podem ter uma influência significativa no fluxo, o poro é definido como um microporo.

De forma geral :

- . pedregulhos s̄o t̄em vazios ($K = 10^0$ a 10^{-1} cm/s)
- . areias cont̄em vazios e capilares ($K = 10^{-1}$ a 10^{-4} cm/s)
- . siltes cont̄em capilares, mas a natureza das part̄iculas ̄e pouco significativa ($K = 10^{-3}$ a 10^{-5} cm/s)
- . argilas intactas cont̄em s̄o capilares e microporos e o fluxo de ̄agua ̄e grandemente influenciado pela orientaç̄ao das part̄iculas, caracter̄isticas mineral̄ogicas e o fen̄omeno de adsorç̄ao ($K = 10^{-5}$ a 10^{-8} cm/s).

1.1.4 Fluxo de ̄Agua Unidimensional

Na Figura 1.2 apresenta-se uma seç̄ao longitudinal de uma amostra de solo.

A diferenç̄a de carga entre os dois n̄iveis de ̄agua ̄e denominada h . A trajet̄oria de uma gota de ̄agua ao passar atrav̄es do solo ̄e uma linha de fluxo. Se as linhas de fluxo formam um conjunto de linhas paralelas, o fluxo ̄e dito linear.

O fluxo d'̄agua apresentado na Figura 1.2 ̄e laminar e unidimensional, ou seja, a velocidade de percolaç̄ao ̄e igual em qualquer ponto de uma seç̄ao transversal perpendicular ̄as linhas de fluxo. Ao se instalar piez̄ometros nos extremos 1 e 2 da amostra, a leitura nos mesmos ser̄a igual a h_{v1} e h_{v2} , respectivamente. Se $h_{v1} = h_{v2}$ n̄o est̄a ocorrendo percolaç̄ao a trav̄es da amostra. S̄o haver̄a percolaç̄ao se $h_{v1} \geq h_{v2}$, conforme mostra a figura. No caso particular em que $h_o = \text{zero}$, a diferença de carga que causar̄a a percolaç̄ao ser̄a igual ̄a diferenç̄a das leituras dos piez̄ometros instalados nos pontos 1 e 2. No caso geral a diferenç̄a de carga que causa a percolaç̄ao de ̄agua ̄e dada por $h = h_{v1} - h_{v2} - h_o$.

A pressão hidrostática não equilibrada $\gamma_w \cdot h$ por unidade de comprimento é o gradiente de pressão

$$i_p = \frac{\gamma_w \cdot h}{l} \quad (1.2)$$

Dividindo esta expressão por γ_w , obtêm-se que

$$i = \frac{i_p}{\gamma_w} = \frac{h}{l} \quad (1.3)$$

A velocidade de percolação é definida como a relação entre a vazão e a área da seção transversal da amostra

$$v = Q/A \quad (1.4)$$

A velocidade v não é a velocidade (v_d) com que a água flue pelos poros do solo, uma vez que uma parte da seção transversal da amostra é ocupada pelas partículas sólidas do solo. Definindo o parâmetro $n' = \text{área dos vazios} / \text{área total da seção transversal} = \text{constante}$, o volume de vazios em um prisma elementar de solo será $n' (a \cdot b \cdot c)$. Por sua vez, o volume de vazios pode ser calculado através do produto da porosidade pelo volume da amostra = $n (a \cdot b \cdot c)$. Consequentemente, $n' = n$ e a velocidade de descarga, d é dada pelo quociente v/n .

A velocidade de percolação pode ser expressa de forma adequada pela relação empírica:

$$v = \frac{K}{\eta} i_p \quad (1.5)$$

onde:

η = viscosidade do fluido

K = uma constante do solo (permeabilidade absoluta) expressa em cm^2 , que independe do tipo de fluido.

Substituindo i_p por seu valor $i \cdot \gamma_w$, vem que:

$$v = \frac{\gamma_w}{\eta} K \cdot i$$

sendo

$$\frac{\gamma_w}{\eta} K = k$$

tem-se que

$$v = k \cdot i \quad (1.6)$$

Esta expressão, que mostra que a velocidade \bar{v} é proporcional ao gradiente hidráulico, foi obtida experimentalmente por Darcy em 1856 e \bar{v} é conhecida por lei de Darcy.

O parâmetro k é o coeficiente de permeabilidade do solo e \bar{v} é expresso geralmente em cm/s .

Multiplicando-se ambos os termos da expressão acima pela área transversal A da amostra, tem-se a expressão:

$$Q = k \cdot i \cdot A \quad (1.7)$$

que é a outra forma como é conhecida a lei de Darcy, a qual rege os fluxos lineares unidimensionais de água, devido à ação da gravidade.

1.1.5 Fluxo de Água Tridimensional

No Anexo I é apresentada a dedução da equação básica de fluxo d'água nos solos, que é a seguinte:

$$k_x \frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + k_y \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} + k_z \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} = \frac{1}{1 + e_0} \left(e \frac{\delta s}{\delta t} + s \frac{\delta e}{\delta t} \right) \quad (1.8)$$

onde:

h = carga hidráulica total

e = índice de vazios

e_0 = índice de vazios inicial do solo

s = grau de saturação

Neste item serão analisados os aspectos envolvidos em fluxos bidimensionais, onde são válidas as seguintes hipóteses:

a = é válida a lei de Darcy

b = o solo é homogêneo e saturado

c = os efeitos devido à capilaridade são desprezados

d = o esqueleto sólido e a água são incompressíveis (não há compressões nem expansões durante a percolação no solo).

Para essas condições a equação básica do fluxo passa a ser :

$$k_x \frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + k_y \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} = 0$$

Admitindo-se que o solo \bar{e} isotr \bar{o} pico, $k_x=k_y$,
tem-se que:

$$\frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} = 0 \quad (1.9)$$

que \bar{e} a equa \bar{c} o de Laplace.

A resolu \bar{c} o da equa \bar{c} o de Laplace muitas ve-
zes em problemas de Engenharia, \bar{e} feita atrav \bar{e} s do m \bar{e} todo gr \bar{a}
fico, que \bar{e} determinar duas fam \bar{i} lias de curvas que interceptam-
se em \bar{a} ngulos retos, formando um conjunto de figuras "quadra-
das", denominadas redes de fluxo. Uma fam \bar{i} lia de curvas \bar{e} for-
mada pelas linhas de fluxo (trajet \bar{o} rias ao longo das quais a
 \bar{a} gua pode caminhar atrav \bar{e} s de uma se \bar{c} o). A outra fam \bar{i} lia de
curvas \bar{e} formada pelas equipotenciais (linhas de mesma carga
total).

O tra \bar{c} ado de redes de fluxo \bar{e} feito por tenta-
tivas de se encontrar essas curvas e \bar{e} amplamente abordado pe-
la literatura t \bar{e} cnic \bar{a} , como por exemplo por Cedergren (1967).

Quando o solo \bar{e} anisotr \bar{o} pico, $k_x \neq k_y$, um enfo-
que bastante utilizado para o tra \bar{c} ado de redes de fluxo, \bar{e}
usar uma escala

$$x' = \frac{x}{\sqrt{\frac{k_x}{k_y}}}$$

Neste caso a equa \bar{c} o b \bar{a} sica de fluxo fica i
gual a:

$$\frac{k_x}{k_x/k_y} \cdot \frac{\delta^2 h}{\delta x'^2} + k_y \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} = 0$$

$$\frac{\delta^2 h}{\delta x'^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} = 0$$

E o traçado da rede pode ser feito normalmente na seção traçada na escala x' e y .

Com o advento dos métodos computacionais, por exemplo utilizando o Método dos Elementos Finitos, a determinação das pressões neutras, vazões, velocidades, forças de percolação em maciço anisotrópico, constituído de diversos materiais e com condições de contorno peculiares, é facilmente obtida.

1.1.6 Força de Percolação

Ao se fazer o equilíbrio de forças na amostra da Figura 1.2, verificou-se que no lado esquerdo da amostra atua uma força igual a:

$$P_2 = \gamma_w \cdot h v^2 \cdot A$$

Para que a amostra esteja em equilíbrio, a força resultante $P_2 - P_1$, precisa ter sido consumida pelo atrito viscoso entre água e esqueleto sólido. Assim, a força de percolação, F_p , é dada por:

$$F_p = P_1 - P_2 = \gamma_w.A (h_{v1} - h_{v2})$$

$$F_p = \gamma_w.A (h_{v1} - h_{v2}) \cdot \frac{1}{1}$$

$$F_p = \gamma_w.i.V \quad (1.10)$$

$$f_p = \gamma_w.i \quad (1.11)$$

Portanto, quando há um fluxo de água através de um volume V de solo, surge uma força de percolação que tende a arrastar as partículas do solo que é igual ao produto da densidade da água pelo gradiente hidráulico, para um volume u nitário.

1.1.7 Gradiente Crítico

Um exemplo clássico de instabilização de solo causado pela força de percolação da água, é o de escavações submersas de solos granulares, escoradas por uma cortina de estacas pranchas, conforme mostra a Figura 1.3.

Terzaghi (1943), através de ensaios, mostra que até uma distância de $D/2$ da cortina de ficha igual a D , o fluxo d'água é vertical e tende a levantar os grãos de areia.

A tensão vertical efetiva em um plano horizontal Ox é dada por:

$$\bar{\sigma} = \gamma_{sub}. D - \gamma_w.D.i \quad (1.12)$$

Quando o gradiente hidráulico, i , da equação acima atinge o valor :

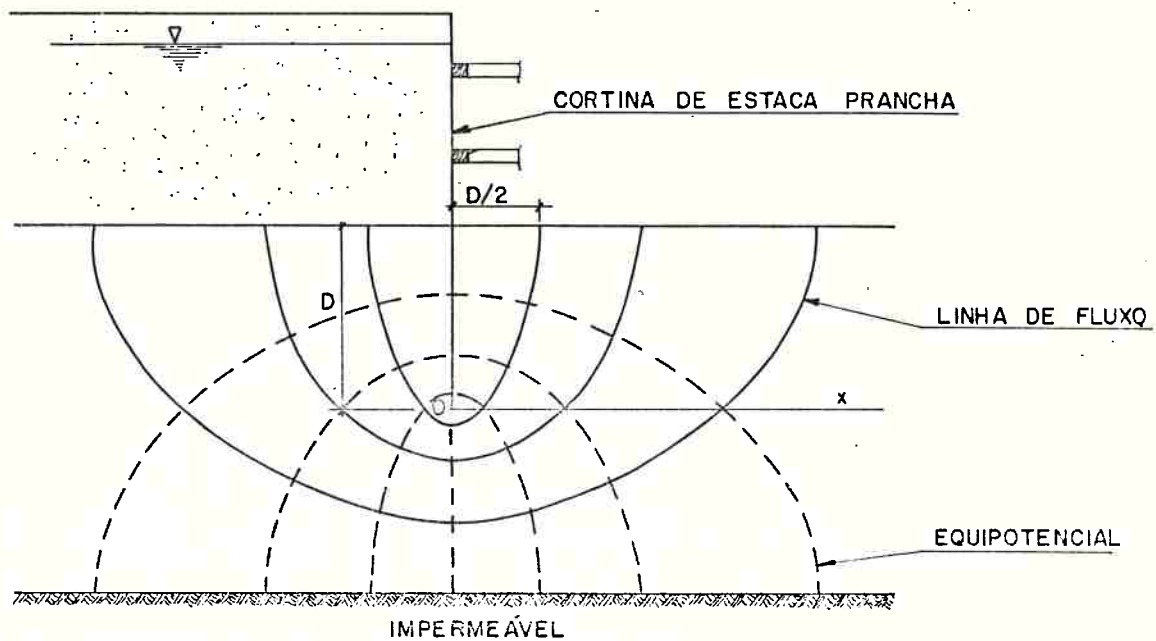


FIGURA 1.3 - REDE DE FLUXO EM UMA ESCAVAÇÃO ESCORADA POR UMA CORTINA DE ESTACAS-PRANCHAS

$$i_c = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_w} \quad (1.13)$$

a tensão efetiva $\bar{\sigma}$ é igual a zero em qualquer profundidade da areia contida na zona de largura $D/2$ e profundidade D . Esse gradiente:

$$i_c = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_w} = \frac{\delta - 1}{1 + e} \quad \text{ou}$$

$$i_c = (1 - n) (\delta - 1) \quad (1.14)$$

é denominado de gradiente crítico.

Uma vez que a maioria dos solos possui $2,60 \leq \delta \leq 2,70$ e $0,3 \leq n \leq 0,5$, o valor de i_c varia entre 0,8 e 1,2, com um valor médio em torno de 1,0, conforme descrito por Terzaghi (1943).

Silveira (1983), apresenta um equacionamento para o cálculo do gradiente crítico quando o fluxo d'água forma um ângulo α com a superfície de saída, que por sua vez forma um ângulo β com o plano horizontal.

As hipóteses adotadas para o cálculo são : a superfície crítica forma um ângulo ϕ' com a superfície livre do terreno e que a resultante (ΔR) entre a força de percolação e o peso submerso do elemento de solo, é perpendicular à superfície crítica.

Admitiu-se que o fluxo \bar{e} é uniforme ao longo da superfície livre, que ela é suficientemente longa para que se admita a condição de talude infinito, a superfície crítica de deslizamento é paralela à superfície livre e o equilíbrio das forças atuantes (ver Figura 1.4), só precisa ser verificado em uma direção (adotou-se a direção da superfície livre).

O equilíbrio do polígono de forças da Figura 1.4 (superfície livre horizontal) mostra que :

$$\Delta F_p = \Delta W \cos \alpha - \text{sen } \alpha \text{tg} \left(\frac{\pi}{2} - \alpha - \phi' \right) \quad (1.15)$$

Substituindo:

$$\Delta F_p \text{ por } \gamma_w \cdot dA$$

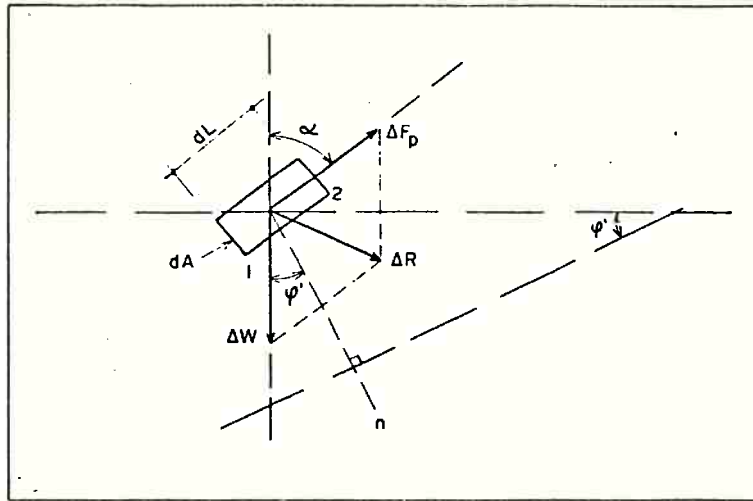
e

$$\Delta W \text{ por } \frac{\delta - 1}{1 + e} \cdot \gamma_w \cdot dL \cdot dA, \text{ resulta que :}$$

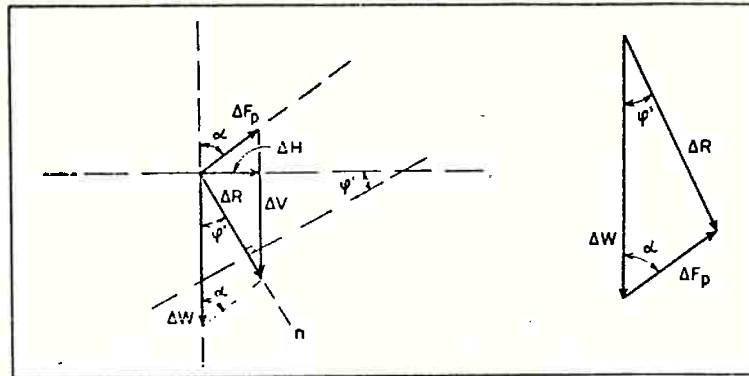
$$\frac{dh}{dl} = \frac{\delta - 1}{1 + e} \left[\cos \alpha - \text{sen } \alpha \cdot \text{tg} \left(\frac{\pi}{2} - \alpha - \phi' \right) \right]$$

$$I_{c,\alpha} = I_{c,v} \left[\cos \alpha - \text{sen } \alpha \cdot \text{tg} \left(\frac{\pi}{2} - \alpha - \phi' \right) \right] \quad (1.16)$$

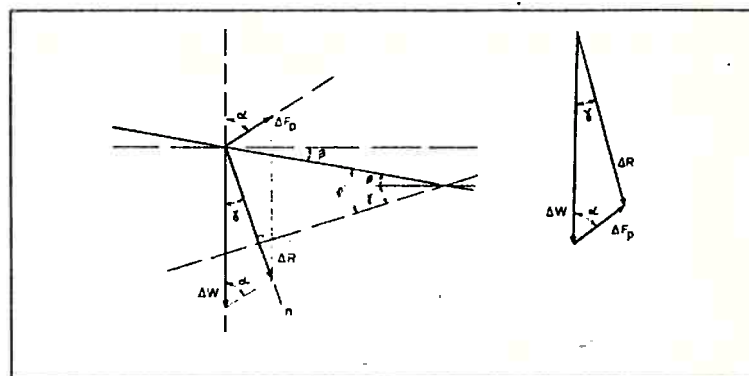
onde $I_{c,\alpha}$ é o gradiente crítico quando o fluxo forma um ângulo α com a superfície de saída e $I_{c,v}$ é o gradiente crítico quando o fluxo é vertical.



a - FORÇAS ATUANTES EM UM ELEMENTO DE SOLO



b - POLÍGONO DE FORÇAS QUANDO A SUPERFÍCIE DE SAÍDA É HORIZONTAL



c - POLÍGONO DE FORÇAS QUANDO A SUPERFÍCIE DE SAÍDA FORMA UM ÂNGULO β COM O PLANO HORIZONTAL

FIG. 1.4 = ANÁLISE DO GRADIENTE CRÍTICO CONFORME SILVEIRA (1983)

Quando a superfície livre forma um ângulo β com a horizontal (ver Figura 1.4), a superfície crítica forma um ângulo $\gamma = (\phi' - \beta)$ com a vertical. De forma análoga ao caso de superfície livre horizontal, obtêm-se que:

$$I_{c,\alpha,\beta} = I_{c,v} \left[\cos\alpha - \operatorname{sen}\alpha \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{2} - \alpha - \phi' + \beta \right) \right] \quad (1.17)$$

onde:

$I_{c,\alpha,\beta}$ = gradiente crítico genérico

$I_{c,v}$ = gradiente crítico na direção vertical, conforme Terzaghi (1943)

α = ângulo do fluxo d'água com a vertical

β = ângulo da superfície livre (talude infinito) com a horizontal

ϕ' = ângulo de atrito interno do solo

Essa abordagem permite obter parâmetros numéricos para o gradiente crítico, adicionais ao valor unitário clássico proposto por Terzaghi.

1.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE O FENÔMENO DE "PIPING"

No item anterior, analisou-se os aspectos importantes do fluxo d'água nos solos. Verificou-se que, devido ao atrito viscoso entre a água e o esqueleto sólido do solo, surge uma força de percolação igual ao produto da densidade da água vezes o gradiente hidráulico. Quando o gradiente hidráulico atinge um valor crítico, a tensão efetiva ao longo de um elemento de solo, com dimensões consideráveis, se anula, e ocorre uma instabilização do solo. Este fenômeno denomina-se "piping" por levantamento, ou vulgarmente, fenômeno de "areia movediça".

Um outro tipo de instabilização que ocorre devido à força de percolação de água é o arraste de partículas ou agregado de partículas, devido a um fluxo que emerge na superfície de saída do solo, formando um tubo que, progressivamente, aumenta de tamanho e caminha para o interior do maciço. Este fenômeno denomina-se "piping" (palavra inglesa que significa formação de tubos). Exemplos típicos desse tipo de fenômeno são: o "piping" em barragens de terra homogêneas com surgência de água no talude de jusante; o "piping" através de fundações de estruturas de concreto, próximo ao pé do vertedouro e o "piping" de aterros sobre rocha, com carreamento de partículas de solo através de fraturas, abertas do maciço rochoso.

Em função das características particulares do fenômeno, o "piping" recebe outras denominações, tais como:

- Erosão Interna: é o arraste de partículas da matriz de um solo, através dos poros de um solo adjacente de granulometria mais grossa, como por exemplo o carreamento de partículas de zonas de barragens de terra e terra-enrocamento.

- . Sufosão : é o carreamento da fração fina do solo através da matriz, formada pela sua fração grossa, sem que ocorra destruição da mesma. Este fenômeno é característico de solos que possuem uma granulometria descontínua (excesso ou falta de determinados diâmetros).
- . "Roofing": é a formação de um tubo no contato da estrutura de concreto com sua fundação constituída de material não-coesivo. A estrutura de concreto é que mantém o tubo estável, funcionando como abóbada do tubo.

Existem outras formas de erosão por percolação de água que são a erosão causada pelo escoamento de águas superficiais (formação de sulcos em taludes devido ao escoamento de águas de chuva, por exemplo) e o fenômeno de boçorocas em taludes naturais. Observa-se que o desenvolvimento de boçorocas está associado à ocorrência de um "piping" no pé do talude, o qual acaba por provocar o deslizamento de uma fatia do solo. O material desmoronado se acumula no pé do talude e provoca uma estabilização temporária. Com a ocorrência de chuvas intensas e concentração de fluxo no fundo da boçoroca, esse material é carregado, deixando novamente o talude sem apoio no pé e pronto para o reinício do descalçamento. Esse mecanismo foi observado por Prandini e co-autores (1974) ao estudar a boçoroca existente na cidade de Assis, no Estado de São Paulo.

Tendo em vista que existem diversas formas de interação percolação de água - arraste de partículas, é necessário criar uma classificação que permita uma uniformização de linguagem. Frequentemente, na literatura técnica, observa-se a utilização do termo "piping" para descrever qualquer um dos fenômenos citados, embora os seus mecanismos sejam bastante distintos. Assim sendo sugere-se que em trabalhos futuros, esse aspecto seja analisado com maior propriedade.

1.3. CONSIDERAÇÕES SOBRE A MOBILIDADE DAS PARTÍCULAS DE UM SOLO SUJEITO À PERCOLAÇÃO DE ÁGUA

Para que ocorra o fenômeno de "piping" é necessário que a força de percolação d'água supere as forças de resistência ao arraste das partículas, ou seja, o fenômeno depende da mobilidade das partículas do solo.

Observa-se que quando existe o arraste de partículas através dos poros de um filtro de proteção (erosão interna) ou através do esqueleto sólido formado pela fração grossa de um solo de granulometria descontínua (sufosão), também é necessário que a partícula arrastada tenha dimensões inferiores às dimensões dos poros através do qual ela se move.

1.3.1 Mobilidade de uma Partícula de um Solo não Coesivo

Conforme visto no item 1.1.6 a força de percolação é dada por:

$$FP = \gamma_w \cdot i \cdot V \quad (1.10)$$

Admitindo-se que o gradiente hidráulico i seja dado pela equação 1.17, deduzida por Silveira (1983), tem-se que:

$$F_p = \gamma_w \cdot I_{c,v} \left[\cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha \operatorname{tg} (\pi/2 - \alpha - \phi' + \beta) \right] \cdot V$$

A equação 1.14 mostra que:

$$I_{c,v} = (1 - n) (\delta - 1)$$

Substituindo-se na equação acima, obtêm-se :

$$F_p = \gamma_w \cdot (1-n) (\delta - 1) \cdot \left[\cos \alpha - \sin \alpha \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{2} - \alpha - \phi' + \beta \right) \right] \cdot V \quad (1.18)$$

A análise desta equação permite tirar uma série de conclusões, tais como.

- a. Quanto menor o valor da porosidade (n), menor será a mobilidade e, conseqüentemente, maior será a sollicitação necessária para mover uma partícula do solo. Isto é natural, pois quanto menor a porosidade do solo maior o número de contatos interpartículas e, conseqüentemente, maior é o embricamento.
- b. A mobilidade de uma partícula depende de sua densidade (δ) e da direção do fluxo (α). É interessante observar que dependendo da direção do fluxo, a força peso, $f(\delta)$, pode ser uma força de resistência ao arraste ou uma força sollicitante.
- c. Os valores do ângulo formado pela direção do fluxo (α) e do ângulo da superfície de saída (β) são muito importantes quando se analisa a mobilidade de partículas de aterros ou de transições de barragens tipo terra-enrocamento. Mello (1977) sugere que os filtros septos de barragens com seção homogênea sempre sejam inclinados para montante pois assim todas as tensões atuantes no filtro, quer sejam devidas à percolação de água ou devido ao peso próprio, são de compressão. Este comportamento favorece a formação de arcos de partículas sobre os vazios do filtro, ou seja, caso uma partícula do material-base seja arrastada, existirá uma condição propícia para a formação de um arco comprido está

vel sobre o vazio do filtro, que impede a continuidade do arraste de partículas (efeito de autocicatrização).

- d. A equação 1.17 foi deduzida a partir do equilíbrio de um elemento de área A e comprimento L . A mobilidade é função não só das dimensões da partícula (quanto maior for a partícula, mais pesada ela será) como também da sua forma e rugosidade. Quanto mais "hidrodinâmica" e menos rugosa for a partícula, menor será a força de atrito desenvolvida pela água, conforme mostra a Figura 1.5, que apresenta a variação do coeficiente de arraste (C_d) com o número de Reynolds, para corpos imersos, de diferentes formas.
- e. A forma da partícula influencia o valor da porosidade de um solo. Kolbuszewski e Frederick (1963) verificaram que, areias com grãos angulares podem apresentar valores de porosidades mínimas e máximas até 30% superiores aos obtidos para areias de granulometria semelhante, com grãos arredondados. Por outro lado, a areia com grãos angulares deve apresentar um melhor embricamento entre os grãos.
- f. Nos trabalhos apresentados por Terzaghi (1943) e Silveira (1983) a única força resistente ao arraste é devido ao peso próprio do solo, porque admite-se que a tensão efetiva é nula. Quando se analisa a mobilidade de uma condição em que o gradiente hidráulico é inferior ao gradiente crítico, a tensão efetiva só será nula caso haja um arqueamento localizado que impeça a transmissão de tensão à partícula analisada. No caso geral, existe uma força de atrito que se contrapõe ao arraste da partícula.
- g. A força de percolação é função do gradiente hidráulico, o qual depende da natureza do fluxo d'água (laminar ou turbulento) conforme visto anteriormente, vide Figura 1.1.

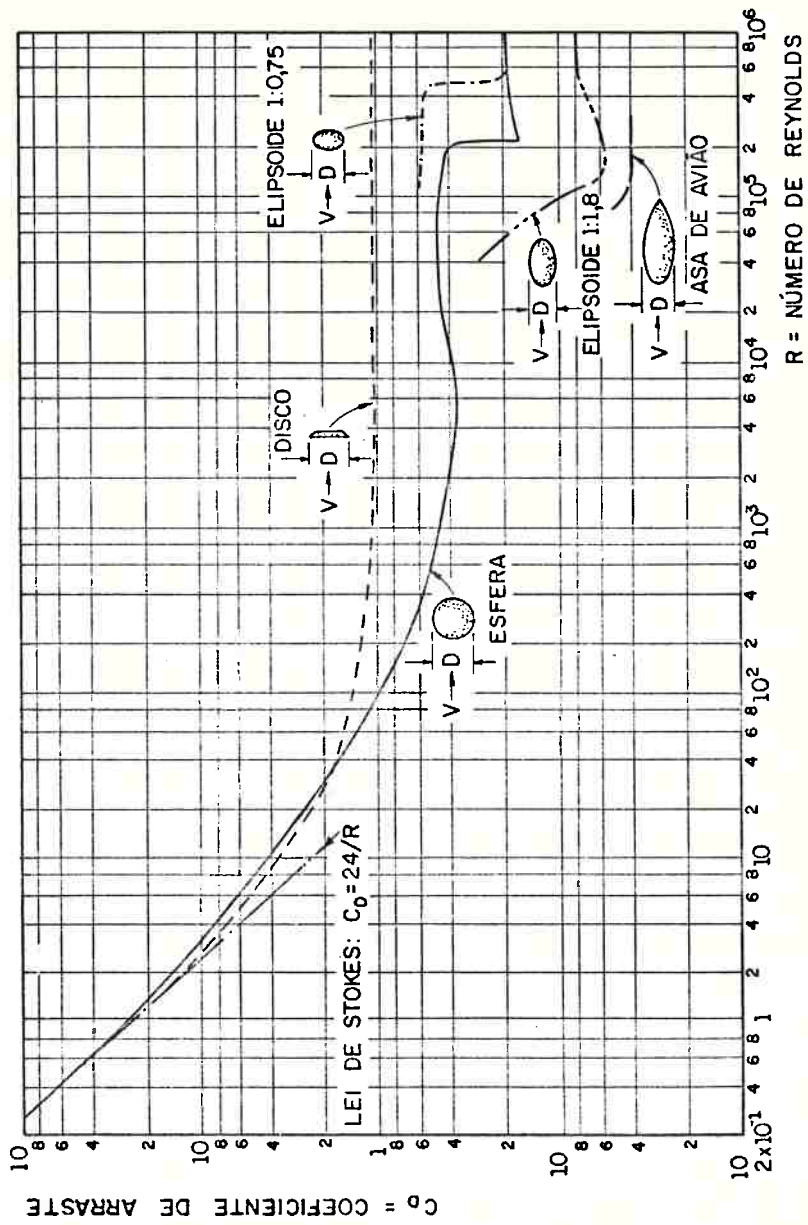


FIGURA 1.5 - COEFICIENTES DE ARRASTE PARA SÓLIDOS DE REVOLUÇÃO, CONFORME DAUGHERTY E FRANZINI (1965)

Verifica-se que são numerosos os fatores que influenciam a mobilidade de uma partícula, e que há um interrelacionamento muito grande entre esses fatores. Uma abordagem analítica é muito complexa e exigiria o conhecimento de parâmetros de difícil quantificação.

Peter (1970) através de uma abordagem teórico-experimental obteve uma equação que permite o cálculo do fator de segurança contra o "piping", baseado no equilíbrio dinâmico das partículas (diâmetro - d_s) de um solo, que é a seguinte:

$$FS = \frac{G_s^{1,25} \cdot S_g^2}{(R-3)^{1,45} \times s^{1,5} \times E_n^3} \quad (1.19)$$

$$G_s = \frac{g (\gamma_s - \gamma_w)}{18n \cdot v} \cdot d_s^2 \quad (1.20)$$

onde:

- S_g (fator de forma) : é igual a 1,0 (partícula esférica); 1,75 (partícula cúbica) e 3,0 (partícula tetraédrica - britas)
- R : número de Reynolds : $\frac{v \cdot \bar{d}}{v}$
- s : parâmetro de heterogeneidade, que é igual à relação entre o diâmetro efetivo do solo e do diâmetro (d_s) da partícula arrastada
- E_n (fator de compacidade) : é igual à relação entre a porosidade do solo e a sua porosidade mínima.

Tendo em vista o exposto anteriormente é possível concluir que a avaliação da mobilidade de uma partícula não é simples e merece uma maior atenção dos pesquisadores.

1.3.2 Mobilidade de uma Partícula de um Solo Coesivo

No item anterior analisou-se os diversos fatores intervenientes na mobilidade de uma partícula de um solo não-coesivo. Quando se trata de um solo argiloso, além dos fatores já citados, surge uma força estabilizadora resultante dos fenômenos físico-químicos característicos de maciços coesivos. Para se definir os esforços intergranulares que agem na fase sólida, os quais condicionam a resistência ao cisalhamento do solo e a resistência ao arraste por percolação de água, deve-se analisar as tensões provenientes dos potenciais originados por adsorção, capilaridade e osmose, além das tensões provenientes da camada dupla (água associada e cátions aderidos a cada partícula). Portanto a associação da resistência ao arraste de partículas argilosas à coesão por Davidenkoff (1955), à resistência à tração por Zaslavsky/Kassif (1965) e por Folque (1977) ou à tensão de fluência de um corpo de Bingham por Wolsky (1970) e à tensão de cisalhamento crítica por Arulnandam - Perry (1983), são aproximações grosseiras, para casos particulares. Mesmo assim, a determinação desses parâmetros não é simples e precisa, o que impede uma maior aplicação dos estudos desenvolvidos por esses autores.

Outra dificuldade a ser enfrentada ao se estudar a mobilidade de uma partícula de um solo coesivo é definir qual partícula ou agregado de partículas ("clusters") deve ser analisado, e quais as dimensões a serem adotadas.

Os estudos desenvolvidos por Sherard e co-autores (1984) mostram que o bloqueio dos vazios do filtro de solos argilosos é feito principalmente por partículas carregadas

com dimensões dentro da curva granulométrica do material obtido sem o uso de defloculante e não por "clusters". Ou seja, o bloqueio é feito por partículas de silte e areia fina contidas na argila.

Cumprê observar que é muito importante investigar os fenômenos físico-químicos de maciços argilosos, principalmente os não-saturados, para uma melhor compreensão de suas propriedades e comportamento, apesar de reconhecer-se que decorrerá muitos anos até que esses conhecimentos sejam incorporados à Mecânica dos Solos.

Tendo em vista o exposto, caso se faça uma análise de mobilidade sem levar em conta os aspectos referentes à física-coloidal das argilas, a análise será a favor da segurança.

Entretanto, por hipótese, todas as análises feitas até agora se referem a maciços contínuos, isto é, a um meio onde não existem fissuras, trincas ou zonas de maior permeabilidade que podem condicionar o fluxo de água. Essas descontinuidades podem ocorrer em aterros argilosos de barragens e criam condições favoráveis para a mobilidade de partículas.

1.4 CONSIDERAÇÕES SOBRE FLUXO DE ÁGUA E MOBILIDADE DE PARTÍCULAS EM FISSURAS

Durante a construção e o primeiro enchimento de uma barragem ocorrem deformações internas originadas por mudanças nas tensões totais e pressões neutras, além de compressões secundárias com o tempo.

Essas deformações são influenciadas por diversos fatores tais como transferências de tensão entre zonas de compressibilidades diferentes, velocidade de construção, velocidade de enchimento, forma do vale, geometria dos taludes das ombreiras, heterogeneidade da fundação, entre outros.

Em função da magnitude e distribuição dessas deformações, as barragens, especialmente as barragens altas tipo terra-enrocamento, podem apresentar trincas nos seus núcleos impermeáveis, através das quais se desenvolverão fluxos de água concentrados.

A descontinuidade mais desfavorável que pode aparecer no núcleo de uma barragem, é uma trinca transversal que permite a ligação direta da face de jusante com a face de montante do núcleo. Este aspecto tem merecido atenção da Engenharia Geotécnica e atualmente no projeto de barragens é feito um estudo de comportamento tensão x deformação, por exemplo através do Método de Elementos Finitos, visando determinar o "lay-out" e zoneamento do maciço que minimizem o risco de ocorrência de fissuras ou trincas no seu núcleo.

1.4.1 Características do Fluxo d'Água em Fissuras/Trincas em Solo

O fluxo em uma fissura/trinca (abertura milimétrica) pode ser comparado ao fluxo de água entre placas. A natureza do fluxo vai de laminar a turbulento, em grande parte,

influenciada pela rugosidade das paredes, pelo gradiente hidráulico, pela forma e dimensão da trinca, existência de preenchimento da fissura e pelas deformações elásticas provocadas pela pressão da água, entre tantos fatores.

A velocidade do fluxo pode atingir valores e levados tendo em vista a pequena abertura da fissura. Por sua vez, o aumento da rugosidade resulta em perda de carga e redução de velocidade. Para rugosidades elevadas, o regime de fluxo passa a ser controlado inteiramente pela mesma e a abertura da fissura perde importância.

De uma forma geral pode-se definir um coeficiente λ de perda de carga, que em termos físicos representa a resistência que o meio oferece à percolação da água. Um gráfico que tenha por ordenada os valores de λ e como abscissa o número de Reynolds, permite identificar os regimes de fluxo bem como a sua natureza. Os primeiros se dividem em regime hidráulicamente liso, com fluxos laminar e turbulento. Nesta fase λ é função apenas do número de Reynolds (R).

Segue-se um regime intermediário de natureza turbulenta e no qual $\lambda = f(R \text{ e } k/Dh)$, sendo k/Dh a rugosidade relativa. Finalmente, alcança-se o regime totalmente rugoso no qual λ passa a ter um valor limite constante e apenas função da rugosidade relativa.

Nedriga - Malyshev (1974) apresentam um equacionamento para o estudo de percolação de água através de uma trinca vertical situada no topo do núcleo de uma barragem tipo terra-enrocamento. São feitas algumas hipóteses simplificadas tais como:

- a. a fissura possui uma abertura constante
- b. o fluxo na fissura não é afetado pela rede de percolação instalada na zona não fissurada

- c. a percolação nas transições se dá como se fosse um meio contínuo, onde a lei de Darcy é válida
- d. o fluxo de água na fissura pode ser laminar ou turbulento em função da carga hidráulica e da abertura da fissura
- e. a abertura da trinca é inferior a 10 mm e obedece aos critérios de fluxo em fissuras dadas por Lomize*.

A partir dessas hipóteses são apresentadas e quações para calcular os parâmetros envolvidos no fluxo de água em fraturas. Entre elas, temos:

a.
$$Q = \frac{0,68 \cdot Kd \cdot h_1^2}{n}$$

onde:

Q = vazão pela trinca

Kd = permeabilidade da transição de jusante

h₁ = carga hidráulica a montante da fissura

n = coeficiente que é função da permeabilidade (Kcr) e abertura (δ) da trinca, da permeabilidade da transição de montante e da geometria do núcleo

b.
$$V_{cr} = \frac{2 Q}{(h_1 - h_2) \delta}$$

* Lomize, G.M. (1961): Percolation in Fractured Rock (em Russo), Gosenergoizdat, Moscow - Leningrad, em Nedriga - Malyshev - (1974).

onde:

V_{cr} = velocidade na trinca ("crack")

Q = vazão da trinca

δ = abertura da trinca

h_1 e h_2 = são as colunas d'água na entrada e na saída da trinca, respectivamente

Nedriça e Malyshev sugerem que seja calculada a velocidade V_{cr} , através do enfoque proposto e, através de ensaios de laboratório, seja verificado o comportamento do material do núcleo sujeito a um fluxo com essa velocidade, a qual deve ser inferior à velocidade crítica de erosão. Por sua vez os filtros e transições devem ser dimensionados de modo a garantir que não ocorra a erosão da trinca e que drenem a vazão afluyente.

O problema de percolação de água em trincas e fissuras em solos é novo e pouco estudado até a presente data, apesar de sua importância. A área de percolação de água através de fraturas em rochas, tem sido um pouco mais investigada e fornece subsídios para o estudo de percolação em solos.

Após a ruptura da Barragem de Teton (1976) nos Estados Unidos, ocasionada pelo carreamento do material de aterro através de fraturas abertas no maciço rochoso do "cut-off" (não havia um filtro no contato aterro-rocha do "cut-off") o "piping" através de fraturas abertas em rocha tem sido investigado -vide Goodman - Sundaran (1980).

Todos esses assuntos são muito importantes para o real conhecimento do fenômeno de "piping" em descontinuidades e merecem pesquisas cuidadosas.

1.4.2 Mecanismos de Arraste de Partículas em Fissuras/Trincas em Solo

Esse assunto é pouco estudado e a abordagem mais comum é determinar a velocidade crítica a partir da qual ocorre o arraste de partículas ou agregado de partículas das paredes da fissura.

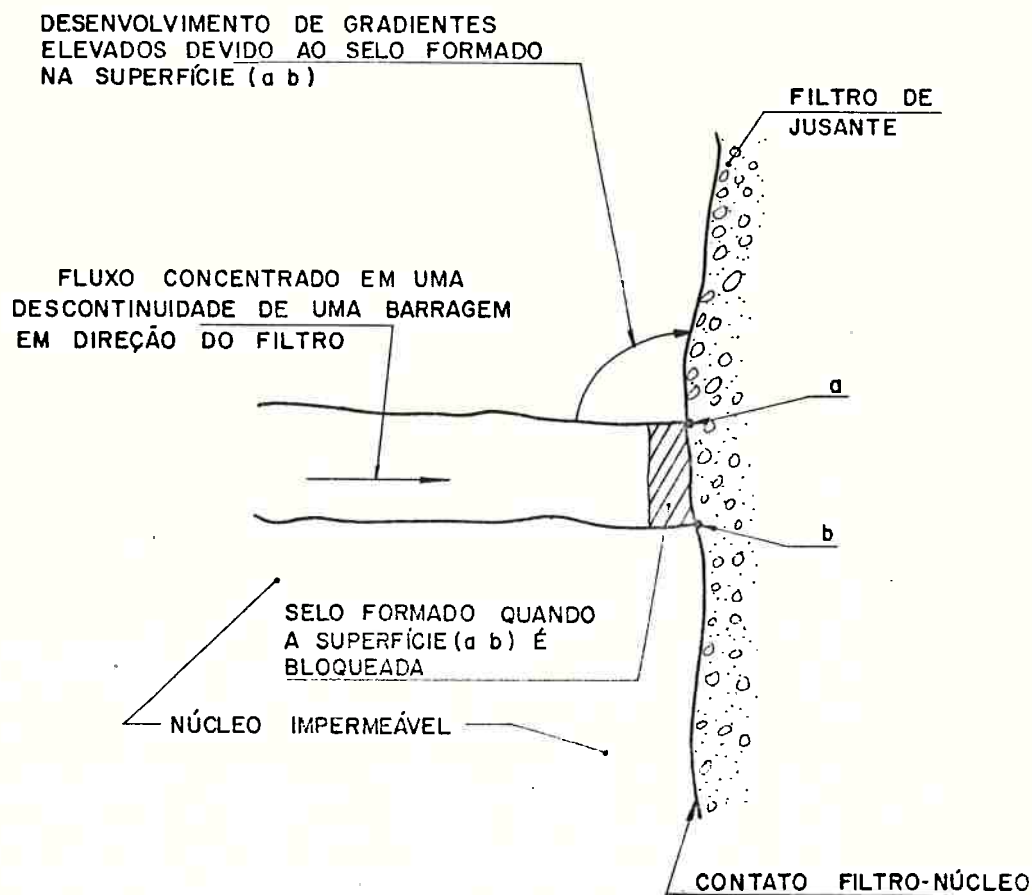
O trabalho de Sherard e co-autores (1984.a), onde foram ensaiadas amostras de argilas compactadas com uma "fissura" (0,06" x 1/2"), mostra que para baixas velocidades, cerca de 1,5 m/s, havia principalmente a desintegração de torrões de argilas que eram arrastadas até o filtro e bloquearam os seus vazios. Por outro lado em ensaios com velocidades altas, cerca de 10 m/s, havia o arraste principalmente de partículas situadas dentro da faixa granulométrica da argila e o bloqueio do filtro era provocado por partículas de silte e areia fina (50 a 80 μ).

Muito interessante é o resultado de uma pesquisa desenvolvida na Universidade de Toronto, por Kenney (1983, 1984), que mostra que no estágio inicial do "piping" o processo que destaca partículas ou agregado de partículas das paredes da fissura, é o de "slaking", isto é, desintegração devido a expansões diferenciadas das paredes quando em contato com a água. Neste caso, a queda de partículas não é influenciada pela velocidade do fluxo, a qual pode até ser nula, pois basta a presença da água. À medida que o fluxo de água aumenta e passa a ser significativo, a retirada e o transporte de agregados de partículas, é função da velocidade da água. Quando os agregados de partículas são mantidos em suspensão e são transportados por um fluxo turbulento, eles continuam a se desintegrar e alcançam dimensões muito parecidas com as obtidas em ensaios de granulometria, onde o solo compactado é misturado mecanicamente por um "mixer" comum de laboratório.

Tendo em vista o exposto, pode-se concluir que o assunto é complexo e está no estágio inicial de conhecimento. Deve-se lembrar que além do aspecto do esforço solicitante para retirar uma partícula do solo, é necessário estudar também o transporte (problema de sedimentação) dessa partícula, o que torna mais difícil a abordagem do problema.

Um aspecto importante a ser salientado é que quando se desenvolve um fluxo concentrado por uma fissura e o transporte de partículas ou agregados de partículas maiores se lam o filtro, até que ocorra a cicatrização da fissura por preenchimento de material carreado e/ou inchamento das paredes, ou mesmo colapso das paredes, a pressão de água na fissura aproxima-se da pressão correspondente ao nível do reservatório. Esta pressão elevada faz com que na região próxima ao filtro de jusante (vide Figura 1.6) ocorram fluxos com gradientes hidráulicos elevadíssimos, uma vez que o comprimento de percolação pode ser de alguns centímetros, apenas um "by-pass" pelo selo do filtro. Neste caso pode haver a abertura de uma nova fissura, ligada à existente, e o processo de fluxo e erosão é reativado. Assim sendo é de vital importância que o filtro seja dimensionado para receber fluxos concentrados e impedir o carreamento do material do núcleo.

Por outro lado, é cada vez mais importante a escolha do tipo de seção, zoneamento de materiais, especificações de compactação para que seja minimizado o risco do aparecimento de trincas e fissuras.



CONFORME SHERARD E COAUTORES (1984 a)

FIGURA 1.6 - ESQUEMA MOSTRANDO UM FLUXO CONCENTRADO ATRAVÉS DE UMA DESCONTINUIDADE EM UM NÚCLEO DE UMA BARRAGEM.

1.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE O PROBLEMA DE MOBILIDADE DE PARTÍCULAS E "PIPING" EM SOLOS

Nos itens anteriores foram abordados os principais fatores que regem a percolação de água em solos (meio contínuo e descontínuo), a mobilidade de partículas (solos não coesivos e coesivos) e os diversos modos como o "piping" pode ocorrer.

O intuito principal foi apresentar os aspectos técnicos relativos à interação entre a percolação de água e as partículas que constituem o esqueleto sólido do solo, de modo a salientar a necessidade da adoção de medidas que impeçam o carreamento dessas partículas.

Quanto ao tipo de medidas a serem adotadas, Mello (1977) ao analisar o fenômeno de "piping" deixa bem clara a direção a ser seguida. Ele expõe que o fenômeno do "piping" é governado pelas singularidades do solo, ou seja, a possibilidade de ocorrer o fenômeno "piping" está associada às probabilidades seguintes: a força de percolação ser máxima e/ou a resistência ao arraste do material ser mínima. Este fenômeno é regido pelos extremos dos histogramas de distribuição destas grandezas e perante fenômenos sujeitos a estatística dos extremos, deve-se fugir do problema por meio de uma mudança física do universo estatístico, de modo a zerar o risco de ocorrência do evento. Conseqüentemente, em obras de terra é imprescindível a adoção de um filtro de proteção que intercepte todo o fluxo de água, e possua poros suficientemente pequenos que impeçam o carreamento do material do maciço a ser protegido.

Os capítulos seguintes serão voltados ao estudo de critérios de filtros de proteção que impeçam a ocorrência de "piping".

CAPÍTULO 2

CRITÉRIOS DE FILTRO DETERMI
NADOS A PARTIR DE PESQUISAS
EXPERIMENTAIS

2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

As pesquisas experimentais realizadas procuram estabelecer relações entre determinados diâmetros do filtro e do solo a ser protegido, o qual denominaremos material-base.

O diâmetro do filtro correspondente à porcentagem retida igual a $x\%$, será representado por D_x e de modo análogo, o diâmetro do material-base será representado por d_x .

As relações granulométricas estabelecidas pelas pesquisas experimentais estão norteadas em dois critérios básicos:

- . Critérios de Estabilidade: visa garantir que o filtro impeça o carreamento do material-base.
- . Critério de Permeabilidade: visa garantir que o filtro possua uma permeabilidade adequada para a drenagem da vazão afluyente.

Nota-se que a capacidade drenante de um filtro é função de suas dimensões e de sua permeabilidade. Em função dos condicionantes de projeto, muitas vezes é interessante a utilização de um filtro composto de um material mais fino que satisfaça ao critério de estabilidade aplicado em relação ao material-base e um outro material, de granulometria mais grossa, que garanta a drenagem da vazão afluyente e seja filtro do material mais fino. Como exemplos típicos temos a utilização de filtros sanduíches ou drenos franceses em filtros horizontais de barragens homogêneas.

Nos itens seguintes serão apresentados os diversos critérios de filtro determinados a partir de pesquisas experimentais.

2.2 CRITÉRIO DE TERZAGHI (1922)

No início da década de 1920, Terzaghi* propôs a utilização de filtros invertidos para o combate à erosão por percolação de água através da fundação da barragem de Bou-Hanifia no norte da África, conforme Bertram (1940). Em 1922 o registro de patente da Áustria forneceu-lhe a patente desta medida.

Terzaghi postulou que o filtro de uma obra de terra deveria ser mais permeável que o material-base, de modo a escoar toda a vazão pelo maciço, sem que se desenvolvessem forças de percolação elevadas, e que ao mesmo tempo impedisse o arraste de partículas do material-base. Baseado nessas premissas ele propôs as seguintes relações granulométricas entre o filtro e o material-base:

- . Critério de Estabilidade : $D_{15} \leq 4 d_{85}$
- . Critério de Permeabilidade : $D_{15} \geq 4 d_{15}$

O critério de estabilidade, $D_{15} \leq 4 d_{85}$, admite que o material-base possui uma granulometria contínua e assim ao ser impedido o arraste de sua fração grossa (representada pelo d_{85}), esta impedirá o arraste dos 85% restantes do material-base por autofiltragem.

A continuidade da granulometria de um solo pode ser verificada através do procedimento indicado por Mello (1976) de dividir a curva granulométrica em duas partes,

* TERZAGHI, K. (1922). "Der Grundbruch an Stauwerken und seine Verhütung" Die Wasser-Kraft, Vol. 17, pp. 445-449, em Thanikachalam-Sakthivadivel (1974).

supondo uma completa segregação. Se a granulometria correspondente à fração grossa não satisfizer os critérios de filtro da fração fina, então o solo não possui uma granulometria contínua.

Uma outra maneira de verificar a descontinuidade da granulometria é construir um histograma da distribuição dos diâmetros na própria folha de granulometria do solo, e verificar se há ou não ausência de determinados diâmetros (normalmente caracterizados por trechos sub-horizontais na curva granulométrica).

2.3 CRITÉRIO DE BERTRAM (1940)

No período de 1938 a 1939, Bertram realizou uma série de ensaios para verificar a validade do critério de filtro proposto por Terzaghi no início da década de 1920.

A parte experimental foi baseada em ensaios para determinação de permeabilidade de solos, razão pela qual uma considerável parte do trabalho experimental foi destinada ao aprimoramento deste tipo de ensaio.

Bertram utilizou em seus ensaios areias uniformes. Para tanto, ele fazia um peneiramento da areia e utilizava as frações retidas em cada uma das peneiras padrões (peneira 4 a peneira 200).

Na primeira etapa do trabalho de Bertram foram executadas três séries de ensaios conforme o esquema da Figura 2.1, que permite a aplicação de vácuo através de "B" para a saturação das amostras. Estes ensaios tinham as seguintes características:

- a. a espessura do filtro era igual a 6 cm;
- b. a compactação relativa dos materiais ensaiados era superior a 70%;
- c. o gradiente hidráulico era igual a 50;
- d. havia uma tela metálica (~~40~~) entre o material-base e o filtro;
- e. o peso seco e a distribuição granulométrica eram determinados antes e após o ensaio;
- f. o ensaio era realizado até que houvesse uma estabilização do valor de permeabilidade.

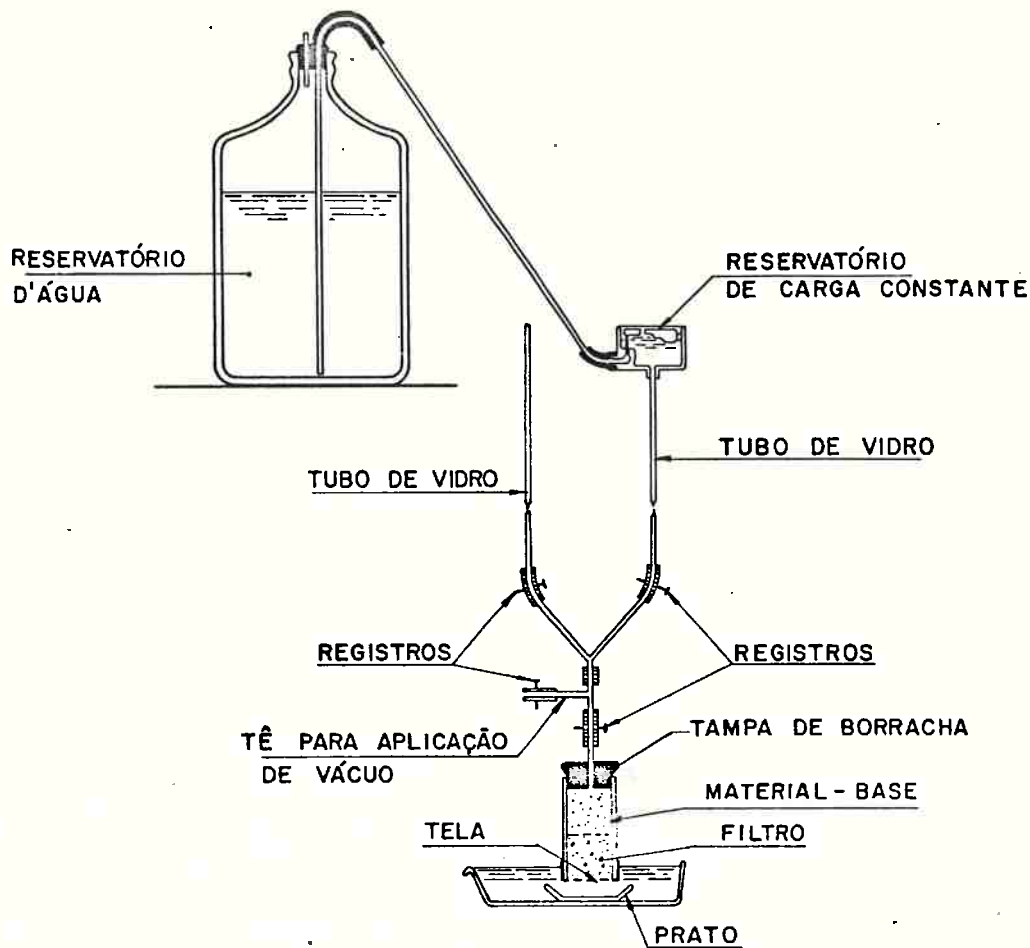


FIGURA 2.1- ESQUEMA DOS ENSAIOS REALIZADOS POR BERTRAM (1940)

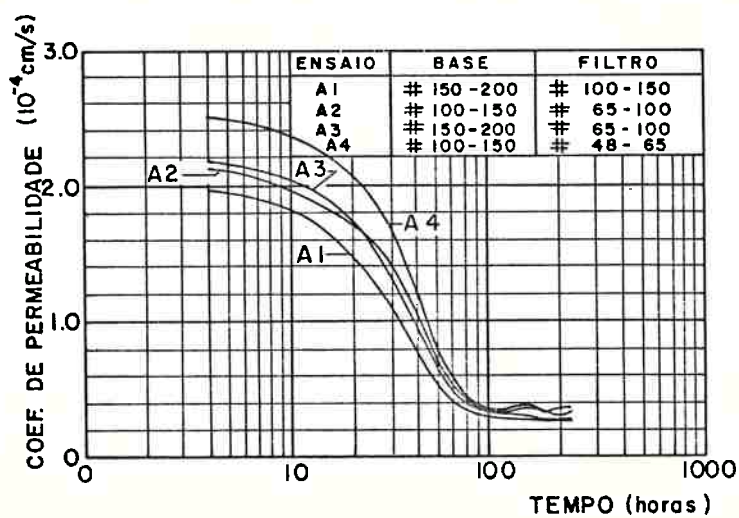


FIGURA 2.2- CURVAS PERMEABILIDADE x TEMPO PARA OS ENSAIOS DA SÉRIE A DE BERTRAM (1940)

Na sērie A os testes tiveram uma duraçāo de cerca de 2 semanas e apesar de nāo ter havido um carreamento significativo do material-base ocorreu uma queda da permeabilidade durante o ensaio, conforme mostra a Figura 2.2.

Notou-se tambēm um adensamento do material-base devido ā percolaçāo de āgua.

Em seguida foram feitos ensaios (sērie B) para testar uma vālvula para o reservatōrio d'āgua de modo a manter o nīvel d'āgua constante, uma vez que na sērie A, utilizou-se apenas um reservatōrio extravasor. Esta sērie tinha o objetivo de tambēm verificar o efeito de nāo se utilizar a tela (# 40) entre os materiais, e a ūnica mudançā foi que neste caso nāo ocorreu um adensamento da camada inferior do material-base.

Simultaneamente ā sērie B, foi efetuada uma sērie C, onde se procurou verificar a influēncia do efeito das dimensōes da amostra no ensaio. Assim utilizou-se dois cilindros de lucita com 4" de diāmetro por 8" de altura, ao invēs dos cilindros menores de 2" x 6". Os resultados obtidos foram idēnticos aos dos cilindros menores e embora fossem feitos sō dois ensaios, optou-se por continuar o estudo com cilindros de diāmetro 2".

Tanto nos ensaios da sērie B quanto nos ensaios da sērie C, novamente verificou-se uma queda da permeabilidade com o tempo.

Uma vez que Bertram pretendia utilizar as medidas de permeabilidade para verificar a eficiēncia do filtro, alēm da inspeçāo visual e comparaçāo do peso e granulometria dos materiais antes e apōs o ensaio, o autor investigou exaustivamente a razāo da reduçāo da permeabilidade durante o ensaio.

Após uma série de ensaios onde media - se a perda de carga em diversas seções da amostra ensaiada, verificou-se que ocorria segregação de ar no topo da amostra.

O ar segregado bloqueava os vazios de areia ensaiada e era responsável pela redução de sua permeabilidade.

Para evitar este problema desenvolveu-se um sistema para se obter água "deaerada", a qual seria utilizada nos ensaios. Outra precaução tomada, foi a de instalar junto à saída do reservatório de água deaerada, um filtro de ar constituído do mesmo material de filtro a ser analisado.

Ressalta-se que todos esses cuidados foram tomados porque Bertram queria basear as suas conclusões em medidas de permeabilidade ou seja, qualquer queda no valor de permeabilidade deveria caracterizar uma migração do material-base para o filtro.

Uma vez solucionado o problema de segregação de ar, prosseguiu-se os ensaios de filtro propriamente ditos. Decidiu-se utilizar não mais uma areia natural e sim uma areia uniforme de quartzo.

Ensaiou-se relações de granulometria entre material-base e filtro, até que se encontrasse uma relação para a qual o filtro era instável, isto é, ocorria arraste do material-base através do filtro.

Utilizou-se gradientes baixos (6-8) e gradientes elevados (18-20) nos ensaios.

Nesta etapa realizou-se três séries de ensaios:

- a. Ensaios com "Ottawa sand" (grãos arredondados)

- b. Ensaios com areia artificial de quartzo (grãos angulares)
- c. Ensaios com combinação de "Ottawa sand" e areia artificial.

Nas Tabelas 2.1 a 2.3 apresenta-se os resultados dessas três séries de ensaios.

Verificou-se que as relações granulométricas obtidas nos ensaios com areia de grãos arredondados e com grãos angulares são idênticas: $D_{15} \geq 11 d_{15}$ e $D_{15} \leq 9 d_{85}$.

A grande diferença de comportamento entre a "Ottawa sand" e a areia artificial de quartzo foi que a fração de material-base carregada para o interior do filtro foi igual a 5% para a primeira e 3% para a segunda areia. Esta diferença é certamente devido à influência da forma do grão na resistência ao arraste e na porosidade do material.

Os resultados dos ensaios com combinação de "Ottawa sand" e areia artificial mostrou que as relações de granulometria são inferiores àquelas determinadas nas outras duas séries e são os seguintes: $D_{15} \geq 9 d_{15}$ e $D_{15} \leq 6 d_{85}$.

Bertram ainda ensaiou a "Ottawa sand" e a areia artificial com compacidades relativas de 50% e os limites acima descritos foram confirmados.

Com base em suas experiências Bertram concluiu que:

- a. Filtros de areias uniformes devem obedecer às seguintes relações granulométricas: $D_{15} \geq 9 d_{15}$ e $D_{15} \leq 6 d_{85}$
- b. estas relações são válidas para gradientes hidráulicos de 6 até 20

TABELA 2.1

RESUMO DOS ENSAIOS COM AREIA DE OTTAWA DE BERTRAM (1940)

Material		Gradiente Hidráulico	Direção do Fluxo	Granulometria		Valores Limites	
Base	Filtro			Filtro	Base	D15/d15	D15/d85
Areia de Ottawa	Areia de Ottawa	6 - 8	Descendente	10 - 14*	150 - 200	15,0	11,5
Areia de Ottawa	Areia de Ottawa	6 - 8	Descendente	10 - 14	100 - 150	10,7	8,7
Areia de Ottawa	Areia de Ottawa	6 - 8	Descendente	8 - 10	65 - 100	11,5	9,0
Areia de Ottawa	Areia de Ottawa	6 - 8	Ascendente	10 - 14	150 - 200	15,0	11,5
Areia de Ottawa	Areia de Ottawa	6 - 8	Ascendente	10 - 14	100 - 150	10,7	8,7
Areia de Ottawa	Areia de Ottawa	6 - 8	Ascendente	8 - 10	65 - 100	11,5	9,0
Areia de Ottawa	Areia de Ottawa	18 - 20	Descendente	14 - 20	150 - 200	11,2	8,7
Areia de Ottawa	Areia de Ottawa	18 - 20	Descendente	10 - 14	100 - 150	10,7	8,7
Areia de Ottawa	Areia de Ottawa	18 - 20	Descendente	8 - 10	65 - 100	11,5	9,0

Obs.: * Material retido entre as peneiras 10 e 14 (típico)

TABELA 2.2

RESUMO DOS ENSAIOS COM AREIA ARTIFICIAL ANGULAR DE BERTRAM (1940)

Material		Gradiente Hidráulico	Direção do Fluxo	Granulometria		Valores Limites	
Base	Filtro			Filtro	Base	D15/d15	D15/d85
Quartzo angular	Quartzo angular	6 - 8	Descendente	10 - 14*	150 - 200	15,0	11,5
Quartzo angular	Quartzo angular	6 - 8	Descendente	10 - 14	100 - 150	10,7	8,7
Quartzo angular	Quartzo angular	6 - 8	Descendente	8 - 10	65 - 100	11,5	9,0
Quartzo angular	Quartzo angular	6 - 8	Ascendente	10 - 14	150 - 200	15,0	11,5
Quartzo angular	Quartzo angular	6 - 8	Ascendente	10 - 14	100 - 150	10,7	8,7
Quartzo angular	Quartzo angular	6 - 8	Ascendente	8 - 10	65 - 100	11,5	9,0
Quartzo angular	Quartzo angular	18 - 20	Descendente	10 - 14	150 - 200	15,0	11,5
Quartzo angular	Quartzo angular	18 - 20	Descendente	10 - 14	100 - 150	10,7	8,7
Quartzo angular	Quartzo angular	18 - 20	Descendente	8 - 10	65 - 100	11,5	9,0

Obs.:*Material retido entre as peneiras 10 e 14 (típico).

TABELA 2.3

RESUMO DOS ENSAIOS COM AREIA ARTIFICIAL ANGULAR E DE OTTAWA DE BERTRAM (1940)

Material		Gradiente Hidráulico	Direção do Fluxo	Granulometria		Valores Limites	
Base	Filtro			Filtro	Base	D15/d15	D15/d85
Quartzo angular	Areia de Ottawa	6 - 8	Descendente	10 - 14*	150 - 200	15,0	11,5
Quartzo angular	Areia de Ottawa	6 - 8	Descendente	10 - 14	100 - 150	10,7	8,7
Quartzo angular	Areia de Ottawa	6 - 8	Descendente	8 - 10	65 - 100	11,5	9,0
Quartzo angular	Areia de Ottawa	18 - 20	Descendente	10 - 14	150 - 200	15,0	11,5
Quartzo angular	Areia de Ottawa	18 - 20	Descendente	14 - 20	100 - 150	8,5	6,5
Quartzo angular	Areia de Ottawa	18 - 20	Descendente	8 - 10	65 - 100	11,5	9,0
Areia de Ottawa	Quartzo angular	6 - 8	Descendente	10 - 14	150 - 200	15,0	11,5
Areia de Ottawa	Quartzo angular	6 - 8	Descendente	10 - 14	100 - 150	10,7	8,7
Areia de Ottawa	Quartzomangular	6 - 8	Descendente	8 - 20	65 - 100	11,5	9,0
Areia de Ottawa	Quartzo angular	18 - 20	Descendente	14 - 20	150 - 200	11,2	8,7
Areia de Ottawa	Quartzo angular	18 - 20	Descendente	14 - 20	100 - 150	8,5	6,5
Areia de Ottawa	Quartzo angular	18 - 20	Descendente	8 - 10	65 - 100	11,5	9,0

Obs.:* Material retido entre as peneiras 10 e 14 (típico).

- c. estas relações são praticamente independentes da forma dos grãos dos solos
- d. as relações granulométricas limites para as quais o movimento de partículas de solo é pequeno são representadas por relações granulométricas bem definidas
- e. as conclusões anteriormente relacionadas são válidas para filtros com compacidades relativas superiores a 50%.

O critério de Bertram acertadamente reconhece o efeito de autofiltragem do material-base, uma vez que ele define uma relação granulométrica entre os finos do filtro e a fração mais grossa do material-base.

Ao definir o seu critério, Bertram mostrou uma preocupação muito grande em evitar qualquer arraste dos finos do material-base para o interior do filtro, que alterasse a sua permeabilidade. Tanto que, dedicou boa parte de sua pesquisa à criação de procedimentos adequados de medida da permeabilidade do filtro, que pudessem caracterizar uma variação da mesma em função de um carreamento do material-base.

Este zelo possivelmente está associado em garantir uma permeabilidade elevada ao filtro, o que, conforme já visto anteriormente, pode ser obtido com a utilização de filtros compostos de mais de um material (filtros sanduíches) o que não é um fator condicionante à proteção contra o "piping".

Outra hipótese para este zelo é que uma vez que os materiais ensaiados são muito uniformes, a diferença entre o valor da relação D_{15}/d_{85} que conduz a uma pequena contaminação do filtro seguida de uma estabilização do arraste de grãos, e, o valor da relação D_{15}/d_{85} que conduz um carreamento total do material-base através do filtro é pequena.

Um aspecto positivo do trabalho de Bertram foi o de investigar a influência de diversos fatores interve-nientes nos ensaios tais como: dimensão do permeâmetro, compa-cidade relativa do solo, gradiente hidráulico e tempo de dura-ção do ensaio. Embora a quantidade de ensaios realizados não tenha sido em número suficiente para uma conclusão definitiva, já se obteve uma primeira avaliação da influência desses fato-res.

A principal limitação do critério de Bertram é que ele foi determinado utilizando solos muito uniformes.

Um enunciado geral do critério de Bertram se-ria o seguinte.

O filtro de um solo não-coesivo uniforme (CNU < 2) deve obedecer às seguintes condições:

- . material : areia (grãos arredondados ou angulares)
- . granulometria: $D_{15} \leq 6 d_{85}$
 $D_{15} \geq 9 d_{15}$
CNU < 2
- . compactidade : CR \geq 50%

2.4 CRITÉRIO DO U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1941)

Em 1941 o U.S. Army Corps of Engineers realizou uma pesquisa com o intuito primeiro de determinar um critério de filtro para areias finas e verificar qual a granulometria de filtro que não penetraria nas aberturas de tubos de drenagem.

Tendo em vista o objetivo deste trabalho, serão descritos apenas os ensaios relativos à determinação de um critério de filtro, os quais foram realizados conforme esquema apresentado na Figura 2.3.

A preparação da amostra foi feita colocando-se em um permeâmetro uma camada de filtro (espessura 15 cm) imersa em água e compactando-se com um soquete. Em seguida, colocou-se uma camada de espessura igual a 1,0 cm do material-base sobre a camada de filtro e realizou-se uma percolação de água descendente com gradientes de 1 a 2.

As granulometrias dos materiais-base ensaiados são apresentadas na Figura 2.4.

O material utilizado para filtro foi uma mistura de areia especificada para concreto (80%) com pedregulho (20%) conforme mostra a Figura 2.5.

Para se determinar a granulometria-limite do filtro, removeu-se pouco a pouco os finos do filtro até que ficasse caracterizado um carreamento do material-base.

Inicialmente, pensou-se em detectar o movimento das partículas através de medidas de perda de carga com os piezômetros, mas verificou-se que quando o material-base era realmente carreado, o seu movimento era bem determinado visualmente, de três modos:

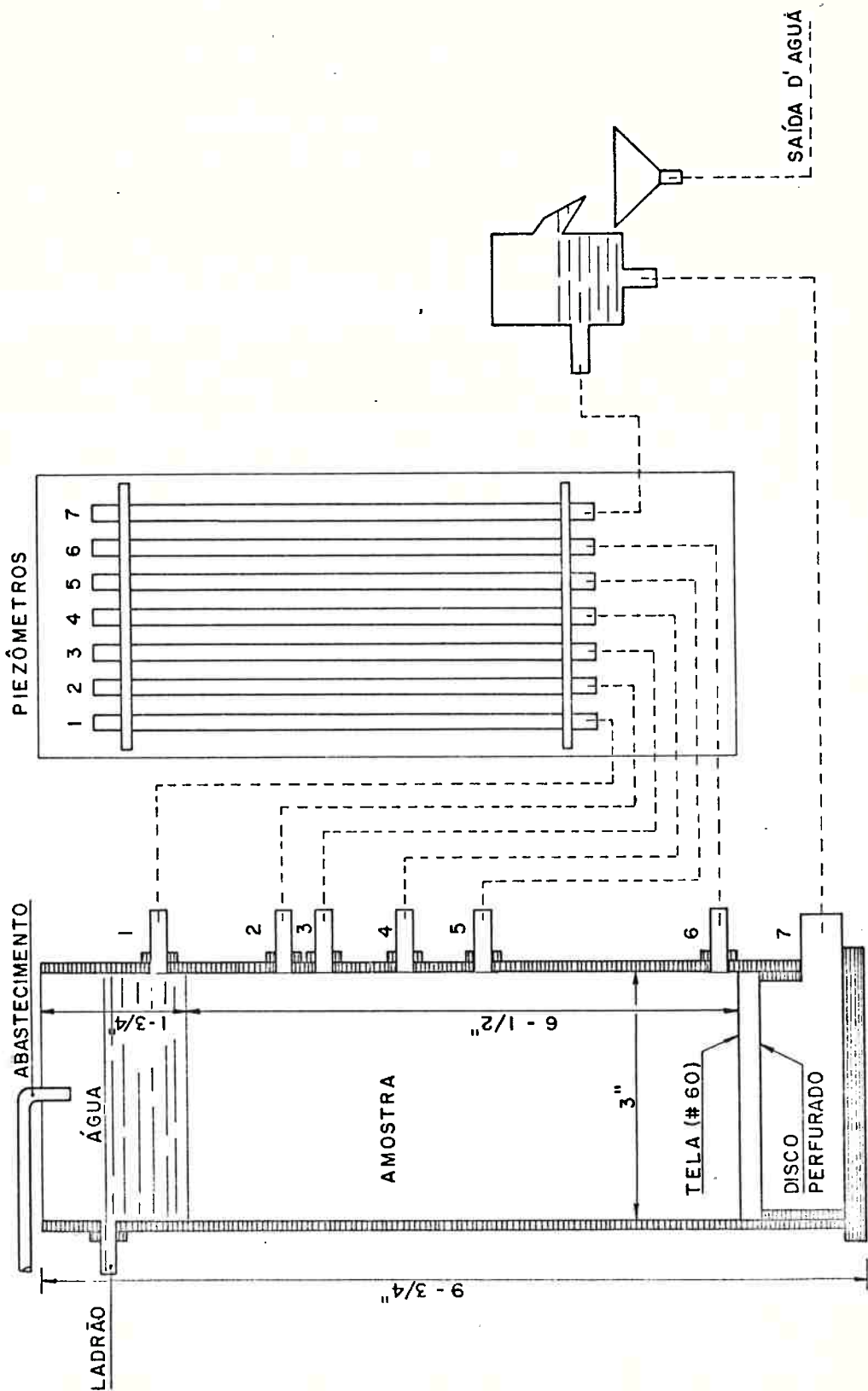


FIGURA 2.3: ESQUEMA DE ENSAIO DO CORPUS OF ENGINEERS, U.S ARMY (1941)

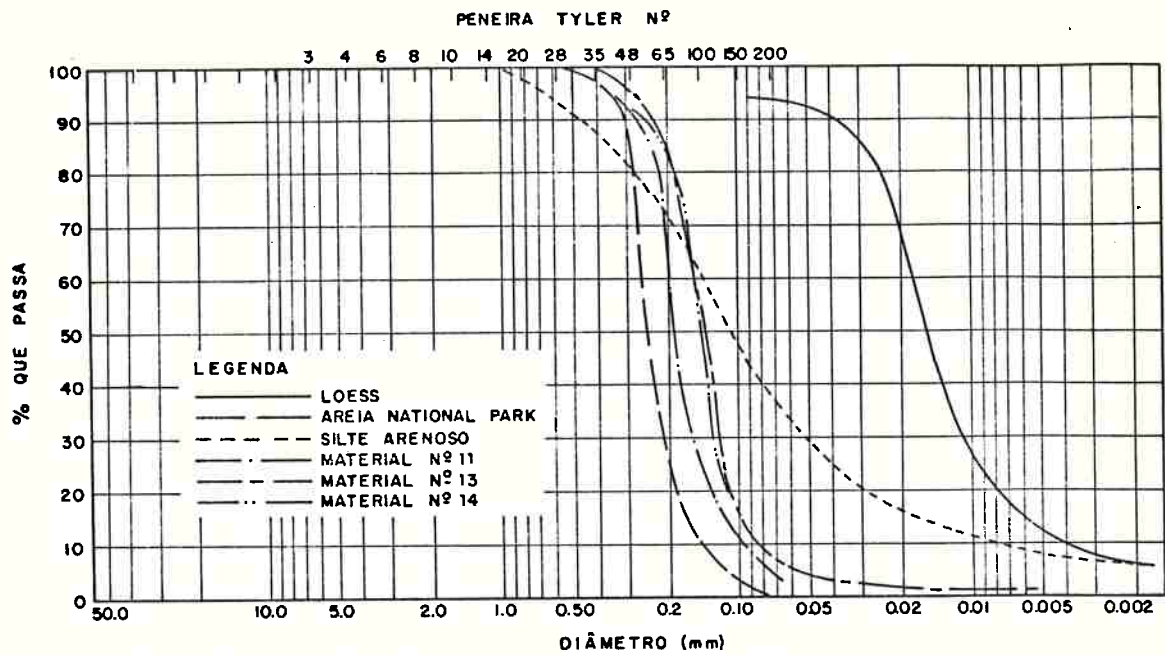


FIGURA 2.4 - MATERIAIS - BASE UTILIZADOS PELO U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1941)

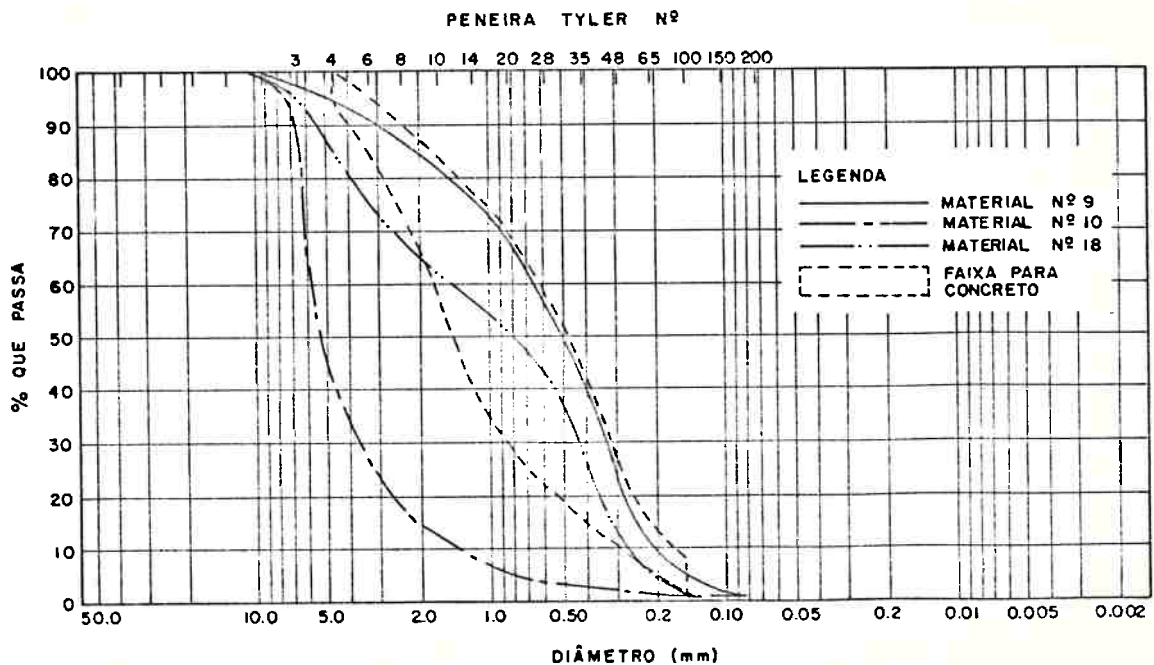


FIGURA 2.5 - FILTROS ENSAIADOS PELO U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1941)

- a. apareceram buracos no topo da amostra
- b. o movimento das partículas finas podia ser observado visualmente através das paredes transparentes do permeâmetro
- c. as partículas que atravessavam toda a espessura do filtro eram coletadas na base do permeâmetro.

Por estas razões, o movimento das partículas não seria mais medido pela variação da carga e consequentemente da permeabilidade das diversas camadas do filtro, sendo então desnecessário o uso de água deaerada, o que foi feito após os primeiros ensaios.

Contudo os piezômetros instalados foram úteis para detectar certos fatos. O principal deles, foi que, em um filtro estável, quando se batia com um soquete de borracha na parede do permeâmetro ocorria um movimento de partículas finas do material-base para o topo superior do filtro (primeiros 2 cm), pois os piezômetros indicavam um aumento de perda de carga, isto é, a permeabilidade diminuía pelo preenchimento dos vazios do filtro pelos finos do material-base.

Devido à vibração provocada pelas batidas de um soquete de borracha, destruía-se o efeito de arqueamento, desmanchando os arcos de partículas existentes sobre os vazios do filtro.

Assim, em alguns testes efetuados, verificou-se que batendo na parede do permeâmetro formou-se um buraco no material-base devido ao movimento dos finos, mas que adicionando-se mais material-base, não houve mais "piping" durante o ensaio, embora houvesse uma redução de 10 vezes na permeabilidade dos primeiros 2 cm do filtro. Estes filtros foram considerados estáveis.

Notou-se também que este fato ocorria com maior intensidade quando os filtros eram melhor graduados que o material-base. Por outro lado, quando as curvas granulométricas entre filtro e material-base eram paralelas, era mantida a relação $D_x/d_x \leq 25$, então este fenômeno era minimizado ou não ocorria.

Na Tabela 1.4 reproduz-se o resumo dos ensaios realizados. Com base nos resultados desses ensaios o U. S. Army Corps of Engineers postulou os seguintes critérios:

- . A relação D_{15}/d_{85} deve ser inferior a 5.
- . As curvas granulométricas do material-base e do filtro devem ser aproximadamente paralelas para minimizar um carregamento de finos do material-base para o interior do filtro. Recomenda-se que a relação entre pontos de mesma ordenada das curvas granulométricas do filtro e material-base deve ser inferior a 25. Em 1953*, o U.S. Army Corps of Engineers propôs o critério $D_{50}/d_{50} \leq 25$ para expressar esta condição.
- . Os filtros utilizados em sistemas de drenagem devem ser densos para que se reduza a possibilidade de uma alteração na sua graduação devido ao arraste de seus finos. Observa-se que somente deve-se utilizar filtros que possuam granulometria contínua ou seja, sem falta ou excesso de determinados diâmetros, conforme discutido no item 2.2 .

* U.S.Army Corps Engineers, "Filter Experiments and Design Criteria", Technical Memorandum nº 3-360, Waterways Experiment Station, 1953, em Hsu (1979).

TABELA 2.4

ENSAIOS REALIZADOS PELOS U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1941)

ensaio	Material Base	Material	$k \times 10^4$ (cm/s)	$\frac{D15}{d85}$	Gradiente Hidráulico	"Piping" Inicial	Observações
3A	11	9 retido na = 28	4.200	-	2,0	Nenhum	Sem vibração.
3B	11	10	14.000	8,7	-	Total	-
4	11	9 retido na = 20	5.000	4,8	1,7	Nenhum	Vibração reduziu k nos 12 mm superiores.
5	11	18	275	1,3	2,0	-	Buraco no material base nas 7 primeiras observações. Nenhum arraste nas observações seguintes.
6	11	9 retido na = 14	8.750	6,9	1/2	Em um lado	Qualquer vibração causava arraste. Nenhuma vibração ou "piping" após aumentar o gradiente.
8	13	18 retido na = 20	8.350	5,9	1,7	Um buraco	Vibração causou arraste rápido do material base.
11	13	18 retido na = 35	1.450	2,2	2,0	Nenhum	Vibração causou um buraco. Nenhum arraste após preenchê-lo.
12	13	18 retido na = 28	3.850	3,6	2,0	Nenhum	Vibração causou migração de finos para o interior do filtro, sem arraste total.
14	13	18 retido na = 20	10.900	5,9	2,0	Nenhum	A primeira vibração provocou carregamento total. Observar ensaio 8.
15	13	18 retido na = 28	7.000	4,1	2,0	Nenhum	Filtro mais grosso que no ensaio 12. Vibração causou migração de finos para o interior do filtro. Adicionando mais material base não houve mais carregamento.
16	13	18 retido na = 35	1.350	2,4	2,0	Nenhum	Nenhum movimento visível. Redução de 10 vezes de k nos primeiros 1,2 mm.
17	13	18 retido na = 35	1.375	2,4	2,0	Nenhum	Nenhum movimento visível. Nenhuma variação apreciável de k.
19	14	18 retido na = 35	3.900	3,6	1,7	Nenhum	Idem ensaio 16.
21	13	21 retido na = 35	2.300	2,8	1/2	Nenhum	Elevação do gradiente não causou arraste. Vibração provocou redução de 50 % de k nos primeiros 30 mm.
22	14	21 retido na = 35	2.100	2,8	1/2	Nenhum	Vibração provocou redução de 50 % de k nos primeiros 30 mm.
23	14	21 retido na = 28	9.300	5,0	2	Finos penetraram no filtro	Vibração causou um buraco. Nenhum arraste após preenchê-lo.
24	14	21 retido na = 28	9.300	5,0	2	Finos penetraram no filtro	Idem ensaio 23

Assim sendo, esta recomendação não tem razão de ser, pois se houver arraste dos finos do solo, este material não é apropriado para ser utilizado como filtro de proteção.

Quanto ao critério do U.S. Army Corps of Engineers temos os seguintes comentários a fazer.

- . A sua pesquisa incorporou a conclusão do trabalhos de Bertram que o gradiente não influencia o desempenho do filtro. Assim utilizou-se um gradiente baixo ($i = 2$).
- . Com o intuito de generalizar as conclusões de Bertram, válidas para filtros uniformes ensaiou-se filtros melhor graduados com coeficientes de não uniformidade variando entre 2,0 e 6,5. O material-base possuía um coeficiente de não-uniformidade em torno de 2.

Verificou-se que, para evitar o arraste dos finos do material-base era conveniente ter-se um certo paralelismo entre a sua curva granulométrica e a do filtro. Observa-se que este aspecto, em função da obra, não é condicionante, desde que a contaminação do filtro ocorra apenas no seu trecho inicial e que o volume de material-base carregado não gere nenhum problema ao maciço.

Verificou-se, ainda, a formação de arcos de partículas do material-base sobre os poros (entradas) do filtro que impediam o arraste de grãos. Após serem dadas batidas no permeâmetro, as quais desfizeram estes arcos, verificou-se um pequeno arraste de grãos, que logo se estabilizou.

Esta estabilização se deve à autofiltragem do material e/ou à formação de novos arcos comprimidos.

Esta constatação é muito importante no sentido de se poder prever um "lay-out" do filtro de modo que ele sempre esteja sujeito a tensões de compressão, o que garante condições propícias à formação desses arcos sobre as entradas do filtro.

Um aspecto positivo neste trabalho é que as conclusões foram baseadas na observação do carreamento do material-base e não no desempenho do filtro quanto à sua permeabilidade. Observa-se, contudo, que eventualmente isto se deve ao fato de se estar estudando sistemas de drenagem com tubos perfurados, os quais garantem a drenagem da vazão afluenta.

Um enunciado mais geral para o critério do U.S. Army Corps of Engineers é o seguinte.

O filtro de areia deve possuir as seguintes características:

- . material : areia, areia + pedregulhos
- . granulometria : $D_{15} \leq 5 d_{85}$
 $D_x/d_x \leq 25$
 $CNU \leq 7$
- . compacidade relativa : o filtro deve ser denso.

2.5 CRITÉRIO DE KARPOFF (1955)

Em 1955 o U.S. Bureau of Reclamation apresentou os resultados de uma pesquisa desenvolvida com o objetivo de determinar um critério para projeto de filtros de proteção. Os materiais-base utilizados foram siltes e areias naturais. Os filtros utilizados foram materiais uniformes (séries A, B, C e D) e materiais bem graduados (séries A1, B1 e C1). Todos esses solos eram naturais e possuíam grãos arredondados.

O equipamento de ensaio utilizado consistia de cilindros de plástico de 8" de altura e 8" de diâmetro, interligados com juntas de borracha. Um disco metálico perfurado era colocado no fundo do conjunto de cilindros e um disco com um niple de 2" era colocado no topo do conjunto, o qual era ligado ao reservatório d'água. A carga hidráulica utilizada nos ensaios variou entre 0,6 e 9,0 m.

Os filtros foram compactados em camadas de 5,08 cm, pela queda de um peso de 0,453 kg de uma altura de 24 cm com 80 golpes por camada. Foram feitas medidas piezométricas ao longo da amostra.

Os dados dos ensaios estão bem apresentados no trabalho e estão reproduzidos na Tabela 2.5 e Figuras 2.6 a 2.8.

Karpoff considera que as características físicas dos solos dependem do seu tamanho, da forma da curva granulométrica e da gama dos tamanhos de partículas abrangida pela sua distribuição granulométrica. Baseado nesses fatores Karpoff julgou adequado caracterizar o seu critério de filtro através da relação D_{50}/d_{50} para filtros uniformes e das relações D_{50}/d_{50} e D_{15}/d_{15} para filtros bem graduados. Para filtros bem graduados, ele julga que a fração fina é muito impor

TABELA 2,5

RESUMO DOS ENSAIOS REALIZADOS POR KARPOFF (1955) NA PESQUISA DO USBR.

Série	Granulometria	Material-base	Filtro 1	Filtro 2	Filtro 3	Filtro 4	Filtro 5	Filtro 6
A	Forma de curva	tipo S	Reta	Reta	Reta	Reta	Reta	
Filtros Uniformes	Peneira mínima	5% < 5 μ	nº 100	nº 50	nº 40	nº 30	nº 16	
	Peneira máxima	nº 50	nº 50	nº 40	nº 30	nº 16	nº 8	
	D50/d50	Silte*	4,0	7,1	9,9	15,8	31,9	
B	Forma de curva	Reta	Reta	Reta	Reta			
Filtros Uniformes	Peneira mínima	nº 200	nº 40	nº 30	nº 16			
	Peneira máxima	nº 100	nº 30	nº 16	nº 8			
	D50/d50	Areia fina	4,9	7,8	15,7			
C	Forma de curva	Reta	Reta	Reta	Reta	Reta		
Filtros Uniformes	Peneira mínima	nº 50	nº 16	nº 8	nº 4	nº 4		
	Peneira máxima	nº 30	nº 8	nº 4	1/4"	3/8"		
	D50/d50	Areia média	3,8	7,7	12,6	15,2		
D	Forma de curva	tipo S	Reta					
Filtros Uniformes	Peneira mínima	2% < 5 μ	nº 16					
	Peneira máxima	1/4"	nº 4					
	D50/d50	Silte arenoso*	6,0					
A1	Forma de curva	tipo S	Concava	Concava	Reta	Convexa	Tipo S	Convexa
Filtros Graduados	Peneira mínima	6% < 5 μ	nº 210	nº 200	nº 200	nº 200	nº 200	nº 200
	Peneira máxima	nº 50	1/4"	1/4"	1/4"	1/4"	1/4"	1/4"
	D50/d50	Silte*	60,4	45,4	13,5	4,5	14,7	7,2
	D15/d15	-	69,2	28,6	11,3	8,1	17,4	10,5
B1	Forma de curva	tipo S	Concava	Reta	Convexa	Concava		
Filtro Graduados	Peneira mínima	6% < 5 μ	nº 200	nº 200	nº 200	nº 200		
	Peneira máxima	nº 50	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"		
	D50/d50	Silte*	98,2	22,8	9,1	48,3		
	D15/d15	-	45,3	13,0	11,0	27,5		
C1	Forma de curva	tipo S	Convexa	Convexa				
Filtro Graduados	Peneira mínima	5% < 5 μ	nº 200	nº 8				
(Verificação)	Peneira máxima	1/4"	3"	3"				
	D50/d50	Silte arenoso*	58,0	D15/d85=4				
	D15/d15		40,0	-				

Observação: * Descrição do material-base

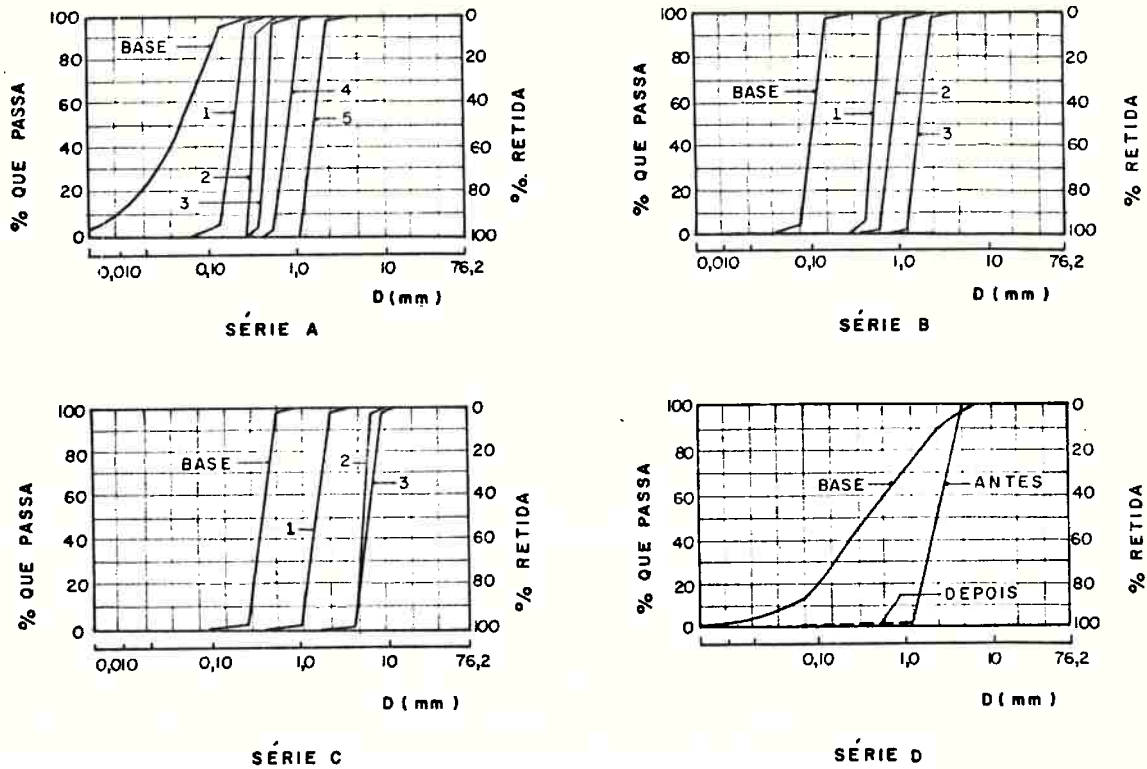


FIG. 2.6 - GRANULOMETRIA DOS SOLOS UTILIZADOS NOS ENSAIOS DE FILTROS UNIFORMES DE KARPOFF - USBR (1955)

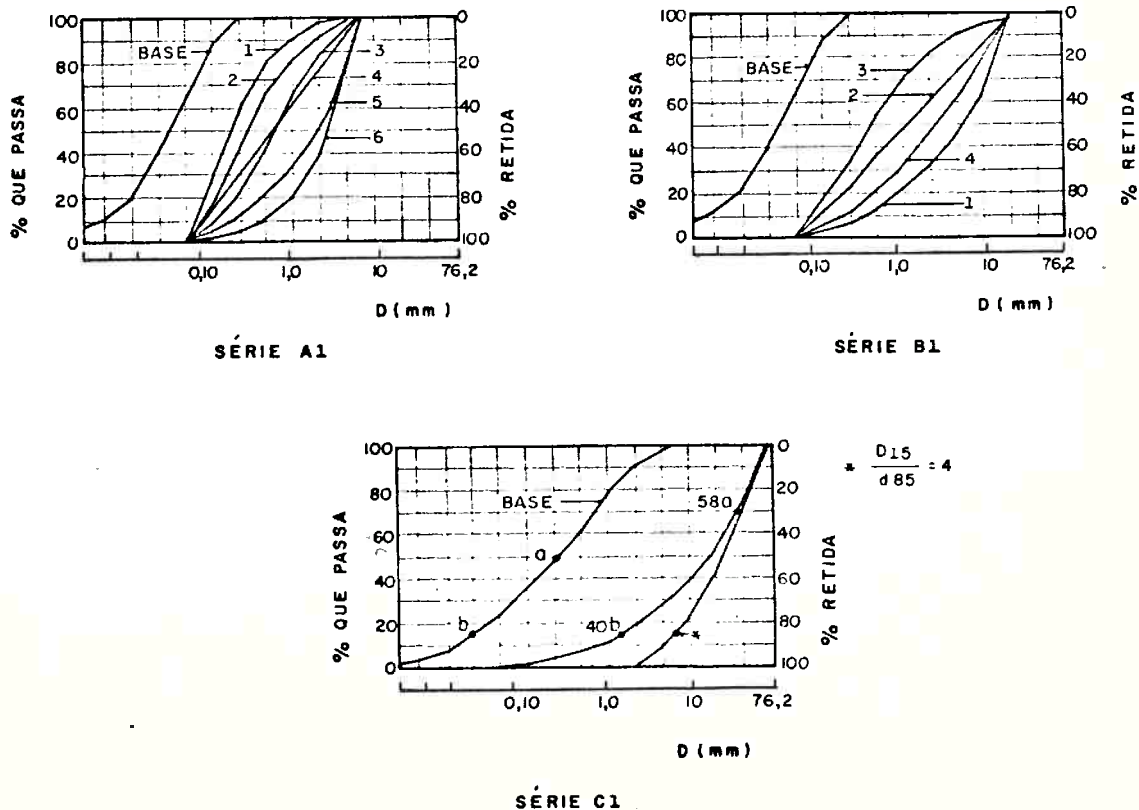
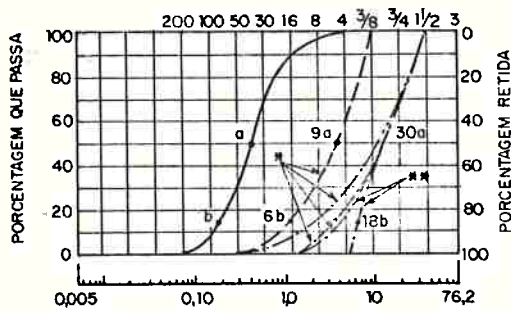
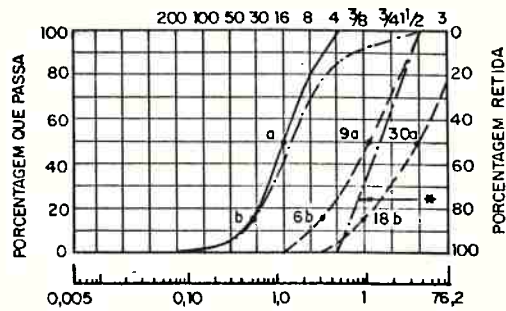


FIG. 2.7 - GRANULOMETRIA DOS SOLOS UTILIZADOS NOS ENSAIOS DE FILTROS GRADUADOS DE KARPOFF - USBR (1955)



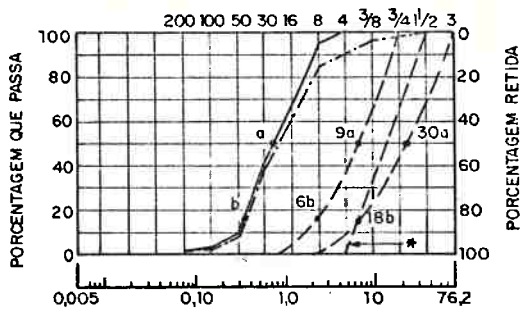
(a)

* FILTROS ENSAIADOS
 ** RUPTURA VISÍVEL



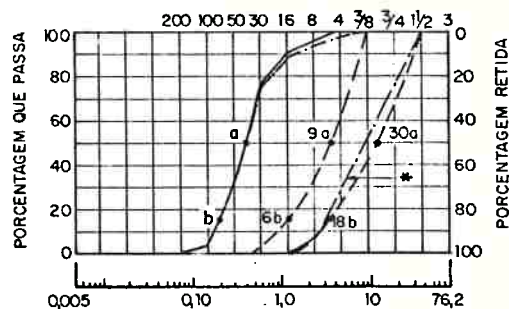
(b)

* FILTRO TESTADO
 O ENSAIO MOSTROU QUE DEVERIA SER
 ADICIONADO 10% < \neq 4 PARA OBTER ESTABILIDADE



(c)

* FILTRO ENSAIADO
 O ENSAIO MOSTROU QUE DEVERIA SER ADICIONADO
 15% < \neq 4 PARA MELHOR ESTABILIDADE



(d)

* FILTRO ENSAIADO

FIGURA 2.8 - GRANULOMETRIA DOS MATERIAIS USADOS NOS
 ENSAIOS COM BRITAS DE KARPOFF (1955)

tante no que diz respeito à sua permeabilidade e restrição ao movimento de partículas.

Para determinar essas relações granulométricas, Karpoff utilizou o critério de limitar estas relações de modo que o filtro apresentasse o seu melhor desempenho quanto às suas características de drenagem, conforme pode ser visto na Figura 2.9.

Com este enfoque, ele obteve as seguintes relações granulométricas:

$$\text{filtros uniformes} : 5 \leq \frac{D_{50}}{d_{50}} \leq 10$$

$$\text{filtros bem-graduados} : 12 \leq \frac{D_{50}}{d_{50}} \leq 58$$

$$12 \leq \frac{D_{15}}{d_{15}} \leq 40$$

Neste trabalho foram realizados também seis ensaios com britas. Karpoff concluiu que se o filtro de um material-base for constituído por brita ao invés de um pedregulho com grãos arredondados, este filtro deverá ter uma granulometria mais fina. Em caráter preliminar ele sugeriu os seguintes critérios de filtro:

$$9 \leq \frac{D_{50}}{d_{50}} \leq 30$$

$$6 \leq \frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 18$$

Além das relações granulométricas já apresentadas, Karpoff recomenda os seguintes cuidados.

- a. O diâmetro máximo do filtro deve ser menor ou igual a 3" para evitar segregação e arqueamentos durante a sua colocação.
- b. Os filtros não devem ter mais do que 5% de material passando pela peneira nº 200 para evitar um movimento excessivo de finos no filtro e penetração desses finos em tubos perfurados de drenagem.
- c. As curvas granulométricas do filtro e do material - base devem ser aproximadamente paralelas no trecho dos finos porque a estabilidade e funcionamento adequado dos filtros de proteção depende da curvatura de sua curva granulométrica em direção dos finos do material-base.
- d. A abertura máxima de tubos de drenagem deve ser igual à metade do valor do D85 do filtro que o envolve ($D_{\text{tubo}} \leq 0,5 D_{85}$).
- e. O projeto de filtros de material-base que possui partículas com dimensão superior à abertura da peneira nº 4 (4,8 mm) deverá ser feito com base na granulometria do material que passa pela peneira nº 4.

Karpoff encerra o seu artigo tendo a preocupação de recomendar normas construtivas para filtros, de modo a garantir uma boa execução dos mesmos.

Um ponto positivo do trabalho de Karpoff é que os seus ensaios abrangem uma maior gama de solos no que se refere à sua graduação (maiores valores de CNU).

Nos testes realizados com filtros uniformes $CNU < 2$ (curvas de $p\bar{e}$) os CNU dos materiais-base utilizados foram os iguais a 7,0; 1,6; 1,4 e 10,5 nas séries A, B, C e D respectivamente.

Nos testes realizados com filtro bem-gradados $3,5 \leq CNU \leq 20$, os CNU dos materiais-base utilizados foram iguais a 7,5 (série A1 e B1) e 25 (Série C1).

Os CNU citados foram obtidos a partir das curvas granulométricas apresentadas nas Figura 2.6 a 2.8.

Entretanto, o critério de Karpoff apresenta falhas conceituais que são as seguintes.

Karpoff peca em postular o seu critério de filtro baseado em relações granulométricas entre os diâmetros médios do filtro e do material-base, $D50/d50$. Este enfoque não é correto pois os vazios do filtro são basicamente função de sua fração fina e assim devem ser representados pelo D15. Isto é facilmente compreendido quando se lembra que o número de partículas em uma determinada massa é inversamente proporcional ao cubo de seu diâmetro. A razão de se utilizar o D15 ao invés do D10 ou o D5 é que os trechos iniciais e finais da curva granulométrica obtida por peneiramento apresentam uma grande dispersão. Analogamente deve ser utilizado o D85 para representar a fração grossa de um solo.

Outro aspecto contrário à utilização da relação $D50/d50$ é que despreza-se o efeito de autofiltragem, pois caso o material-base tenha uma granulometria contínua e o filtro consiga reter a sua fração grossa ($d85$), ele retém todas as suas partículas. Ou seja, os critérios de filtro baseados em relações granulométricas devem ser baseados em relações $D15/d85$, não havendo suporte teórico para se utilizar relações $D50/d50$ ou mesmo $D15/d15$.

Outra crítica conceitual a esta pesquisa é que as relações granulométricas foram fixadas de modo que o filtro apresentasse um desempenho ótimo no que se refere à sua capacidade de drenagem. Caso o critério fosse baseado apenas na sua estabilidade, as relações granulométricas propostas seriam diferentes. Uma análise da Figura 2.9 mostra que o limite superior da relação D_{50}/d_{50} para filtros uniformes passaria a ser 12 ao invés de 10, por exemplo.

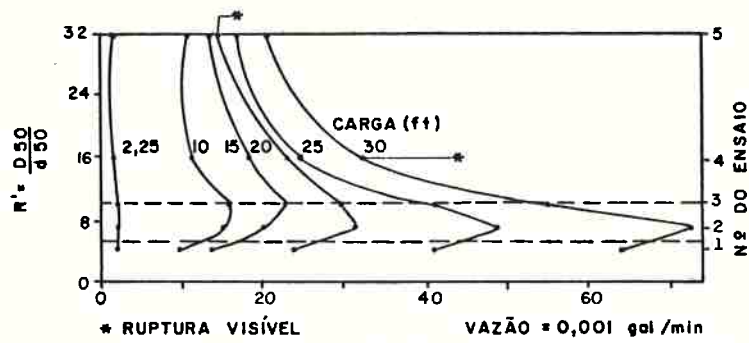
Sherard e co-autores (1984) apresentam uma pesquisa experimental de filtros muito interessante realizada pelo Soil Conservation Service (SCS).

Este trabalho será apresentado com maiores detalhes no item 2.8, porém adiantaremos neste item algumas considerações deste trabalho sobre a pesquisa de Karpoff-USBR.

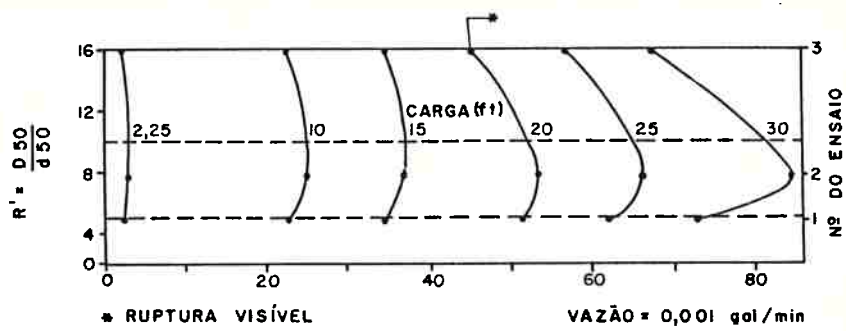
Na Tabela 2.6 apresenta-se um quadro - resumo dos ensaios de Karpoff onde pode-se observar que filtros com $D_{15}/d_{85} \leq 5$ não foram considerados eficientes.

Na Figura 2.10 construiu-se o gráfico de vazão versus a coluna d'água e nota-se que nos pontos onde se detectou uma falha visível do filtro não houve um acréscimo significativo da vazão com o aumento da carga hidráulica como era de se esperar, uma vez que se o material-base foi carregado deveria ter ocorrido a formação de "buracos" no mesmo.

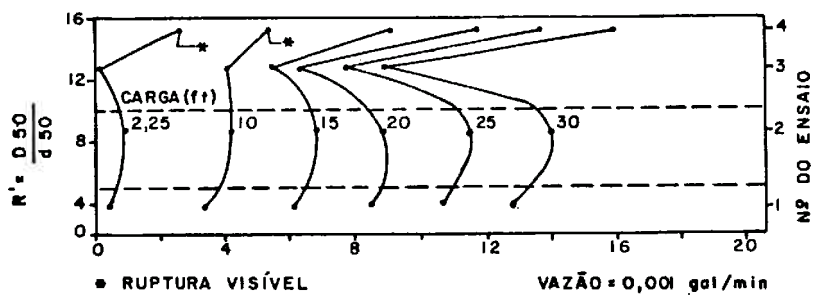
Sherard reproduziu esses ensaios e verificou que na realidade deve ter havido apenas um pequeno movimento de finos do material-base, necessário para bloquear os vazios do filtro. Este carregamento é explicado da seguinte maneira: quando a coluna d'água é aumentada em incrementos, e atinge um valor alto (4,5 m no caso em questão), o material-base se deforma um pouco e no seu contato com o cilindro, forma-se um fluxo concentrado, que carrega partículas do material-base até que estas selem as entradas do filtro.



a) RESULTADOS DOS ENSAIOS DA SÉRIE A



b) RESULTADOS DOS ENSAIOS DA SÉRIE B

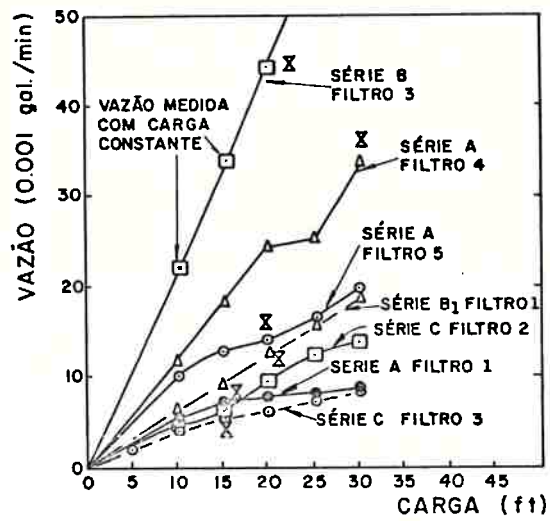


c) RESULTADOS DOS ENSAIOS DA SÉRIE C

FIGURA 2.9 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE KARPOFF
COM SOLOS UNIFORMES (1955)

TABELA 2.6
 ENSAIOS REALIZADOS POR KARPOFF APRESENTADA SHERARD E COAUTORES (1984)

Ensaio da Série:	Filtro	D15 (mm)	$\frac{D15}{d85}$	CNU	Resultado
A (material-base era um silte arenoso com $d85 = 0,12$ mm e CNU = 7)	5	1,30	10,8	1,4	Ruptura
	4	0,66	5,5	1,4	Ruptura
	3	0,43	3,6	1,2	Eficiente
B (material-base era uma areia fina uniforme com $d85 = 0,135$ mm e CNU = 1,58)	3	1,30	9,3	1,4	Ruptura
	2	0,64	4,6	1,4	Eficiente
C (material-base era uma areia média uniforme com $d85 = 0,54$ mm e CNU = 1,41)	3	5,3	9,8	1,4	Ruptura
	2	5,0	9,3	1,2	Eficiente
	1	1,3	2,4	1,4	Eficiente
A1 (material-base era um silte arenoso, com $d85 = 0,135$ mm e CNU = 7)	1	0,37	2,7	12,2	Eficiente
	2	0,66	4,9	18,5	Ruptura
B1 (mesmo material-base da série A1)	1	0,66	4,9	18,5	Ruptura
	4	0,36	2,7	18,3	Eficiente
C1 (material-base era uma areia siltsosa com $d85 = 1,6$ mm e CNU = 25)	1	1,6	1,0	30,0	Eficiente
	2	6,6	4,1	6,0	Ruptura



OBS:

Σ - PONTO EM QUE "RUPTURA VISÍVEL" FOI OBSERVADA

* 1 FOOT = 305 mm

** 1 GAL/MIN = 3,78 LITROS/MIN.

FIGURA 2.10 - CURVAS VAZÃO x CARGA DOS ENSAIOS DE KARPOFF - USBR, CONFORME SHERARD E COAUTORES (1984)

Sherard cita que este tipo de acontecimento ocorreu em diversos ensaios de sua pesquisa, particularmente quando não há a utilização de uma areia no contato filtro - cilindro. Assim sendo, ele concluiu que os filtros em questão devem ser considerados eficientes. Consequentemente, verifica-se que todos os critérios propostos por Karpoff são conservativos pois provavelmente este evento deve ter ocorrido também nos outros ensaios.

Tendo em vista essas observações, Sherard questiona os ensaios de Karpoff e o seu enfoque que os filtros de brita devem ser dimensionados através de critérios mais conservativos.

No seu trabalho Sherard apresenta ensaios de permeabilidade de britas e materiais aluvionares de mesma granulometria, onde as permeabilidades das britas são menores ou próximas das dos materiais aluvionares. Com base nesses resultados ele conclui que os poros das britas não são maiores que os poros de solos com grãos arredondados.

Cumpramos observar que a permeabilidade é um parâmetro que fornece um valor médio da porosimetria do solo, uma vez que um grande vazio equivale a dezenas de vazios pequenos. Consequentemente, as características de filtragem de solos de mesma permeabilidade podem ser diferentes. Este assunto ainda não foi devidamente estudado e merece uma pesquisa específica. Lembramos apenas que, uma vez que as britas possuem porosidades e embricamento entre os grãos diferentes dos solos com grãos arredondados, estes últimos devem possuir uma porosimetria mais uniforme enquanto que a porosimetria de uma brita de mesma granulometria deve abranger uma maior gama de dimensões de vazios.

2.6 CRITÉRIO DE ZWECK-DAVIDENKOFF (1957)

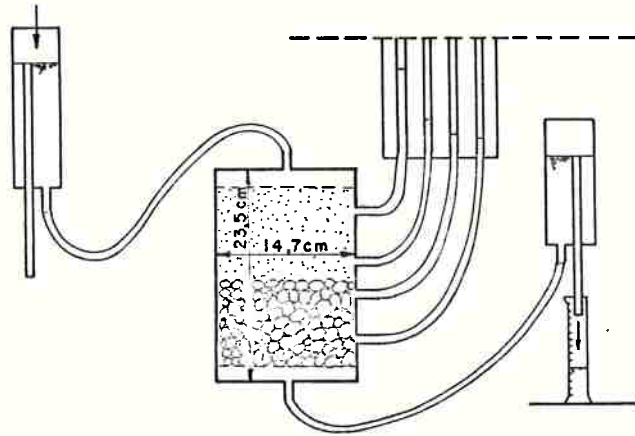
Em 1957 Zweck e Davidenkoff apresentaram uma série de ensaios de filtros utilizando solos uniformes. Nesta pesquisa procurou-se verificar a influência da direção do fluxo incidente no filtro na determinação de um critério baseado na relação granulométrica D_{50}/d_{50} . Foram estudados os seguintes casos:

- a. Filtro horizontal com fluxo descendente
- b. Filtro vertical com fluxo "horizontal"
- c. Filtro horizontal com fluxo ascendente

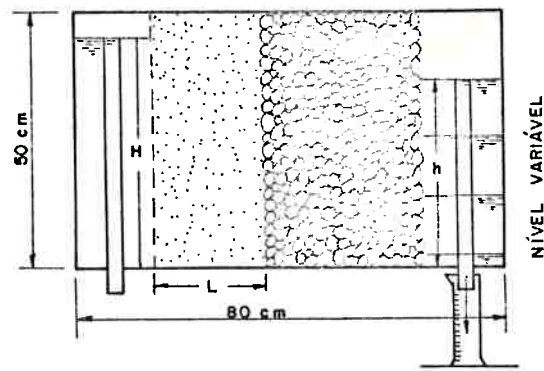
Na Figura 2.11 e Tabela 2.7 apresenta-se os esquemas de ensaio utilizados e os resultados obtidos respectivamente.

Os autores concluíram que:

- Para o caso a o filtro é função apenas da granulometria do material-base. Ele independe do gradiente hidráulico.
- Para os casos b e c a relação D_{50}/d_{50} é função da granulometria do material-base e do gradiente hidráulico. Quanto maior o gradiente, menor é a relação D_{50}/d_{50} .
- O critério de Karpoff (USBR) é adequado para dimensionar filtros horizontais com fluxo descendente. Entretanto para filtros verticais e filtros horizontais com fluxo ascendente este critério é muito conservativo.



a) FILTRO HORIZONTAL



b) FILTRO VERTICAL

FIGURA 2.11 - ESQUEMAS DOS ENSAIOS REALIZADOS POR ZWECK-DAVIDENKOFF (1957)

TABELA 2.7

ENSAIOS REALIZADOS POR ZWECK-DAVIDENKOFF (1957)

Ensaio	Filtro Horizontal/Fluxo Descendente					Filtro Vertical/Fluxo "Horizontal"					Filtro Horizontal/Fluxo Ascendente						
	Material-base		Filtro		D50 d50 (mm)	Material-base		Filtro		D50 d50 (mm)	i _m	Material-base		Filtro		D50 d50 (mm)	i _m
	Granulome- tria (mm)	d50 (mm)	Granulome- tria (mm)	d50 (mm)		Granulome- tria (mm)	d50 (mm)	Granulome- tria (mm)	d50 (mm)			Granulome- tria (mm)	d50 (mm)	Granulome- tria (mm)	d50 (mm)		
1	0,01 - 0,2	0,05	1,0 - 2,0	1,5	30,0	0,01 - 0,2	0,05	3,0 - 6,0	4,5	90,0	>2,2	0,06 - 0,1	0,08	6,0 - 10,0	8,0	100,0	1,0 - 1,6
2	0,06 - 0,1	0,08	1,0 - 2,0	1,5	18,7	0,06 - 0,2	0,08	2,0 - 3,0	2,5	31,3	>2,2	0,06 - 0,1	0,08	3,0 - 6,0	4,5	56,3	>5,1
3	0,1 - 0,2	0,15	2,0 - 3,0	2,5	16,7	0,1 - 0,2	0,15	3,0 - 6,0	4,5	30,0	1,6	0,1 - 0,2	0,15	6,0 - 10,0	8,0	53,3	1,5
4	0,2 - 0,5	0,35	3,0 - 6,0	4,5	12,9	0,1 - 0,2	0,15	2,0 - 3,0	2,5	16,7	>2,2	0,1 - 0,2	0,15	3,0 - 6,0	4,5	30,0	3,8
5	0,5 - 1,0	0,75	6,0 - 10,0	8,0	10,7	0,2 - 0,5	0,35	6,0 - 10,0	8,0	22,9	0,5	0,1 - 0,2	0,15	2,0 - 3,0	2,5	16,7	>5,1
6	1,0 - 2,0	1,50	10,0 - 15,0	12,5	8,3	0,2 - 0,5	0,35	3,0 - 6,0	4,5	12,9	2,2	0,2 - 0,5	0,35	10,0 - 15,0	12,5	35,7	2,0
7	2,0 - 3,0	2,50	20,0 - 25,0	22,5	9,0	0,5 - 1,0	0,75	6,0 - 10,0	8,0	10,7	1,1	0,2 - 0,5	0,35	6,0 - 10,0	8,0	22,9	2,7
8	-	-	-	-	-	0,5 - 1,0	0,75	3,0 - 6,0	4,5	6,0	2,2	0,2 - 0,5	0,35	3,0 - 6,0	4,5	12,9	>5,1
9	-	-	-	-	-	1,0 - 2,0	1,50	6,0 - 10,0	8,0	5,3	2,2	0,5 - 1,0	0,75	6,0 - 10,0	8,0	10,7	4,0
10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,5 - 1,0	0,75	3,0 - 6,0	4,5	6,0	>5,1

Obs.: * Material argiloso.

- . Verificou-se também que a relação D_{50}/d_{50} aumenta quanto mais fino é o material-base. Os autores sugerem que este comportamento é originado pela "coesão" do solo-base.

Quanto ao trabalho de Zweck e Davidenkoff temos os seguintes comentários.

- a. O aumento da relação D_{50}/d_{50} com a diminuição das dimensões do material-base não se deve a um efeito de coesão e sim à formação de arcos comprimidos de partículas finas sobre as entradas (poros) do filtro. Quanto mais fino o material maior é este fenômeno, como se verá ao se analisar o critério proposto por Thanikachalam e Sakthivadivel (1974), mais adiante.
- b. Este trabalho é importante por salientar a importância da direção do fluxo incidente sobre o filtro, quer por melhorar as condições de formação de arcos sobre as entradas do filtro, quer por necessitar de uma maior força de percolação para arrastar uma partícula do material-base. Assim sendo, a escolha da posição do filtro de uma barragem de terra, deve ser feita de modo a somar contribuições ao combate ao "piping", ou seja, favorecendo ao máximo a integração de efeitos para a solução de um problema de engenharia.

2.7 CRITÉRIO DE THANIKACHALAM E SAKTHIVADIVEL (1974)

Em 1974 Thanikachalam e Sakthivadivel reuniram dados de cerca de 60 ensaios e propuseram um critério de filtro baseado na influência dos finos do material-base no mecanismo de carreamento de partículas. Enquanto que as partículas grossas são impedidas de se movimentar principalmente porque são maiores que os vazios do filtro, as partículas finas são impedidas não apenas por este tipo de mecanismo, mas também pela formação de arcos comprimidos sobre os vazios do filtro que os bloqueiam. Este fenômeno foi observado por Zwick/Davidenkoff (1957) nos seus ensaios e depois foi confirmado nas observações experimentais de Kawakami e Esashi's*, conforme citam os autores.

Para verificar a influência dos finos do material-base, os autores apresentam um gráfico correlacionando as relações (D_x/d_x) entre os diâmetros correspondentes às porcentagens $x = 10, 15, 50$ e 60% versus o diâmetro efetivo (d_{10}) do material-base, o qual é reproduzido na Figura 2.12.

Nota-se que as curvas limites das zonas de filtros estáveis cresce rapidamente com o decréscimo do diâmetro do material-base para as porcentagens $x = 10$ e 15% , enquanto que para as porcentagens $x = 50$ e 60% o acréscimo é pequeno, confirmando a influência dos finos.

* "On drainage filter for earth structure" - Abstract of Papers, 16th Annual Meeting, Japanese Society of Civil Engineers (1961), em Thanikachalam e Sakthivadivel (1974).

$$\text{LOG}_{10} \left(\frac{D_{10}}{d_{10}} - 3 \right) = \frac{1,55}{\text{LOG}_{10} [(d_{10} - 0,001) 10^3]}$$

$$\text{LOG}_{10} \left(\frac{D_{15}}{d_{15}} - 3 \right) = \frac{1,242}{\text{LOG}_{10} [(d_{10} - 0,001) 10^3]}$$

$$\text{LOG}_{10} \left(\frac{D_{50}}{d_{50}} - 3 \right) = \frac{0,850}{\text{LOG}_{10} [(d_{10} - 0,0001) 10^3]}$$

$$\text{LOG}_{10} \left(\frac{D_{60}}{d_{60}} - 3 \right) = \frac{0,781}{\text{LOG}_{10} [(d_{10} - 0,0001) 10^3]}$$

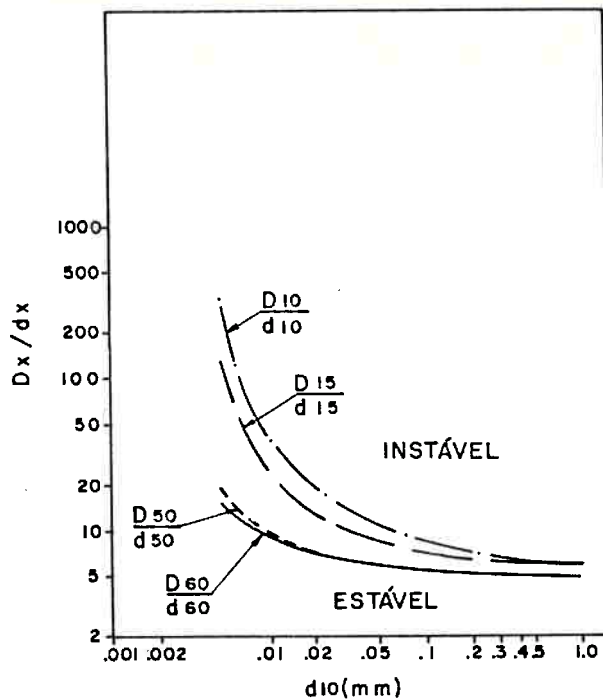


FIG. 2.12 - CURVAS D_x/d_x VERSUS DIÂMETRO EFETIVO DO MATERIAL-BASE, CONFORME THANIKACHALAM E SAKTHIVADIVEL (1974)

Analisando os dados dos ensaios coletados, os autores verificaram que o coeficiente de não-uniformidade (CNU) do filtro desempenhava um papel importante na estabilidade dos filtros. Para determinar a influência do CNU foi feito um gráfico correlacionando o CNU com as relações D_x/d_x definidas anteriormente. Verificou-se que os coeficientes angulares das retas limites das zonas de filtros estáveis são maiores à medida que a dimensão dos grãos diminui, conforme mostra a Figura 2.13. Isto demonstra que quanto mais fino for o material-base, mais graduado deve ser o seu filtro. De uma certa forma isto é justificado pelo fato que, quanto maior o CNU, maior o número de vazios interconectados mas há também uma redução das dimensões desses vazios. Portanto, o filtro bem graduado possui uma maior capacidade de retenção de partículas.

A partir dessas análises os autores sugerem os seguintes critérios para o dimensionamento de um filtro que impeça o carreamento do material-base e tenha permeabilidade máxima:

$$\log \left(\frac{D_{10}}{d_{10}} - 3 \right) = \frac{1,55}{\log \left[(d_{10} - 0,001) 1000 \right]}$$

$$\frac{D_{60}}{D_{10}} = 0,915 \frac{D_{10}}{d_{10}} - 4,575$$

Na Figura 2.14 apresenta-se, graficamente, essas relações e os pontos obtidos dos ensaios utilizados para determiná-las.

Quanto ao critério proposto temos os seguintes comentários:

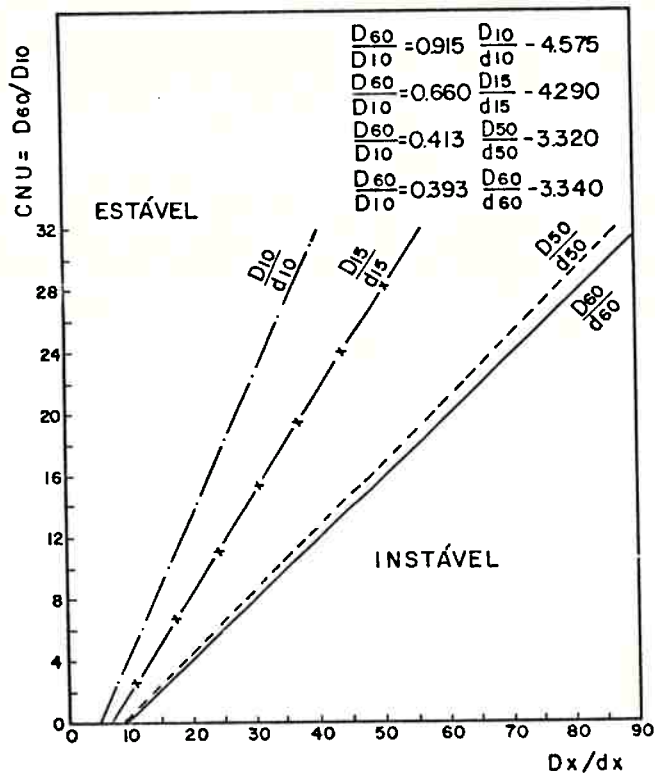


FIGURA 2.13 - CURVAS CNU x Dx/dx CONFORME THANIKACHALAM / SAKTHIVADIVEL (1974)

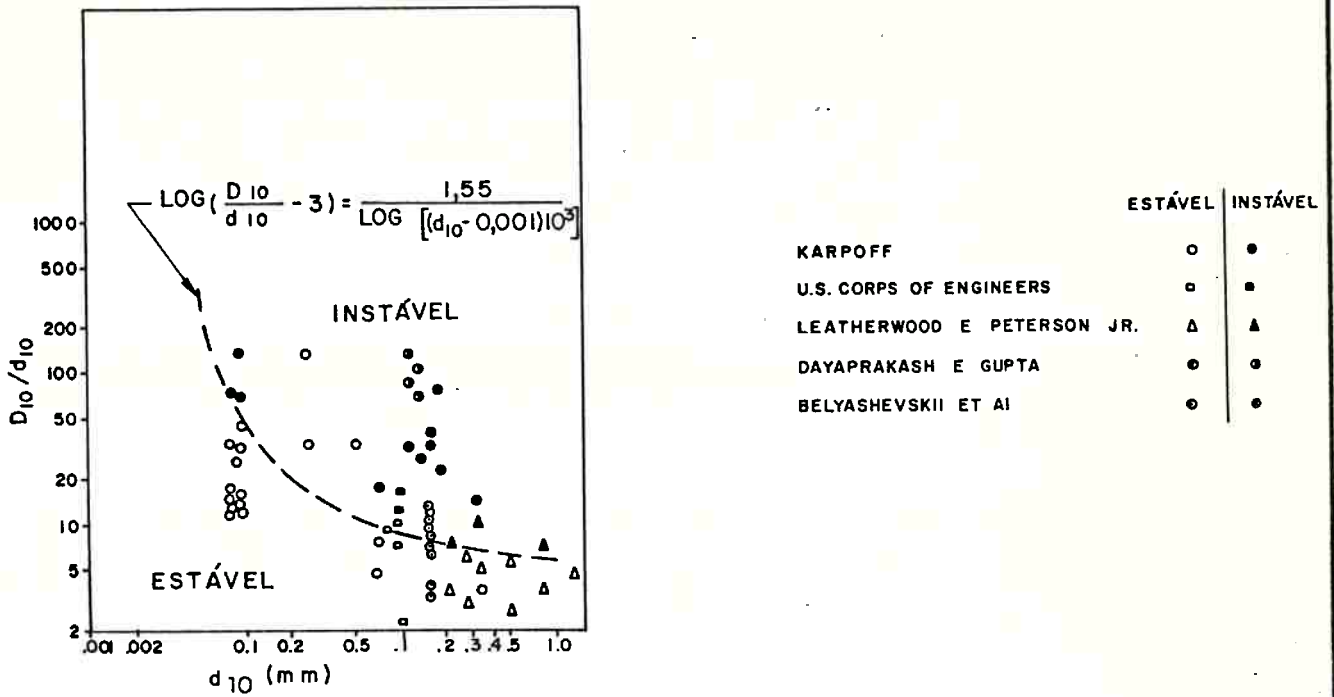


FIG. a - CORRELAÇÃO ENTRE A RELAÇÃO D_{10}/d_{10} E O DIÂMETRO EFETIVO DO MATERIAL-BASE (THANIKACHALAM E SAKTHIVADIVEL)

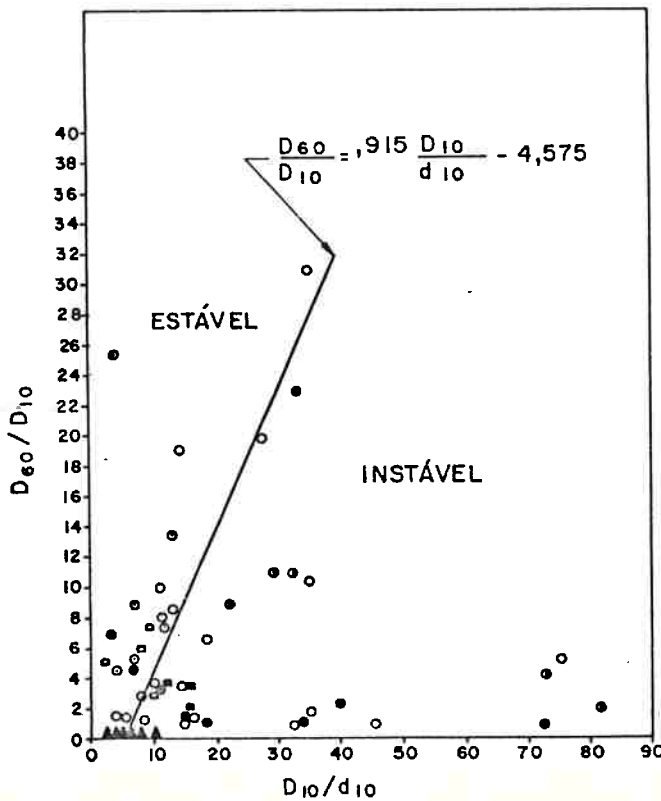


FIG. b - CORRELAÇÃO DO COEFICIENTE DE UNIFORMIDADE DO FILTRO COM O DIÂMETRO EFETIVO DO MATERIAL-BASE (THANIKACHALAM E SAKTHIVADIVEL)

FIG. 2.14 - CRITÉRIO DE FILTRO DE THANIKACHALAM E SAKTHIVADIVEL (1974)

- . A escolha do d_{10} para se estabelecer um critério, deveu-se ao arqueamento que impede o carreamento de material-base. Porém este arqueamento só existirá quando atuarem exclusivamente forças de compressão sobre o filtro. Desta forma, a posição do filtro é muito importante, pois caso existam tensões de tração devido a movimentos relativos ou vibrações, o arco formado pode se desfazer e não vale mais o critério.

- . A escolha do d_{10} possui o inconveniente de que os trechos finais das curvas granulométricas obtidas em ensaios de peneiramento não são bem determinados, razão pela qual Terzaghi estabeleceu o seu critério em termos de D_{15} para representar os finos de um material granular.

- . Não foi levado em conta o efeito de autofiltragem, tanto que os autores afirmam no artigo que, impedindo o arraste do d_{10} , impedir-se-á o "piping". Porém, caso se impeça o d_{85} e, a granulometria do material-base não tiver falhas de graduação, "gaps", então, automaticamente, o d_{10} também será impedido de ser carreado. A não consideração da autofiltragem, implica que materiais com mesmo d_{10} , independentemente de seu CNU, terão o mesmo filtro. Ou seja, os filtros de materiais melhor graduados, dimensionados por este critério, serão sempre muito conservativos.

2.8 CRITÉRIO DE SHERARD E CO-AUTORES (1984)

Em 1984 Sherard e co-autores apresentam uma extensa pesquisa experimental sobre filtros para solos granulares desenvolvida no laboratório do Soil Conservative Service em Lincoln - Nebraska.

Foram ensaiados 14 filtros ($1,5 \leq CNU \leq 6,5$) constituídos de areia ou pedregulhos (grãos arredondados ou sub-arredondados) utilizando como material-base areias muito uniformes. A granulometria dos materiais ensaiados está apresentada nas Figuras 2.16 e 2.17.

Os ensaios foram realizados conforme o esquema apresentado na Figura 2.15

O filtro era saturado e compactado em uma mesa vibratória com uma sobrecarga de 10 kg, de modo a se obter uma compactidade relativa entre 80 e 100%.

O material base, levemente compactado, era colocado seco em três camadas.

O gradiente utilizado variou entre 400 e 800. Quando não era verificado o carreamento de partículas pela percolação de água, o filtro era transportado para uma mesa vibratória e vibrado por 60 segundos.

Os filtros foram classificados quanto à sua estabilidade conforme os seguintes critérios.

- a. Filtro eficiente: a quantidade de material-base carregada durante o fluxo de água ou a vibração, não foi significativa. A espessura e a aparência do material-base não se alteraram durante o ensaio.

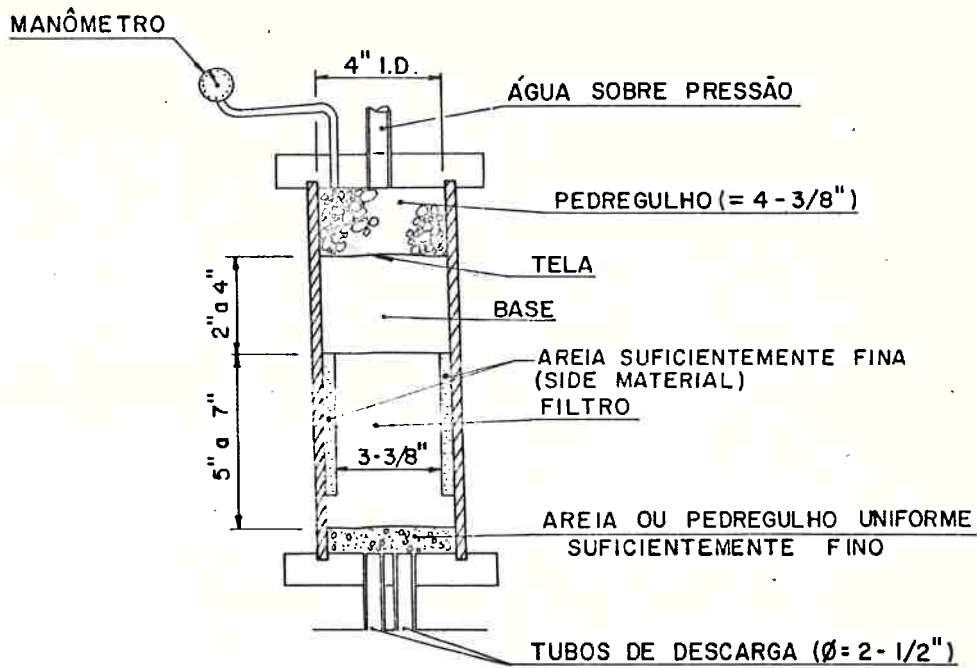


FIGURA 2.15 - ESQUEMA DE ENSAIO POR SHERARD E COAUTORES (1984)

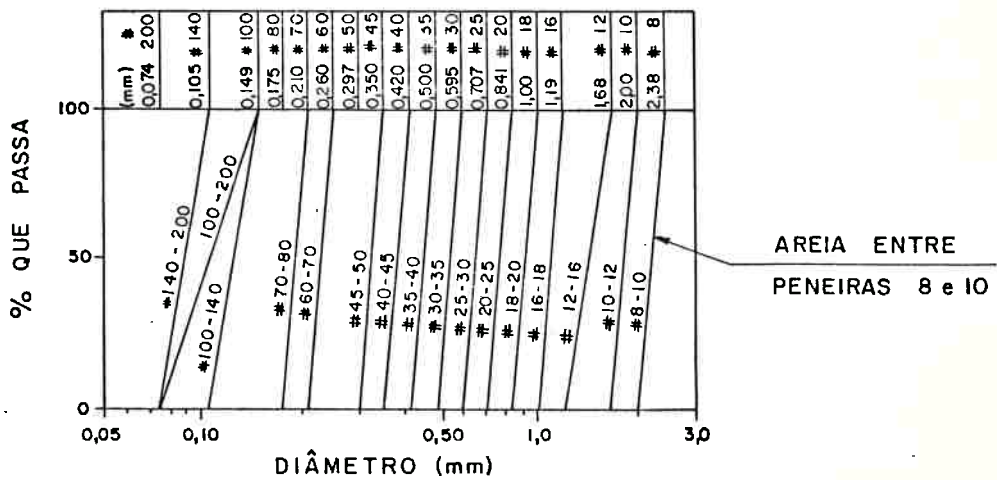
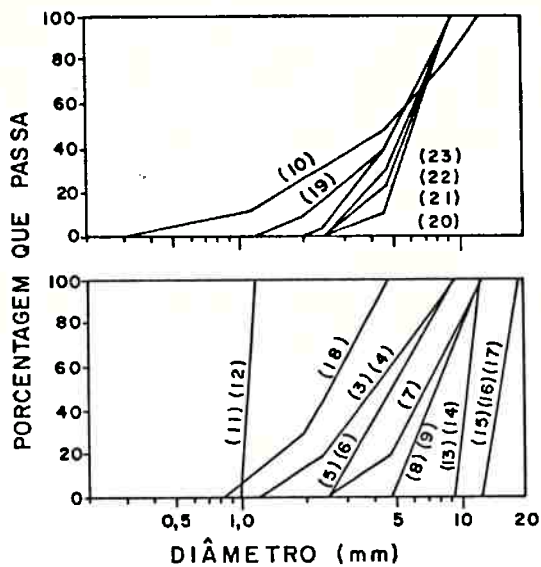


FIGURA 2.16 - GRANULOMETRIA DAS AREIAS USADAS COMO MATERIAL - BASE POR SHERARD E COAUTORES (1984)



OBS: OS NÚMEROS ENTRE PARENTESSES REFEREM-SE AO NÚMERO DO TESTE.

FIG. 2.17 - GRANULOMETRIA DOS FILTROS ENSAIADOS POR SHERARD E COAUTORES (1984)

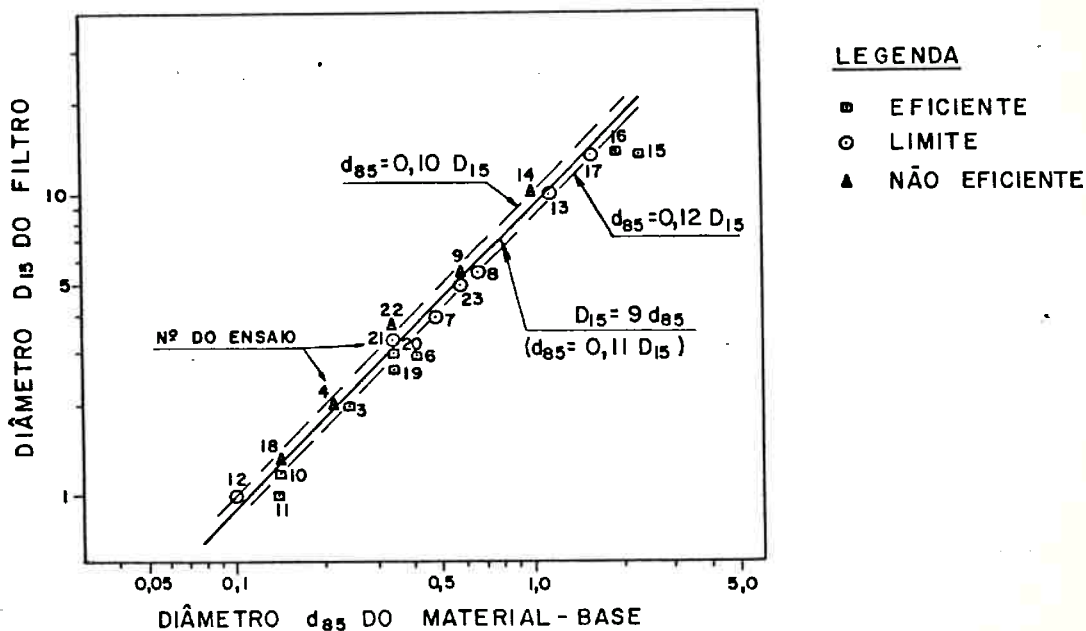


FIG. 2.18 - RELAÇÃO D15/d85 OBTIDA NOS ENSAIOS EFETIVOS POR SHERARD E COAUTORES (1984)

- b. Filtro não-eficiente: uma quantidade significativa de material-base foi carregada durante os primeiros 60 segundos do ensaio e o carregamento continuou em uma taxa aproximadamente constante. Se o período de teste fosse grande, quase todo o material-base seria carregado.
- c. Filtro limite: uma quantidade não significativa de material-base atravessa o filtro durante o fluxo de água, mas uma quantidade grande de material-base atravessa o filtro durante o período de vibração.

Os ensaios realizados (ver Figura 2.17) mostram que um limite bem definido entre filtros eficientes e não-eficientes, é dado pela relação $D_{15}/d_{85} = 9$ ou $d_{85} = 0,11 D_{15}$.

A Figura 2.17 mostra também que a atuação de uma vibração forte não influencia muito os resultados e, portanto, não é necessário adotar um critério mais conservativo para filtros sujeitos a vibração.

Segundo Sherard este limite também é observado nas primeiras séries de ensaios (A a C) de Bertram (1940) e nos ensaios desenvolvidos por Lund* conforme mostra a Figura 2.19. Nestes últimos ensaios utilizou-se areias uniformes e melhor graduadas (ver Tabela 2.8) como material-base conforme afirma Sherard.

* Lund, A. "An Experimental Study of Graded Filters" - Tese apresentada à Universidade de Londres em 1949 como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, em Sherard e co-autores (1984).

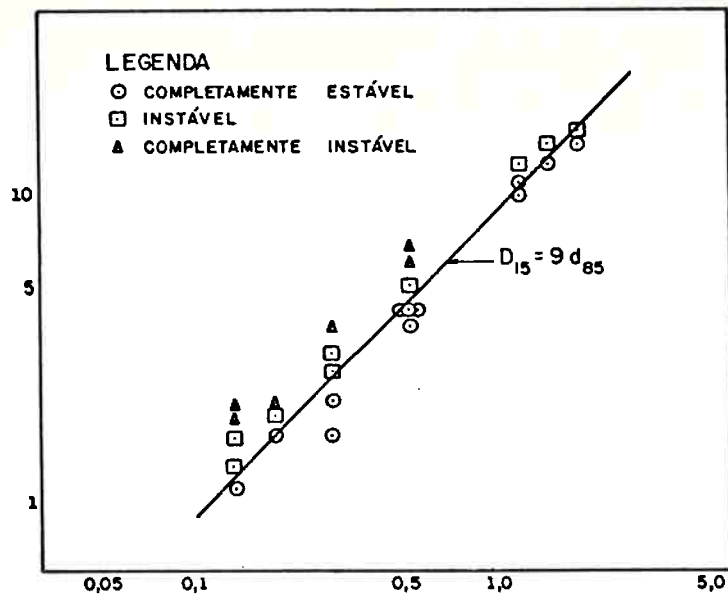


FIG. 2.19 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LUND SEGUNDO SHERARD E COAUTORES (1984)

TABELA 2.8
 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE FILTROS COM MATE
 RIAIS-BASE BEM GRADUADOS (AREIAS) REALI
 ZADOS POR LUND, EM SHERARD E COAUTORES (1984).

Material- Base	d85 (mm)	D15 (mm)	D15/d85	Resultado do Ensaio
nº 5	1,2	11,0	9,2	Estável
nº 5	1,2	12,3	10,2	Instável
nº 6	1,5	12,3	8,2	Estável
nº 6	1,5	14,5	9,7	Instável
nº 7	1,9	14,5	7,6	Estável
nº 7	1,9	16,0	8,4	Instável

Ao analisar os ensaios realizados por Karpoff/USBR (1955), Sherard notou que a relação $D_{15} \leq 9 d_{85}$ não era verificada para alguns ensaios. Estes ensaios foram reproduzidos pelo SCS e verificou-se que estavam mal interpretados, conforme já relatado no item 2.5.

Feita uma nova avaliação, os ensaios realizados por Karpoff mostram também que a relação $D_{15}/d_{85} = 9$ é o limite superior para a eficiência do filtro.

Complementando os testes com materiais-base constituídos de areias uniformes foram feitos testes, com procedimentos conservativos, conforme relatado no item III-6 do Anexo III, utilizando como material-base siltes arenosos bem-graduados e argilas arenosas ($0,1 \leq d_{85} \leq 0,6$ mm). Para todos os testes o limite de eficiência D_{15}/d_{15} , foi superior a 9, mostrando a validade do critério e que o d_{85} é adequado para representar o material-base para esses tipos de solos.

Na Tabela 2.8 são resumidos os ensaios de Lund, já citados, que utilizou areias bem-graduadas ($1,2 \leq d_{85} \leq 1,9$ mm) como material-base e filtros constituídos de pedregulhos uniformes.

Esses resultados confirmam a idéia de que ao se impedir o arraste do d_{85} também se impede o arraste de partículas mais finas e que o critério do filtro mais usual $D_{15}/d_{85} \leq 5$ é conservativo.

Entretanto, tendo em vista o bom desempenho dos filtros de barragens projetadas com este critério, que ele é conservativo e que relaciona as principais características do material-base e do filtro, d_{85} e D_{15} respectivamente, Sherard e co-autores sugerem que ele continue a ser adotado como principal critério para projeto de filtros com D_{15} superior a 1,00 mm.

Para filtros de argilas e siltes ($D_{15} \leq 1,0 \text{ mm}$) conforme será visto mais adiante, sugerem que seja adotado o critério $D_{15}/d_{85} \leq 9$.

Neste trabalho foram também desenvolvidas pesquisas referentes aos seguintes aspectos.

I Geometria dos vazios do filtro

Para visualizar a geometria dos vazios (canais de fluxo) de pedregulhos, preparou-se amostras cilíndricas, com diâmetro = 15 cm e altura = 13 cm, que eram preenchidas com cera quente. Após o resfriamento da cera em um congelador, a amostra era cortada em pedaços e os pedregulhos eram retirados, formando um "esqueleto de cera".

A observação do "esqueleto de cera" de uma pedregulho ($3/8" \leq D \leq 1"$) e $D_{15} = 11 \text{ mm}$ mostrou que:

- a. Em um percurso de 25 a 50 mm (2 a 5 D_{15}) os canais de fluxo tinham aproximadamente as mesmas dimensões máximas e mínimas. Todos os canais possuíam seções transversais muito irregulares e as suas dimensões se repetiam várias vezes a cada 10 D_{15} de percurso.
- b. Medidas grosseiras mostram que a dimensão mínima é da ordem de 0,09 a 0,18 D_{15} o que é consistente com os resultados apresentados na Figura 2.18.
- c. O "diâmetro médio" dos canais de fluxo é igual a 0,25 a 0,35 D_{15} e a máxima dimensão desses canais de fluxo contínuos é igual a 0,6 D_{15} .
- d. No contato cilindro-solo os canais de fluxo eram maiores que os canais internos.

II Permeabilidade

Foram feitos 90 ensaios de permeabilidade e obtidas as seguintes conclusões principais :

- a. Para $CR \geq 70\%$ e solos com grãos arredondados a correlação obtida foi $0,2 (D15)^2 \leq k \leq 0,6 (D15)^2$, com valor médio $k = 0,35 (D15)^2$.
- b. Solos bem-graduados com o mesmo D15 que um solo uniforme, apresentam permeabilidade menor que $0,35 (D15)^2$ e o seu menor vazio possui um diâmetro menor que $0,10 D15$.
- c. Britas (partículas angulares) de mesma granulometria que pedregulhos naturais (grãos arredondados) com compactidade relativa de 70%, apresentam permeabilidade inferior ou muito próxima à dos pedregulhos. Sherard, através deste resultado concluiu que os canais de fluxo das britas não são maiores que o dos pedregulhos e assim sendo, o critério de filtro determinado para filtros com partículas arredondadas é válido também para britas, ao contrário do que postula Karpoff (1955). Esta afirmação já foi comentada no item 2.5.

III Critérios de filtro baseados em D50, d15 e d50.

Uma vez que o tamanho dos vazios de um filtro de areia ou pedregulhos é governado pelos seus finos (D15), Sherard e co-autores postulam que critérios baseados em relações D50/d15 não são fundamentados em bases teóricas ou experimentais sólidas e, portanto, devem ser abandonados.

IV Requisito de paralelismo entre curvas granulométricas de material-base e problema de segregação

Os autores postulam que geralmente não é necessário ou desejável que as curvas granulométricas do material-base e do filtro tenham a mesma forma. Areias uniformes ($2 \leq \text{CNU} \leq 5$) são excelentes filtros para argilas muito bem graduadas ($\text{CNU} = 50$) apesar de as formas das curvas granulométricas serem distintas.

No outro extremo, um pedregulho arenoso bem-graduado pode ser um ótimo filtro de um silte ou uma areia fina, uniformes.

A principal razão para se evitar filtros muito bem-graduados é o problema de segregação (formação de bolsões de grãos muito grossos no contato filtro-material-base).

As dimensões desses bolsões cresce com o aumento do diâmetro das partículas mais grossas (D90 por exemplo) e assim, critérios tipo $D60/D10 \leq 20$ não são satisfatórios.

Para filtros constituídos de areias com pedregulhos, Sherard sugere que o diâmetro máximo seja inferior a 2" e que a porcentagem retida na peneira nº 4 deve ser inferior a 60%. Contudo em barragens com métodos construtivos adequados, a experiência ainda é o melhor critério para se limitar a graduação de um filtro.

Quanto ao trabalho de Sherard (SCS) temos os seguintes comentários:

- a. Um aspecto positivo do trabalho foi reavaliar a pesquisa experimental de Karpoff (1955) sob o aspecto exclusivo de eficiência de se impedir a erosão do material-base e

não levar em conta os aspectos de drenagem. Conforme já citado ao longo desta dissertação, a garantia de escoar a vazão afluente sem que se desenvolvam pressões hidráulicas elevadas, pode ser atingida dimensionando-se uma espessura de filtro adequada ou utilizando-se filtros sanduíches, por exemplo.

Contudo, tendo em vista o extenso trabalho realizado, cremos que deveriam ter sido reavaliados também, os ensaios de Bertram combinando filtro de areia de quartzo (grãos angulares) e material-base (areia de Ottawa) e vice-versa, apresentados na Tabela 1.3

Nesses ensaios verificou-se instabilidade de filtro com relações D_{15}/d_{85} iguais a 6,5, inferiores ao valor proposto que é igual a 9.

Lembrando que Bertram fixou o seu critério com base em medidas de permeabilidade e na detecção visual do carregamento do material-base, para que a relação $D_{15}/d_{85} \leq 9$ seja válida, pressupõe-se que nestes ensaios houve apenas uma pequena migração de grãos de material-base para o filtro, provocando uma queda de permeabilidade no mesmo e, conseqüentemente, o filtro é eficiente. Outra hipótese é a de ter ocorrido um pequeno arraste de material-base através do contato do filtro com o permeâmetro, onde os vazios são maiores e caso houvesse sido utilizado o "side-material", como nos ensaios de Sherard, o filtro seria considerado eficiente.

- b. Sherard, com base nos resultados de Lund e Karpoff (USBR), estende os seus resultados com materiais-base uniformes para materiais-base bem-graduados ($CNU \leq 7,5$).

Observa-se que na Tabela 2.8 há um ensaio com $D_{15}/d_{85} = 8,4$, em que o filtro não foi eficiente. Ou seja, o cri

tério $D_{15}/d_{85} \leq 9$ não foi verificado. Talvez, em virtude desse resultado e visando garantir uma maior segurança, é que Sherard postula que a relação D_{15}/d_{85} deve ser inferior a 5 e não igual a 9, como obtido nos seus ensaios.

- c. Quanto à restrição da aplicação deste critério às argilas com pedregulhos "tills" e "moraines" sugerida pelo trabalho, esta se deve ao fato de que estes solos não possuem uma granulometria contínua.

Isto pode ser verificado pelo procedimento sugerido por Mello (1976), admitindo-se segregação total da amostra a partir de um certo diâmetro, e verificando-se se a granulometria da fração grossa satisfaz ou não aos critérios de filtro para a fração fina (vide trabalho de Sherard - 1979).

- d. Quanto a conclusões sobre as dimensões máximas e mínimas dos vazios do filtro e que estas se repetem em trechos iguais a $10 D_{15}$, temos as seguintes restrições:
- a determinação da espessura necessária de filtro que garanta a ocorrência do seu menor vazio (efeito "medificante") deve ser associada a um tratamento estatístico, tendo em vista que a ocorrência desse vazio está associada à sua frequência, ou seja, à curva porosimétrica do filtro;
 - outro aspecto que deve ser analisado é o que significa menor e maior vazio do filtro. Nos trabalhos de Silveira (1964) e Wittmann (1979) que serão descritos no capítulo seguinte, são apresentados enfoques que já levam parcialmente esses fatores em consideração.

Na Tabela 2.9 apresenta-se uma condensação das principais conclusões dessa pesquisa.

TABELA 2.9

SÍNTESE DAS CONCLUSÕES OBTIDAS POR SHERARD E COAUTORES (1984).

As principais conclusões da pesquisa de Sherard e coautores são as seguintes:

1 - O filtro de um material-base não coesivo, com granulometria contínua, internamente estável, deve obedecer aos seguintes critérios:

- I - Granulometria
- (a) - $D_{15} \leq 5 d_{85}$
 - (b) - $CNU \leq 10$
 - (c) - % que passa na # 200: insignificante
 - (d) - $D_{15} \geq 1,00$ mm

II - Compacidade relativa: $CR \geq 80\%$

2 - Um filtro dimensionado com este critério apresenta as seguintes propriedades:

- III - Porosimetria:
- (a) \bar{d} máximo = $0,60 D_{15}$
 - (b) \bar{d} mínimo = $(0,09 - 0,18) D_{15}$
 - (c) \bar{d} médio = $(0,25 - 0,35) D_{15}$

IV - Permeabilidade $k = (0,2 - 0,6) D_{15}^2$, onde D_{15} em mm e k em cm/s.

Observações:

- 1 - Para filtros ($D_{15} < 1,00$ mm) de siltes e argilas a equação (a) passa a ser; $D_{15} \leq 9 d_{85}$.
- 2 - Os filtros testados possuíam coeficientes de não-uniformidade entre 1,5 e 6,5. A extrapolação para $CNU < 10$ foi baseada em ensaios de outros autores.

2.9 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS CRITÉRIOS DE FILTRO BASEADOS EM ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Nos itens anteriores foram apresentados com detalhes, todos os aspectos relativos à determinação dos critérios de filtro baseados em ensaios de laboratório. A Tabela 2.10 apresenta uma síntese do exposto anteriormente, onde constam as principais características dos ensaios e dos materiais utilizados em cada pesquisa, além dos respectivos critérios de filtro.

A análise de todos esses dados permite que se façam as seguintes considerações.

a. Quanto aos Materiais-Base Utilizados

Foram utilizados siltes, areias e pedregulhos em geral uniformes ($CNU < 2$). Apenas na pesquisa de Karpoff (1955) foram utilizados materiais melhor graduados ($CNU < 10$).

b. Quanto à Espessura dos Materiais-Base

As espessuras variaram de 6 a 20 cm, o que parece ser razoável. Na pesquisa do U.S. Army Corps of Engineers (1941) utilizou-se uma espessura de 1 cm apenas, mas quando o material era carregado, ele era repostado para verificação da continuidade do arraste.

TABELA 2.10

QUADRO-SÍNTESE DOS CRITÉRIOS DE FILTRO OBTIDOS A PARTIR DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Autor	Data	Material-base		Filtro			Fluxo de Água		Critérios de Filtros/Observações
		Material	CMU	Espesura (cm)	Material	CMU	Espesura (cm)	Direção	
Terrazghi	1922	-	-	-	-	-	-	-	D15 ≤ 4085 e D15 ≥ 4015. Este critério foi proposto sem base experimental.
Bertram	1940	Areias	<1,5	6,0	Areias (grãos arredondados e angulares)	<1,5	6,0	Ascendente e descendente	D15 ≤ 6085 e D15 ≥ 9d15. Filtros com CR ≥ 50%
U.S. Corps of Engineers	1941	Areia	2,0	1,0	Areias / areias com pedregulhos	3,0-7,5	15,2	Descendente	D15 ≤ 5085. A curva granulométrica do filtro deve ser paralela à do material-base (Dx/dx ≤ 25).
Filtros Unifonnes	1955	Siltes e areias	2-7*	20,3	Areia/areia com pedregulhos	2	20,3	Descendente	5 ≤ D50/d50 ≤ 10 * Diâmetro máximo do filtro = 3". - % que passa na # 200 menor que 5 %. ** Feito um ensaio com CMU = 10. - As curvas devem ser paralelas na direção dos finos. *** Foram feitos apenas 6 ensaios.
Karpoff dos	1955	Siltes e silte arenoso	10**	20,3	Areia/areia com pedregulhos	4-20**	20,3	Descendente	12 ≤ D50/d50 ≤ 58 12 ≤ D15/d15 ≤ 40
Filtros de britas.	1955	Areia, areias com pedregulhos	3-5	20,3	Britas ***	3-5	20,3	Descendente	9 ≤ D50/d50 ≤ 30 6 ≤ D15/d15 ≤ 18
Zweck e Davidenkoff	1957	Siltes areias e pedregulhos	<1,5	12-20	Areias, pedregulhos	<1,5	12-30	Ascendente, Descendente e horizontal	D50 / d50 ≤ (5 a 30). dependendo da direção do fluxo, gradiente hidráulico e granulometria do material-base.
Thanikachelan e Sakthivadivel	1974	Siltes e areias	-	-	Areias e pedregulhos	<32*	-	-	- log (D10/d10-3) = 1,55/log((d10-0,001) 10³) - D60/D10 = 0,915 (D10/d10) - 4,575 - 0 critério foi baseado na regulação das pesquisas de outros autores.
Sherard e Coautores	1984	Siltes e areias	<1,5	5,1-10,2	Areias, areia com pedregulhos	<6,5	10,2 - 20,3	Descendente	D15 ≤ 5085 (Observa-se que a relação limite obtida foi igual a D15 ≤ 9085). Filtros com CR ≥ 80%, D15 ≥ 1,00 mm e CMU ≤ 10.

c. Quanto aos Materiais de Filtro Utilizados

Os materiais utilizados foram areias, areias com pedregulhos e pedregulhos com grãos arredondados ou sub-arredondados. Somente Karpoff (1955) utilizou britas (partículas lamelares ou tetraédricas). Normalmente os filtros utilizados eram uniformes ($CNU \leq 1,5$) com exceção dos ensaios do U.S. Army Corps of Engineers ($CNU \leq 7,5$), da série específica de ensaios com filtros bem-graduados de Karpoff (CNU de até 30) e da série de Sherard ($CNU \leq 6,5$).

d. Quanto à Forma dos Grãos dos Materiais

Conforme citado no item anterior, foram ensaiados materiais com grãos arredondados ou sub-arredondados. Bertram (1940) ensaiou areias com grãos arredondados (areia de Ottawa) e com grãos angulares (areia artificial de quartzo) e obteve os mesmos limites de estabilidade para os filtros.

A principal diferença encontrada foi que o movimento de partículas do material-base na zona de contato com o filtro foi de 5%, quando era utilizada a areia de Ottawa, e de 3% quando era utilizada a areia angular. Segundo Bertram, esse fato era explicado pelas diferenças entre os índices de vazios iniciais e a resistência ao movimento, originada pela diferença de forma das partículas. Observou-se também que as permeabilidades medidas nos ensaios com areias de grãos angulares eram ligeiramente inferiores às obtidas nos ensaios com areias de grãos arredondados.

Sherard e co-autores (1984) obtiveram resultados semelhantes ao realizarem ensaios de permeabilidade em britas e pedregulhos de grãos sub-arredondados de mesma granulometria. Como as permeabilidades das britas eram sempre inferiores ou próximas das dos respectivos pedregulhos, esses autores afirmam que os vazios das britas devem ser menores que os vazios dos pedregulhos e, portanto, os critérios obtidos para filtros com grãos arredondados são também válidos para britas. Entretanto, como a permeabilidade fornece uma indicação média da porosimetria do solo, este argumento não permite tirar uma conclusão definitiva. Há inclusive uma outra tendência que postula que quando o filtro é constituído de brita, o critério deve ser mais conservativo ($D_{15}/d_{85} \leq 4$) do que o critério aplicado para pedregulhos com grãos arredondados ($D_{15}/d_{85} \leq 5$).

Não há ainda um consenso no meio técnico quanto a este assunto. Para esclarecê-lo deveriam ser feitas determinações de porosimetria de britas e pedregulhos com mesma granulometria. No Capítulo 5 onde será abordado o estudo de porosimetria das transições da Barragem Pedra do Cavalo, verificou-se que a transição brita 1 e um pedregulho ensaiado por Wittmann (1979) (com mesmo CNU) apresentam porosimetrias semelhantes. Notou-se também que os valores de vazio mínimo e máximo da brita, são respectivamente, inferior e superior aos do pedregulho. Ou seja, existe uma indicação que a porosimetria da brita é mais ampla que a porosimetria do pedregulho, e que os seus comportamentos quanto à capacidade de filtragem são semelhantes. Este assunto será novamente abordado no Capítulo 5.

e. Quanto à Espessura dos Filtros Utilizados

As espessuras de filtro utilizadas variou entre 6 e 20 cm. Segundo as experiências utilizando cera quente de Sherard e co-autores (1984), em um comprimento de até 10 D15 ao longo de um canal de fluxo, as dimensões mínimas e máximas do canal se repetem.

Na Tabela 2.11 apresenta-se os valores mínimos dos comprimentos de filtragem relativos (CFR) definidos como sendo iguais aos quocientes entre a espessura do filtro ensaiado e o máximo D15 ensaiado (CFR_1) e a espessura do material-base ensaiado pelo máximo D50 ensaiado (CFR_2). Observa-se que os comprimentos de filtrações relativos são sempre superiores ao valor (5 a 10) D15 proposto por Sherard, para que se encontre um vazio mínimo ao longo de um canal de fluxo.

Analisando as pesquisas por este enfoque, verifica-se que a medida que se utilizava filtros mais grossos e mantinha-se a mesma espessura de filtro, a condição ensaiada tornava-se mais crítica, uma vez que o número de confrontos (partícula arrastada x vazios do filtro) era cada vez menor. Conseqüentemente, todos esses critérios não levaram em conta o comprimento de filtragem. Assim sendo, pode-se dizer que todos esses critérios postulam que: qualquer carregamento deve ser impedido pelos primeiros 20 cm do filtro.

TABELA 2.11

VALORES DE COMPRIMENTO DE FILTRAGEM RELATIVOS
UTILIZADOS DAS PESQUISAS EXPERIMENTAIS DE FILTROS

Autor	Espessura (mm)	D15 máximo (mm)	D50 máximo (mm)	CFR ₁	CFR ₂
Bertram	60	1,4	1,8	42	33
U.S. Corps	152	2,0	5,5	76	27
Karpoff	203	4,8	7,0	42	29
Zweck-Davidenkoff	120	11,0	12,5	18	16
Sherard	203	13,0	17,0	16	12

Obs.: $CFR_1 = \frac{\text{espessura do filtro}}{D15 \text{ máximo ensaiado}}$

$CFR_2 = \frac{\text{espessura do filtro}}{D50 \text{ máximo ensaiado}}$

f. Quanto à Direção de Fluxo

Bertram mostrou que os resultados obtidos com fluxos ascendentes e descendentes eram idênticos. Zweck e Davidenkoff mostram que a direção de fluxo pode influenciar na formação de arcos comprimidos que bloqueiam as entradas do filtro. Entretanto, observa-se que, caso seja aplicada uma vibração na amostra durante o ensaio, este arco é desfeito.

g. Quanto à Vibração do Filtro

Somente nas pesquisas do U.S. Army Corps of Engineers e de Sherard e co-autores, foi aplicada uma vibração ao filtro. Sherard e co-autores verificaram que filtros que estavam com comportamentos estáveis ($D_{15} \leq 10 d_{85}$), passaram a ter comportamento oposto quando eram desfeitos os arcos comprimidos sobre os vazios do filtro. A relação limite de estabilidade (levando em conta o efeito de vibração) encontrada passou a ser $D_{15} \leq 9 d_{85}$ (ver Figura 2.18).

h. Quanto aos Gradientes Hidráulicos e Compacidades Relativas

Bertram ensaiou os seus filtros com gradientes relativamente baixos (6) e elevados (20) não tendo verificada nenhuma diferença de comportamento. A utilização de um gradiente muito baixo não é indicada pois pode gerar forças de arraste pequenas, e assim, não ser capaz de carrear partículas do material-base. Por outro lado, a utilização de gradientes muito elevados, como os utilizados por Sherard e co-autores (1984), faz com que ocorra um adensamento do filtro. Uma vez que na pesquisa conduzida por esses últimos

autores, os filtros foram compactados de modo a atingir uma compactidade relativa de cerca de 80% e depois foram submetidos a percolação de água com gradientes hidráulicos de até 800, pode-se inferir que esses filtros estavam na condição de densidade máxima.

Observa-se que as areias uniformes ensaiadas por Bertram com compactidades relativas próximas a 50% e superiores a 70%, apresentaram o mesmo comportamento.

De uma forma geral pode-se concluir que não é necessário o uso de gradientes muito elevados nos ensaios, sendo que valores em torno de 2 nos parecem satisfatórios para a maioria dos casos.

Quanto à compactidade relativa, se por um lado existe um benefício na utilização de valores elevados devido à redução dos vazios do filtro, por outro lado o filtro ganha uma rigidez muito elevada. Em barragens altas, especialmente do tipo terra-enrocamento, a utilização de filtro e transições muito rígidas pode provocar transferência de tensão do núcleo para essas zonas, devido a um efeito de silo, como por exemplo na barragem de Gepastsch (vide Schober, 1970). O alívio de tensão no núcleo não é desejado pois aumenta a possibilidade de ocorrerem trincas e/ou fissuras no seu interior pelo efeito de fraturamento hidráulico, por exemplo.

i. Quanto à Continuidade das Curvas Granulométricas

Este assunto ainda não recebeu uma pesquisa adequada no sentido de saber até que ponto os pedregulhos existentes em uma areia fazem parte do seu esqueleto sólido ou estão imersos na massa de areia, sem que influenciem o

comportamento do solo, quando sujeito a um fluxo d'água que tende a transportar os seus grãos.

Mello (1976), conforme exposto no item 2.2, apresenta uma metodologia para verificar a continuidade da granulometria de um material, a qual permite uma primeira análise do problema.

Karpoff assume uma posição conservativa e recomenda que para o projeto de filtro, a granulometria do material-base que deve ser considerada, é aquela que passa pela peneira nº 4.

No "piping" que ocorreu na barragem de Balderhead, vide Penman (1970 e 1978), o dimensionamento do filtro do núcleo constituído de um "till" (argila glacial com pedregulhos) foi feito impropriamente, admitindo que o "till" possuía uma granulometria contínua. Consequentemente, os filtros utilizados foram muito grossos e ineficientes para impedir o arraste do material do núcleo.

Na nossa opinião a verificação da continuidade de uma curva granulométrica deve ser feita através da bordagem proposta por Mello (1976), para a curva granulométrica em peso, e também para a curva granulométrica em número de partículas, que muitas vezes permite uma melhor avaliação se há excesso ou falta de determinados grãos.

j. Quanto às Técnicas de Ensaio

No laboratório a superfície de contato do material-base com o filtro é plana e regular, enquanto que no campo as condições dessa superfície podem ser opostas. Por sua vez, enquanto no laboratório a compactação é homogênea e bem controlada, no campo se não forem tomados cuidados espe-

cíficos, os materiais na interface material-base/filtro podem estar mal compactados. Ou seja, as condições em um ensaio certamente são mais favoráveis do que as do protótipo.

O principal avanço verificado nas técnicas de ensaio é a utilização de um material fino ("side material") no contato filtro-cilindro, para eliminar os maiores vazios que se formam junto às paredes do cilindro e podem influenciar a interpretação do ensaio. Este procedimento foi utilizado inicialmente por Sherard e co-autores (vide Figura 2.17). Outro aspecto importante é a vibração da amostra para destruir eventuais arcos comprimidos sobre as entradas do filtro.

De modo geral todos os ensaios foram bem conduzidos e a apresentação dos resultados é satisfatória.

k. Quanto à Validade dos Critérios

Somente a pesquisa conduzida por Karpoff foi feita abrangendo uma gama mais ampla de solos, ou seja, foram feitas com materiais graduados, enquanto que nas pesquisas do U.S. Army Corps of Engineers e Sherard e co-autores, embora os filtros ensaiados tenham sido uniformes a medianamente graduados, os materiais-base utilizados foram uniformes.

Na nossa opinião os únicos critérios válidos são os que se baseiam em relação D15/d85 pelas seguintes razões.

- a. É levado em conta o efeito de autofiltragem dos solos de granulometria contínua. Ou seja, se o filtro impedir o transporte dos grãos maiores do material-base, esses por sua vez impedirão o movimento dos menores.

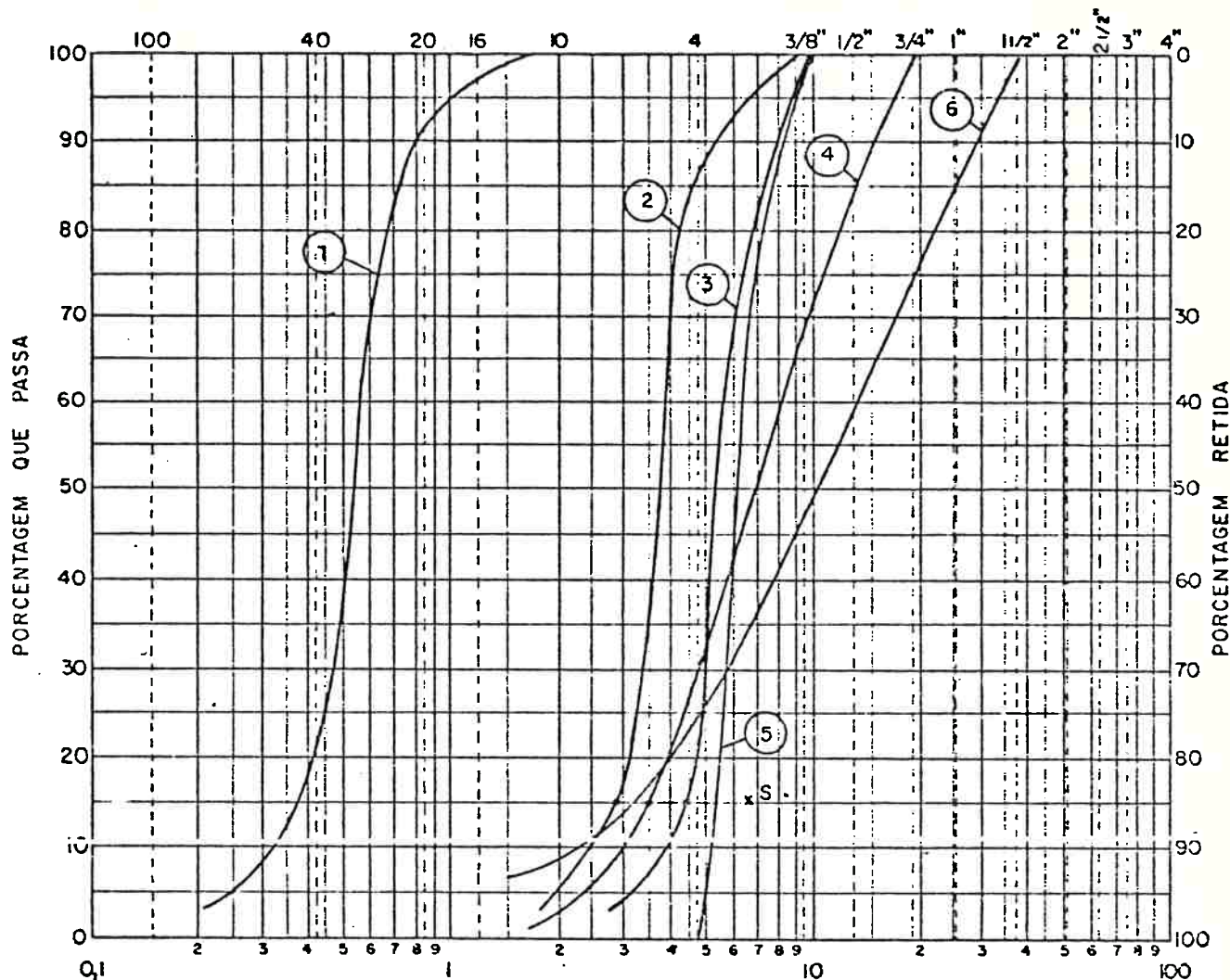
- b. As dimensões dos vazios do filtro são condicionadas principalmente pelos grãos menores do filtro, que são representados pelo D15.

Assim sendo, para um dimensionamento ou verificação expedita de um filtro, recomenda-se a utilização do critério $D_{15} \leq 5 d_{85}$, proposto pelo U.S. Army Corps of Engineers (1941) e Sherard e co-autores (1984). Este critério parece ser conservador e tem sido empregado com sucesso em inúmeras obras. Porém existe uma falha deste critério, que é a de não fixar graduação do filtro. É fácil perceber que dois filtros com mesmo D15 (o primeiro com granulometria uniforme e o segundo com granulometria bem-graduada), o filtro bem-graduado possui uma maior capacidade de filtragem. Esta maior eficiência é devida ao arranjo mais denso dos seus grãos, que lhe propicia uma porosimetria mais fina que a do filtro uniforme (este assunto será abordado com mais detalhes no Capítulo 5).

Quanto aos critérios baseados em relações D_{50}/d_{50} , D_{15}/d_{15} e D_{10}/d_{10} , conceitualmente eles são falhos por não levar em conta os fatores citados anteriormente e não devem ser utilizados.

Quanto aos aspectos de capacidade de drenagem do filtro, uma vez que a função principal deste é impedir o "piping", tal capacidade deve ser obtida através da adoção de larguras adequadas ou pela adoção de filtros constituídos de mais de um material.

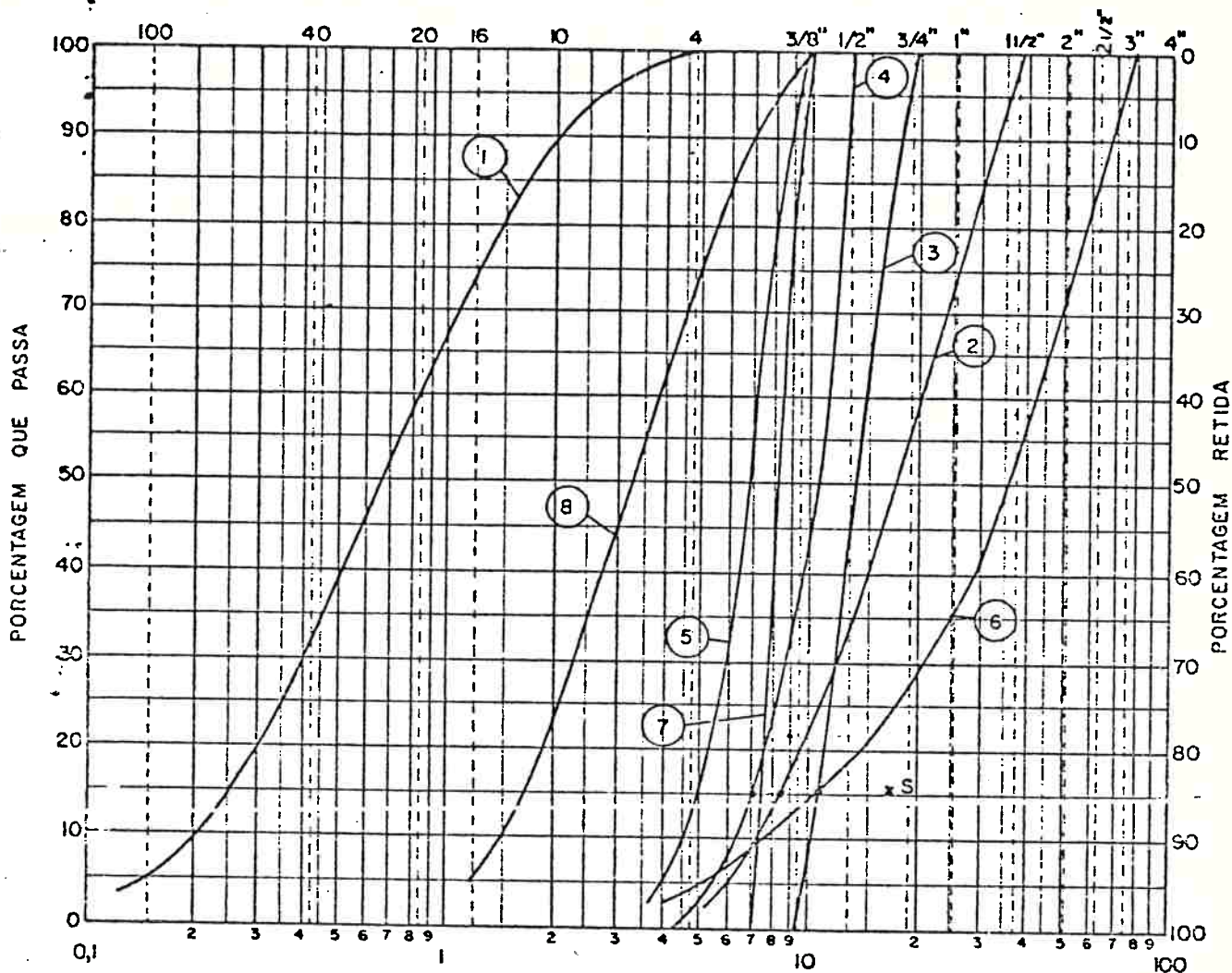
Nas Figuras 2.20 a 2.22 apresentam-se exemplos de aplicação dos critérios de filtro apresentados para três materiais: uma areia média uniforme (CNU = 1,7), uma areia grossa a fina medianamente graduada (CNU = 4,2) e um pedregulho arenoso bem graduado (CNU = 11,0).



A.S.N.T.	AREIA FINA	AREIA MÉDIA	A. GROSSA	PEDRISCO	BRITA 1	B. 2	BRITA 3	B. 4	3. 5
M.L.T.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDREGULHO					

- ① - MATERIAL-BASE: AREIA MÉDIA - $CNU = 1,7$
- ② - FILTRO-TERZAGHI: $D_{15} \leq 4 d_{85} = 2,8 \text{ mm}$
- ③ - FILTRO-KARDOFF/BERTRAN: $D_{50} \leq 10 d_{50} = 5,2 \text{ mm}$ e $D_{15} \leq 6 d_{85} = 4,2 \text{ mm}$
- ④ - FILTRO U.S. CORPS / SHERARD: $D_{15} \leq 5 d_{85} = 3,5 \text{ mm}$
- ⑤ - FILTRO-ZWECK-DAVIDENKOFF: $D_{50} \leq 11,8 d_{50} = 6,1 \text{ mm}$
- ⑥ - FILTRO-THANIKACHALAM / SAKTHIVADIVEL

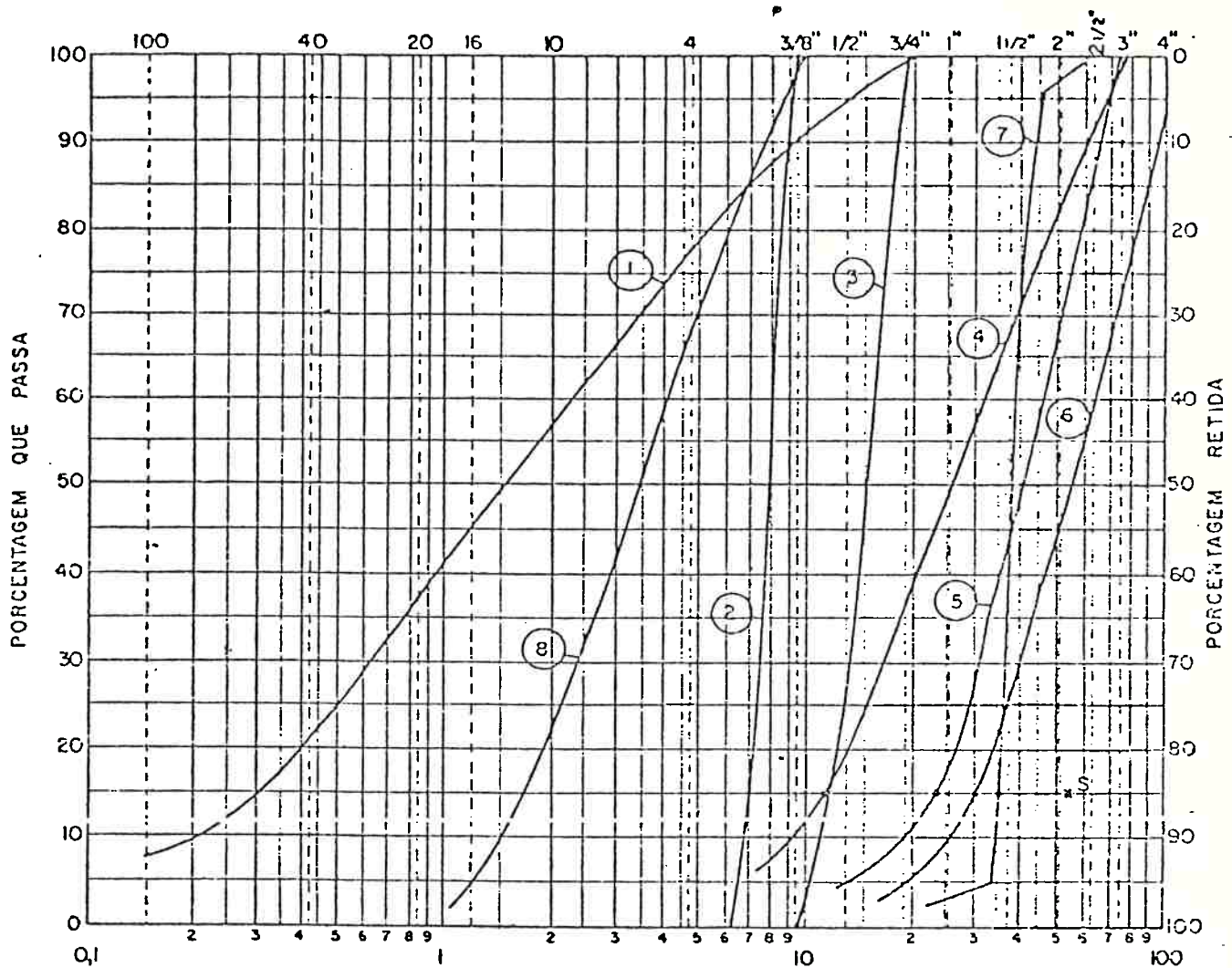
FIG. 2.20 - EXEMPLO DE APLICAÇÃO DOS CRITÉRIOS DE FILTROS EXPERIMENTAIS PARA UM MATERIAL-BASE UNIFORME.



A.B.N.T.	AREIA FINA	AREIA MÉDIA	A. GROSSA	PEDRISCO	BRITA 1	B. 2	BRITA 3	B. 4	B. 5
M.L.T.	A FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PE DREGULHO					

- ① - MATERIAL-BASE: AREIA GROSSA A FINA- CNJ=4,2
- ② - FILTRO-US CORPS/SHERARD: $D_{15} \leq 5 d_{85} = 8,75 \text{ mm}$
- ③ - FILTRO-BERTRAM: $D_{15} \leq 6 d_{85} = 10,50 \text{ mm}$
- ④ - FILTRO- TERZAGHS: $D_{15} \leq 4 d_{85} = 7,00 \text{ mm}$
- ⑤ - FILTRO-KARPOFF/UNIFORME: $D_{50} \leq 10 d_{50} = 6,7$
- ⑥ - FILTRO-KARPOFF BEM GRAVADO: $D_{15} \leq 40 d_{15} = 10,0$ e $D_{50} \leq 58 d_{50} = 38,9 \text{ mm}$ e $D_{MAX} = 3''$
- ⑦ - FILTRO ZWECK-DAVIDENKOFF: $D_{50} \leq 12,2 d_{50} = 8,17 \text{ mm}$
- ⑧ - FILTRO-THANIKACHALAM / SAKTHIVADIVEL

FIG. 2. 21-EXEMPLO DE APLICAÇÃO DOS CRITÉRIOS DE FILTROS EXPERIMENTAIS PARA UM MATERIAL-BASE MEDIANAMENTE GRADUADO.



A.B.N.T.	AREIA FINA	AREIA MÉDIA	A. GROSSA	PEDRISCO	BRITA 1	B. 2	BRITA 3	B. 4	B. 5
MIT.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PE DREGULHO					

- ① - MATERIAL-BASE : PEDREGULHO ARENOSO-
CNU = 11,0
- ⑤ - FILTRO TERZAGHI/US CORPS: D15 ≤ 4 d 85 = 22,4 mm
e D50 ≤ 25 d50 = 37,5 mm
- ② - FILTRO ZWECK- DAVIDENKOFF: D50 ≤ 5,3 d50 = 7,95 mm
- ⑥ - FILTRO SHERARD: D15 ≤ 5 d 85 = 28,0 mm
- ③ - FILTRO KARPOFF-UNIFORME: D50 ≤ 10 d50 = 15 mm
- ⑦ - FILTRO BERTRAM D15 ≤ 6 d 35 = 33,6 mm
- ④ - FILTRO KARPOFF BEM GRADUADO: D15 ≤ 40 d15 = 12 mm
D50 ≤ 58 d50 = 87 mm e DMAX = 3"
- ⑧ - FILTRO THANIKACHALAM - SAKTHIVADIVEL

FIG. 2.22 : EXEMPLO DE APLICAÇÃO DOS CRITÉRIOS DE FILTROS EXPERIMENTAIS PARA UM MATERIAL-BASE BEM GRADUADO

Quando o material-base é uniforme (ver Figura 2.20), caso se adote filtros também uniformes, a diferença entre os critérios baseados em relações D_{50}/d_{50} , e os baseados em relações D_{15}/d_{85} podem levar a filtros que não respeitam os outros critérios. Todavia a diferença entre as granulometrias desses filtros não é muito sensível. Inclusive a curva 3 foi obtida atendendo aos critérios de Karpoff e Bertram simultaneamente. A explicação desse fato é que uma vez que os filtros são uniformes, a diferença entre os valores do d_{50} e o d_{85} não é grande.

Observa-se, contudo, que a adoção do critério do U.S. Army Corps of Engineers - Sherard permite a utilização de filtros melhor graduados (curva 5) que certamente apresentam melhor desempenho que os filtros uniformes, dimensionados pelos outros critérios, conforme as considerações do item anterior.

Nota-se também que o filtro dimensionado pelo critério de Thanikachalam-Sakthivadivel respeita o critério $D_{15}/d_{85} \leq 5$ e apresenta uma melhor graduação ($CNU = 6,7$) que os outros filtros. Tendo em vista que esse critério foi obtido através de uma reanálise das experiências realizadas, era de se esperar que o critério de Karpoff também fosse atendido mas ele não o é, o que é estranho.

Quando o material-base é medianamente graduado (ver Figura 2.21), os filtros dimensionados pelos diferentes critérios apresentam diferenças sensíveis entre si.

Observa-se que o filtro dimensionado pelo critério de Thanikachalam-Sakthivadivel é muito fino ($D_{15}/d_{85} \approx 1,0$). Isto é explicado porque este critério não leva em conta o efeito de autofiltragem do material-base e foi obtido pela reanálise de ensaios que foram feitos com materiais-base uniformes.

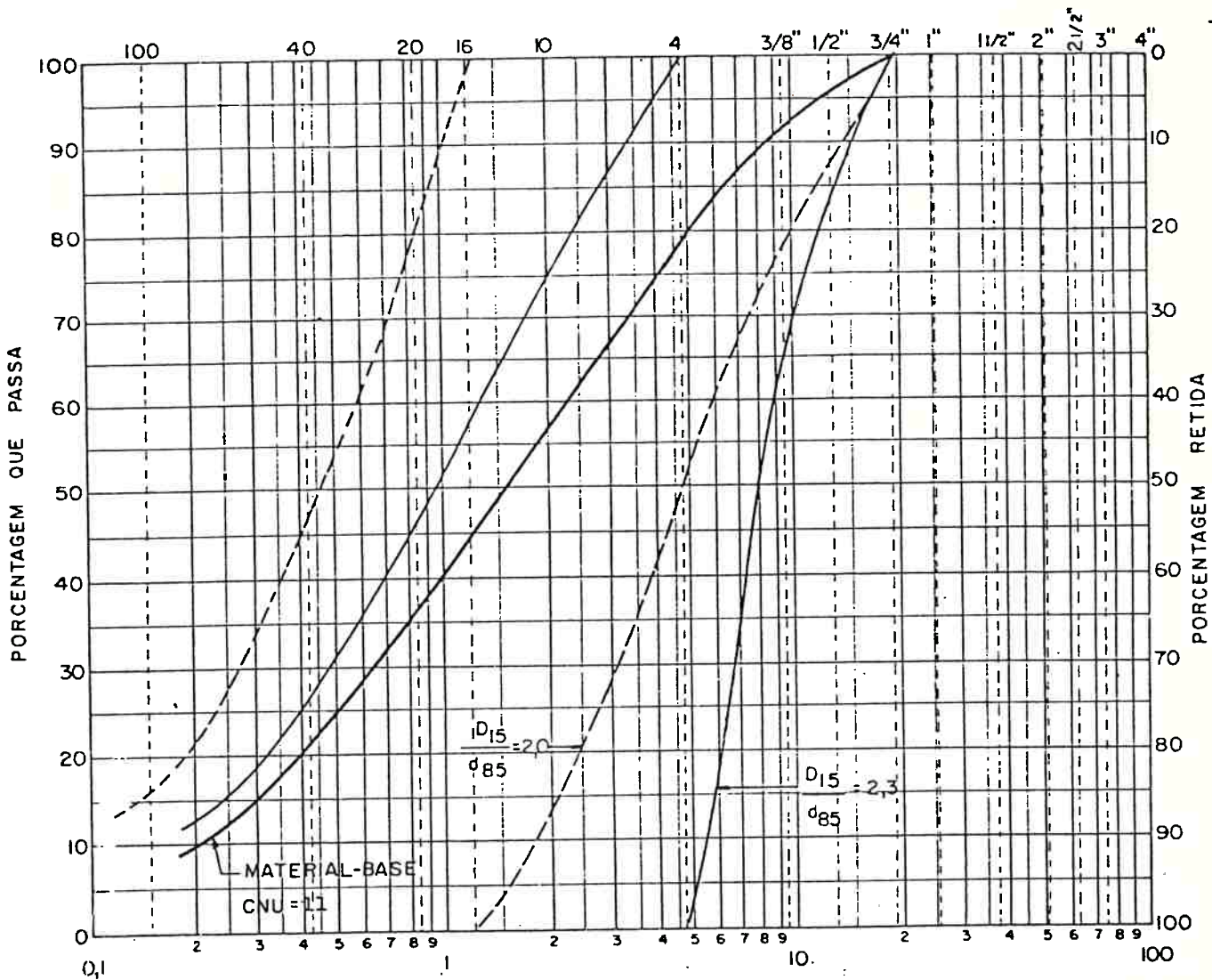
Nota-se que quando material-base é medianamente graduado o filtro dimensionado pelo critério $D_{15} \leq 5d_{85}$ atende aos critérios de filtros uniformes baseados em relações D_{50}/d_{50} . Por sua vez o critério de Karpoff para filtros bem graduados leva a um D_{15} limite igual a 10,0 mm, ligeiramente superior ao valor $5 d_{85} = 8,75$ mm.

A Figura 2.21 mostra o ponto S correspondente ao valor $D_{15} = 9 d_{85}$ (valor limite obtido por Sherard e co-autores (1984) para filtros densos). Verifica-se que em relação a este critério, os filtros obtidos são conservativos.

A Figura 2.22 mostra a aplicação dos critérios de filtro para um material-base bem graduado ($CNU = 11$). A primeira verificação a ser feita é quanto à continuidade da sua granulometria. Na Figura 2.23 apresenta-se a verificação segundo o procedimento sugerido por Mello (1976), a qual mostra que supondo total segregação da amostra, a fração grossa resultante (nos dois casos analisados) é filtro da fração fina ($D_{15} \leq 5 d_{85}$).

Observa-se que este material possui o mesmo d_{10} que o material-base do exemplo anterior e que a granulometria do filtro dimensionado pelo critério de Thanikachalam-Sakthivadivel conseqüentemente é a mesma do exemplo anterior e está situada dentro da faixa granulométrica do material-base, o que mostra que é falho. A análise deste exemplo mostra que a utilização de critérios para filtros uniformes baseados em relações D_{50}/d_{50} levam a filtros conservativos, pois está se desprezando o efeito de autofiltragem da fração grossa do material-base, que neste caso é muito importante.

Observa-se ainda que o critério de paralelismo sugerido pelo U.S. Army Corps of Engineers, $D_{50} \leq 25 d_{50}$, leva a valores D_{15}/d_{85} inferiores a 5, caso queira se manter



A.B.N.T.	AREIA FINA	AREIA MÉDIA	A. GROSSA	PEDRISCO	BRITA 1	B. 2	BRITA 3	B. 4	B. 5
M.L.T.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDREGULHO					

FIG. 2.23 : EXEMPLO DE VERIFICAÇÃO DA CONTINUIDADE DE UMA CURVA GRANULOMÉTRICA

um certo paralelismo entre as curvas granulométricas do filtro e do material-base. Quando se dimensiona um filtro de um material-base bem graduado, sempre surge a questão da necessidade ou não do paralelismo das curvas na região dos finos. As experiências de Lund com materiais-base com $CNU \leq 10$ relatadas por Sherard e co-autores (1984), indicam que não é necessário este paralelismo. Contudo este aspecto não foi devidamente estudado. Caso queira se minimizar um eventual arraste dos finos do material-base para o interior do filtro até que o bloqueio do d85 interrompa esse processo, é conveniente utilizar filtros bem-graduados que obedecem a relação $D15 \leq 5 d85$, e realizar uma análise de carreamento, conforme será exposto no próximo capítulo, para avaliar o arraste dos finos.

A análise dos três exemplos apresentados mostra que a adoção de critérios baseados em relações $D50/d50$, $D15/d15$ e $D10/d10$ podem levar à utilização de um filtro não adequado ao controle do "piping", ou mesmo a rejeitar a utilização de materiais adequados. Ressalta-se que a rejeição de materiais disponíveis em uma obra pode gerar gastos elevados e não necessários.

Concluindo, para o dimensionamento de filtros, baseados em relações granulométricas obtidas experimentalmente, sugere-se a adoção do critério $D15 \leq 5 d85$, e a utilização de filtros medianamente a bem graduados.

Vale a pena ressaltar que as experiências realizadas por Sherard e co-autores mostraram que a relação $D15/d85$ para filtros densos (sujeitos a gradientes elevados), pode chegar a 9,0. A recomendação desses autores para a utilização da relação $D15/d85 \leq 5$, é baseada no bom desempenho das obras projetadas através desse critério e também para fornecer uma segurança adicional à obra. Observa-se que em função do tipo de obra e local de aplicação, o filtro pode ser dimensionado por um critério menos rigoroso.

Transições situadas no talude de montante de barragens homogêneas ou a montante de núcleos argilosos de barragens tipo terra-enrocamento, são exemplos em que um critério menos rigoroso pode ser aplicado. Outro exemplo em que pode ser adotado este enfoque é em barragens de terra-enrocamento em que as transições de jusante do núcleo são constituídas de um filtro de areia, uma transição fina, uma transição grossa e em seguida existe uma faixa de enrocamento fino. A verificação do critério de filtro do enrocamento fino com a transição grossa, em função da geometria e ponto de aplicação, na nossa opinião, pode ser feita pelo critério $D_{15} \leq 9 d_{85}$.

Um outro aspecto que merece atenção é a análise da mobilidade das partículas das transições do núcleo. Em função da permeabilidade e inclinação do núcleo, eventualmente mesmo havendo um fluxo d'água concentrado através de uma fissura do núcleo, poderão existir zonas das transições em que não há percolação de água e portanto a granulometria desta zona poderia ser fixada por um outro critério, menos rigoroso. Esta última consideração deve ser encarada com reservas e como sugestão de uma pesquisa futura, uma vez que não existem estudos específicos abordando estes aspectos.

CAPÍTULO 3

CRITÉRIOS DE FILTRO BASEAD
DOS NA SUA CURVA POROSIMÉE
TRICA

3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

No capítulo anterior, foi visto que nos critérios de filtro com base experimental, o comportamento do material-base era associado à sua fração grossa (d85) e o comportamento dos vazios do filtro, à sua fração fina (D15). O enfoque mais acertado para o dimensionamento de um filtro é através da comparação da granulometria do material-base com a porosimetria (curva de distribuição dos vazios) do filtro.

Neste capítulo serão apresentados os trabalhos de Araken Silveira (1964, 1965) que permitem o cálculo teórico da porosimetria do filtro e através de uma análise probabilística, o estudo de carreamento do material-base para o interior do filtro. Com base nesta análise, obtém-se a granulometria adequada ao filtro de proteção.

Também será exposto o trabalho de Wittmann que apresenta uma metodologia para a medida direta da porosimetria de um filtro.

3.2 CRITÉRIO DE FILTRO BASEADO NA DISTRIBUIÇÃO DE VAZIOS CALCULADA PELA METODOLOGIA DE ARAKEN SILVEIRA

Araken Silveira (1964), desenvolveu uma metodologia que permite a determinação da curva de distribuição de vazios de um solo granular e a análise do número de confrontos (n) que uma partícula de um material-base, d , tem com vazios do material de filtro, \bar{d} , até confrontar-se com $\bar{d} < d$. Esta análise torna possível o cálculo da penetração $S = n \times s$ (onde s = percurso em cada encontro) das partículas do material-base no filtro.

Para o desenvolvimento de sua teoria, Araken Silveira faz as seguintes hipóteses:

- a. serem os grãos esferoidais
- b. estar o filtro em seu estado de máxima compactação
- c. serem independentes as posições relativas ocupadas pelos grãos
- d. a curva de frequência acumulada da ocorrência dos grãos do filtro está associada à sua curva de distribuição granulométrica.

A hipótese a, segundo o autor, na maioria dos casos constitui uma aproximação razoável.

A hipótese b é feita para que sempre se possa admitir a existência da tangência de três grãos, dando origem a um vazio central.

A hipótese c implica em uma mistura e homogeneização bem feita do material, isto é, não há segregação.

A hipótese d confere a cada diâmetro dos grãos uma probabilidade de ocorrência.

Assim pela hipótese c, as posições relativas entre os grãos são aleatórias, pelas hipóteses b e d, pode-se determinar a ocorrência de determinados agrupamentos de grãos e pela hipótese a, pode-se compor o esquema da Figura 3.1, cujo vazio interno será representado pela circunferência tangente interna, de diâmetro \bar{d} . Este diâmetro será função das três partículas de diâmetros d_i , d_j e d_k , e assim, para o cálculo da distribuição de vazios do filtro, é necessário representar sua curva granulométrica por m diâmetros representativos, isto é, discretizar a sua curva de distribuição granulométrica. Para m diâmetros, temos um número de combinações com repetição igual a:

$$N = C_{m,3} = \frac{m(m+1)(m+2)}{3!} = \frac{1}{6} m(m+1)(m+2) \quad (3.1)$$

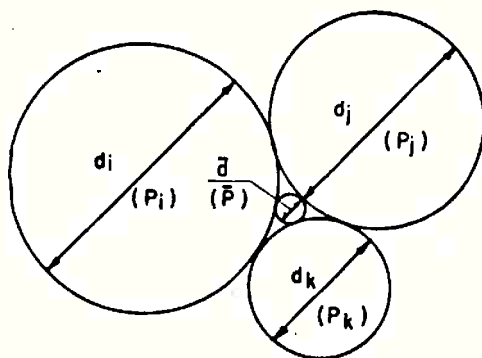
O autor fez um estudo comparativo e concluiu que para $m = 5$, N é igual a 35 e a precisão do método é adequada e não requer um trabalho excessivo.

A probabilidade de ocorrência dos três tipos de agrupamentos possíveis são as seguintes:

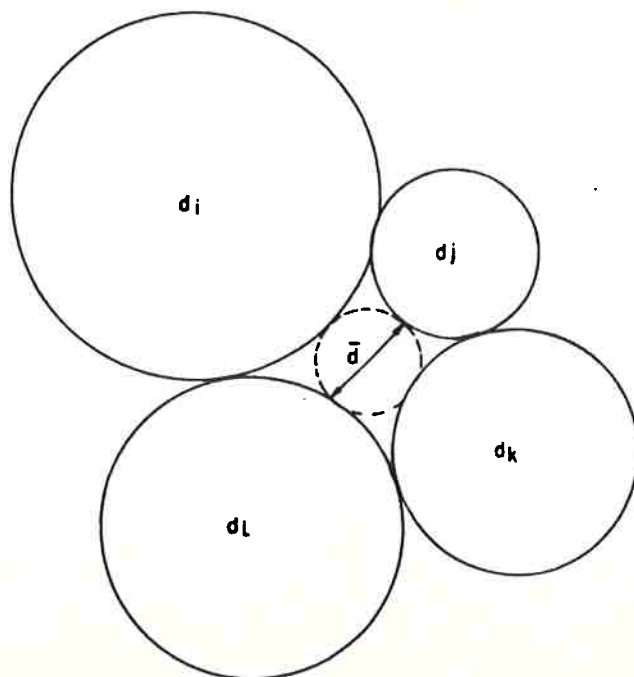
$$P(i,i,i) = 1 \times p_i^3 \quad (3.2)$$

$$P(i,i,j) = 3 \times p_i^2 \times p_j \quad (3.3)$$

$$P(i,j,k) = 6 \times p_i \times p_j \times p_k \quad (3.4)$$



a - ESTADO DENSO



b - ESTADO MENOS DENSO

FIG. 3.1 - ESQUEMAS DE VAZIOS DE FILTROS ADOTADOS POR SILVEIRA (1964, 1966)

Quando o agrupamento é do tipo $C_{i,i,i}$ o valor do diâmetro do vazio é igual a $0,155 d_i$. Mas quando o agrupamento é de outro tipo, face à complexidade da resolução analítica para o cálculo de \bar{d} , o autor lançou mão do artifício de resolver graficamente cada combinação, fixando uma relação entre os diâmetros. Tanto a relação dos diâmetros, quanto o diâmetro do vazio, foram relacionados com o menor diâmetro d_1 . Por razões de simples semelhança, estas relações serão mantidas em qualquer escala desde que se conserve a relação dos diâmetros fixados. Desta forma é possível obter a distribuição dos vazios de um solo (curva porosimétrica). As relações obtidas graficamente são apresentadas nas Tabelas 3.1 a 3.3.

Uma vez determinada a curva de distribuição de vazios, o problema do carreamento se resume na comparação entre os pontos desta curva, \bar{d} , e os da curva de distribuição granulométrica do material-base, d . As três situações possíveis são as seguintes:

- a. $d \geq \bar{d}_{\max}$, isto é, os grãos não conseguem penetrar no filtro
- b. $d \leq \bar{d}_{\min}$, neste caso os grãos atravessam o filtro, qualquer que seja sua espessura
- c. $\bar{d}_{\min} < d < \bar{d}_{\max}$, os grãos do material-base penetram no filtro até encontrar um vazio $\bar{d} < d$.

Se em cada confronto (ou prova), a partícula caminha um espaço s , então o espaço total por ela percorrido será $n \times s$, onde n é o número de provas.

Caso a probabilidade de $d < \bar{d}$ seja igual a p^n , então a probabilidade de ter o seu percurso interrompido após n confrontos é de : $1 - p^n$.

TABELA 3.1: DETERMINAÇÃO DA CURVA DE VAZIOS
 RELAÇÃO $(D_i/D_1) = 1:2:3:4:5$

d1		d2		d3		d4		d5	
P1		P2		P3		P4		P5	

AGRUPAMENTO	\bar{d} / d_1	\bar{d}	$\bar{P} \times 100\%$	$\Sigma \bar{P} \times 100\%$
d1 d1 d1	0,155			
d1 d1 d2	0,190			
d1 d1 d3	0,210			
d1 d1 d4	0,218			
d1 d1 d5	0,220			
d2 d2 d1	0,235			
d1 d2 d3	0,260			
d1 d2 d4	0,275			
d3 d3 d1	0,280			
d1 d2 d5	0,300			
d2 d2 d2	0,310			
d1 d3 d4	0,315			
d1 d3 d5	0,320			
d4 d4 d1	0,335			
d1 d4 d5	0,340			
d2 d2 d3	0,350			
d5 d5 d1	0,360			
d2 d2 d4	0,380			
d2 d2 d5	0,400			
d3 d3 d2	0,400			
d2 d3 d4	0,430			
d2 d3 d5	0,460			
d3 d3 d3	0,465			
d4 d4 d2	0,470			
d2 d4 d5	0,500			
d3 d3 d4	0,500			
d3 d3 d5	0,530			
d5 d5 d2	0,540			
d4 d4 d3	0,560			
d3 d4 d5	0,600			
d4 d4 d4	0,620			
d5 d5 d3	0,640			
d4 d4 d5	0,650			
d5 d5 d4	0,700			
d5 d5 d5	0,755			

TABELA 3.2: DETERMINAÇÃO DA CURVA DE VAZIOS
 RELAÇÃO (Di/D1) = 1:2:4:6:8

d1		d2		d3		d4		d5	
P1		P2		P3		P4		P5	

AGRUPAMENTO	$\bar{d}/d1$	\bar{d}	$\bar{P} \times 100\%$	$\Sigma \bar{P} \times 100\%$
d1 d1 d1	0,155			
d1 d1 d2	0,190			
d1 d1 d3	0,220			
d1 d1 d4	0,222			
d1 d1 d5	0,225			
d2 d2 d1	0,235			
d1 d2 d3	0,275			
d1 d2 d4	0,300			
d1 d2 d5	0,308			
d2 d2 d2	0,310			
d3 d3 d1	0,335			
d1 d3 d4	0,365			
d1 d3 d5	0,380			
d2 d2 d3	0,380			
d4 d4 d1	0,400			
d1 d4 d5	0,420			
d2 d2 d4	0,420			
d2 d2 d5	0,435			
d5 d5 d1	0,440			
d3 d3 d2	0,470			
d2 d3 d4	0,530			
d2 d3 d5	0,550			
d4 d4 d2	0,560			
d3 d3 d3	0,620			
d2 d4 d5	0,630			
d5 d5 d2	0,670			
d3 d3 d4	0,700			
d3 d3 d5	0,700			
d4 d4 d3	0,800			
d3 d4 d5	0,860			
d4 d4 d4	0,930			
d5 d5 d3	0,940			
d4 d4 d5	1,000			
d5 d5 d4	1,120			
d5 d5 d5	1,240			

TABELA 3.3: DETERMINAÇÃO DA CURVA DE VAZIOS
 RELAÇÃO $(d_i/d_1) = 1:2:4:8:16$

d1		d2		d3		d4		d5	
P1		P2		P3		P4		P5	

AGRUPAMENTO	\bar{d}/d_1	\bar{d}	$\bar{P} \times 100\%$	$\Sigma \bar{P} \times 100\%$
d1 d1 d1	0,155			
d1 d1 d2	0,190			
d1 d1 d3	0,220			
d1 d1 d4	0,225			
d2 d2 d1	0,235			
d1 d1 d5	0,250			
d1 d2 d3	0,275			
d1 d2 d4	0,308			
d2 d2 d2	0,310			
d1 d2 d5	0,320			
d3 d3 d1	0,335			
d1 d3 d4	0,380			
d2 d2 d3	0,380			
d1 d3 d5	0,400			
d2 d2 d4	0,435			
d4 d4 d1	0,440			
d2 d2 d5	0,450			
d3 d3 d2	0,470			
d1 d4 d5	0,475			
d2 d3 d4	0,550			
d5 d5 d1	0,560			
d2 d3 d5	0,617			
d3 d3 d3	0,620			
d4 d4 d2	0,670			
d2 d4 d5	0,760			
d3 d3 d4	0,760			
d3 d3 d5	0,870			
d5 d5 d2	0,880			
d4 d4 d3	0,940			
d3 d4 d5	1,100			
d4 d4 d4	1,240			
d5 d5 d3	1,340			
d4 d4 d5	1,520			
d5 d5 d4	1,880			
d5 d5 d5	2,480			

Caso se admita um nível de confiança \bar{P}'' , isto é, se quiser ter \bar{P}'' de confiança de que a partícula não passe após n confrontos, temos que satisfazer a condição:

$1 - p^n = \bar{P}'$, onde $\bar{P}' = \bar{P}''/100\%$, obtendo-se :

$$n = \frac{\log (1 - \bar{P}')}{\log p} \quad (3.5)$$

O autor sugere que se adote a média geométrica dos diâmetros dos grãos do filtro \hat{d} ou então o D50, para o valor do percurso s em cada confronto.

Fixado um nível de confiança, a análise da curva de penetração, $\log d \times s$, permite verificar se ocorre a retenção das partículas mais grossas do material-base (consequentemente dar uma primeira idéia se há o efeito de autofiltragem) e a partir de que comprimento de filtragem (\bar{S}) a contaminação do filtro é praticamente nula. Silveira sugere que o dimensionamento do filtro seja feito somando-se ao comprimento \bar{S} , uma espessura $\Delta\bar{S}$ que satisfaça às condições hidráulicas do filtro, ou seja, sua capacidade de drenagem seja adequada.

Araken Silveira (1965) aplicou o conceito de corpo ativo de Kjellman* do Swedish Geotechnical Institute,

* Kjellman, W. (1964): Unorthodox thoughts on filter criteria Swedish Geotechnical Institute, em Silveira (1965).

ã sua metodologia, de modo a determinar a espessura do material-base que estarã sujeito a ter seus grãos carreados.

Kjellman estudou a probabilidade de não-ocorãncia de "piping" em uma camada de material-base adjacente a uma camada uniforme mais grossa (filtro), cujos vazios pos suam um diãmetro D.

Definiu corpo ativo, como uma coluna perpendicular ã entrada (vazio \bar{d}), com diãmetro $\alpha\bar{d}$ e espessura T, cujos grãos poderiam penetrar atravães do vazio \bar{d} .

Sendo n o teor de grãos $D = \bar{d}$, que não podem penetrar no filtro, e admitindo que o volume desses grãos com seus vazios ã $\frac{\pi}{4} D^3$, Kjellman concluiu que não haverã "piping" caso exista pelo menos um grão de diãmetro D no corpo ativo. A probabilidade de existir um grão (D) ã:

$$s' = 1 - (1 - n)^{(\alpha T^2/D)} \quad (3.6)$$

para todas as possiveis entradas existentes sobre uma ãrea A, a probabilidade ã igual a:

$$s'' = \left[1 - (1-n)^{(\alpha^2 T/D)} \right] A/4 D^2 \sqrt{3} \quad (3.7)$$

supondo-se que os grãos do filtro tenham diãmetro 4D, o nãmero de entradas ã igual a $A/4 D^2 \sqrt{3}$.

Araken Silveira estendeu estas idãias para o caso geral de anãlise de carreamento, quando o nãmero de entradas (vazios), com diãmetro D, ã igual a:

$$N = \bar{p}_v \cdot n_f \cdot A/A_v \quad (3.8)$$

onde:

\bar{p}_v = porcentagem de vazios no filtro com diâmetro \bar{d}

n_f = porosidade do filtro

A_v = área do vazio com diâmetro D

A = área de contato entre material-base e filtro

O volume de uma partícula de diâmetro D com seus vazios é igual a:

$$V = \frac{\pi}{4q} D^3 \quad (3.9)$$

onde q é função da porosidade do material-base (n_b) e pode ser calculado pela expressão:

$$q = \frac{6}{4} (1 - n_b) \quad (3.10)$$

Assim sendo, o número de volumes em um corpo ativo é igual a $q\alpha^2 \frac{T}{D}$ através do enfoque de Kjellman, tem-se que:

$$s'' = \left[1 - (1 - p) q \alpha^2 \frac{T}{D} \right] N$$

$$s''^{1/N} = 1 - (1 - p) q \alpha^2 \frac{T}{D}$$

$$D \cdot \log (1 - s''^{1/N}) = q \alpha^2 T \log (1 - p)$$

Para s próximo de um, tem-se que:

$$D \cdot \log(1 - s^n) \frac{1}{N} = q \alpha^2 T \log(1 - p)$$

$$\frac{T}{D} = \frac{1}{q \cdot \alpha^2} \frac{\log(1 - s^n) + \log(1/N)}{\log(1 - p)} \quad (3.11)$$

Esta expressão permite calcular a espessura T do material-base sujeita ao arraste de seus grãos para o interior do filtro, isto torna possível determinar a curva granulométrica da região contaminada do filtro e conseqüentemente sua nova distribuição de vazios.

A análise de carreamento do material - base para o interior da zona contaminada permite verificar se há ou não o fenômeno de autofiltragem e se o filtro é eficiente ou não.

Este enfoque foi utilizado no projeto dos filtros e transições da barragem Pedra do Cavalo, conforme se rá visto no Capítulo 4.

Cumprer notar que a determinação da granulometria contaminada é função de diversos fatores tais como o intervalo de confiança adotado, os diâmetros do vazio e do corpo ativo considerados.

Araken Silveira (1966) verificou através de ensaios de laboratório, que para um filtro com uma espessura pré-determinada a granulometria do material que atravessa o mesmo, concordava bem com a granulometria determinada teoricamente, exceto no seu trecho superior, quando era mais grossa. Isto é, a sua teoria não levava em conta possíveis va

zios maiores que o maior vazio no estado de compactação as sumido.

Assim sendo, o autor verificou a necessidade de estudar estados menos densos que gerariam vazios maio res que os calculados no seu estudo inicial. Para tal, foi estudado o agrupamento de quatro partículas (estado menos den so) através do mesmo enfoque do estudo realizado para o estado de máxima compacidade (ver Figura 3.1).

Para este estado, o número de agrupamentos (combinações com repetições) é de:

$$N = \frac{m (m+1) (m+2) (m+3)}{4 !} \quad (3.12)$$

para $m = 5$, temos $N = 70$, e as probabilidades de ocorrência dos agrupamentos são:

$$p (i, i, i, i) = p_i^4 \quad (3.13)$$

$$p (i, i, i, j) = 4 p_i^3 p_j \quad (3.14)$$

$$p (i, i, j, j) = 6 p_i^2 p_j^2 \quad (3.15)$$

$$p (i, i, j, k) = 12 p_i^2 p_j p_k \quad (3.16)$$

$$p (i, j, k, m) = 24 p_i p_j p_k p_m \quad (3.17)$$

O autor observa que o estado menos denso raramente é atingido na prática a não ser que cuidados especiais sejam tomados e que vazios formados por 5 ou mais grãos são raros e facilmente destruídos por vibração e suge

re que se adote uma curva porosimétrica média entre os dois estados estudados.

Quanto aos trabalhos de Araken Silveira, temos os seguintes comentários.

- a. Uma restrição à aplicação da análise de carreamento ao projeto de filtros é o grande número de cálculos envolvidos. Esses cálculos podem ser substancialmente reduzidos adotando-se o programa de computador desenvolvido por Nogueira, J.B. e co-autores (1975) em FORTRAN (calcula as curvas de vazios nos estados menos denso e de máxima compacidade) ou através do programa em BASIC para microcomputador tipo APPLE II desenvolvido pelo autor desta dissertação e apresentado no Anexo II.
- b. O trabalho de Araken Silveira é de grande valor pois permite a abordagem correta de comparar a distribuição de vazios do filtro com a curva granulométrica do material-base, e verificar se há retenção estereométrica.

Observa-se que as análises de carreamento experimentais desenvolvidas por Nogueira (1981) mostram uma boa concordância entre teoria e prática quando o filtro possui partículas esferoidais e uma concordância apenas razoável quando o filtro é constituído de brita (partículas não-esferoidais).

Porém há restrições a aplicação desta teoria devido às suas hipóteses simplificadoras de admitir grãos esferoidais e principalmente de associar a probabilidade de ocorrência dos grãos à distribuição granulométrica em peso e não em número de partículas.

- c. Mello (1977) apresenta restrições ao emprego da teoria de Araken Silveira, principalmente à sua utilização no cálculo da porosimetria de filtros bem graduados. A Figura 3.2 apresenta dados de Marsal (1963) que mostram que em areias finas bem graduadas (CNU = 52), a fração fina, correspondente a 2,6% em peso, pode representar até 60% do número de partículas. Portanto, a associação da curva granulométrica em peso à curva de frequência de ocorrência das partículas pode levar a grandes erros. Outro aspecto apresentado é que o número médio de contatos no espaço é 6 a 8, o que contraria a hipótese de Silveira de estudar arranjos de 3 ou 4 partículas.

Observa-se que ao se estudar a probabilidade de encontrar um conjunto de partículas de um determinado volume de material, essa probabilidade depende dos volumes de cada uma dessas partículas e portanto a curva de distribuição dessas partículas precisa ser feita em termos de volume. Admitindo que o peso específico das partículas é constante, a distribuição em massa obtida no ensaio de granulometria pode ser associada à distribuição em volume, como uma primeira aproximação. Na Figura 3.3, apresenta-se as curvas de distribuição em massa e volume, obtidas por Kézdi (1979), as quais em função da forma das partículas, divergem mais ou menos entre si.

Tendo em vista o exposto, verifica-se a necessidade da medida direta da distribuição de vazios dos filtros, para que seja possível realizar o enfoque correto de comparar a porosimetria do filtro com a granulometria do material-base.

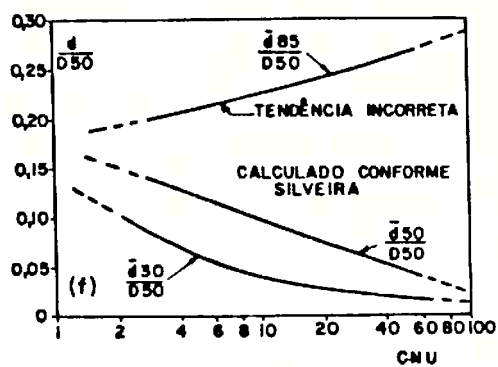
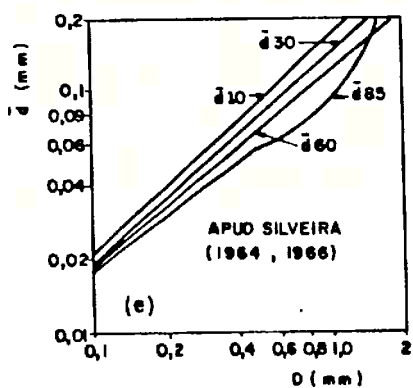
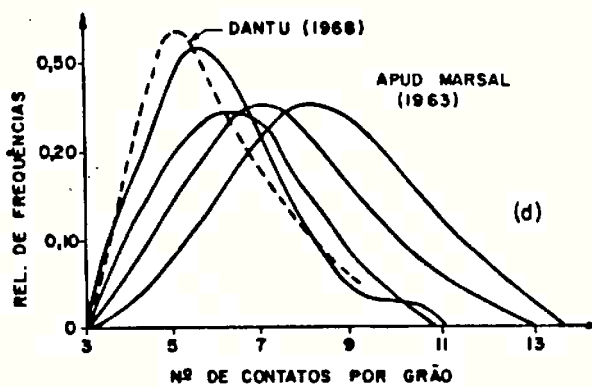
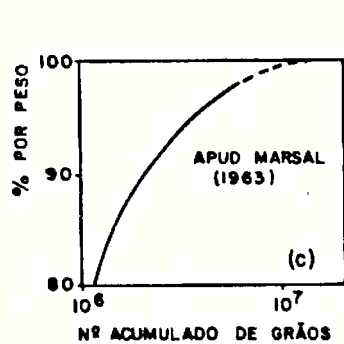
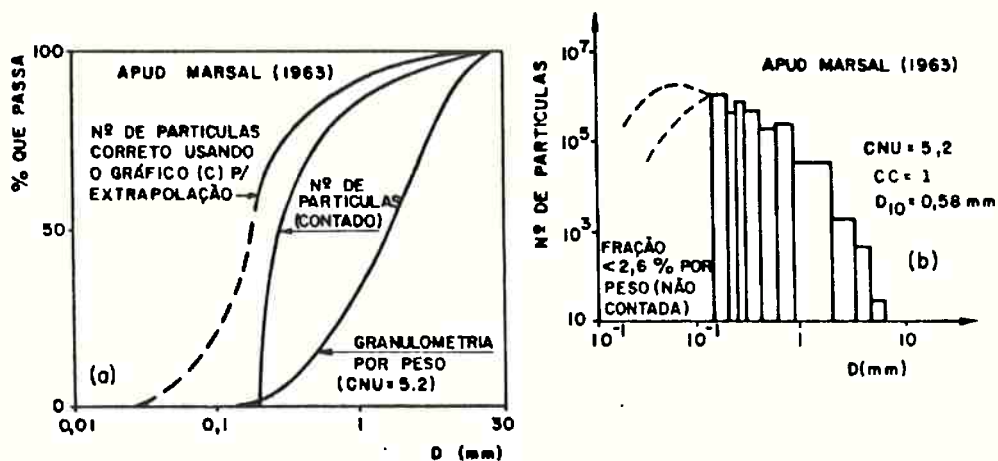
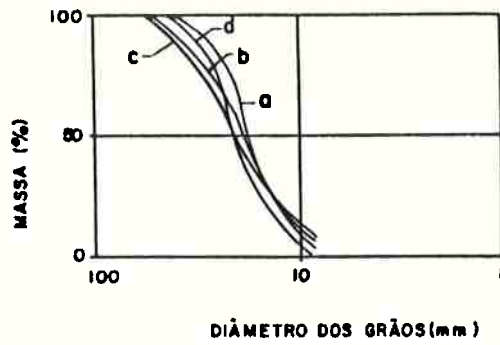
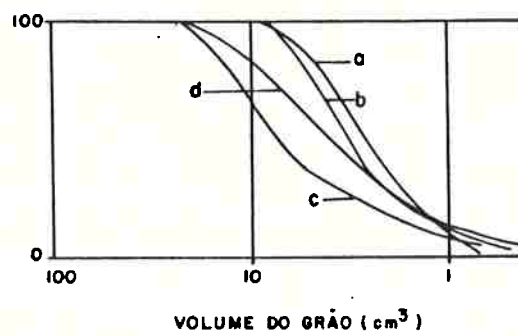


FIGURA 3.2 - RESTRIÇÕES AO MÉTODO DE ARAKEN SILVEIRA, SEGUNDO MELLO (1977)



a) CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA (ENSAIO DE PENEIRAMENTO)



b) DISTRIBUIÇÃO DOS GRÃOS DE ACORDO COM OS SEUS VOLUMES

LEGENDA:

- a - PEDREGULHO ARTIFICIAL (GRÃOS ARREDONDADOS)
- b - PEDREGULHO NATURAL (GRÃOS ARREDONDADOS)
- c - BRITA DE BASALTO
- d - SEIXO ROLADO

FIG. 3.3 - CURVAS DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA POR MASSA E VOLUME, CONFORME KEZDY (1979)

3.3 CRITÉRIO DE WITTMANN

Wittmann (1979) apresenta um trabalho onde são abordados os aspectos geométricos referentes ao mecanismo de filtração.

Em uma primeira etapa Wittmann estuda um meio composto de esferas homogêneas (D) admitindo que o meio poroso pode ser representado por seções planas. O modelo plano é então estendido para a terceira dimensão, que é o comprimento de filtração. Isto só é válido quando admite-se que o processo de filtração é unidimensional.

Para estas hipóteses o número de partículas por volume é dado por:

$$N_v = \frac{6(1-n)}{\pi \cdot D^3} = \frac{6 \cdot \delta}{\pi \cdot D^3 \cdot \gamma} \quad (3.18)$$

$$N_v = \frac{\text{volume de solo}}{\text{volume de uma esfera}} = \frac{6(1-n)}{\pi \cdot d^3} \quad (3.19)$$

Outra expressão para o cálculo de N_v é obtida tendo em vista que:

$$\text{Peso do solo} = \gamma_o V = N_v \frac{(\pi d^3)}{6} \cdot \delta, \quad \text{logo:}$$

$$N_v = \frac{6 \cdot \gamma_o}{\pi \cdot d^3 \cdot \delta} \quad (3.20)$$

Ao se cortar um arranjo homodisperso, a probabilidade de cortar uma esfera e produzir uma determinada área é igualmente distribuída ao longo do diâmetro desta esfera. Isto conduz a uma área seccionada média igual a:

$$A_m = \frac{\pi \cdot D^2}{6} \quad (3.21)$$

Dividindo a fração sólida de uma área do arranjo por esta área seccionada média (A_m), temos que o número de partículas seccionadas ou tangenciadas na área é igual a:

$$N_A = \frac{1 - n}{\pi D^2 / 6} = \frac{6(1 - n)}{\pi \cdot D^2} \quad (3.22)$$

Admitindo que um poro na área seccionada é formado por três ou no máximo quatro partículas, pode-se admitir que o número de poros é igual ao número de partículas com um erro muito pequeno. Dividindo a parcela de vazios na área por N_A , pode-se estimar que a área do poro médio é dada por:

$$\bar{A} = \frac{n}{N_A} = \frac{n \cdot \pi D^2}{6 \cdot (1 - n)} = \frac{\pi}{6} \cdot e \cdot D^2$$

$$\bar{A} = \frac{\pi}{6} \cdot e \cdot D^2 \quad (3.23)$$

Em razão da convexidade dos grãos, o vazio possui um contorno côncavo, o qual necessita uma redução na sua área \bar{A} , quando se estuda a passagem de grãos esféricos a través dele. Usando um coeficiente redutor α , o diâmetro médio do poro pode ser determinado através da expressão:

$$\frac{\pi(\bar{d})^2}{4} = \alpha \cdot \bar{A} \quad (3.24)$$

onde \bar{A} é dado pela equação 3.23, logo vem que:

$$\bar{d} = D \sqrt{\frac{2 \cdot \alpha \cdot e}{3}} \quad (3.25)$$

Esses conceitos podem ser estendidos para arranjos heterodispersos através das equações apresentadas na Tabela 3.4.

Para verificar essas equações e determinar a porosimetria de materiais granulares, foram preparadas a mostras de esferas e de um pedregulho natural. As amostras eram preenchidas com Araldite e cortadas em fatias após o endurecimento da resina.

Para as amostras compostas de esferas houve uma concordância entre os valores experimentais e os calculados. Entretanto, os valores de N_v e N_A calculados para pedregulho foram muito diferentes dos valores obtidos experimentalmente. Verificou-se que o volume dos grãos do pedregulho obtido a partir do ensaio de peneiramento, que admite que as partículas são esféricas, difere muito do volume real dos grãos. Esta diferença explica o erro na previsão dos valores de N_A e N_v . Um coeficiente de ajuste que trouxe uma

TABELA 3.4

EQUAÇÕES PROPOSTAS POR WITTMANN(1979)

NV = N° DE PARTÍCULAS POR UNIDADE DE VOLUME

$$NV = \frac{6(1-n)}{\pi \sum_{i=1}^m \Delta p_{N,i} d_i^3} = \frac{6(1-n)}{\pi \sum_{i=1}^m \frac{\Delta p_{m,i}}{\sum_{j=1}^m \Delta p_{m,j} / d_j^3}}$$

NA = N° DE PARTÍCULAS POR UNIDADE DE ÁREA

$$NA = \frac{6(1-n)}{\pi \sum_{i=1}^m \Delta p_{N,i} d_i^2} = \frac{6(1-n)}{\pi \sum_{i=1}^m \frac{\Delta p_{m,i} / d_i}{\sum_{j=1}^m \Delta p_{m,j} / d_j^3}}$$

 \bar{A}_p = ÁREA MÉDIA DOS VAZIOS (POROS)

$$\bar{A}_p = \frac{\pi \cdot e}{6} \sum_{i=1}^m \Delta p_{N,i} \cdot d_i^2 = \frac{\pi \cdot e}{6} \sum_{i=1}^m \frac{\Delta p_{m,i} / d_i}{\sum_{j=1}^m \Delta p_{m,j} / d_j^3}$$

 \bar{d}_p = DIÂMETRO MÉDIO DOS VAZIOS (POROS)

$$\bar{d}_p = \sqrt{\frac{2}{3} \alpha e \sum_{i=1}^m \Delta p_{N,i} d_i^2} = \sqrt{\frac{2}{3} \alpha e \sum_{i=1}^m \frac{\Delta p_{m,i} / d_i}{\sum_{j=1}^m \Delta p_{m,j} / d_j^3}}$$

OBS: Δp_m = PERCENTAGEM CORRESPONDENTE A DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA POR PESO Δp_N = PERCENTAGEM CORRESPONDENTE A DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA POR NÚMERO DE PARTÍCULAS

boa concordância entre os resultados experimentais e teóricos foi o quociente entre o volume real e o volume "esférico" determinado a partir do peneiramento.

A determinação da porosimetria do pedregulho foi obtida de duas formas:

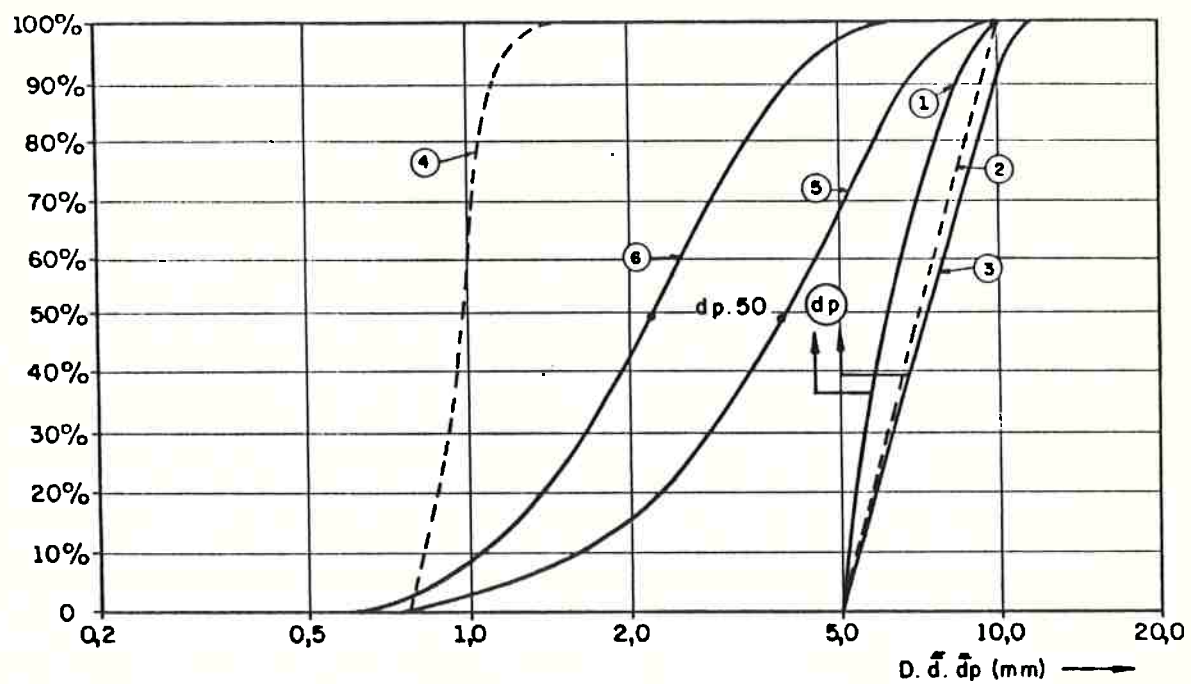
- a. admitia-se que o poro era formado pelo arranjo de 3 ou no máximo 4 partículas. Utiliza-se um planímetro para medir a área (\bar{A}) entre as partículas;
- b. o "diâmetro" do poro era igual ao diâmetro da maior circunferência capaz de ser inscrita no espaço formado pelo agrupamento de 3 ou 4 partículas. Este procedimento fornece a porosimetria α reduzida, conforme o conceito expresso pela equação 3.24.

Segundo Wittmann, a comparação entre as distribuições porosimétricas obtidas pelos dois métodos fornece uma boa avaliação do valor do coeficiente de ajuste (ver Figura 3.3).

Na Figura 3.4 são apresentadas as curvas porosimétricas obtidas para o pedregulho natural.

Uma vez determinada a porosimetria do filtro o próximo passo, para o conhecimento da geometria do problema é determinar o modo que as áreas dos poros se estreitam ou se alargam ao longo de um poro-canal, ou seja, ao longo de um canal de fluxo d'água. É proposta a seguinte abordagem para o problema.

A probabilidade de um vazio ser menor que um determinado vazio \bar{d} , é p . Consequentemente, a probabilidade de encontrar no plano seguinte, após ter percorrido uma



- 1 - GRANULOMETRIA POR NÚMERO DE GRÃOS A PARTIR DA DISTR. POR PESO
- 2 - GRANULOMETRIA POR PESO
- 3 - GRANULOMETRIA REAL POR NÚMERO DE GRÃOS
- 4 - POROSIMETRIA CONFORME SILVEIRA (1965)
- 5 - POROSIMETRIA MEDIDA (DIÂMETRO EQUIVALENTE À ÁREA MEDIDA)
- 6 - POROSIMETRIA REDUZIDA ($\alpha = 0,3$)

FIGURA 3.4 - RESULTADOS DO TRABALHO DE WITTMANN (1979)

certa distância, um outro vazio que seja igual ou superior a \bar{d} , é igual a $(1 - p)$. Para m confrontos esta probabilidade é igual a:

$$p^m = (1 - p)^m \quad (3.26)$$

Admitindo um nível de confiança P^* para que o canal de fluxo fique com um diâmetro menor que \bar{d} , tem-se que:

$$p^* = 1 - P^m = 1 - (1 - p)^m$$
$$m = \frac{\log (1 - P^*)}{\log (1 - p)} \quad (3.27)$$

A Figura 3.5 apresenta a plotagem dessa equação. Verifica-se que a redução dos grandes vazios é feita após poucos confrontos enquanto que para a redução dos vazios menores é necessário um número elevado de confrontos.

O comprimento de filtragem pode ser obtido quando a distância percorrida entre cada confronto é conhecida. Uma vez que a existência de vazios em um filtro é proporcional a N_A e inversamente proporcional a N_v , o quociente N_A/N_v é uma boa estimativa do espaço percorrido em cada confronto.

Para testar sua teoria, Wittmann realizou análises de carreamento experimentais, obtendo resultados próximos aos previstos pela teoria, utilizando níveis de confiança superiores a 99%.

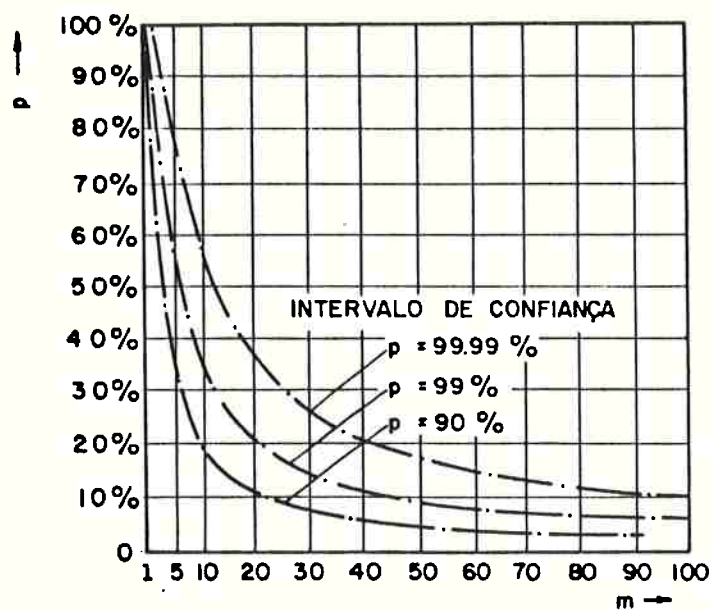


FIGURA 3.5 - REDUÇÃO DO COMPRIMENTO DE FILTRAGEM, SEGUNDO WITTMANN (1979)

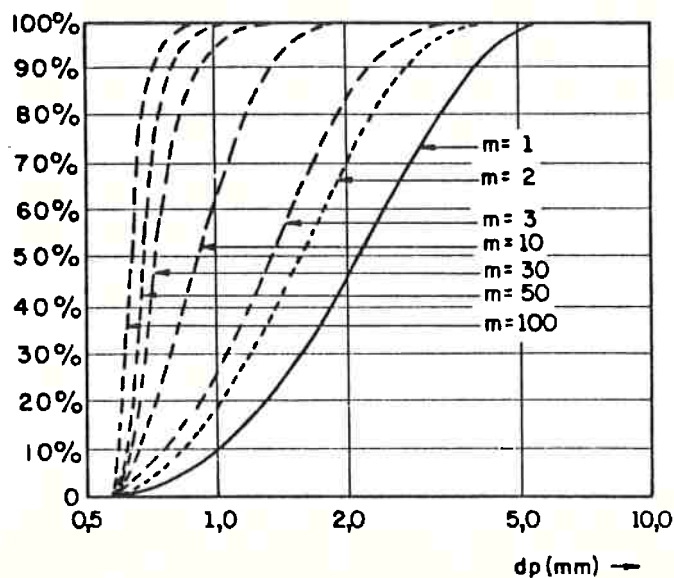


FIGURA 3.6 - REDUÇÃO DA POROSIMETRIA DO FILTRO EM FUNÇÃO DO COMPRIMENTO DE FILTRAGEM (m-1).s, SEGUNDO WITTMANN (1979)

Este enfoque permite concluir que a porosimetria de um solo reduz-se por si mesma quando se leva em conta o comprimento de filtragem. Na Figura 3.6 apresenta-se esta redução e verifica-se que para $m \leq 10/15$ a distribuição de vazios obtida pelo método de Araken Silveira é superada. Isto talvez justifique a concordância apenas razoável entre valores previstos e observados na análise de carreamento, areia fina x pedrisco, descrita por Nogueira (1981) e citada no item 3.2.

Quanto ao trabalho de Wittmann, temos os seguintes comentários:

- a. Verifica-se que a forma das partículas influencia a porosimetria do filtro e que o ensaio de peneiramento não é adequado para caracterizar as dimensões de partículas que não sejam esferoidais. Quando é feito um estudo de porosimetria de materiais com grãos angulares ou subangulares provavelmente deverão ser determinados coeficientes de ajuste. Este coeficiente deverá ser utilizado, por exemplo, nas equações apresentadas na Tabela 3.5, que permitem a transformação da porcentagem em peso na porcentagem em número de partículas do material.
- b. A metodologia de Araken Silveira (1964) considera o poro formado pelo agrupamento de três partículas esferoidais tangentes e considera o menor diâmetro do poro. O diâmetro do poro é igual ao diâmetro da maior circunferência que pode ser inscrita no plano formado pelos centros das três esferas. Por outro lado, no ensaio proposto por Wittmann (1979), o plano em que se vai estudar qual é a maior circunferência inscrita no agrupamento de três ou quatro partículas é aleatório e depende da posição em que a amostra foi cortada. Esta é uma das explicações para a diferença entre as curvas porosimétricas obtidas pelas duas metodologias.

Observa-se que a eficiência do filtro é função dos seus menores vazios e assim o enfoque de Wittmann é conservador. Por outro lado, ao se analisar o problema no espaço, com mais de 3 contatos por partícula, pode-se imaginar que um poro seja interconectado com diversos outros poros e assim o "vazio de controle" será a menor das "saídas" do poro em questão. Ou seja, a utilização do enfoque de Wittmann é a favor da segurança.

- c. A medida de porosimetria de um filtro é um trabalho exaustivo e requer do técnico que a realiza, um conhecimento do problema para definir quais são os vazios formados pelo agrupamento das partículas.
- d. Wittmann não propõe um critério de filtro. No final do seu trabalho ele cita que os resultados obtidos podem ser estendidos também para o dimensionamento hidráulico do filtro. Cita, também, que para pequenos comprimentos de filtração, até mesmo o critério de Terzaghi não é seguro, quando se analisa apenas as características geométricas do problema. Com a continuidade de sua pesquisa, ele pretende postular um critério simplificado baseado no diâmetro médio dos vazios, \bar{d}_p . Observamos que este critério não é adequado, pois filtros com um mesmo vazio médio e diferentes curvas porosimétricas certamente possuem capacidade de filtração diferente.
- e. O trabalho de Wittmann é muito importante pois permite a determinação direta da porosimetria sem que se façam simplificações quanto à forma dos grãos, arranjos específicos, entre outras. Um passo importante que deverá ser dado, é o desenvolvimento de ábacos que permitam a estimativa de porosimetria de uma forma rápida, quando se deseja realizar análises expeditas de filtros.

3.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Na nossa opinião o enfoque mais correto de dimensionar um filtro é através da comparação da granulometria do material-base e a porosimetria do filtro, que são as principais grandezas envolvidas no problema.

Silveira (1964, 1965) apresenta uma metodologia para o cálculo teórico da porosimetria mínima do filtro e para análise de carreamento. Wittmann (1979) apresenta uma metodologia para a determinação direta da porosimetria do filtro. Observa-se que a porosimetria obtida experimentalmente é mais ampla e mais "grossa" que a obtida teoricamente. Uma comparação visual dessas porosimetrias (ver Figura 3.3) permite avaliar que análise de carreamento feita a partir dessas curvas, certamente irão apresentar resultados discrepantes. Este problema ainda está em aberto, não tendo sido feito nenhum estudo abordando como deve ser feita a comparação da granulometria do material-base com a porosimetria experimental do filtro.

No Capítulo 4 será apresentado o dimensionamento das transições da Barragem Pedra do Cavalo utilizando a metodologia proposta por Araken Silveira e no Capítulo 5, apresentar-se-ã o estudo da porosimetria dessas transições através do enfoque de Wittmann.

Com base nesses dados, procurar-se-ã responder, de forma parcial, aos aspectos que não estão devidamen-te esclarecidos, relativos ao confronto da granulometria do material-base com a porosimetria do filtro.

CAPÍTULO 4

PROJETO DAS TRANSIÇÕES DA
BARRAGEM PRINCIPAL DO APRO-
VEITAMENTO PEDRA DO CAVALO

4.1 GENERALIDADES

A Barragem Pedra do Cavalo foi construída pela DESENVALE - Companhia de Desenvolvimento do Vale do Paraguaçu, no rio Paraguaçu, em local situado imediatamente a montante das cidades de Cachoeira e São Félix, e a cerca de 100km de Salvador, Bahia. O enchimento do reservatório foi iniciado em setembro de 1985, tendo a construção do maciço sido iniciada em setembro de 1980.

Trata-se de um aproveitamento de uso múltiplo, projetado para controle de cheia, garantir um abastecimento de $30 \text{ m}^3/\text{s}$ à cidade de Salvador, gerar um total de 600.000 kW (4 unidades, sendo 2 reversíveis), piscicultura, irrigação e lazer. O projeto foi desenvolvido pelo CNEC - Consórcio Nacional de Engenheiros Consultores S.A.

Nas Figuras 4.1 e 4.2 apresenta-se o arranjo do Aproveitamento e a seção de máxima altura (140 m) da Barragem Principal.

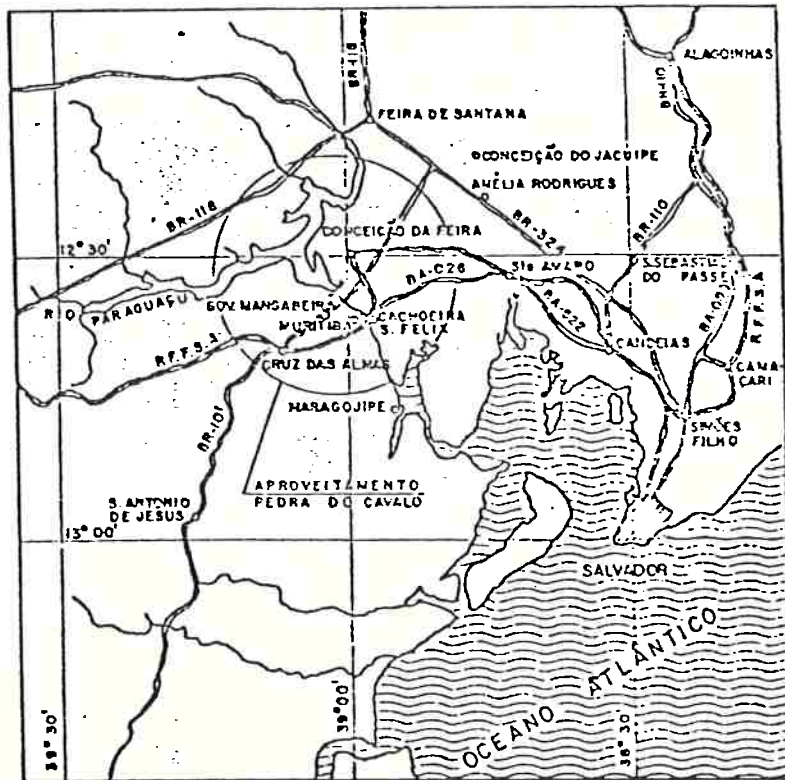
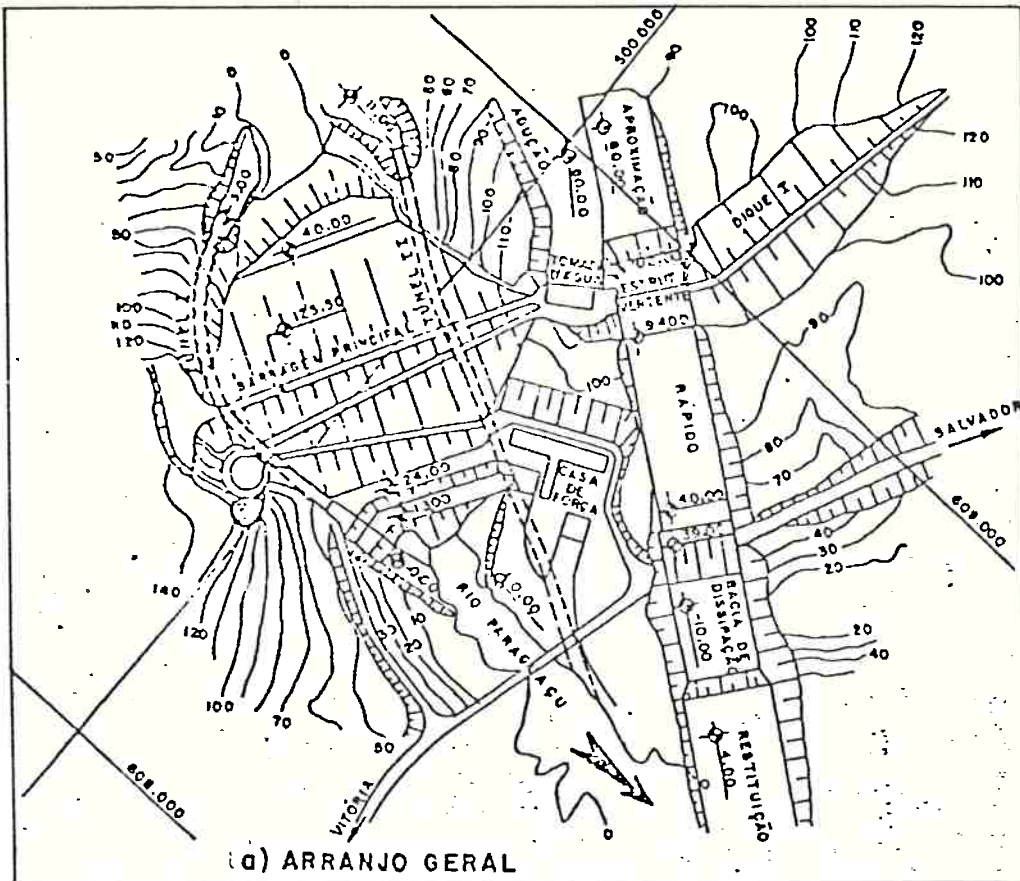


FIG.4.1- ARRANJO E LOCALIZAÇÃO DO APROVEITAMENTO PEDRA DO CAVALO

ZONEAMENTO DO MACIÇO

- ① - NÚCLEO ARGILOSO COMPACTADO
- ② - AREIA NATURAL DO RIO PARAGUAÇU
- ③ - PEDRISCO
- ④ - BRITA 1
- ⑤ - BRITA 4
- ⑥ - ENROCAMENTO FINO
- ⑦ - TRANSIÇÃO FINA (PEDRISCO + BRITA)
- ⑧ - BRITA 3
- ⑨ - TRANSIÇÃO A
- ⑩ - ENROCAMENTO COMPACTADO
- ⑪ - RIP-FAP
- ⑫ - TRANSIÇÕES DA ENSECADDEIRA
- ⑬ - ATERRO ARGILOSO COMPACTADO
- ⑭ - ATERRO DE ENROCAMENTO LANÇADO
- ⑮ - ATERRO ARGILOSO LANÇADO

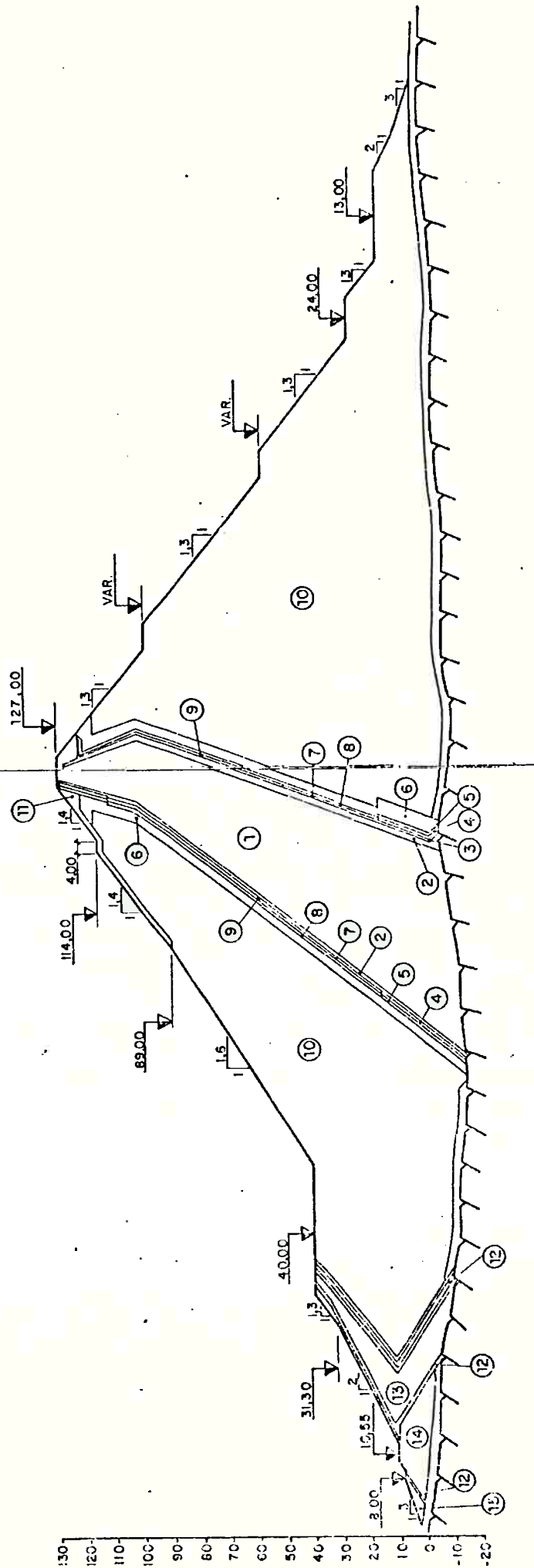


FIG. 4.2 : SEÇÃO TRANSVERSAL DA BARRAGEM PRINCIPAL DO APROVEITAMENTO PEDRA DO CAVALO

4.2 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O projeto das transições de uma barragem tem como um de seus condicionantes, o balanceamento de materiais granulares (britas) utilizados nas obras de terra e de concreto. As granulometrias dessas britas devem ser dimensionadas de modo que a produção das mesmas seja otimizada.

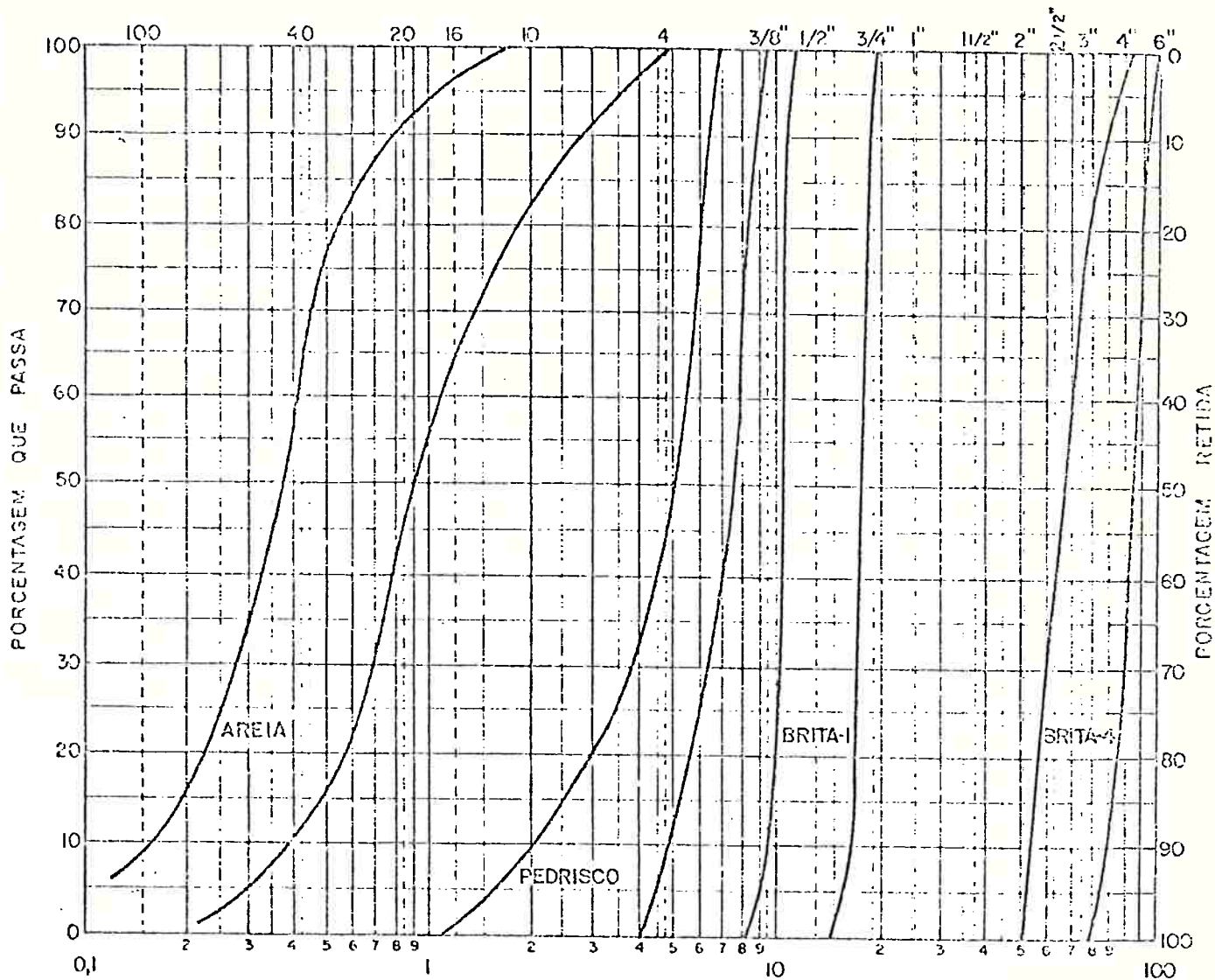
Um outro condicionante no projeto de transições é a experiência anterior da equipe de projeto. No caso da Barragem Pedra do Cavalo, a equipe técnica possuía uma vasta experiência anterior da utilização, com sucesso, de pedrisco como filtro de areia.

Tendo em vista esses fatores, na primeira etapa de construção da Barragem Principal do Aproveitamento Pedra do Cavalo, foram utilizadas quatro transições entre o núcleo argiloso e o espaldar de enrocamento de jusante.

Estas transições - areia, pedrisco, brita 1 e brita 4 - apresentam curvas muito uniformes (ver Figura 4.3) e foram dimensionadas através do critério de filtro do U.S. Army Corps of Engineers.

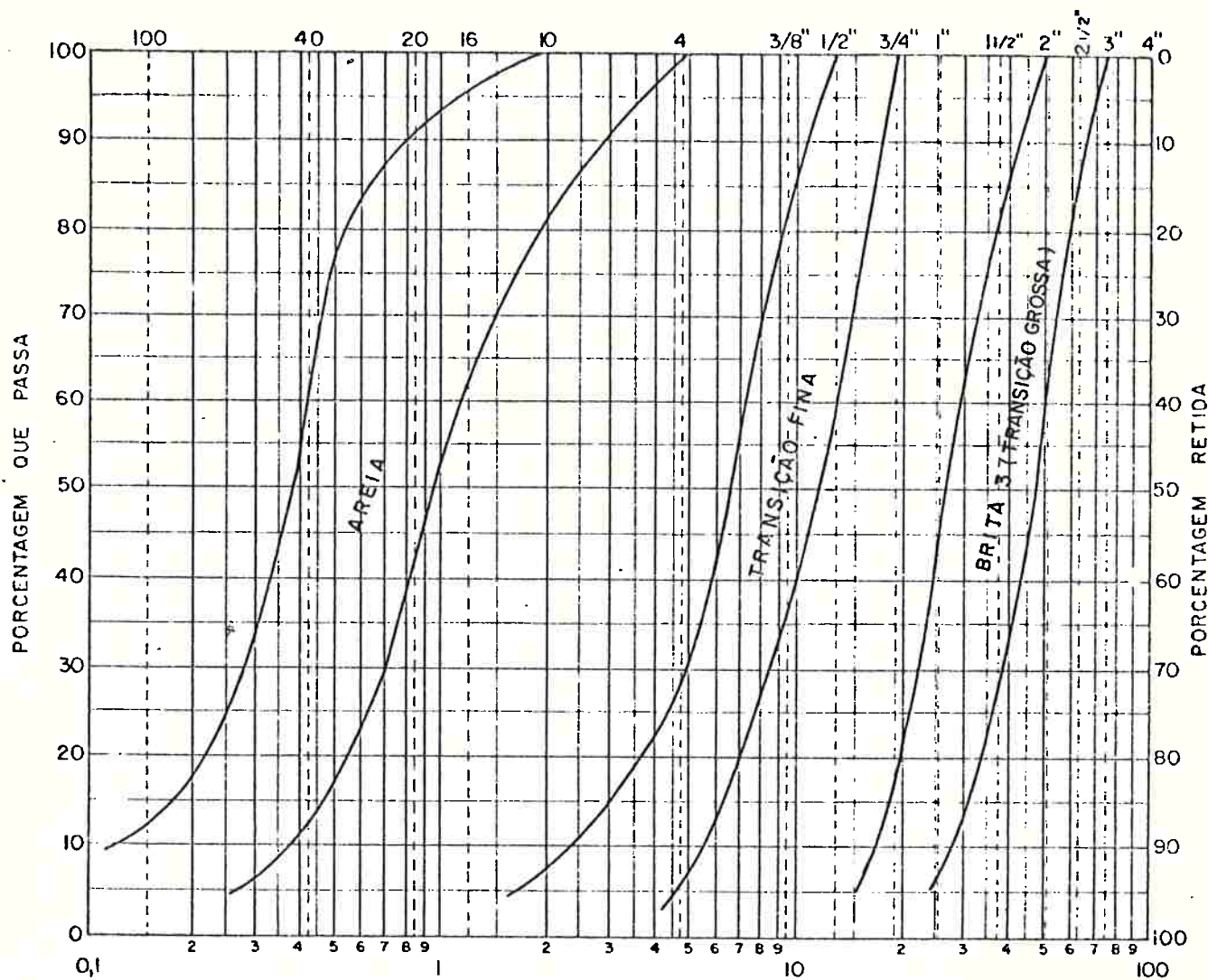
Para a segunda etapa de construção da barragem, maciço acima da cota 15 m, estudou-se a alternativa de se empregar britas melhor graduadas, com o intuito de reduzir o número de transições. Esta alternativa possui apenas três transições entre o núcleo argiloso e o enrocamento de jusante: filtro de areia, transição fina e transição grossa (ver Figura 4.4)

Nos próximos itens serão apresentados todos os cálculos envolvidos no dimensionamento dessas transições, realizados em 1979/1980.



A.B.M.T.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDRISCO	BRITA 1	B 2	BRITA 3	B 4	B 5
M.L.T.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PE DREGULHO					

FIG. 4.3 - FAIXAS GRANULOMÉTRICAS DAS TRANSIÇÕES DA 1ª ETAPA DE CONSTRUÇÃO (ATÉ COTA 15m)



A.B.N.T.	AREIA FINA	AREIA MÉDIA	A. GROSSA	PEDRISCO	BRITA 1	B 2	BRITA 3	B.4	B.5
M.I.T.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDREGULHO					

FIG. 44: FAIXAS GRANULOMÉTRICAS DAS TRANSIÇÕES DA 2ª ETAPA DE CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM PEDRA DO CAVALO

4.3 MÉTODO DE CÁLCULO

O dimensionamento das transições foi feito a través do método de Araken Silveira.

4.3.1 Considerações Teóricas

Conforme visto no item 3.2, este método permite a determinação da curva de distribuição de vazios de um solo granular que será filtro de um material-base.

Uma vez determinada a curva de distribuição de vazios, é feita uma análise do carreamento do material-base para o interior do filtro, através do cálculo do número de confrontos (n) que uma partícula do material-base (d) terá com vazios do material de filtro (\bar{d}) até confrontar-se com um vazio que o retivesse ($\bar{d} \leq d$). Conhecendo-se o valor do percurso em cada encontro (s), pode-se calcular a penetração da partícula ($S = n \times s$) no interior do filtro.

A partir desta análise, determina-se a espessura de filtro contaminada (X) e a espessura do material-base que estará sujeita ao carreamento (T).

Calcula-se então a distribuição granulométrica e de vazios da faixa do filtro contaminada e se realiza uma nova análise de carreamento.

Em função dos valores obtidos para a largura de filtro contaminada e da penetração das partículas do material-base no interior do filtro, verifica-se se o filtro analisado é adequado ou não para impedir o carreamento do material-base.

Este método permite caracterizar o fenômeno de autofiltragem do material-base, isto é, impedindo o carreamento da fração grossa do material-base, esta impedirá o arraste da fração fina.

Outra vantagem deste método é que, além de determinar a granulometria do filtro como os métodos tradicionais, ele permite fixar as dimensões do mesmo.

4.3.2 Metodologia Empregada

O dimensionamento é feito através dos seguintes passos:

- 1º) Escolha das curvas granulométricas representativas do material-base (d) e do filtro (D).
- 2º) Determinação dos diâmetros característicos do filtro e cálculo da curva porosimétrica do filtro através de uma das tabelas apresentadas no Capítulo 3.
- 3º) Análise do carreamento através da construção da curva $\log d$ (d = diâmetro da partícula do material-base) x S (penetração da partícula no interior do filtro).

O valor de S é dado pela equação:

$$S = n \times s \quad (4.1)$$

onde:

s = percurso percorrido em cada confronto considerado igual à média geométrica dos diâmetros dos grãos do filtro ou igual ao diâmetro correspondente à ordenada de 50%

$$n = \log (1 - \bar{p}') / \log p \quad (4.2)$$

sendo que:

p = probabilidade de que a partícula d' encontra um vazio \bar{d} , tal que $d' \leq \bar{d}$

n = número de confrontos para que a partícula d' encontre um vazio \bar{d} , tal que $d' \leq \bar{d}$

$\bar{p}' = \bar{p}''(\%) / 100(\%)$, sendo que \bar{p}'' é o nível de confiança de que a partícula seja retida após n confrontos, admitido igual a 99,5%.

49) Cálculo de largura T do material-base que está sujeito ao carreamento, através das equações:

$$\frac{T}{\bar{d}} = \frac{1}{q \cdot \alpha^2} \frac{\log (1-s'') + \log (1/N)}{\log (1 - P_p)} \quad (4.3)$$

$$N = \bar{P}_v \cdot n_f \cdot \frac{A}{\bar{A}_v} \quad (4.4)$$

$$q = \frac{6}{4} (1 - nb) \quad (4.5)$$

onde:

q = relação entre o volume da partícula com seus vazios e o volume da partícula

nb = porosidade do material-base

- N = número de entradas com diâmetro \bar{d}
 \bar{P}_v = porcentagem de ocorrência do vazio (\bar{d}) com diâmetro igual ao do corpo ativo considerado
 n_f = porosidade do filtro
 A = área unitária ($1,0 \text{ m}^2$)
 \bar{A}_v = área do vazio \bar{d}
 P_p = porcentagem de ocorrência da partícula d_p de diâmetro igual a \bar{d}
 s'' = probabilidade de existir uma partícula d_p no volume ativo igual a $T \times A$
 α = fator de forma admitido igual a 1

59) Cálculo da granulometria da zona de autofiltragem

A partir da curva de penetração, $\log d \times s$, fixa-se a espessura X do filtro na qual ocorre uma concentração de partículas retidas do material-base. A largura X do filtro é chamada de zona contaminada ou de autofiltragem. Conhecidos os valores de X e de T , calcula-se a granulometria da zona de autofiltragem.

60) Analisa-se o carreamento do material-base para a zona contaminada do filtro, repetindo os passos 2 a 4.

Caso ocorra a estabilização do carreamento, conclui-se que o filtro é estável e deverá ter uma largura superior à da zona contaminada.

Caso não ocorra estabilização do carreamento, repete-se os passos 2 a 4 até que os resultados obtidos permitam concluir sobre a eficiência ou não do filtro.

4.4 ANÁLISES EFETUADAS

A seguir serão apresentadas as análises efetuadas para a escolha das transições da barragem.

4.4.1 Areia versus Transição Fina

Passo 1 : Escolha das curvas granulométricas representativas do material-base (areia) e do seu filtro (transição fina)

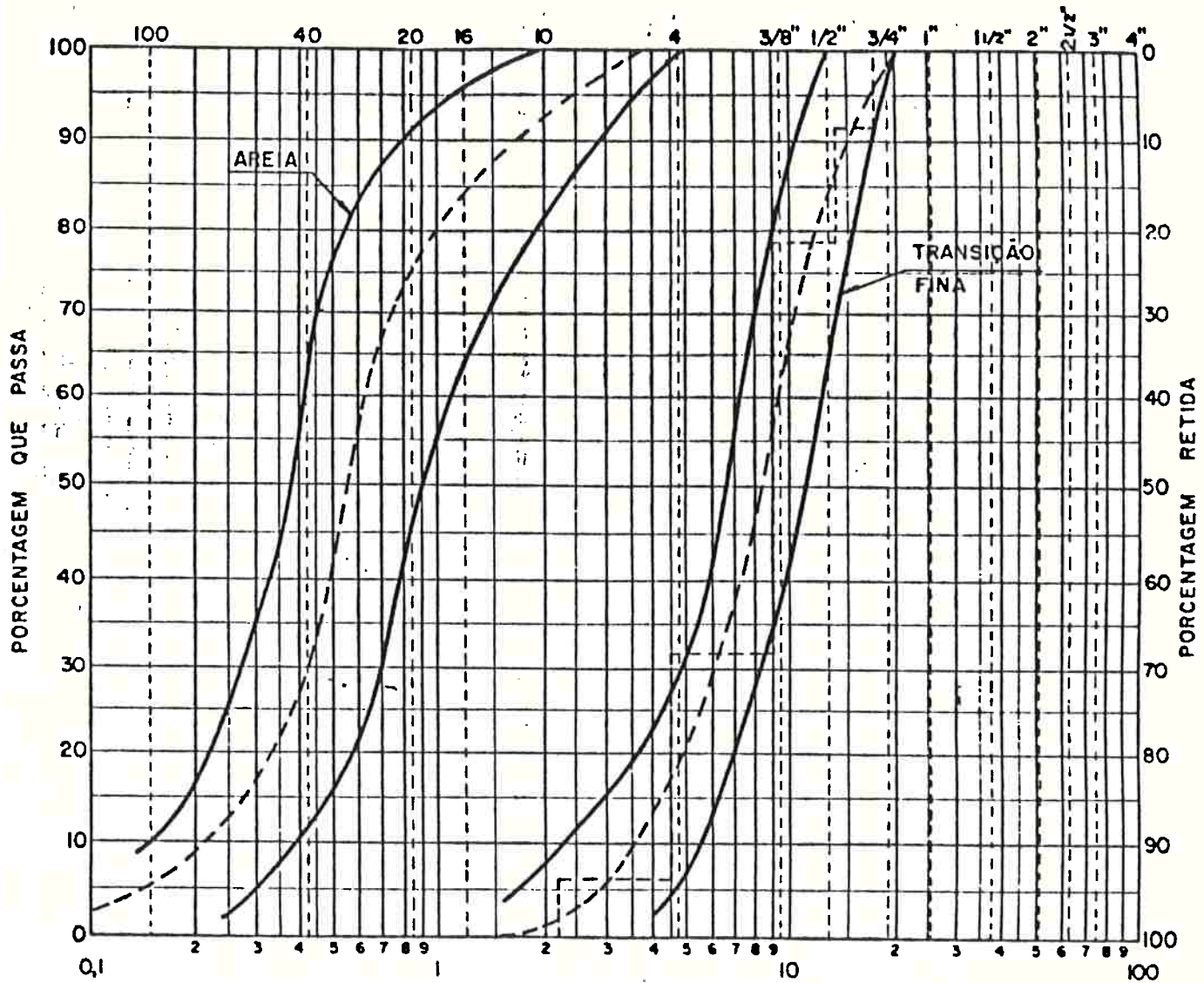
Na Figura 4.5 apresenta-se as faixas granulométricas especificadas para a areia e transição fina, e as curvas representativas adotadas para esses materiais.

A transição fina é constituída pelo material do britador com diâmetro máximo $3/4''$. A faixa granulométrica desta transição contém as faixas granulométricas do pedrisco e da brita 1. Por este motivo, a transição fina também é chamada de pedrisco + brita 1.

Passo 2 : Determinação dos diâmetros característicos e cálculo da curva porosimétrica do filtro

Para a determinação da curva porosimétrica da transição foram adotados os diâmetros 2,25; 4,50; 9,00; 13,50 e 18,00.

Na Tabela 4.1 apresenta-se as porcentagens de ocorrência (p) desses diâmetros e o cálculo da curva de distribuição de vazios.



A.B.N.T.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDRISCO	BRITA 1	B 2	BRITA 3	B.4	B.5
M.L.T.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDREGULHO					

FIG. 4.5 - CURVAS CARACTERÍSTICAS E FAIXAS GRANULOMÉTRICAS DA AREIA E DA TRANSIÇÃO FINA

DETERMINAÇÃO DA CURVA DE VAZIOS
 RELAÇÃO (D_i/D₁) = 1:2:4:6:8

d1	2,25	d2	4,50	d3	9,00	d4	13,50	d5	18,00
P1	6,00	P2	26,00	P3	45,50	P4	14,00	P5	8,50

AGRUPAMENTO	\bar{d}/d_1	\bar{d}	\bar{P}	$\Sigma \bar{P}$
d1 d1 d1	0,155	0,349	0,02	0,02
d1 d1 d2	0,190	0,428	0,28	0,30
d1 d1 d3	0,220	0,495	0,49	0,79
d1 d2 d4	0,222	0,500	0,15	0,95
d1 d1 d5	0,225	0,506	0,09	1,04
d2 d2 d1	0,235	0,529	1,22	2,25
d1 d2 d3	0,275	0,619	4,26	6,51
d1 d2 d4	0,300	0,675	1,31	7,82
d1 d2 d5	0,308	0,693	0,80	8,62
d2 d2 d2	0,310	0,697	1,76	10,38
d3 d3 d3	0,335	0,754	3,73	14,10
d1 d3 d4	0,365	0,821	2,29	16,40
d1 d3 d5	0,380	0,855	1,39	17,79
d2 d2 d3	0,380	0,855	9,23	27,02
d4 d4 d1	0,400	0,900	0,35	27,37
d1 d4 d5	0,420	0,945	0,43	27,80
d2 d2 d4	0,420	0,945	2,84	30,64
d2 d2 d5	0,435	0,979	1,72	32,36
d5 d5 d1	0,440	0,990	0,13	32,49
d3 d3 d2	0,470	1,058	16,15	48,64
d2 d3 d4	0,530	1,193	9,94	58,57
d2 d3 d5	0,550	1,238	6,03	64,61
d4 d4 d2	0,560	1,260	1,53	66,14
d3 d3 d3	0,620	1,395	9,42	75,56
d2 d4 d5	0,630	1,418	1,86	77,41
d5 d5 d2	0,670	1,508	0,56	77,98
d3 d3 d4	0,700	1,575	8,70	86,67
d3 d3 d5	0,760	1,710	5,28	91,95
d4 d4 d3	0,800	1,800	2,68	94,63
d3 d4 d5	0,860	1,935	3,25	97,87
d4 d4 d4	0,930	2,093	0,27	98,15
d5 d5 d3	0,940	2,115	0,99	99,14
d4 d4 d5	1,000	2,250	0,50	99,64
d5 d5 d4	1,120	2,520	0,30	99,94
d5 d5 d5	1,240	2,790	0,06	100,00

Tabela 4.1: - Cálculo da curva porosimétrica da transição fina (TF)

Na Figura 4.6 apresenta-se a curva característica da transição fina (TF) e a sua curva de distribuição dos vazios (\bar{TF}).

Passo 3 : Análise de carreamento

Os diâmetros máximo (D_{max}) e mínimo (D_{min}) da curva representativa da transição são iguais a 20,00 e 1,75mm, respectivamente.

Os vazios correspondentes ao agrupamento de três destas partículas, \bar{d}_{max} e \bar{d}_{min} , são iguais a:

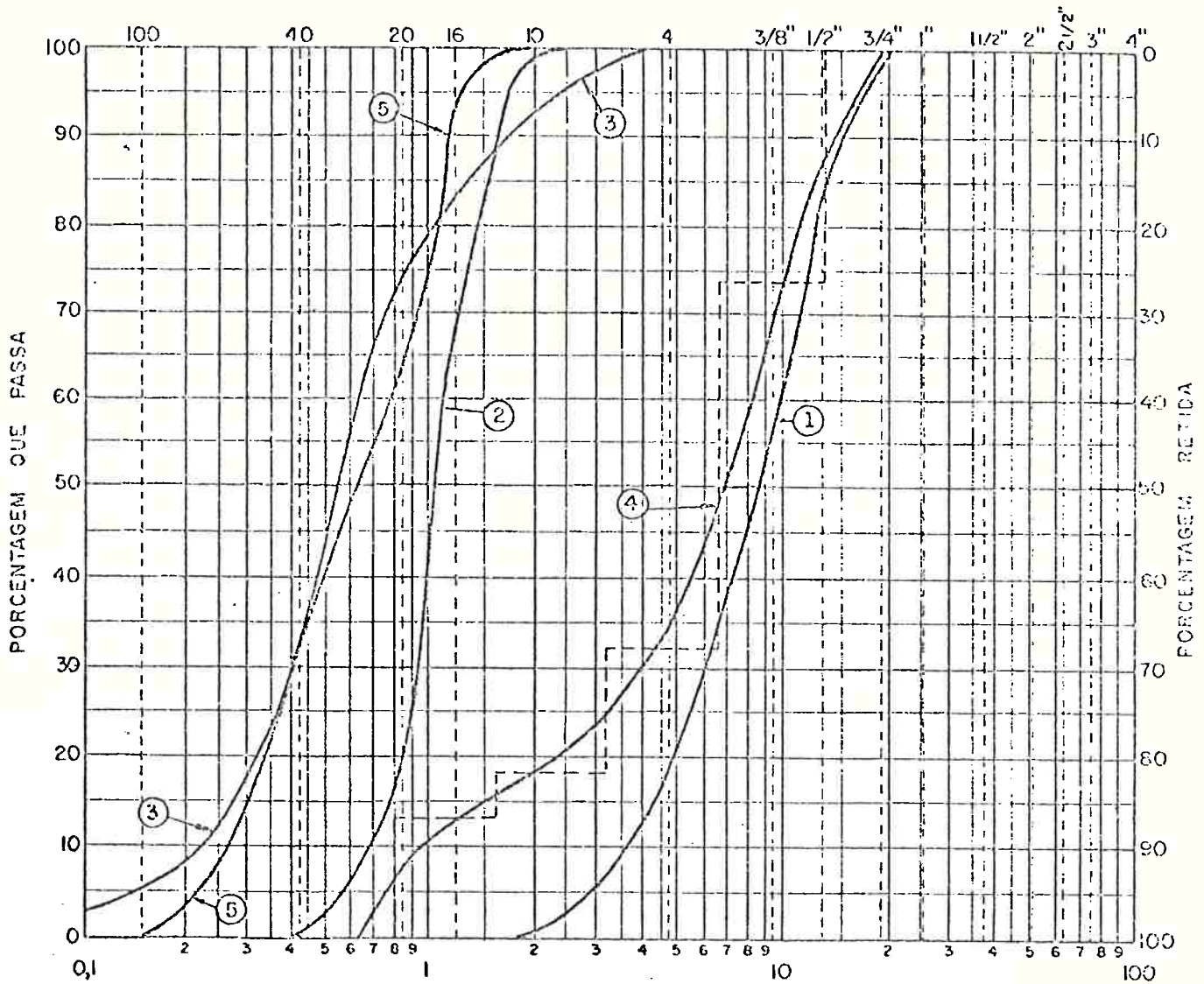
$$\bar{d}_{max} = 0,155 \quad x \quad D_{max} = 3,10 \text{ mm}$$

$$\bar{d}_{min} = 0,155 \quad x \quad D_{min} = 0,27 \text{ mm}$$

A análise da curva granulométrica da areia característica (AC) mostra que 3% das suas partículas não penetram na TF, pois possuem diâmetros superiores ao maior vazio da TF ($d > \bar{d}_{max}$) e 15% das suas partículas atravessariam sempre a TF caso não haja autofiltragem, pois possuem diâmetros inferiores ao menor vazio da TF ($d < \bar{d}_{min}$).

As partículas da AC com diâmetros superiores a \bar{d}_{min} e inferiores a \bar{d}_{max} penetrarão um espaço S no interior do filtro, que é obtido através das equações 4.1 e 4.2 descritas no item 4.3.2

O cálculo dos espaços S é apresentado na Tabela 4.2 e a curva de penetração AC x TF é mostrada na Figura 4.7.



A.B.N.T.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDRISCO	BRITA 1	B. 2	BRITA 3	B. 4	B. 5
M.I.T.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PE DREGULHO					

LEGENDA

- ① CURVA GRANULOMÉTRICA DA TRANSIÇÃO FINA (TF)
- ② CURVA POROSIMÉTRICA DA TRANSIÇÃO FINA (\overline{TF})
- ③ CURVA CARACTERÍSTICA DA AREIA (AC)
- ④ CURVA GRANULOMÉTRICA DA TRANSIÇÃO FINA CONTAMINADA (TFC)
- ⑤ CURVA POROSIMÉTRICA DA TRANSIÇÃO FINA CONTAMINADA (\overline{TFC})

FIG. 4.6 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS E POROSIMÉTRICAS DA TRANSIÇÃO FINA

TABELA 4.2

ANÁLISE DE CARREAMENTO: AREIA X TRANSIÇÃO FINA

Determinação da curva de penetração $\log S \times d$

Material-base: Areia

Filtro: Transição fina

$$S = \frac{\log(1 - \bar{p}')}{\log p} \cdot s,$$

onde: $\bar{p}' = \text{nível de confiança}/100 \% = 0,995$

$s = \text{percurso por confronto} = 8,5 \text{ mm}$

$p = \text{probabilidade de que a partícula } d \text{ encontre um vazio com diâmetro } \bar{d} < d.$

$n = \text{número de confrontos para ocorrer } \bar{d} < d$

d (mm)	p	$n = \frac{\log(1 - \bar{p}')}{\log p}$	S (mm)
0,40	0,985	350	2.979
0,45	0,970	174	1.479
0,50	0,960	130	1.103
0,55	0,945	94	796
0,60	0,930	73	621
0,65	0,920	64	540
0,70	0,890	45	386
0,75	0,860	35	299
0,80	0,815	26	220
0,85	0,760	19	164
0,90	0,680	14	117
0,95	0,610	11	91
1,00	0,520	8	69
1,10	0,470	7	60

ANÁLISE DE CARREAMENTO
AREIA X TRANSIÇÃO FINA (TF)



FIG. 4.7 - CURVA DE PENETRAÇÃO DA AREIA NA TRANSIÇÃO FINA

Verifica-se que 40% das partículas da AC, $d \leq 0,65$ mm, penetram no máximo 50 cm no interior da transição fina. Para a continuidade da análise, fixar-se-á em 50cm a espessura (X) da zona de autofiltragem da transição fina.

Passo 4 : Cálculo da espessura T do material-base sujeito ao carreamento

O cálculo é feito através das equações 4.3 e 4.5.

Neste cálculo admitiu-se que a areia e a transição fina possuem porosidades iguais a 33 e 40% respectivamente, e que o diâmetro do corpo ativo fosse igual a 2,00 mm.

Assim, utilizando as equações formuladas no item 4.3.2, vem que:

$$N = P_v n_f \frac{A}{\bar{A}_v} = 0,035 \times 0,40 \times \frac{10^6 \cdot 4}{\pi \cdot 2^2} = 4.456$$

$$q = \frac{6}{4} (1 - nb) = \frac{6}{4} (1 - 0,33) = 1,0$$

$$\frac{T}{D} = \frac{1}{q \cdot \alpha^2} \frac{\log (1 - s') + \log (1/N)}{\log (1 - P_p)}$$

$$\frac{T}{2,0} = \frac{1}{1,1^2} \frac{\log (1 - 0,995) + \log (1/4.456)}{\log (1 - 0,075)}$$

$$T = 352 \text{ mm}$$

$$T = 35 \text{ cm}$$

Passo 5 : Cálculo de granulometria da zona de autofiltragem

Na Tabela 4.3 apresenta-se o cálculo da granulometria dos primeiros 50 cm da transição fina contaminada pela areia.

4.4.2 Areia versus Transição Fina Contaminada (TFC)

Passo 1 : Escolha da curva granulométrica característica da TFC

Na Figura 4.6 apresenta-se a curva da transição fina contaminada.

Passo 2 : Determinação dos diâmetros característicos e cálculo da curva porosimétrica do filtro

Para a determinação da curva porosimétrica da TFC foram adotados os diâmetros 0,80; 1,60; 3,20; 6,40 e 12,80.

Na Tabela 4.4 apresenta-se as porcentagens de ocorrência (p) desses diâmetros e o cálculo da curva de distribuição de vazios, a qual é apresentada na Figura 4.6.

Passo 3 : Análise de carreamento

Os diâmetros máximos (D_{max}) e mínimo (D_{min}) da curva representativa da transição fina contaminada são iguais a 20,0 e 0,65 mm, respectivamente.

TABELA 4.3

CÁLCULO DA GRANULOMETRIA DA ZONA CONTAMINADA DA TF

Material-Base: Areia $0,65 \leq d \leq 3,10$ $T = 35$ cmFiltro: Transição Fina $X = 50$ cm

Diâmetro (mm)	a (%)	b (%)	c (%)	$\sum c$ (%)
0,65 $\leq d \leq$ 0,70	5,0	-	2,76	2,76
0,70 $< d \leq$ 0,80	6,0	-	3,32	6,08
0,80 $< d \leq$ 0,90	4,5	-	2,49	8,57
0,90 $< d \leq$ 1,00	3,5	-	1,94	10,51
1,00 $< d \leq$ 1,25	5,0	-	2,76	13,27
1,25 $< d \leq$ 1,50	4,0	-	2,21	15,48
1,50 $< d \leq$ 1,75	2,0	-	1,11	16,59
1,75 $< d \leq$ 2,00	2,0	1,0	1,90	18,48
2,00 $< d \leq$ 2,50	4,0	2,5	4,19	22,67
2,50 $< d \leq$ 3,10	2,0	2,5	3,08	25,75
3,10 $< d \leq$ 4,00	0,0	7,0	5,53	31,28
4,00 $< d \leq$ 5,00	-	8,0	6,32	37,60
5,00 $< d \leq$ 6,00	-	9,0	7,11	44,71
6,00 $< d \leq$ 7,00	-	10,0	7,90	52,61
7,00 $< d \leq$ 8,00	-	9,0	7,11	59,71
8,00 $< d \leq$ 9,00	-	7,0	5,53	65,24
9,00 $< d \leq$ 10,00	-	6,0	4,74	69,98
10,00 $< d \leq$ 12,50	-	16,0	12,64	82,62
12,50 $< d \leq$ 15,0	-	11,0	8,69	91,31
15,0 $< d \leq$ 17,5	-	6,0	4,74	96,05
17,50 $< d \leq$ 20,00	-	5,0	3,95	100,00

a = % retida do material-base

b = % retida do filtro

$$c = \frac{Tb_i + Xa_i}{T \sum b_i + X \sum a_i} = \% \text{ retida da zona contaminada}$$

DETERMINAÇÃO DA CURVA DE VAZIOS
 RELAÇÃO (Di/D1) = 1:2:4:8:16

d1	0,80	d2	1,60	d3	3,20	d4	6,40	d5	12,80
P1	14,0	P2	4,5	P3	14,0	P4	41,5	P5	26,0

AGRUPAMENTO	$\bar{d}/d1$	\bar{d}	$\bar{P} \times 100\%$	$\Sigma \bar{P} \times 100\%$
d1 d1 d1	0,155	0,124	0,27	0,274
d1 d1 d2	0,190	0,152	0,27	0,539
d1 d1 d3	0,220	0,176	0,82	1,362
d1 d1 d4	0,225	0,180	2,44	3,802
d2 d2 d1	0,235	0,188	0,09	3,887
d1 d1 d5	0,250	0,200	1,53	5,416
d1 d2 d3	0,275	0,220	0,53	5,945
d1 d2 d4	0,308	0,246	1,57	7,514
d2 d2 d2	0,310	0,248	0,01	7,523
d1 d2 d5	0,320	0,256	0,98	8,506
d3 d3 d1	0,335	0,268	0,82	9,329
d1 d3 d4	0,380	0,304	4,88	14,209
d2 d2 d3	0,380	0,304	0,08	14,294
d1 d3 d5	0,400	0,320	3,06	17,352
d2 d2 d4	0,435	0,348	0,25	17,604
d4 d4 d1	0,440	0,352	7,23	24,837
d2 d2 d5	0,450	0,360	0,16	24,995
d3 d3 d2	0,470	0,376	0,26	25,260
d1 d4 d5	0,475	0,380	9,06	34,323
d2 d3 d4	0,550	0,440	1,57	35,892
d5 d5 d1	0,560	0,448	2,84	38,731
d2 d3 d5	0,617	0,494	0,98	39,714
d3 d3 d3	0,620	0,496	0,27	39,988
d4 d4 d2	0,670	0,536	2,32	42,313
d2 d4 d5	0,760	0,608	2,91	45,227
d3 d3 d4	0,760	0,608	2,44	47,667
d3 d3 d5	0,870	0,696	1,53	49,196
d5 d5 d2	0,880	0,704	0,91	50,108
d4 d4 d3	0,940	0,752	7,23	57,342
d3 d4 d5	1,100	0,880	9,06	66,405
d4 d4 d4	1,240	0,992	7,15	73,553
d5 d5 d3	1,340	1,072	2,84	76,392
d4 d4 d5	1,520	1,216	13,43	89,825
d5 d5 d4	1,880	1,504	8,42	98,24
d5 d5 d5	2,480	1,984	1,76	100,00

Tabela 4.4: Cálculo de curva porosimétrica da transição fina contaminada (TFC)

Os vazios correspondentes ao agrupamento de três destas partículas, \bar{d}_{max} e \bar{d}_{min} , são iguais a:

$$\bar{d}_{max} = 0,155 \quad D_{max} = 3,10 \text{ mm}$$

$$\bar{d}_{min} = 0,155 \quad D_{min} = 0,10 \text{ mm}$$

A análise da curva granulométrica da areia característica (AC) mostra que 3% de suas partículas atravessariam sempre a TFC, caso não haja autofiltragem ($d \leq \bar{d}_{min}$).

O cálculo dos espaços S percorridos pelas partículas com diâmetro $d_{min} < d < d_{max}$ é apresentado na Tabela 4.5 e na Figura 4.8.

Verifica-se que apenas as partículas menores que 0,23 mm ou seja, 10% das partículas da areia, podem atravessar a "zona contaminada" da transição fina, caso se despreze o efeito de autofiltragem, e que 90% das partículas são retidas nos primeiros 50 cm da transição fina. Portanto, pode-se concluir que a transição fina é adequada para filtro de areia e pode substituir as camadas de pedrisco e brita 1 adotadas na primeira fase da construção da barragem.

4.4.3 Transição Fina (TF) versus Transição Grossa (TG)

Passo 1 : Escolha das curvas granulométricas representativas do material-base (transição fina) e do seu filtro (transição grossa)

Na Figura 4.9 apresenta-se as curvas granulométricas características da transição fina e da transição grossa

TABELA 4.5

ANÁLISE DE CARREAMENTO: AREIA X TRANSIÇÃO FINA CONTAMINADA

Determinação da Curva de Penetração $\log S \times d$

Material-base: areia

Filtro: Transição Fina Contaminada

$$S = \frac{\log(1 - \bar{p}')}{\log p} \cdot s$$

onde: \bar{p}' = nível de confiança 100 % = 0,995

s = percurso por confronto = 6,4 mm

p = probabilidade de que a partícula d encontre um vazio com diâmetro $\bar{d} < d$ n = número de confrontos para ocorrer $\bar{d} < d$

d (mm)	p	$n = \frac{\log(1-\bar{p}')}{\log p}$	S (mm)
0,15	0,990	527	3.373
0,20	0,965	149	954
0,25	0,920	63	403
0,30	0,885	43	275
0,35	0,785	22	141
0,40	0,715	16	102
0,45	0,650	12	77
0,50	0,600	10	64
0,55	0,570	9,5	61
0,60	0,525	8,0	53
0,65	0,495	7,5	48
0,70	0,460	7,0	45
0,75	0,425	6,0	38
0,80	0,395	5,7	36
0,85	0,370	5,3	34
0,90	0,325	4,7	30
0,95	0,300	4,4	28
1,00	0,265	4,0	26
1,10	0,210	3,4	22
1,20	0,180	3,0	19
1,30	0,055	2,9	18
1,40	0,025	1,4	9

ANÁLISE DE CARREAMENTO
AREIA X TRANSIÇÃO FINA CONTAMINADA (TFC)

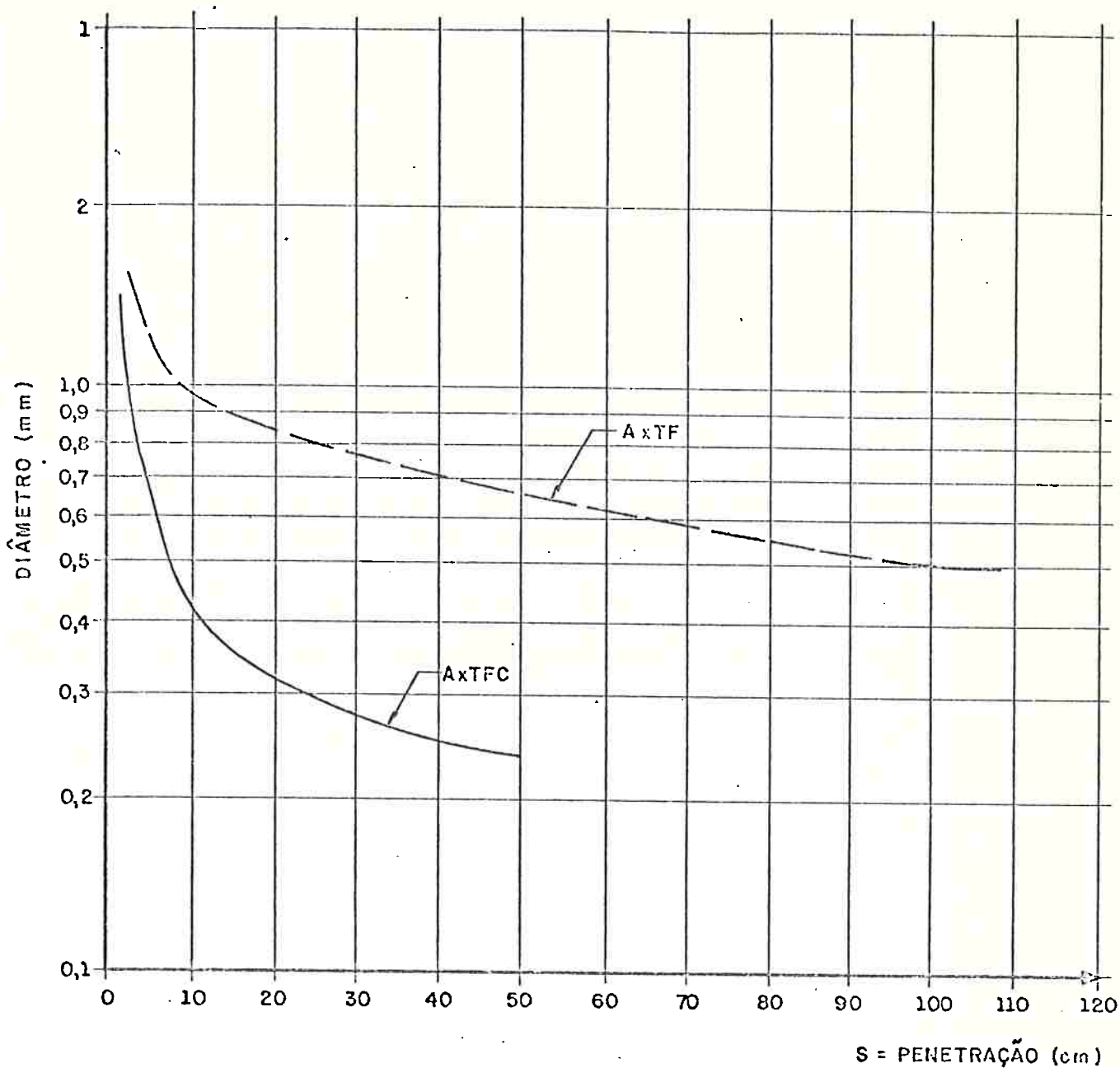
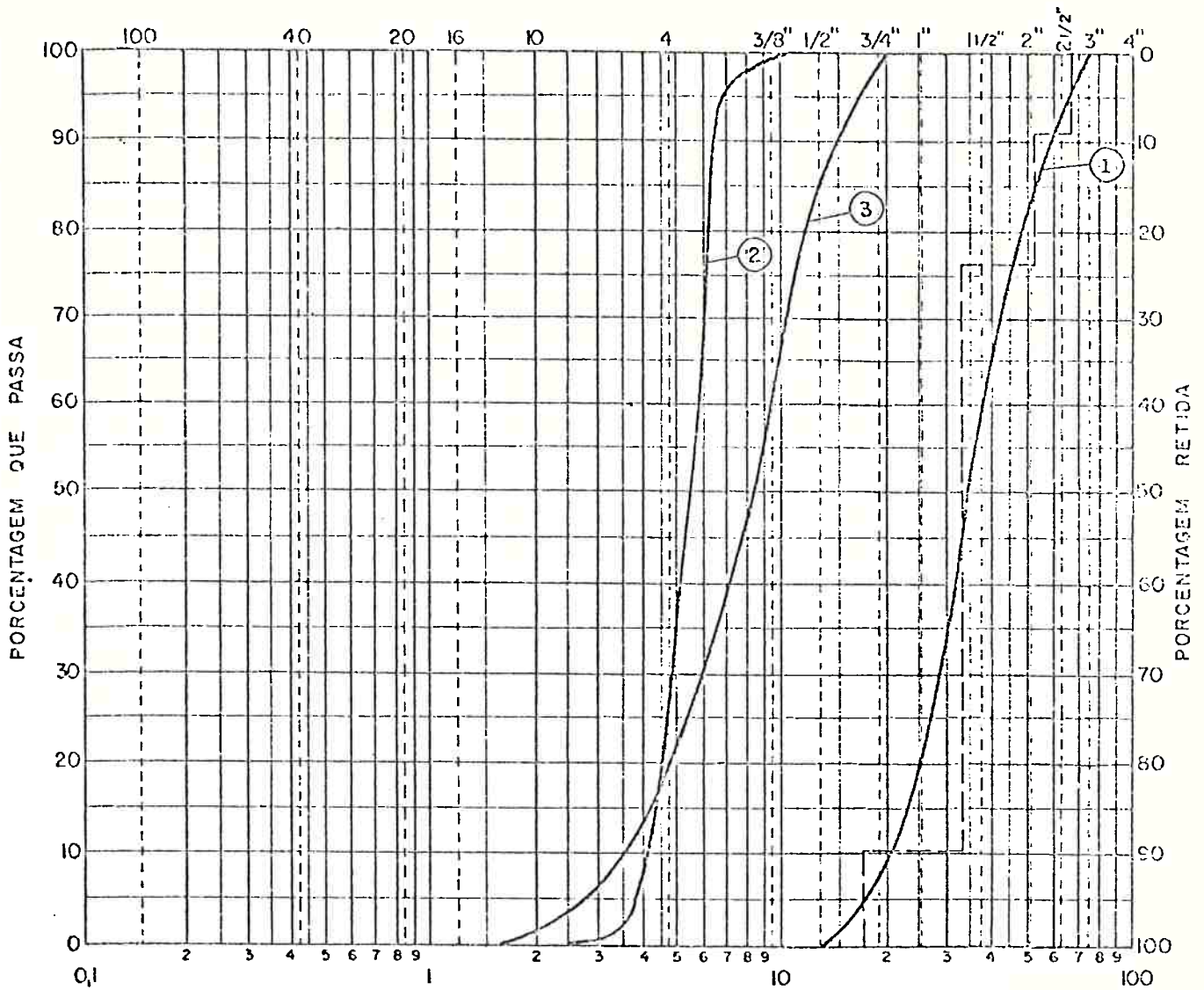


FIG. 4.8 - CURVAS DE PENETRAÇÃO DA AREIA NA ZONA CONTAMINADA DA TRANSIÇÃO FINA



A.B.N.T.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDRISCO	GRITA 1	B. 2	BRITA 3	B. 4	B. 5
M.L.T.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDREGULHO					

- ① - CURVA GRANULOMÉTRICA DA TRANSIÇÃO GROSSA (TG)
- ② - CURVA POROSIMÉTRICA DA TRANSIÇÃO GROSSA (TG)
- ③ - CURVA GRANULOMÉTRICA DA TRANSIÇÃO FINA (TF)

FIG. 4.9 - CURVAS GRANULOMÉTRICA E POROSIMÉTRICA DA TRANSIÇÃO GROSSA

sa e a faixa granulométrica especificada para este último material.

A curva TF é a mesma que foi adotada na análise de carreamento entre a areia e a transição fina.

A transição grossa é constituída pelo material do britador com diâmetro máximo de 3" e diâmetro mínimo de 1/2".

Passo 2 : Determinação dos diâmetros característicos e cálculo da curva porosimétrica do filtro

Para a determinação da curva porosimétrica da transição grossa foram adotados os diâmetros 17, 34, 51 e 68 mm.

Escolheu-se quatro ao invés de cinco diâmetros porque, sendo a TG muito uniforme (CNU = 1,8) é difícil definir cinco diâmetros representativos que mantenham entre si as relações D_i/D_1 definidas pelo método de Araken Silveira.

Na Tabela 4.6 apresenta-se as porcentagens de ocorrência (p) desses diâmetros e o cálculo da curva de distribuição de vazios.

Na Figura 4.9 apresenta-se a curva porosimétrica da TG.

Passo 3 : Análise de carreamento

A Figura 4.9 mostra que a curva porosimétrica da TG está quase em sua totalidade à esquerda da curva

DETERMINAÇÃO DA CURVA DE VAZIOS

RELAÇÃO (D_i/D₁) = 1:2:3:4:5

d1	17	d2	34	d3	51	d4	68	d5	-
P1	0,105	P2	0,660	P3	0,145	P4	0,090	P5	-

AGRUPAMENTO	\bar{d} / d_1	\bar{d}	$\bar{P} \times 100\%$	$\Sigma \bar{P} \times 100\%$
d1 d1 d1	0,155	2,64	0,12	0,12
d1 d1 d2	0,190	3,23	2,18	2,30
d1 d1 d3	0,210	3,57	0,48	2,78
d1 d1 d4	0,218	3,71	0,30	3,08
d1 d1 d5	0,220	-	-	-
d2 d2 d1	0,235	4,00	15,7	16,80
d1 d2 d3	0,260	4,42	6,03	22,83
d1 d2 d4	0,275	4,68	3,74	26,57
d3 d3 d1	0,280	4,76	0,66	27,23
d1 d2 d5	0,300	-	-	-
d2 d2 d2	0,310	5,27	28,8	55,98
d1 d3 d4	0,315	5,36	0,82	56,81
d1 d3 d5	0,320	-	-	-
d4 d4 d1	0,335	5,70	0,26	57,00
d1 d4 d5	0,340	-	-	-
d2 d2 d3	0,350	5,95	18,9	76,01
d5 d5 d1	0,360	-	-	-
d2 d2 d4	0,380	6,46	11,8	87,77
d2 d2 d5	0,400	-	-	-
d3 d3 d2	0,400	6,80	4,16	91,93
d2 d3 d4	0,430	7,31	5,17	97,70
d2 d3 d5	0,460	-	-	-
d3 d3 d3	0,465	7,91	0,30	97,41
d4 d4 d2	0,470	8,00	1,60	99,01
d2 d4 d5	0,500	-	-	-
d3 d3 d4	0,500	8,50	0,57	99,57
d3 d3 d5	0,530	-	-	-
d5 d5 d2	0,540	-	-	-
d4 d4 d3	0,560	9,52	0,35	99,93
d3 d4 d5	0,600	-	-	-
d4 d4 d4	0,620	10,54	0,07	100,0
d5 d5 d3	0,640	-	-	-
d4 d4 d5	0,650	-	-	-
d5 d5 d4	0,700	-	-	-
d5 d5 d5	0,755	-	-	-

Tabela 4.6: Cálculo da curva porossimétrica da transição grossa (TG)

granulométrica da TF, o que já indica uma excelente condição de filtragem.

Os diâmetros D_{max} e D_{min} da TG são iguais a 76,2 e 12,7 mm respectivamente.

Os vazios correspondentes ao agrupamento de três dessas partículas, \bar{d}_{max} e \bar{d}_{min} , são iguais a:

$$\bar{d}_{max} = 0,155 \quad d_{max} = 11,82 \text{ mm}$$

$$\bar{d}_{min} = 0,155 \quad d_{min} = 1,97 \text{ mm}$$

A análise da curva granulométrica da TF mostra que 18% de suas partículas não penetram na TG ($d \leq d_{max}$) e que 2% de suas partículas atravessariam sempre a TG, caso não haja uma autofiltragem ($d < d_{min}$).

As partículas da TF com diâmetros superiores a \bar{d}_{min} e inferiores a \bar{d}_{max} penetrarão um espaço S no interior da transição grossa, que é obtido através das equações 4.1 e 4.2 descritas no item 4.3.2.

O cálculo dos espaços S é apresentado na Tabela 4.7 e a curva de penetração de transição fina na transição grossa é mostrada na Figura 4.10.

A análise da curva de penetração mostra que 65% das partículas da transição fina são retidas nos primeiros dez centímetros da transição grossa, o que prova que este material é eficiente para filtrar a transição fina.

Assim sendo, não é necessário efetuar a análise de carreamento: transição fina x transição grossa contaminada.

TABELA 4.7

ANÁLISE DE CARREAMENTO: TRANSIÇÃO FINA X TRANSIÇÃO GROSSA

Determinação da curva de penetração $\log S \times d$

$$S = \frac{\log (1 - \bar{p}')}{\log p} \cdot s,$$

onde: $\bar{p}' = \text{nível de confiança}/100 \% = 0,995$ $s = \text{percurso por confronto} = 35 \text{ mm}$ $p = \text{probabilidade de que a partícula } d \text{ encontre um vazio com diâmetro } \bar{d} < d$ $n = \text{número de confrontos para ocorrer } \bar{d} < d$

d (mm)	p	$n = \frac{\log (1 - \bar{p}')}{\log p}$	S (mm)
0,35	0,96	130	4.543
0,40	0,92	64	2.224
0,45	0,83	28	995
0,50	0,67	13	463
0,60	0,34	5	172
0,65	0,15	3	98
0,70	0,05	2	62
0,80	0,03	2	53
0,90	0,02	1	47
1,00	0,01	1	40

ANÁLISE DE CARREAMENTO.
TRANSIÇÃO FINA X TRANSIÇÃO GROSSA

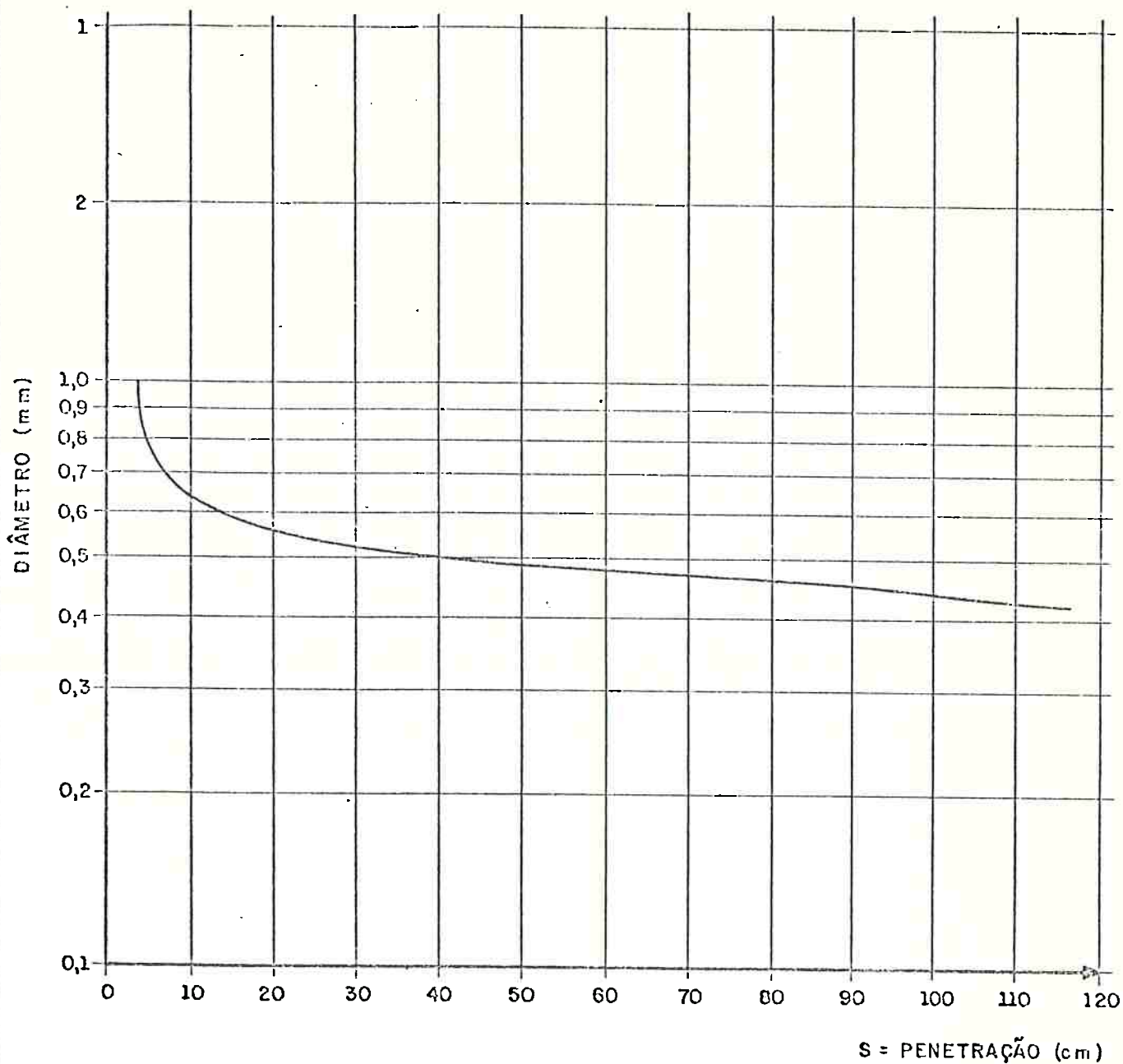


FIG. 4. 10 - CURVA DE PENETRAÇÃO DA TRANSIÇÃO GROSSA

4.5 DIMENSIONAMENTO DA LARGURA DAS TRANSIÇÕES

A largura das transições é função dos seguintes fatores:

- a. a transição (filtro) deve ter uma largura suficiente para impedir o carreamento do material-base;
- b. a largura da transição deve ser dimensionada de modo que o seu lançamento e compactação possam ser realizados convenientemente;
- c. a barragem se encontra em uma região que pode sofrer sismos induzidos pelo enchimento do lago. Neste caso, a experiência em barragens tipo terra-enrocamento recomenda que se adote filtros mais largos que os usuais.

Em função dos fatores acima descritos, foram adotadas as larguras de 2,20; 1,10 e 1,10 m para a areia, transição fina e transição grossa, respectivamente.

Adjacente à transição grossa, especificou-se o lançamento de uma faixa de 3,0 m de largura de enrocamento E3, que apresenta uma distribuição granulométrica bem graduada e diâmetro máximo de 50 cm (ver Figura 4.11).

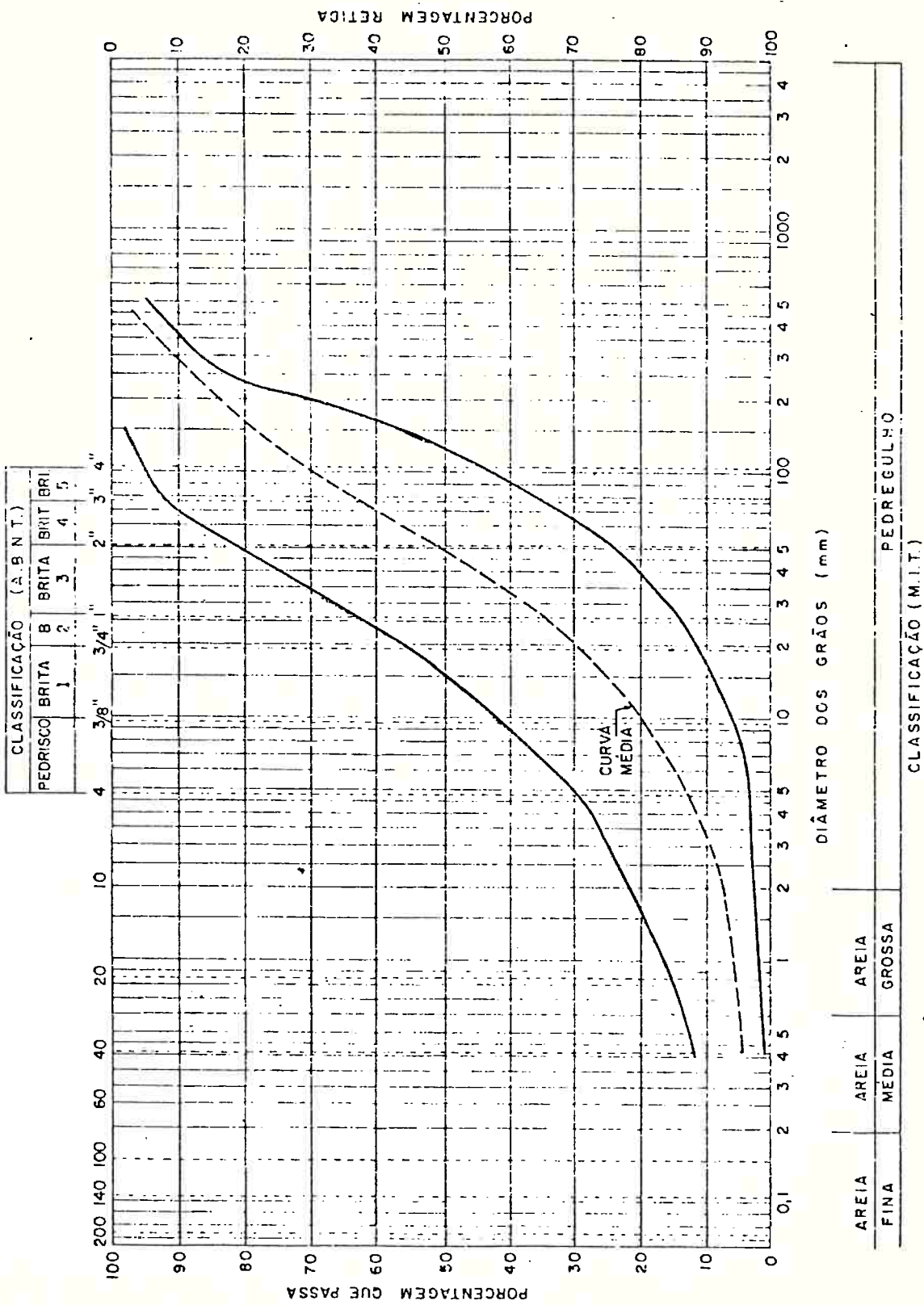


FIG.4.11: FAIXA GRANULOMÉTRICA DO ENROCAMENTO FINO (TIPO E3)

4.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Através deste estudo mais complexo foi possível eliminar uma transição entre o núcleo argiloso e o enrocamento de jusante da barragem principal.

Essa medida permitiu uma redução apreciável nos custos da obra sem que a sua segurança contra o "piping" fosse afetada.

CAPÍTULO 5

ESTUDO DE POROSIMETRIA DAS
TRANSIÇÕES DA BARRAGEM PE
DRA DO CAVALO

5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

No capítulo anterior foi apresentado o dimensionamento das transições da Barragem Principal do Aproveitamento Pedra do Cavalo, feito a partir de curvas porosimétricas teóricas, obtidas através da metodologia proposta por Araken Silveira (1964, 1965). Esta metodologia apresenta algumas restrições devido às hipóteses simplificadoras adotadas, conforme visto no item 3.2.

A fim de verificar o dimensionamento realizado, foi feito um estudo visando determinar experimentalmente a porosimetria destas transições e de outras britas disponíveis na obra, seguindo o enfoque proposto por Wittmann (1979).

5.2 DESCRIÇÃO DA PARTE EXPERIMENTAL

5.2.1 Materiais Ensaiaados

Foram ensaiados os seguintes materiais : pedrisco, transição fina, pedrisco + brita 1, brita 1, transição A e brita 2, obtida pela britagem de material gnáissico.

Na Tabela 5.1 apresenta-se os resultados dos ensaios de granulometria desses materiais e na Figura 5.1 as suas curvas granulométricas.

5.2.2 Descrição do Ensaio de Porosimetria

a. Generalidades

O ensaio consiste em colocar uma amostra de brita em um molde cilíndrico e preencher os seus vazios com calda de cimento com corante (tipo Xadrez). Após o endurecimento da calda, com uma serra circular são feitos três cortes transversais igualmente espaçados.

Os arranjos dos grãos das três superfícies obtidas são copiados em papel vegetal. A partir dos desenhos dos arranjos dos grãos, obtêm-se a curva de distribuição dos vazios da brita, através de um método gráfico, como será apresentado adiante.

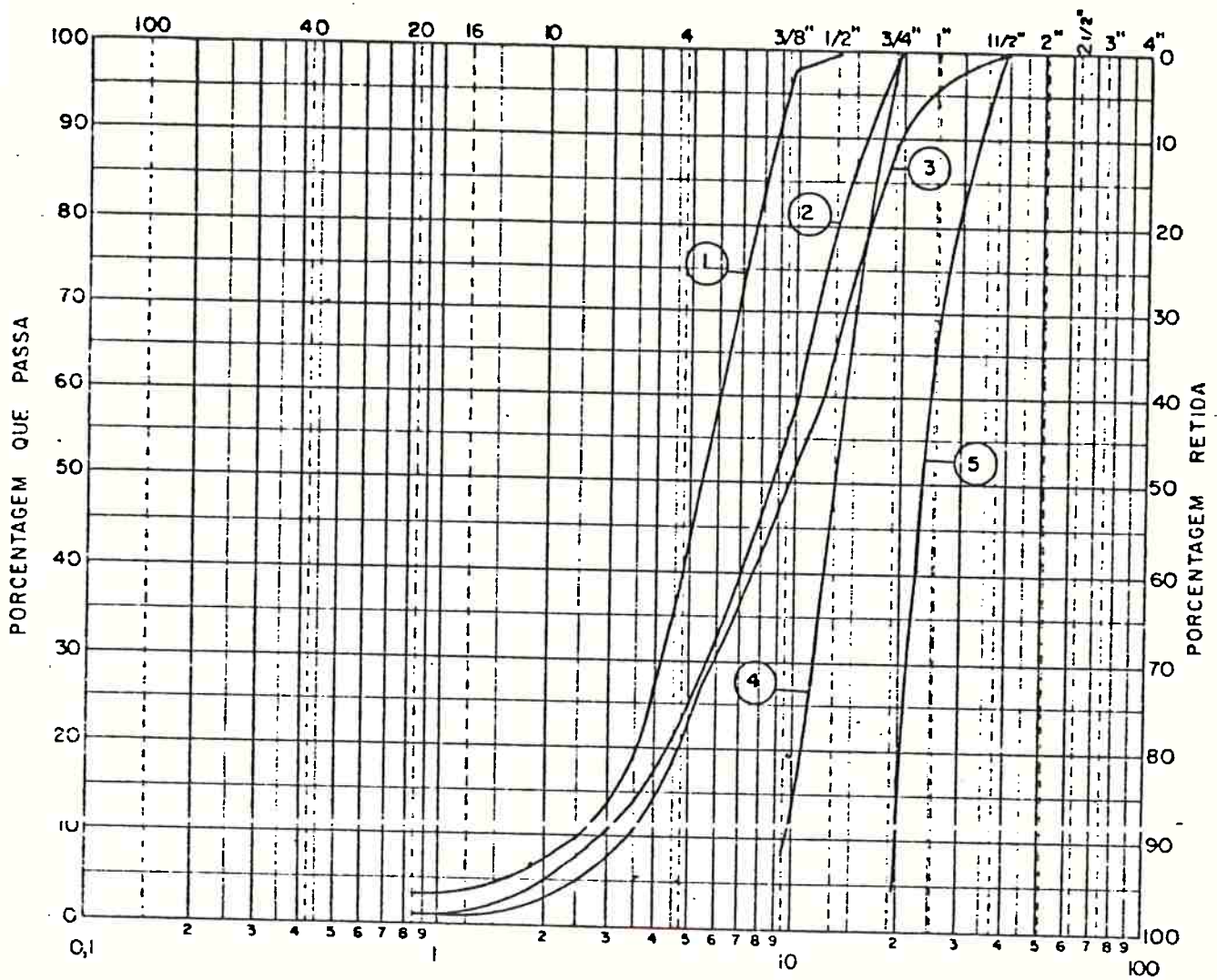
b. Preparação da Amostra

Foram efetuados ensaios de porosimetria, moldando-se amostras de 10,0 cm de diâmetro por 12,7 cm de altura para o pedrisco e de 15,2 cm de diâmetro por 17,8 cm de al

TABELA 5.1

ENSAIOS DE GRANULOMETRIA DAS BRITAS DO APROVEITAMENTO PEDRA DO CAVALO

Material	Ensaio	Peneira										
		1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	4	10	20	40	60	100
Pedrisco	1				100	98,5	43,1	10,9	8,9			
	2				100	99,0	38,0	2,7	0,6			
	3				100	99,1	44,6	4,7	2,6			
	Média				100	98,9	41,9	6,1	3,7			
	Desvio Padrão				0	0,321	3,460	4,276	4,53			
Pedrisco + Brita 1	1			100	82,0	51,0	17,0	1,0	0,5			
	2			100	85,0	58,0	21,0	1,0	0,5			
	3			100	85,0	59,0	24,0	2,0	0,5			
	Média			100	84,0	56,0	20,7	1,3	0,5			
	Desvio Padrão			0	1,732	4,359	3,512	0,577	0			
Transição A	1	100	97,0	90,0	74,0	47,0	24,0	5,0	2,0	1,5	1,4	1,0
	2	100	97,0	92,0	62,2	48,0	23,0	1,5	0,5	0,5	0,2	0,2
	3	100	98,5	89,5	60,0	46,5	25,0	5,0	2,0	2,0	1,0	0,5
	Média	100	97,5	90,5	65,4	47,2	24,0	3,8	1,5	1,3	0,9	0,6
	Desvio Padrão	0	0,866	1,323	7,529	0,764	1,000	2,021	0,866	0,764	0,611	0,404
Brita 1	1			100	45,0	7,0						
	2			100	60,0	19,0						
	3			100	60,0	2,0						
	Média			100	55,0	9,3						
	Desvio Padrão			0	8,66	8,737						
Brita 2	1	100	69,0	3,0								
	2	100	70,0	3,0								
	3	100	59,0	5,0								
	Média	100	66,0	3,7								
	Desvio Padrão	0	6,083	1,155								



ABNT	AREIA FINA	AREIA MÉDIA	A. GROSSA	PEDRISCO	BRITA 1	B 2	BRITA 3	B.4	B.5
MLT	A FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDREGULHO					

① - CURVA GRANUL. DO PEDRISCO, $CNU = D_{60}/D_{10} = 6,0/2,6 = 2,31$

④ - CURVA GRANUL. BRITA 1, $CNU = D_{60}/D_{10} = 13,7/9,6 = 1,42$

② - CURVA GRANUL. TRANSIÇÃO FINA, $CNU = D_{60}/D_{10} = 10/3,4 = 2,94$

⑤ - CURVA GRANUL. BRITA 2, $CNU = D_{60}/D_{10} = 24,5/19,5 = 1,24$

③ - CURVA GRANUL. TRANSIÇÃO A, $CNU = D_{60}/D_{10} = 12/2,9 = 4,14$

FIG. 5.1 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS DAS BRITAS ENSAIADAS

tura para as demais britas.

As amostras foram moldadas no estado compacto e fofo.

5.3 CÁLCULO DA DISTRIBUIÇÃO DOS VAZIOS (POROSIMETRIA) DAS TRANSIÇÕES

5.3.1 Hipóteses Adotadas

Foram adotadas as seguintes hipóteses:

- . Hipótese 1: as posições relativas ocupadas pelos grãos são aleatórias. Esta hipótese admite que a mistura e homogeneização da amostra foi bem feita e que não existe nenhum fator pendente a predeterminar a posição de certas partículas.
- . Hipótese 2: o vazio (poro) do filtro é formado pelo agrupamento de no máximo quatro partículas, o que resultou no maior vazio (diâmetro máximo).
- . Hipótese 3: dimensão (diâmetro) de um vazio é igual ao diâmetro da maior circunferência que pode ser inscrita no espaço limitado pelas partículas que formam o vazio.
- . Hipótese 4: o espaço limitado por uma, duas ou três partículas e a face externa da fatia do corpo de prova (borda do cilindro) é considerado vazio. Esta hipótese admite que a face externa do corpo de prova corresponde à superfície de uma partícula.

Para se obter uma amostra no estado compacto, a moldagem foi dividida em três fases. Em cada fase foi colocada no cilindro uma quantidade de material tal que, após a aplicação da energia de compactação, a camada compactada ocupe apenas 1/3 do seu volume. Em cada camada foram aplicados 10 golpes do soquete compactador metálico, uniformemente

distribuídos na superfície do material, tomando-se cuidados especiais para se manter o soquete na vertical. Os golpes de soquete foram aplicados sobre um disco de madeira que servia de proteção contra a fragmentação das partículas. Para a compactação do pedrisco no molde menor, utilizou-se um soquete com peso e altura de queda iguais a 2,500 kg e 30,50 cm, enquanto que, para a compactação das outras britas no cilindro maior, utilizou-se um soquete com peso e altura de queda iguais a 4,536 kg e 45,72 cm, respectivamente. Através de ensaios preliminares, observou-se que a partir da aplicação de 10 golpes do soquete por camada, a densidade da amostra fica praticamente constante. Esta energia de compactação visava obter densidades semelhantes às obtidas na compactação de campo.

A moldagem das amostras no estado fofo, consistiu em obter o maior volume possível de vazios, colocando-se manualmente as partículas do material.

5.3.2 Ensaio Realizados

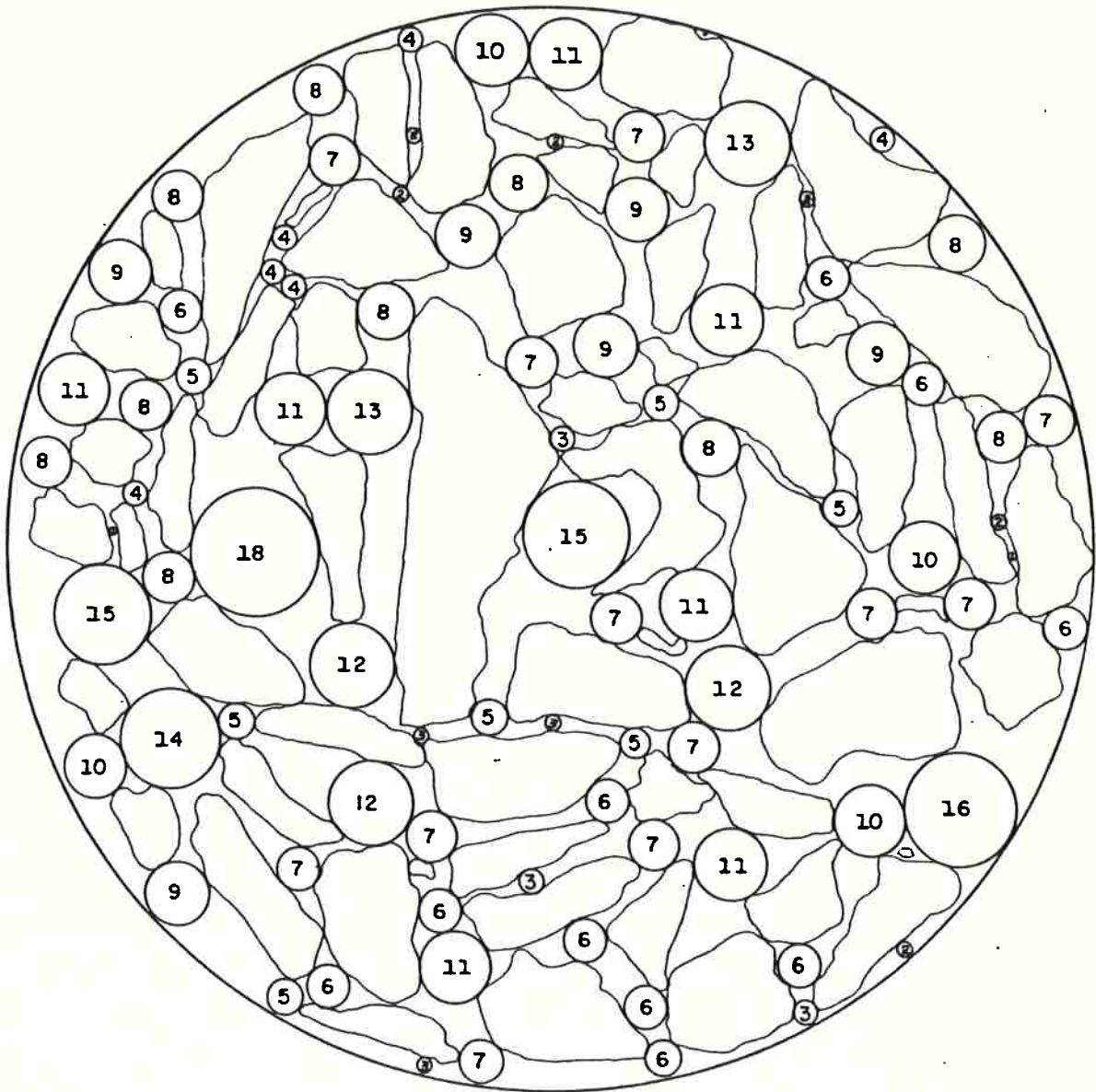
Foram realizados 6 ensaios para cada material, sendo 3 no estado compacto e 3 no estado fofo, totalizando 30 ensaios de porosimetria (ver ensaios típicos no Anexo IV).

5.3.3 Método de Cálculo

A determinação dos diâmetros dos poros dos materiais ensaiados foi feita através do traçado de circunferências inscritas nos vazios resultantes do agrupamento das partículas (ver Quadro 5.1).

O traçado das circunferências foi feito utilizando-se um gabarito marca Trident, tipo D2.

BRITA 2



QUADRO 5.1 - EXEMPLO DO MÉTODO GRÁFICO PARA DETERMINAÇÃO DA POROSIMETRIA DE UM MATERIAL DE FILTRO

Adotou-se a diretriz de que não pode haver superposição de duas circunferências, pois, neste caso, trata-se do mesmo canal de fluxo e portanto condicionado pelo maior diâmetro.

5.3.4 Resultados Obtidos

Nas Tabelas 5.2 a 5.6 apresenta-se as curvas porosimétricas médias correspondentes aos estados fofo e compacto, bem como a curva porosimétrica média dos dois estados (fofo e compacto).

Nas Figuras 5.2 a 5.6 apresenta-se as curvas porosimétricas acima citadas, com a respectiva curva granulométrica.

Todas as curvas porosimétricas obtidas para os estados compacto e fofo, estão representadas nas Figuras 5.7 e 5.8, respectivamente.

TABELA 5.2
 CURVAS POROSIMÉTRICAS MÉDIAS DO PEDRISCO

Diâmetro mm	Frequência (%)		
	Estado Fofo	Estado Compacto	Média
11,0	100	-	-
10,0	99,94	-	-
9,0	99,82	100	99,91
8,0	99,40	99,92	99,66
7,0	98,85	99,64	99,25
6,0	95,53	98,09	96,81
5,0	90,58	93,73	92,15
4,0	76,87	85,83	81,73
3,0	54,41	67,06	60,73
2,0	28,99	42,06	35,52
1,0	14,55	22,06	18,30
0,5	5,74	11,94	8,84

TABELA 5.3

CURVAS POROSIMÉTRICAS MÉDIAS DA TRANSIÇÃO FINA

Diâmetro (mm)	Frequência (%)		
	Estado Fofo	Estado Compacto	Média
12,0	100	100	100
11,0	99,6	99,96	99,60
10,0	99,2	99,96	99,40
9,0	98,8	99,66	99,23
8,0	97,3	98,71	98,00
7,0	94,8	97,50	96,15
6,0	89,8	94,92	92,36
5,0	81,4	88,77	85,09
4,0	69,2	78,20	73,70
3,0	50,8	66,17	58,50
2,0	30,9	44,77	37,84
1,0	11,8	20,02	15,91
0,5	6,0	7,17	6,59

TABELA 5.4

CURVAS POROSIMÉTRICAS MÉDIAS DA TRANSIÇÃO A

Diâmetro (mm)	Frequência (%)		
	Estado Fofo	Estado Compacto	Média
15,0	100	100	100
14,0	99,71	99,97	99,84
13,0	99,55	99,97	99,76
12,0	99,18	99,92	99,55
11,0	98,75	99,83	99,29
10,0	98,21	99,78	99,00
9,0	97,57	99,37	98,47
8,0	95,64	98,83	97,24
7,0	93,98	97,79	95,89
6,0	90,71	96,44	93,58
5,0	84,65	92,83	88,74
4,0	77,25	87,33	82,29
3,0	66,36	78,45	72,41
2,0	47,08	59,71	53,40
1,0	24,73	30,24	27,49
0,5	9,60	14,33	11,97

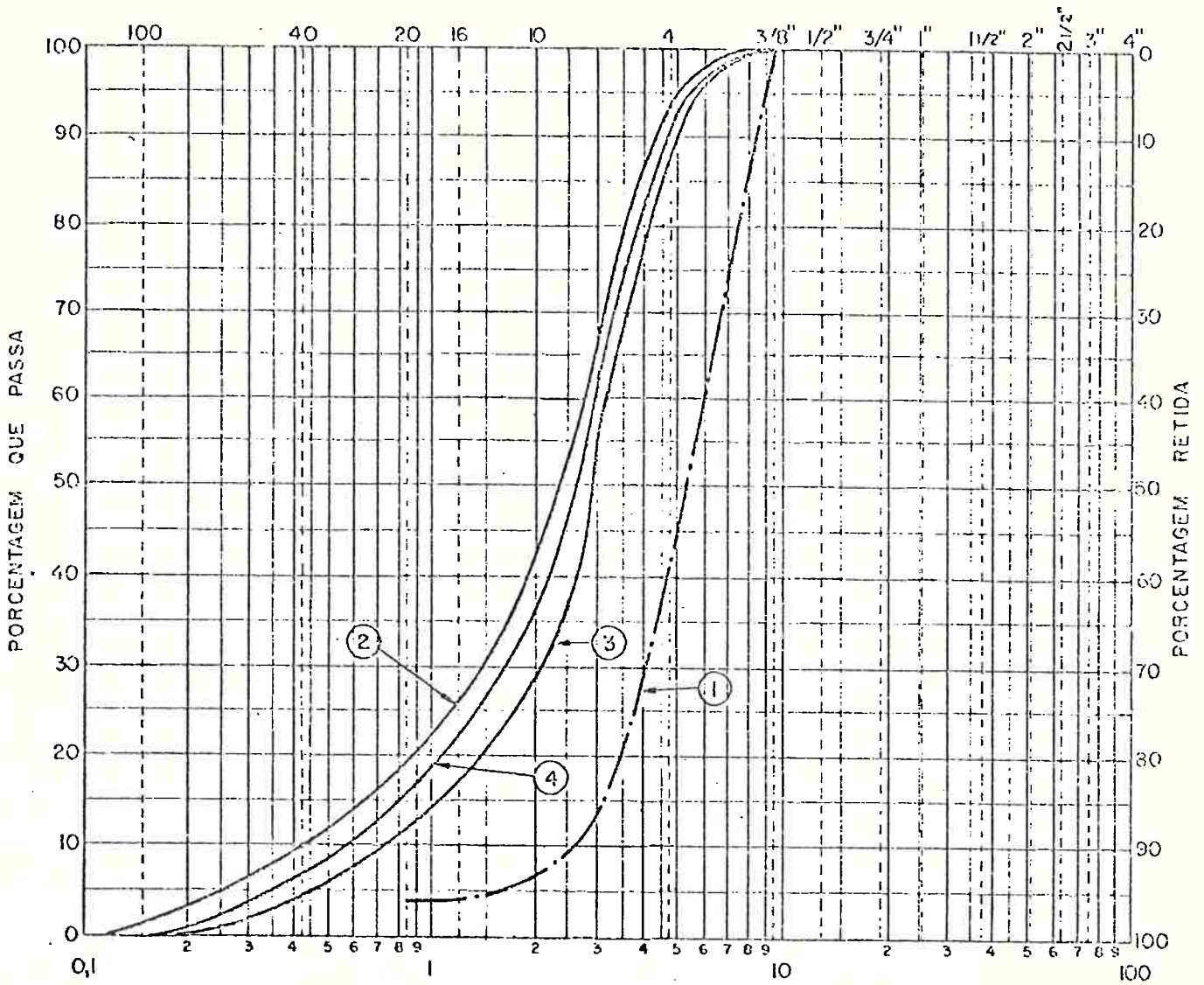
TABELA 5.5
CURVAS POROSIMÉTRICAS MÉDIAS DA BRITA 1

Diâmetro (mm)	Frequência (%)		
	Estado Fofo	Estado Compacto	Média
18,0	100	100	100
17,0	99,95	99,95	99,95
16,0	99,91	99,80	99,86
15,0	99,76	99,70	99,73
14,0	99,62	99,64	99,63
13,0	99,29	99,44	99,37
12,0	98,68	98,98	98,83
11,0	97,36	98,12	97,74
10,0	96,04	96,70	96,37
9,0	93,07	95,03	94,05
8,0	89,02	91,63	90,33
7,0	81,90	86,10	84,00
6,0	72,01	75,64	73,83
5,0	58,01	62,29	60,15
4,0	41,33	44,37	42,85
3,0	22,05	26,86	24,45
2,0	8,53	13,56	11,04
1,0	3,25	5,59	4,42
0,5	1,51	2,14	1,82

TABELA 5.6
CURVAS POROSIMÉTRICAS MÉDIAS DA BRITA 2

Diâmetro (mm)	Frequência (%)		
	Estado Fofo	Estado Compacto	Média
9,0	100	100	100
8,0	57,93	69,41	63,67
7,0	52,16	59,25	55,70
6,0	41,35	47,49	44,42
5,0	32,71	36,64	34,67
4,0	24,93	25,57	25,25
3,0	16,86	15,75	16,30
2,0	8,50	7,08	7,79
1,0	4,18	3,08	3,63
0,5	2,02	1,48	1,75

PEDRISCO

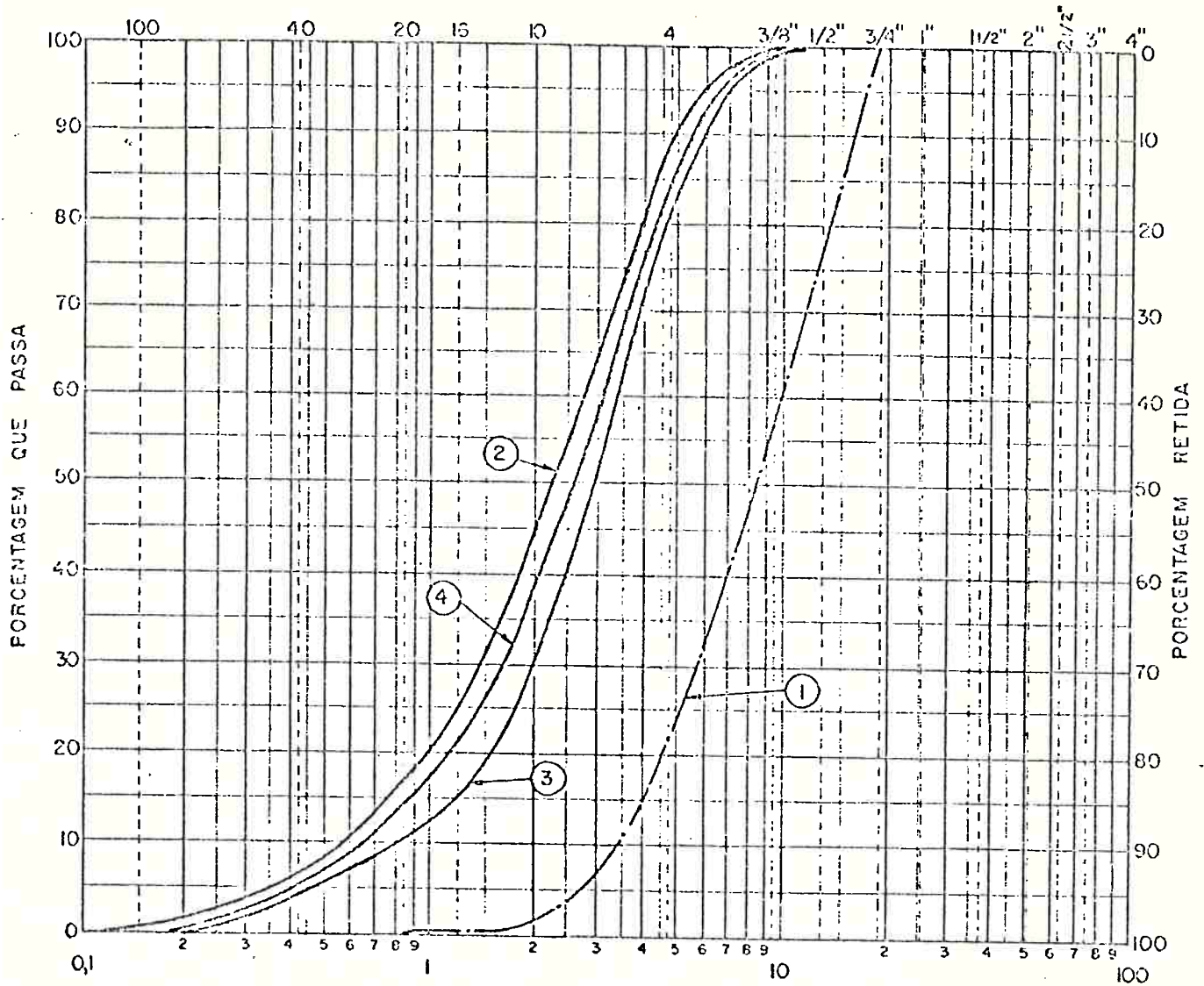


A.B.N.T.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDRISCO	BRITA 1	B. 2	BRITA 3	B. 4	B. 5
M.L.T.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PE DREGULHO					

- ① - CURVA GRANULOMÉTRICA MÉDIA
- ② - CURVA POROSIMÉTRICA (estado compacto)
- ③ - CURVA POROSIMÉTRICA (estado fofo)
- ④ - CURVA POROSIMÉTRICA MÉDIA

FIG. 5.2 - CURVAS POROSIMÉTRICAS DO PEDRISCO

TRANSIÇÃO FINA
(PEDRISCO + BRITA 1)

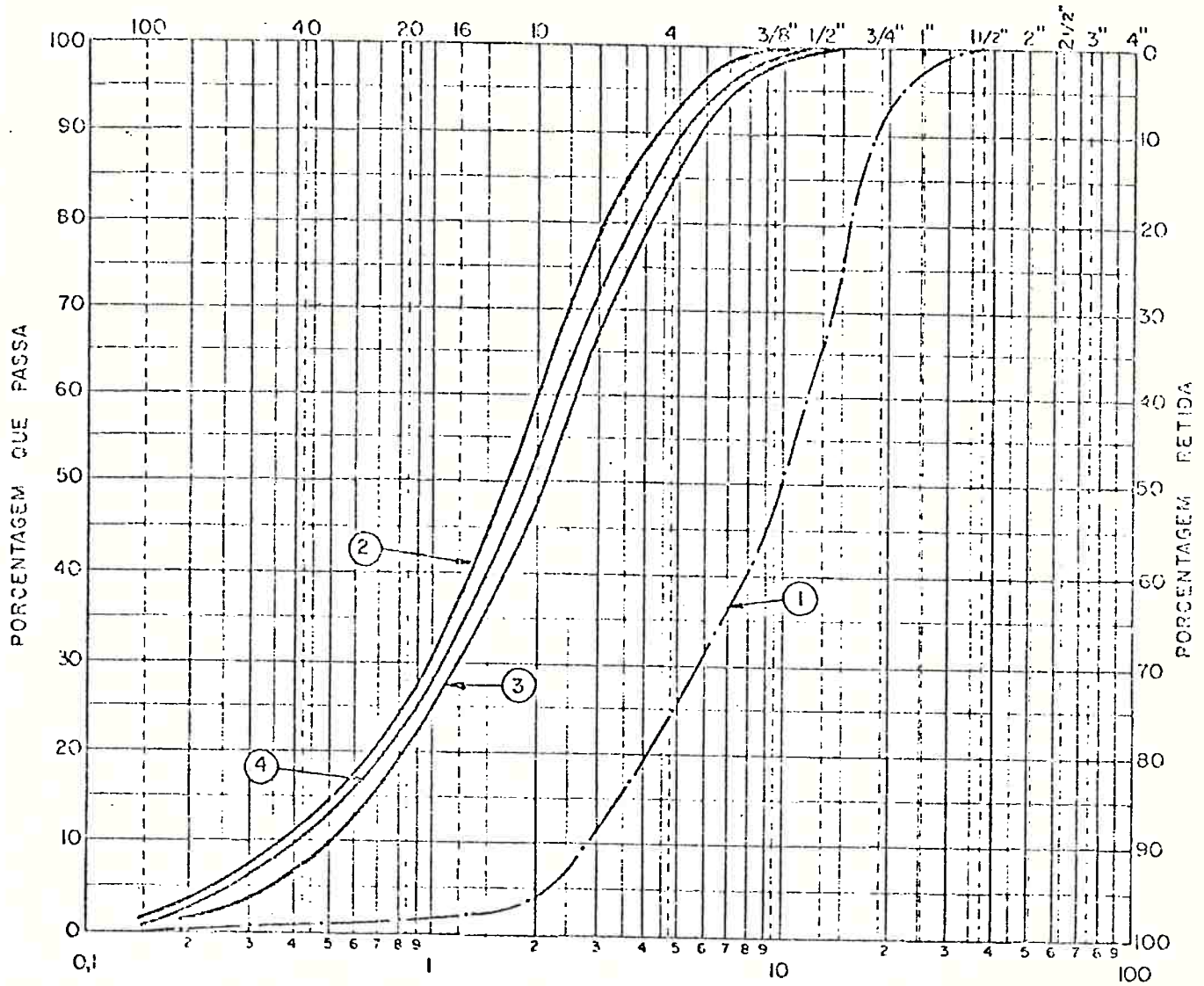


A.B.N.T.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDRISCO	BRITA 1	B. 2	BRITA 3	B. 4	B. 5
MIT.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDREGULHO					

- ① - CURVA GRANULOMÉTRICA MÉDIA
- ② - CURVA POROSIMÉTRICA (estado compacto)
- ③ - CURVA POROSIMÉTRICA (estado fofo)
- ④ - CURVA POROSIMÉTRICA MÉDIA

FIG. 5.3 - CURVAS POROSIMÉTRICAS DA TRANSIÇÃO FINA

TRANSIÇÃO A

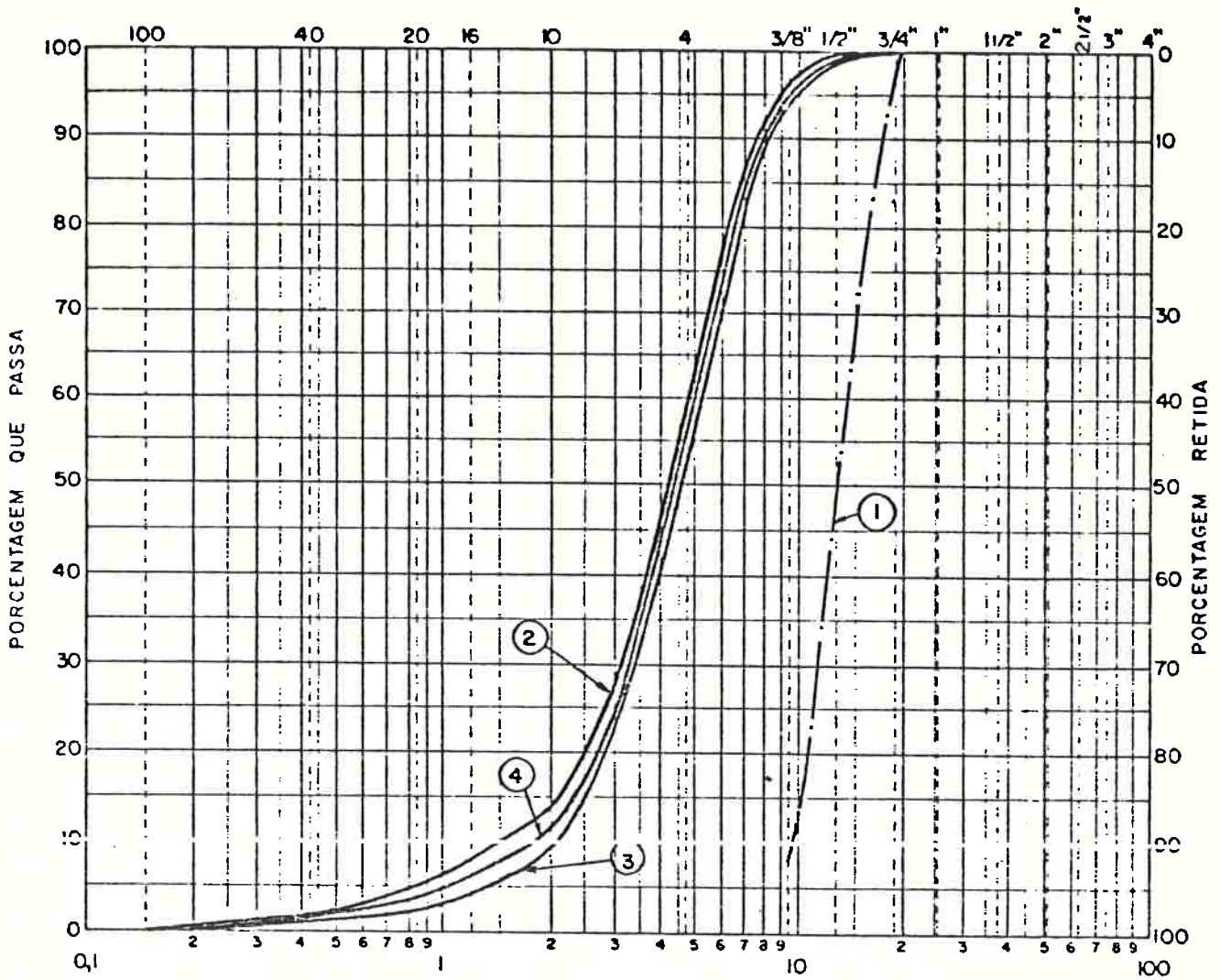


A.B.N.T.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDRISCO	BRITA 1	B 2	BRITA 3	B.4	B.5
MIT.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDREGULHO					

- ① - CURVA GRANULOMÉTRICA MÉDIA
- ② - CURVA POROSIMÉTRICA (estado compacto)
- ③ - CURVA POROSIMÉTRICA (estado fofo)
- ④ - CURVA POROSIMÉTRICA MÉDIA

FIG.5.4 - CURVAS POROSIMÉTRICAS DA TRANSIÇÃO A

BRITA - 1

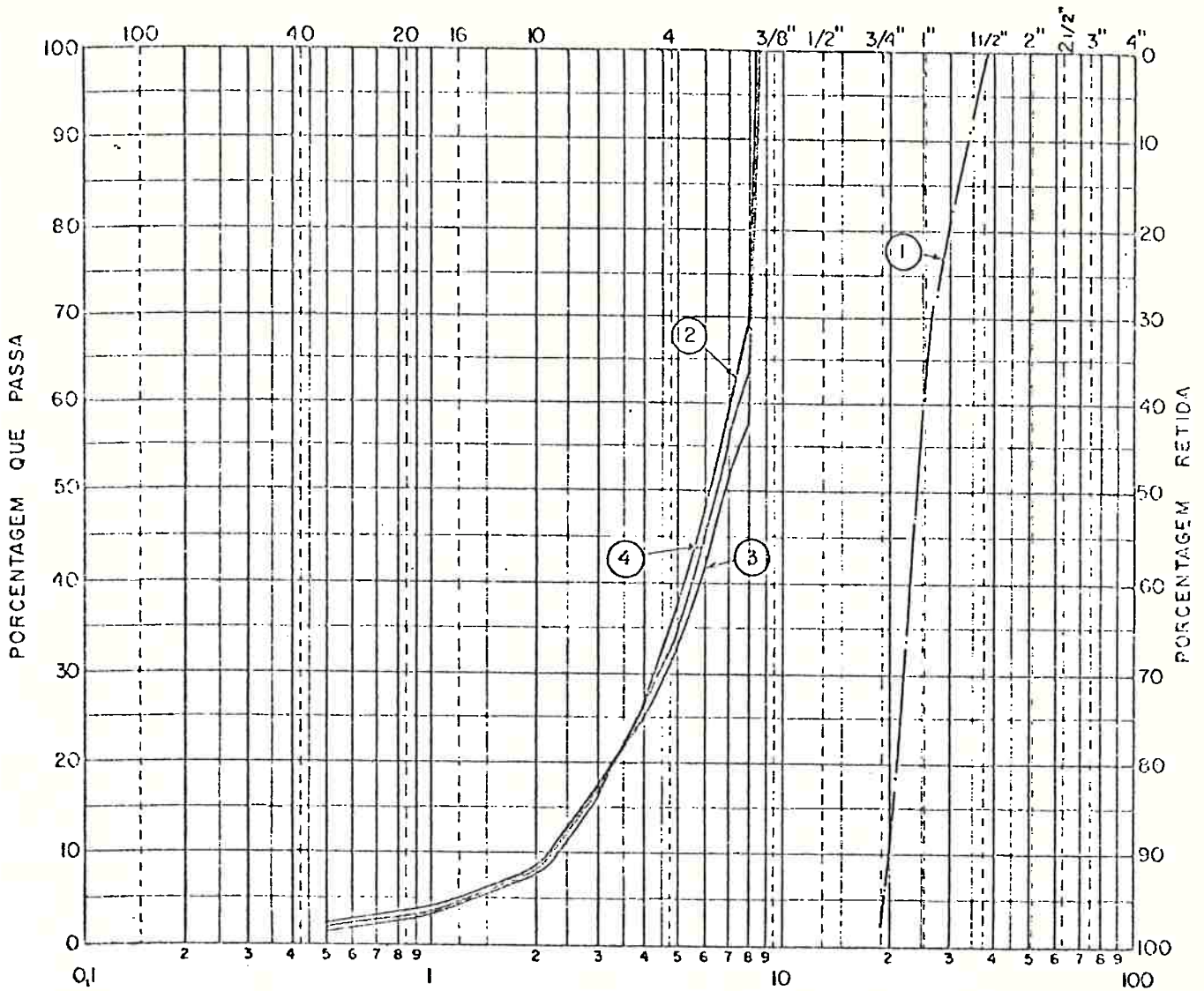


A.B.N.T.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDRISCO	BRITA 1	B. 2	BRITA 3	9 4	B. 5
M.L.T.	A FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDREGULHO					

- ① - CURVA GRANULOMÉTRICA MÉDIA
- ② - CURVA POROSIMÉTRICA (estado compacto)
- ③ - CURVA POROSIMÉTRICA (estado fofo)
- ④ - CURVA POROSIMÉTRICA MÉDIA

FIG. 5.5 - CURVAS POROSIMÉTRICAS DA BRITA 1

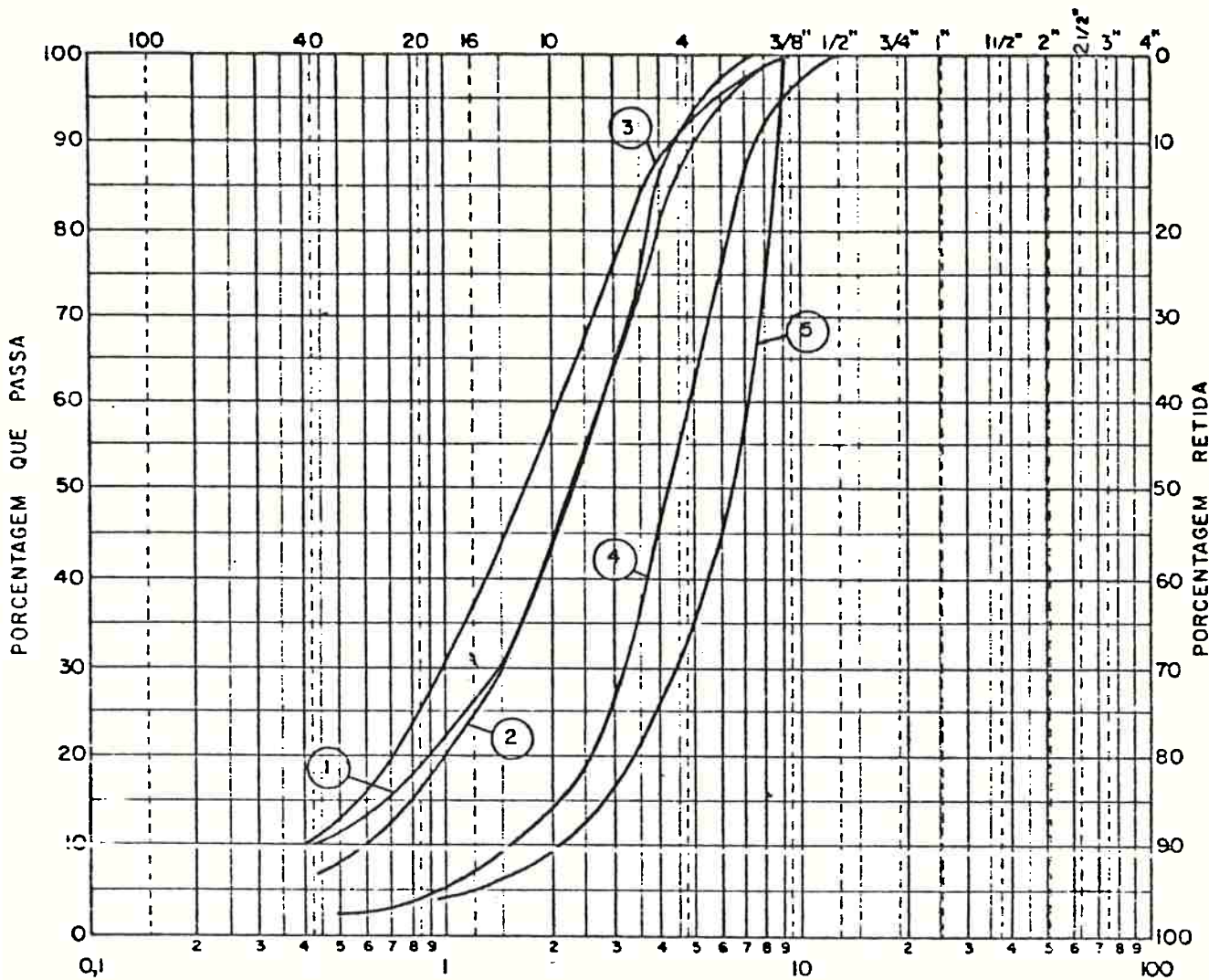
BRITA - 2



A.B.N.T.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDRISCO	BRITA 1	B. 2	BRITA 3	B. 4	B 5
M.L.T.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDREGULHO					

- ① - CURVA GRANULOMÉTRICA MÉDIA
- ② - CURVA POROSIMÉTRICA (estado compacto)
- ③ - CURVA POROSIMÉTRICA (estado fofo)
- ④ - CURVA POROSIMÉTRICA MÉDIA

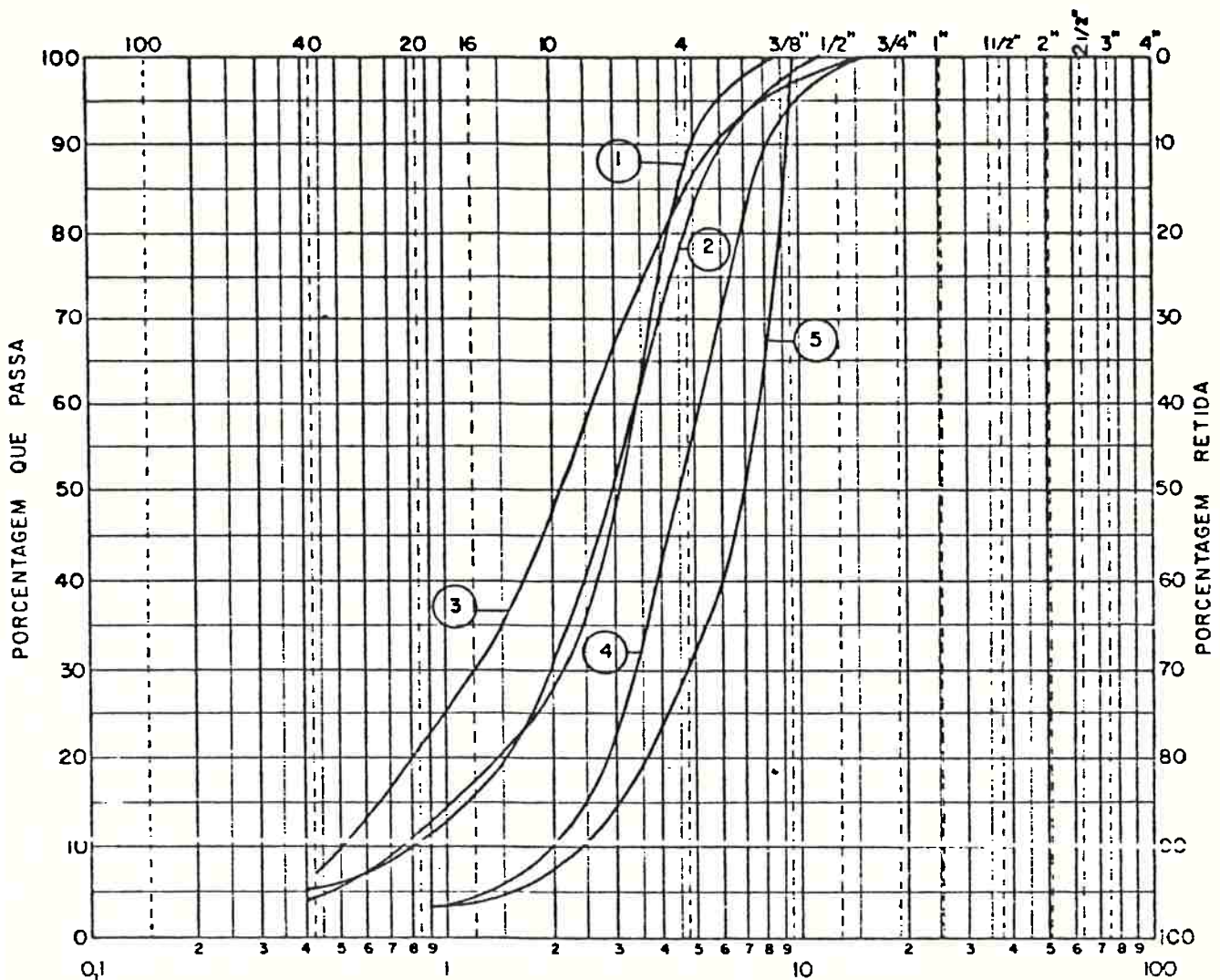
FIG. 5.6 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS DA BRITA 2



A.B.N.T.	AREIA FINA	AREIA MÉDIA	A. GROSSA	PEDRISCO	BRITA 1	B. 2	BRITA 3	B. 4	B. 5
MIT.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDREGULHO					

- ① - CURVA POROSIMÉTRICA DO PEDRISCO
- ② - CURVA POROSIMÉTRICA DA TRANSIÇÃO FINA
- ③ - CURVA POROSIMÉTRICA DA TRANSIÇÃO A
- ④ - CURVA POROSIMÉTRICA DA BRITA 1
- ⑤ - CURVA POROSIMÉTRICA DA BRITA 2

FIG. 5.7- CURVAS POROSIMÉTRICAS (ESTADO COMPACTO) DAS TRANSIÇÕES DA BARRAGEM PEDRA DO CAVALO



A.B.N.T.	AREIA FINA	AREIA MÉDIA	A. GROSSA	PEDRISCO	BRITA 1	B 2	BRITA 3	B 4	B. 5
MLT.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDREGULHO					

- ① - CURVA POROSIMÉTRICA DO PEDRISCO
- ② - CURVA POROSIMÉTRICA DA TRANS. FINA
- ③ - CURVA POROSIMÉTRICA DA TRANSIÇÃO A
- ④ - CURVA POROSIMÉTRICA DA BRITA 1
- ⑤ - CURVA POROSIMÉTRICA DA BRITA 2

FIG. 5.8 - CURVAS POROSIMÉTRICAS (ESTADO FOFO) DAS TRANSIÇÕES DA BARRAGEM PEDRA DO CAVALO.

5.4 CÁLCULOS EFETUADOS

A partir das curvas granulométricas e porosimétricas dos materiais ensaiados foram feitos os seguintes cálculos.

- a. Na Tabela 5.7 apresenta-se os valores dos comprimentos de filtragem por confronto $s = NA/NV$, conforme a abordagem proposta por Wittmann (1979). Os valores de NA e NV foram calculados usando as equações apresentadas na Tabela 3.4. Os valores de d_j e Δp_{mj} foram adotados segundo o esquema apresentado na Figura 5.9. Observa-se que a curva de distribuição granulométrica em peso foi dividida em m partes, de modo que houvesse compensação de áreas, e que, segundo este enfoque, o valor de s é igual à média ponderada nos m diâmetros considerados.
- b. Nas Tabelas 5.8 a 5.12 apresenta-se os valores das relações entre os diâmetros dos poros (\bar{d}_x) e os diâmetros (D_x) da transição onde x é o valor da porcentagem de ocorrência de diâmetros menores de D_x . Estas relações foram obtidas para os estados compacto ($\bar{d}_{c,x}/D_x$) e fofo ($\bar{d}_{f,x}/D_x$). Apresenta-se também nestas tabelas, os valores do quociente entre os valores $\bar{d}_{c,x}$ e $\bar{d}_{f,x}$.
- c. Na Figura 5.10 apresenta-se as curvas granulométrica e porosimétrica do pedregulho ensaiado por Wittmann (1979), segundo um procedimento análogo do descrito anteriormente. Na Tabela 5.13 apresenta-se os valores das relações \bar{d}_x/D_x deste material. Wittmann, em seu trabalho, não faz menção quanto à compacidade do pedregulho. Para efeito de análise, será admitido que o pedregulho foi moldado em um estado denso.

TABELA 5.7

DETERMINAÇÃO DO COMPRIMENTO DE FILTRAGEM POR CONFRONTO DAS TRANSIÇÕES DO APROVEITAMENTO PEDRA DO CAVALO

Material	NA partículas por dm^2	Nv partículas por dm^3	s (mm)	Ds (mm)
Pedrisco	223	52.570	0,42	D34
Brita 1	79	647	12,26	D48
Transição Fina	607	9.074	6,69	D37
Transição A	986	15.050	6,55	D34
Brita 2	3	12	24,86	D52

Observações:

NA = Número de partículas por unidade de área.

Nv = Número de partículas por unidade de volume.

s = Comprimento de filtragem médio por confronto.

Ds = Diâmetro da brita numericamente igual a s.

TABELA 5.8

DETERMINAÇÃO DAS RELAÇÕES ENTRE OS DIÂMETROS (\bar{d}) DOS POROS E OS DIÂMETROS (D) DO PEDRISCO DA BARRAGEM PEDRA DO CAVALO

Estado	x(%)	5	15	25	60	85	95
	D(mm)	1,5	3,1	3,8	6,0	8,0	9,0
Estado Compacto (denso)	\bar{d}_c (mm)	0,25	0,65	1,20	2,80	3,85	5,00
	\bar{d}_c/D	0,167	0,210	0,316	0,467	0,481	0,556
Estado Fofo	\bar{d}_f (mm)	0,455	1,10	1,75	3,20	4,50	5,85
	\bar{d}_f/D	0,303	0,355	0,461	0,533	0,563	0,650
Relação (\bar{d}_c/\bar{d}_f)		0,549	0,591	0,686	0,875	0,856	0,855

TABELA 5.9

DETERMINAÇÃO DAS RELAÇÕES ENTRE OS DIÂMETROS DOS POROS (\bar{d})
E OS DIÂMETROS DA TRANSIÇÃO FINA (D) DA BARRAGEM PEDRA DO CAVALO

Estado	x(%)	5	15	25	60	85	95
	D(mm)	2,75	4,00	5,10	10,00	13,00	17,5
Compacto	\bar{d}_c (mm)	0,35	0,76	1,20	2,75	4,30	6,00
	\bar{d}_c/D	0,127	0,190	0,235	0,275	0,331	0,342
Fofo	\bar{d}_f (mm)	0,46	1,20	1,75	3,40	5,20	7,00
	\bar{d}_f/D	0,167	0,300	0,343	0,340	0,400	0,400
Relação (\bar{d}_c/\bar{d}_f)		0,761	0,633	0,774	0,809	0,923	0,943

TABELA 5.10

DETERMINAÇÃO DAS RELAÇÕES ENTRE OS DIÂMETROS (\bar{d}) DOS POROS
E OS DIÂMETROS (D) DA TRANSIÇÃO A DA BARRAGEM PEDRA DO CAVALO

Estado	x(%)	5	15	25	60	85	95
	D(mm)		2,20	3,45	5,00	12,0	17,0
Compacto	\bar{d}_c (mm)	0,235	0,510	0,83	2,10	3,55	5,60
	\bar{d}_c/D	0,118	0,148	0,166	0,175	0,209	0,249
Fofa	\bar{d}_f (mm)	0,350	0,685	1,00	2,65	4,90	7,40
	\bar{d}_f/D	0,159	0,199	0,200	0,221	0,288	0,329
Relação (\bar{d}_c/\bar{d}_f)		0,671	0,745	0,830	0,792	0,724	0,757

TABELA 5.11

DETERMINAÇÃO DAS RELAÇÕES ENTRE OS DIÂMETROS (\bar{d}) DOS POROS
E OS DIÂMETROS (D) DA BRITA 1 DA BARRAGEM PEDRA DO CAVALO

	x(%)	5	15	25	60	85	95
	D(mm)	-	10,0	11,2	13,7	16,5	18,0
Estado Compacto (denso)	\bar{d}_c (mm)	0,85	2,15	2,85	4,75	6,90	9,00
	\bar{d}_c/D	-	0,215	0,254	0,347	0,419	0,500
Estado Fofo	\bar{d}_f (mm)	1,35	2,50	3,20	5,20	7,25	10,0
	\bar{d}_f/D	-	1,250	0,286	0,380	0,439	0,556
Relação (\bar{d}_c/\bar{d}_f)		0,630	0,860	0,891	0,913	0,952	0,900

TABELA 5.12

DETERMINAÇÃO DAS RELAÇÕES ENTRE OS DIÂMETROS (\bar{d}) DOS POROS E OS DIÂMETROS (D) DA BRITA 2 DA BARRAGEM PEDRA DO CAVALO

	x(%)	5	15	25	60	85	95
	D(mm)	19	20	21	25	32	36,2
Estado Compacto Fofo	\bar{d}_m (mm)	1,2	2,75	3,9	7,4	8,2	8,5
	\bar{d}_m/D	0,063	0,137	0,186	0,296	0,256	0,235

Observações: * Não houve praticamente nenhuma diferença entre as curvas porosimétricas obtidas para o estado compacto (denso) e fofo. Adotou-se a curva média.

TABELA 5.13

DETERMINAÇÃO DAS RELAÇÕES ENTRE OS DIÂMETROS (\bar{d}) DOS POROS E OS DIÂMETROS (D) DO PEDREGULHO, ENSAIADO POR WITTMANN (1979)

x(%)	5	15	25	60	85	95
D(mm)	5,2	5,5	6,0	6,5	9,0	9,6
\bar{d} (mm)	0,86	1,25	1,60	2,55	3,6	9,4
\bar{d}/D	0,165	0,227	0,266	0,392	0,400	0,458

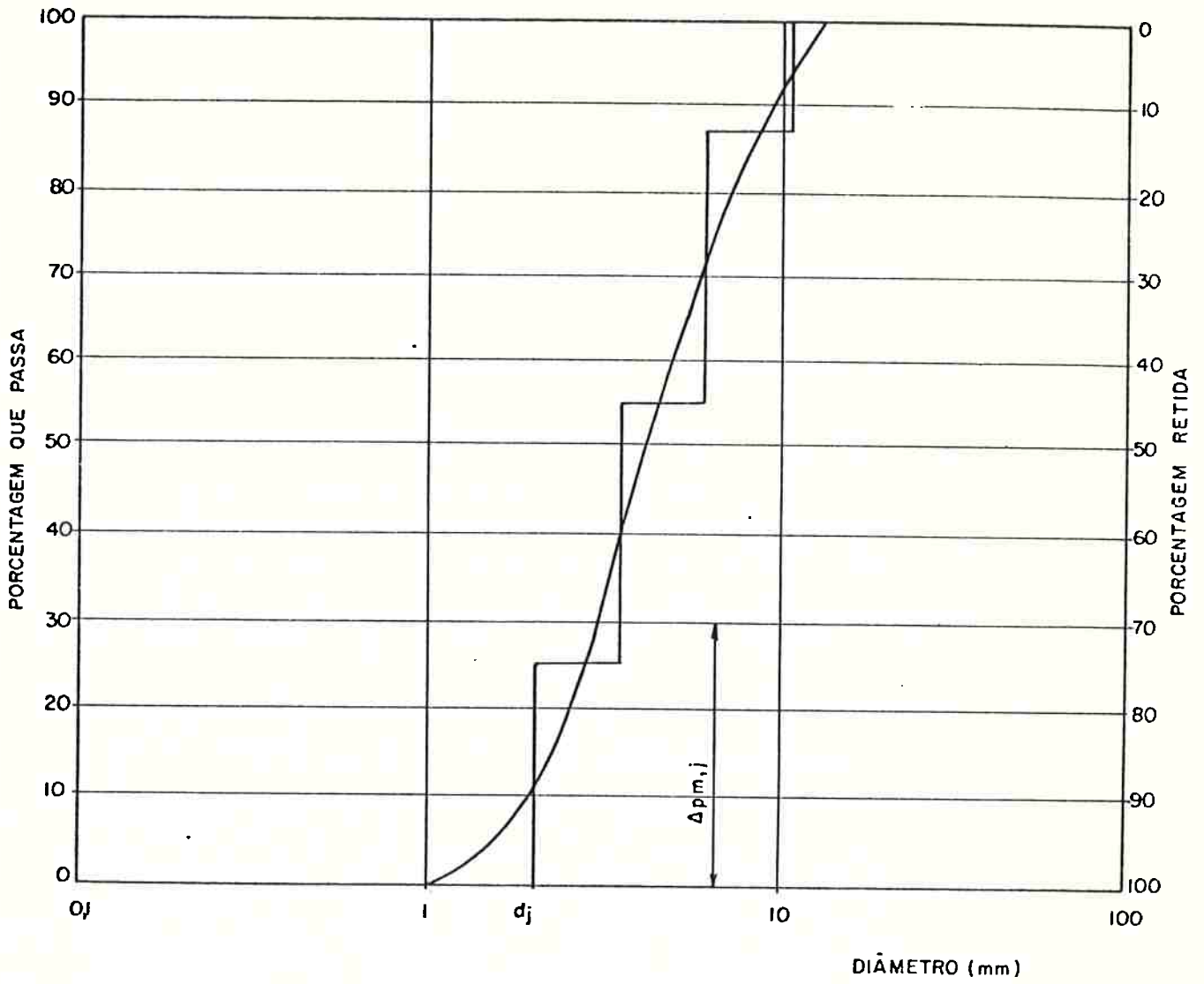
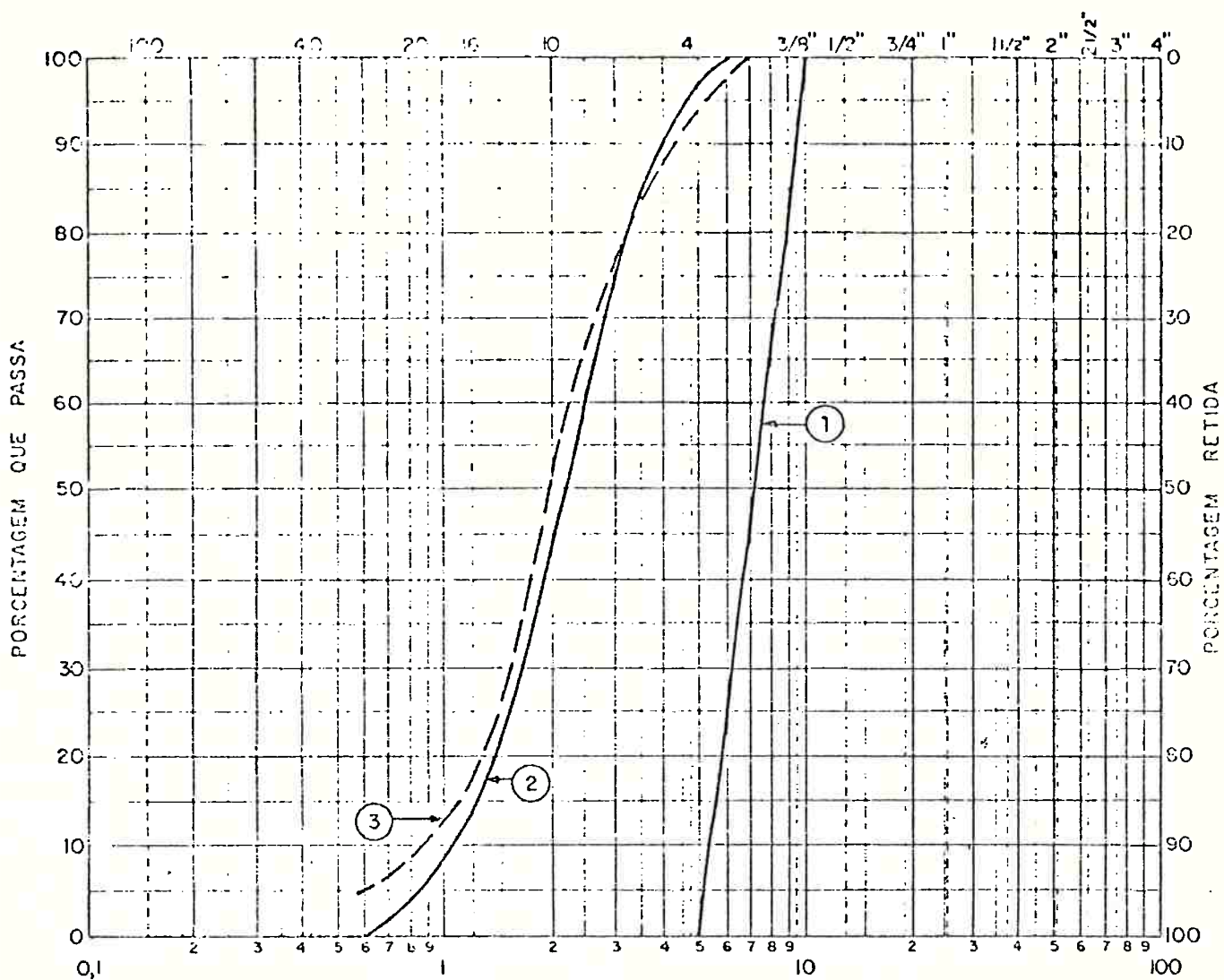


FIG. 5.9 - VALORES DE d_j E $\Delta p_{m,j}$

PEDREGULHO (WITTMANN)



A.B.N.T.	AREIA FINA	AREIA MÉDIA	A. GROSSA	PEDRISCO	BRITA 1	B 2	BRITA 3	B.4	B.5
M.I.T.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDREGULHO					

- ① - CURVA GRANULOMÉTRICA
- ② - CURVA POROSIMÉTRICA EXPERIMENTAL
- ③ - CURVA POROSIMÉTRICA CALCULADA PELO ÁBACO DA FIGURA 5.13

FIG. 5.10 : CURVAS GRANULOMÉTRICA E POROSIMÉTRICA DO PEDREGULHO ENSAIADO POR WITTMANN (1.979)

5.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A análise dos resultados obtidos e dos cálculos efetuados, permite que se façam as seguintes considerações.

5.5.1 Efeito da Compactação na Porosimetria dos Materiais

O efeito da compactação na redução da porosimetria dos materiais ocorre nas britas medianamente graduadas ($2,3 \leq \text{CNU} \leq 4,1$) e é praticamente nulo nas britas uniformes ($\text{CNU} \leq 1,4$), como mostram as Figuras 5.2 a 5.6. Enquanto que as relações $\bar{d}_{c,x}/\bar{d}_{f,x}$ variam entre 0,60 e 0,85 para os primeiros materiais, para os materiais uniformes essas relações variam entre 0,9 e 1,0 (ver Tabelas 5.8 a 5.12).

Observa-se que para a brita 2 as curvas porosimétricas obtidas para os estados compacto e fofo são quase coincidentes. As pequenas diferenças existentes, estão dentro da faixa de variação do ensaio e, portanto, não podem ser atribuídas exclusivamente ao efeito de compactação.

5.5.2 Influência da Forma das Partículas na Porosimetria dos Materiais

O efeito da forma das partículas na porosimetria pode ser avaliado ao se comparar os valores de \bar{d}_x/D_x obtidos para o pedregulho ensaiado por Wittmann e a brita 1. Apesar desses dois materiais possuírem o mesmo CNU e as suas curvas granulométricas serem aproximadamente paralelas, os valores \bar{d}_x/D_x obtidos para a brita 1 (grãos angulares) são inferiores aos obtidos para o pedregulho (grãos arredondados).

Na Figura 5.10 apresenta-se a curva porosimétrica do pedregulho calculada utilizando-se as relações $\bar{d}_{c,x}/D_x$ obtidas para a brita 1. Esta curva está à esquerda da curva porosimétrica obtida experimentalmente para $\bar{d} < \bar{d}_{75,exper}$ e apresenta um comportamento oposto para $\bar{d} > \bar{d}_{75,exper}$. Isto permite inferir que: as curvas porosimétricas obtidas para pedregulhos e britas de mesma granulometria são bastante semelhantes, sendo que a curva porosimétrica da brita abrange uma maior gama de dimensões de vazios e é um pouco mais fina.

Este fato deve ser visto com reservas, já que se trata da comparação de apenas dois ensaios. Entretanto, observa-se que este resultado está de acordo com os obtidos por Bertram (1940) e Sherard e co-autores (1984) que mostram que as permeabilidades de britas são inferiores ou muito próximas às permeabilidades de pedregulhos, que possuem a mesma granulometria que as britas.

5.5.3 Influência da Graduação da Granulometria do Material na sua Porosimetria

A graduação da curva granulométrica do material é um dos principais fatores que influenciam a sua porosimetria. Isto é verificado pelos seguintes fatos.

- a. O efeito da compactação em reduzir o tamanho dos poros e/ou eliminar os maiores poros é mais acentuado quanto melhor graduado for o material, conforme exposto no item 5.5.1.
- b. Apesar da transição A possuir uma curva granulométrica mais grossa que o pedrisco e a transição fina (ver Figura 5.1), a sua porosimetria é mais fina (ver Figuras 5.7 e 5.8). Este comportamento pode ser explicado pelo

fato que a transição A é melhor graduada que esses dois outros materiais. Enquanto o CNU da transição A é igual a 4,14, os CNU da transição fina e do pedrisco são iguais a 2,94 e 2,31, respectivamente.

- c. Apesar da transição fina possuir uma granulometria mais grossa que o pedrisco, as suas porosimetrias são praticamente idênticas (ver Figuras 5.7 e 5.8). Novamente a diferença de graduação entre os materiais explica o comportamento observado.
- d. O comprimento de filtragem por confronto obtido para os materiais medianamente graduados é numericamente igual ao D35, enquanto que para os materiais uniformes, ele é igual ao D50. Observa-se que a presença de finos (melhorando a graduação do material), além de reduzir a porosimetria também reduz o comprimento da filtragem.

Observa-se que fixando os D10 e D15 do filtro e melhorando a sua graduação, altera-se o valor do comprimento de filtragem, o qual também influencia a capacidade de filtragem. São uma análise que também leve em conta a espessura do filtro, pode avaliar o seu comportamento com a variação de sua graduação. No nosso entender, parece claro que o aumento do CNU do filtro, melhora o seu desempenho.

5.5.4 Influência do D15 na Porosimetria do Material

Os valores de D15 do pedrisco, transição fina e transição A são, respectivamente, iguais a 3,1; 4,0 e 3,45 mm.

Os D15 do pedrisco e da transição fina são diferentes. Entretanto, conforme visto no item anterior, suas porosimetrias são praticamente iguais. Isto mostra que não há correlação direta entre o tamanho dos vazios do material e o seu D15.

Outro exemplo deste fato é que, embora o D15 da transição A seja superior ao D15 do pedrisco, a sua porosimetria é mais fina em virtude de sua melhor graduação.

5.6 INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

A análise dos resultados permite concluir que:

- I - O efeito da compactação na redução da porosimetria de uma brita é pequeno, e praticamente nulo se a brita for uniforme.
- II - A porosimetria de uma brita é um pouco mais fina que a de um pedregulho (grãos arredondados) que possua a mesma distribuição granulométrica. Contudo, o vazio máximo da brita é superior ao vazio máximo do pedregulho.
- III - Uma primeira estimativa do comprimento de filtração por confronto pode ser feita, admitindo-se que ele seja igual ao D50 para materiais uniformes e igual a D35 para materiais medianamente graduados.
- IV - A porosimetria do material não é função exclusiva do D15, mas depende de sua graduação.
- V - Os principais fatores que influenciam a porosimetria de uma brita são as dimensões de suas partículas e a sua graduação, que pode ser expressa pelo seu CNU. Verificou-se que um material pode ter uma granulometria mais grossa que um determinado material, e possuir uma porosimetria mais fina desde que seja melhor graduado.
- VI - As considerações feitas nos itens d e e mostram que o critério de filtro mais utilizado no meio técnico, $D15 \leq 5 d85$ apresenta a restrição de não levar em conta a graduação do filtro.

O critério fixa apenas os D15 do filtro, consequentemente, a sua distribuição granulométrica pode ser uniforme ou graduada. Uma vez que quanto melhor a graduação do filtro, maior é a sua eficiência e o critério permite que o filtro seja uniforme, pode-se concluir que este critério é conservativo para materiais bem graduados.

5.7 DETERMINAÇÃO DE UM MÉTODO EXPEDITO PARA O CÁLCULO DE POROSIMETRIA

5.7.1 Generalidades

O enfoque mais preciso para o dimensionamento de um filtro (transição) é através do confronto da curva granulométrica do material-base e a curva porosimétrica do filtro. Entretanto, a experiência profissional mostra que muitas vezes o projeto de um filtro tem que ser feito sem que haja tempo hábil para a realização de ensaios. A execução de um ensaio de porosimetria é muito simples, contudo, a determinação da curva porosimétrica (através do método gráfico descrito no item 5.3) é bastante trabalhosa. No caso particular das análises procedidas para o projeto da Barragem Pedra do Cavalo, os ensaios de porosimetria envolveram um período superior a quatro meses. Assim sendo, há interesse na determinação de um método expedito para o cálculo da curva porosimétrica de um filtro.

5.7.2 Descrição do Enfoque Adotado

Conforme visto anteriormente, a porosimetria de um material depende principalmente do tamanho de suas partículas e de sua graduação (CNU). Com a finalidade de comprovar esta dependência foram construídos os gráficos \bar{d}_x/D_x versus CNU, para diferentes valores de x = porcentagem de vazios menores que \bar{d}_x . Nas Figuras 5.11 e 5.12 foram plotados os pontos correspondentes às britas da Barragem Pedra do Cavalo e ao pedregulho ensaiado por Wittmann, para os estados compacto (denso) e fofo, respectivamente. A análise desses gráficos mostra os seguintes aspectos:

LEGENDA:

- x = 5% - ○
- x = 15% - ●
- x = 25% - +
- x = 60% - X
- x = 85% - Δ
- x = 95% - □

REGRESSÕES LINEARES			
$\bar{d}x/Dx = K + a \cdot \text{CNU} + b$			
x (%)	a	b	r ²
5	-0,007	0,187	1,000
15	-0,015	0,206	0,997
25	-0,028	0,357	0,992
60	-0,057	0,474	0,989
85	-0,054	0,528	0,987
90	-0,094	0,666	0,980

OBS: r² = COEFICIENTE DE ADERÊNCIA

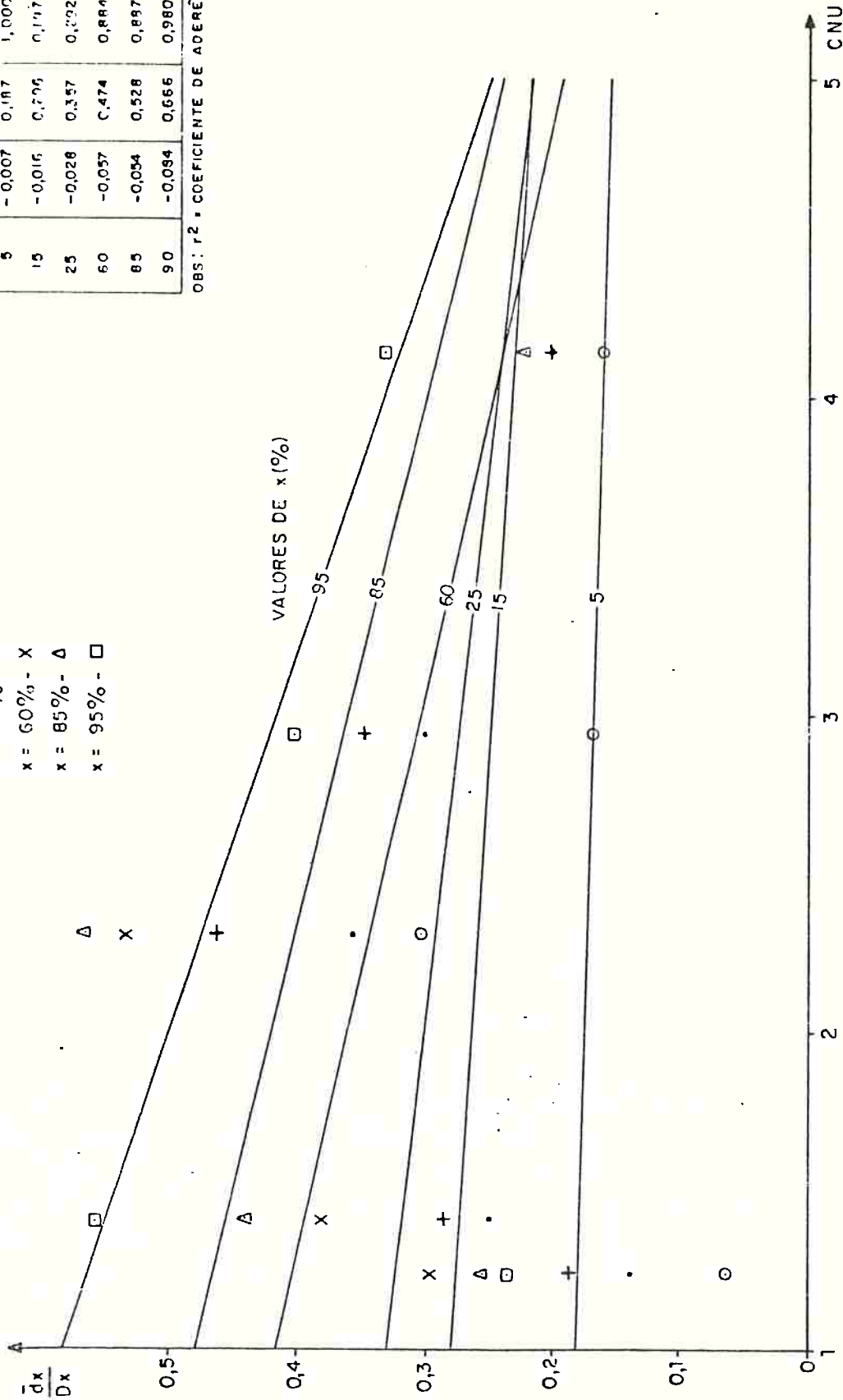


FIG. 5.11- GRÁFICO $\bar{d}x/Dx$ VERSUS CNU PARA O ESTADO FOFO

REGRESSÕES LINEARES
 $\bar{d}_x/D_x = K = a \cdot \text{CNU} + b$

x (%)	a	b	r ²
5	-0,018	0,186	0,927
15	-0,025	0,259	0,962
25	-0,032	0,310	0,899
60	-0,070	0,471	0,958
85	-0,074	0,521	0,953
90	-0,085	0,598	0,974

ORS: r² = COEFICIENTE DE AGENCIA

LEGENDA:

- x = 5% - ○
- x = 15% - ●
- x = 25% - +
- x = 60% - X
- x = 65% - Δ
- x = 95% - □

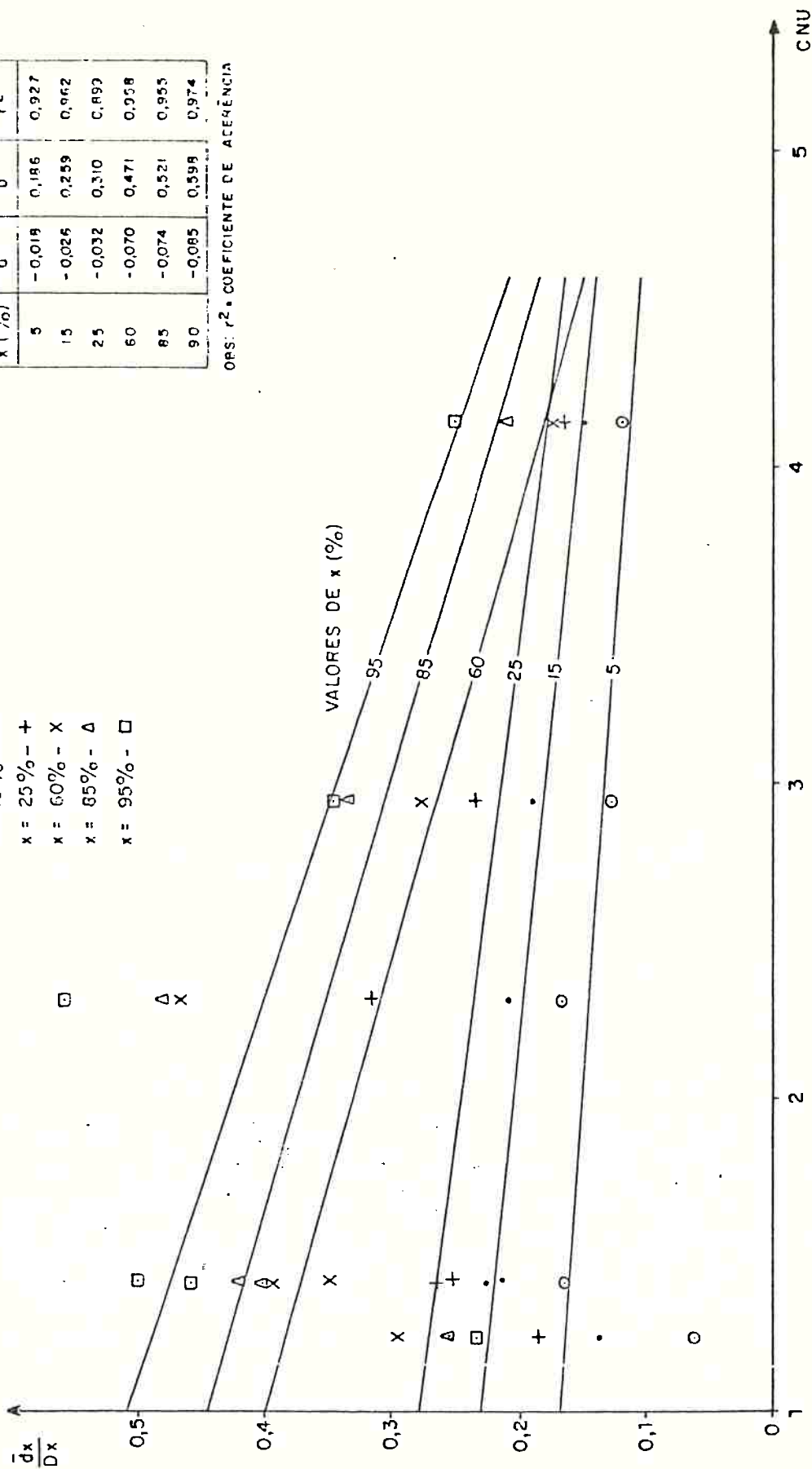


FIG. 5.12 - GRÁFICO \bar{d}_x/D_x VERSUS CNU PARA O ESTADO COMPACTO

- a. Existe uma tendência de redução das relações \bar{d}_x/D_x com o aumento do CNU.
- b. Os pontos determinados para a brita 1, pedregulho-Wittmann, transição fina e transição A determinam uma variação linear bem definida entre a relação \bar{d}_x/D_x e o CNU. As regressões lineares obtidas pelo método dos mínimos quadrados e os respectivos coeficientes de aderência (r^2), são os seguintes:

$$\bar{d}_5 / D_5 = 0,186 - 0,018 \text{ CNU}, \quad r^2 = 0,927$$

$$\bar{d}_{15} / D_{15} = 0,259 - 0,026 \text{ CNU}, \quad r^2 = 0,962$$

$$\bar{d}_{25} / D_{25} = 0,310 - 0,032 \text{ CNU}, \quad r^2 = 0,899$$

$$\bar{d}_{60} / D_{60} = 0,471 - 0,070 \text{ CNU}, \quad r^2 = 0,958$$

$$\bar{d}_{85} / D_{85} = 0,521 - 0,074 \text{ CNU}, \quad r^2 = 0,955$$

$$\bar{d}_{95} / D_{95} = 0,598 - 0,085 \text{ CNU}, \quad r^2 = 0,974$$

- c. Observa-se que as relações experimentais \bar{d}_x/D_x obtidas para a brita 2 são inferiores à fornecidas pelas regressões lineares, ou seja, as regressões fornecem uma porosimetria mais grossa e a favor da segurança. Nota-se também que as relações \bar{d}_x/D_x não são crescentes com o valor da porcentagem x ao contrário do obtido para as outras britas.

As possíveis explicações para o comportamento diferenciado da brita 2 são as seguintes:

- a forma das partículas da brita 2 é a que mais se afasta da forma esferoidal e conseqüentemente poderia influenciar mais acentuadamente a porosimetria dos materiais;

- . a relação diâmetro da amostra/diâmetro máximo das partículas do material é igual a 4. Para ensaios de compressibilidade e determinação de resistência ao cisalhamento de materiais uniformes, a relação aconselhada é de 6 a 10. Ou seja, o efeito de borda pode estar influenciando os resultados dos ensaios;
 - . enquanto todas as britas apresentam a curvatura da distribuição granulométrica voltada para os finos, a curvatura da distribuição granulométrica da brita 2 é voltada para a direção das partículas mais grossas.
- d. As relações experimentais \bar{d}_x/D_x obtidas para o pedrisco são superiores às obtidas pelas regressões lineares, ou seja, as regressões fornecem uma porosimetria mais fina que as determinadas nos ensaios.

Uma possível justificativa para este fato é que devido às pequenas dimensões das partículas do pedrisco, a precisão do ensaio é menor, pelos seguintes motivos:

- . ao efetuar a cópia em papel vegetal do arranjo das partículas das amostras, quando a partícula é pequena e irregular, a própria espessura do traço (utilizou-se lapiseira com grafite de diâmetro 0,5 mm) já introduz uma imprecisão;
- . o pedrisco possui 6% de areia ($D \leq 2$ mm) e 4,5% de partículas com diâmetro inferior a 0,84 mm (peneira 20). Uma vez que utilizou-se uma calda de cimento com corante, a reprodução dessas partículas é muito difícil ou impossível, e, a não consideração das mesmas leva a uma estimativa mais "grossa" da porosimetria do material. Este problema pode ser contornado, utilizando-se uma resina-epoxi para preparação da amostra, ao invés da calda de cimento.

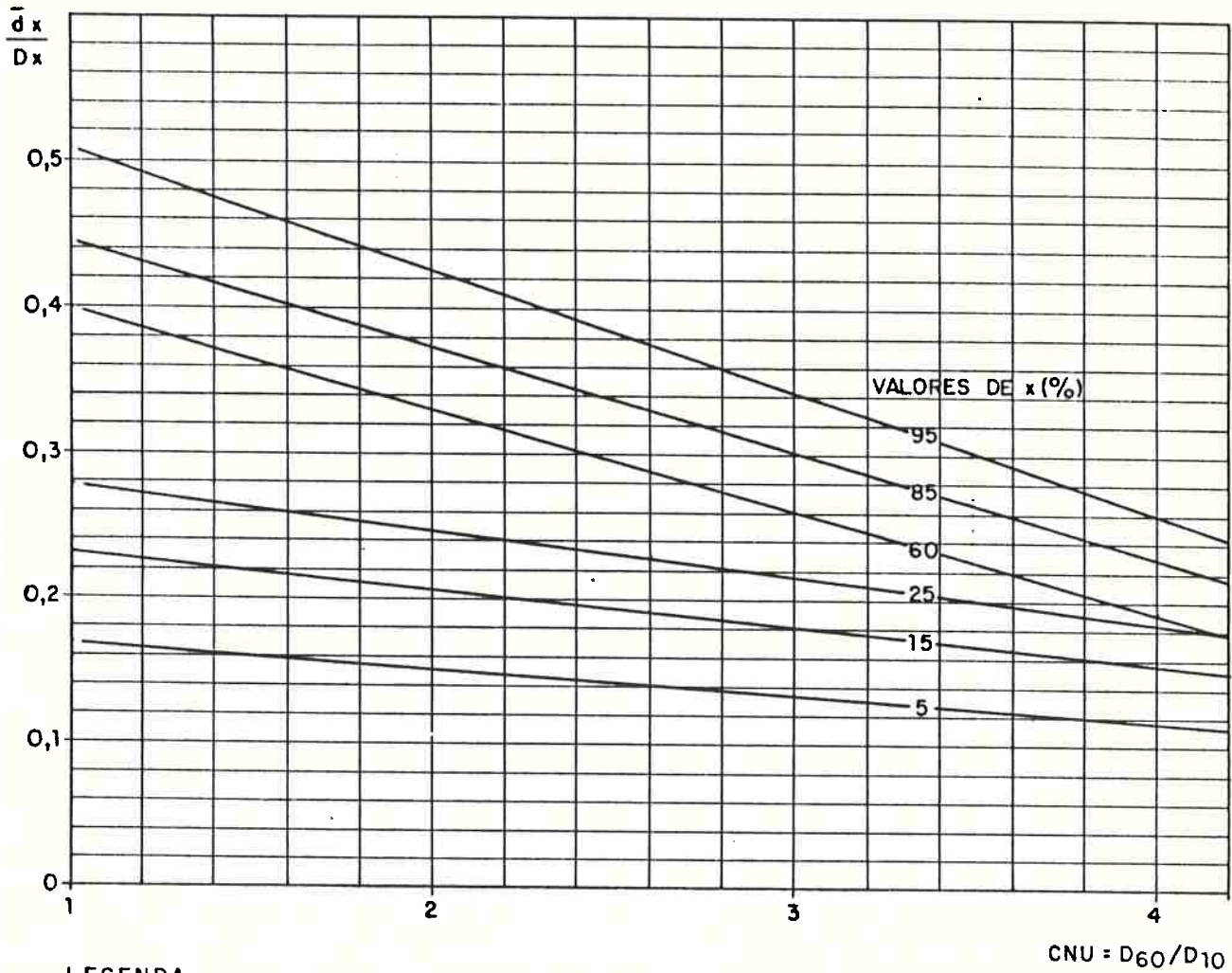
Uma vez que a precisão do ensaio de porosimetria com materiais finos pode não ser adequada, calculou-se a curva porosimétrica do pedrisco, utilizando-se as equações apresentadas no item b. Essa curva e as curvas porosimétricas experimentais das transições são apresentadas na Figura 5.14.

Verifica-se que a curva porosimétrica calculada do pedrisco é quase coincidente com a da transição A. Isto comprova todas as conclusões apresentadas no item 5.6. Entre elas, destacamos a consideração que um material com granulometria mais grossa (transição A) que um outro material (pedrisco), pode ter uma porosimetria igual ou mais fina, desde que ele seja melhor graduado que o material mais fino.

Observa-se ainda que Windisch e Soulie (1970) apresentam uma metodologia que permite a determinação da porosimetria de areias, a qual poderia ser aplicada para o pedrisco. Ela foi desenvolvida para o estudo dos fatores que influenciam a compactidade de areias. Basicamente ela consiste na injeção de "gels" (resinas epoxi) especiais. Após o endurecimento da resina, a amostra é cortada em fatias delgadas, que são examinadas através de microscópios eletrônicos ou de ampliações de fotografias dessas fatias.

5.7.3 Considerações Finais

Tendo em vista que o efeito de compactação na porosimetria de uma brita é pequeno e que geralmente o filtro sempre deve ser compactado, para que se garanta um comportamento homogêneo do mesmo, recomenda-se que o cálculo expedido da porosimetria de um filtro seja feito através das expressões $\bar{d}_x/D_x = f$ (CNU), obtidas para o estado compacto. Apresenta-se na Figura 5.13 um ábaco que permite agilizar os cálculos.



LEGENDA

D = DIÂMETRO DO MATERIAL DE FILTRO

\bar{d}_x = DIÂMETRO DO PORO DO FILTRO

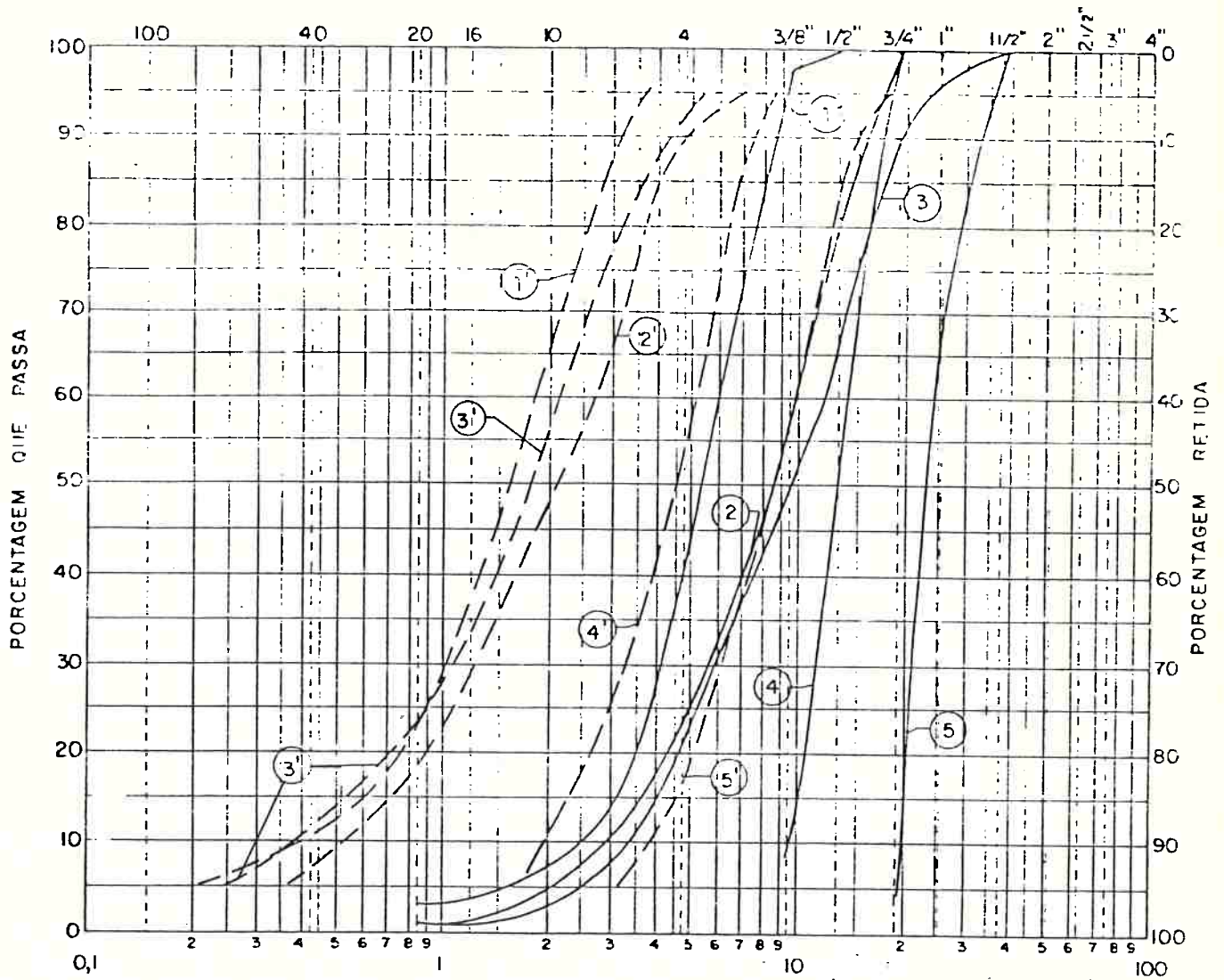
x = VALOR DA PORCENTAGEM DE OCORRÊNCIA DE DIÂMETROS MENORES QUE \bar{d}_x OU D_x

REGRESSÕES LINEARES

$$\bar{d}_x/D_x = K = a \cdot CNU + b$$

x (%)	a	b
5	-0,018	0,186
15	-0,026	0,259
25	-0,032	0,310
60	-0,070	0,471
85	-0,074	0,521
90	-0,085	0,598

FIGURA 5.13 - ÁBACO PARA CÁLCULO DA POROSIMETRIA DE UM MATERIAL DE FILTRO.



A.B.N.T.	AREIA FINA	AREIA MÉDIA	A GROSSA	PEDRISCO	BRITA 1	B.2	BRITA 3	B.4	B.5
M.I.T.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDREGULHO					

① e ①' - CURVA GRANULOMÉTRICA E POROSIMÉTRICA DO PEDRISCO.

② e ②' - CURVA GRANULOMÉTRICA E POROSIMÉTRICA DA TRANSIÇÃO FINA.

③ e ③' - CURVA GRANULOMÉTRICA E POROSIMÉTRICA DA TRANSIÇÃO A.

④ e ④' - CURVA GRANULOMÉTRICA E POROSIMÉTRICA DA BRITA 1.

⑤ e ⑤' - CURVA GRANULOMÉTRICA E POROSIMÉTRICA DA BRITA 2.

FIGURA - 5.14 - CURVAS POROSIMÉTRICAS CALCULADAS, ATRAVÉS DO ÁBACO DA FIGURA 5.13

Observa-se que o $\bar{\alpha}$ co foi obtido basicamente a partir de ensaios com britas. A utilização do mesmo para materiais com grãos arredondados traz uma pequena imprecisão. Para uma análise mais refinada é possível realizar um ajuste com base nos resultados apresentados na Figura 5.10, que permitem avaliar a influência da forma dos grãos na porosimetria dos materiais.

5.8 COMPARAÇÃO ENTRE AS CURVAS POROSIMÉTRICAS EXPERIMENTAIS E CALCULADAS

5.8.1 Análises Efetuadas

Nas Figuras 5.15 a 5.19 apresenta-se as curvas porosimétricas experimentais obtidas (PE), além das curvas porosimétricas calculadas segundo a metodologia de Araken Silveira (PAS) e de Sherard e co-autores (PS).

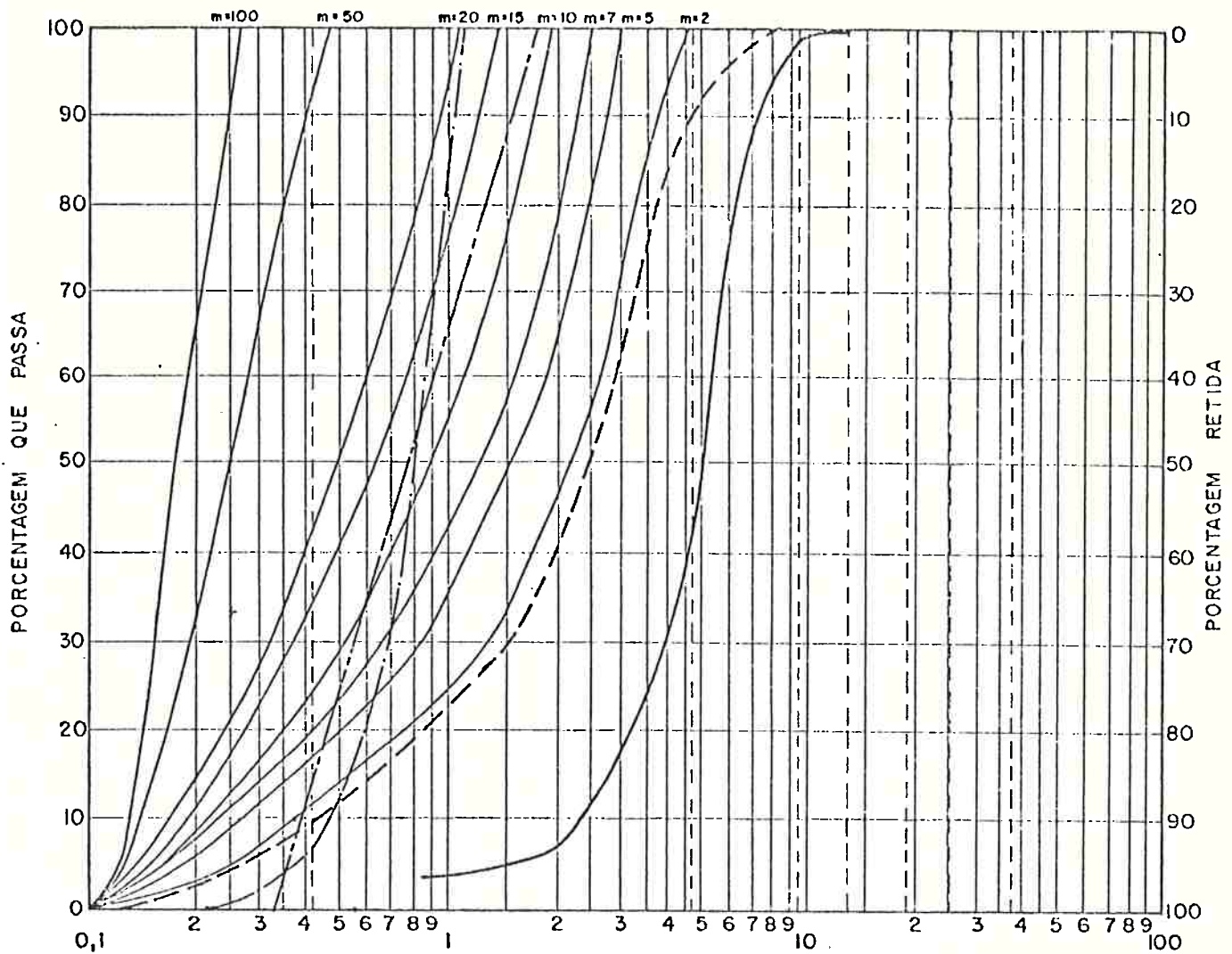
A análise desses dados permite verificar que:

- a. Para os materiais medianamente graduados (ver Figuras 5.13 a 5.15) as porosimetrias calculadas pelo enfoque de Sherard e co-autores ($\bar{d}_{\min} = 0,10 D_{15}$ e $\bar{d}_{\max} = 0,60 D_{15}$) são melhor graduadas que as obtidas segundo a metodologia de Araken Silveira e são um pouco mais "finas". Por outro lado, para os materiais uniformes, as PS são um pouco mais grossas e melhor graduadas que as PAS. Este último resultado está de acordo com os ensaios de carregamento realizados por Silveira (1966) e Nogueira (1981), que mostram que as PAS (calculada para estado denso) excluem os maiores vazios existentes.

Observa-se que a proposta de Sherard e co-autores foi feita em caráter preliminar pois está baseada no resultado de um único ensaio, realizado utilizando-se cera quente para moldar os canais de fluxo (porocanais) do material (ver item 2.8).

Uma restrição à proposta de Sherard e co-autores é a de que a distribuição de vazios do material é relacionada exclusivamente com o seu D_{15} , independentemente de sua graduação, o que não é correto (ver itens 5.5.3 e 5.5.4).

PEDRISCO



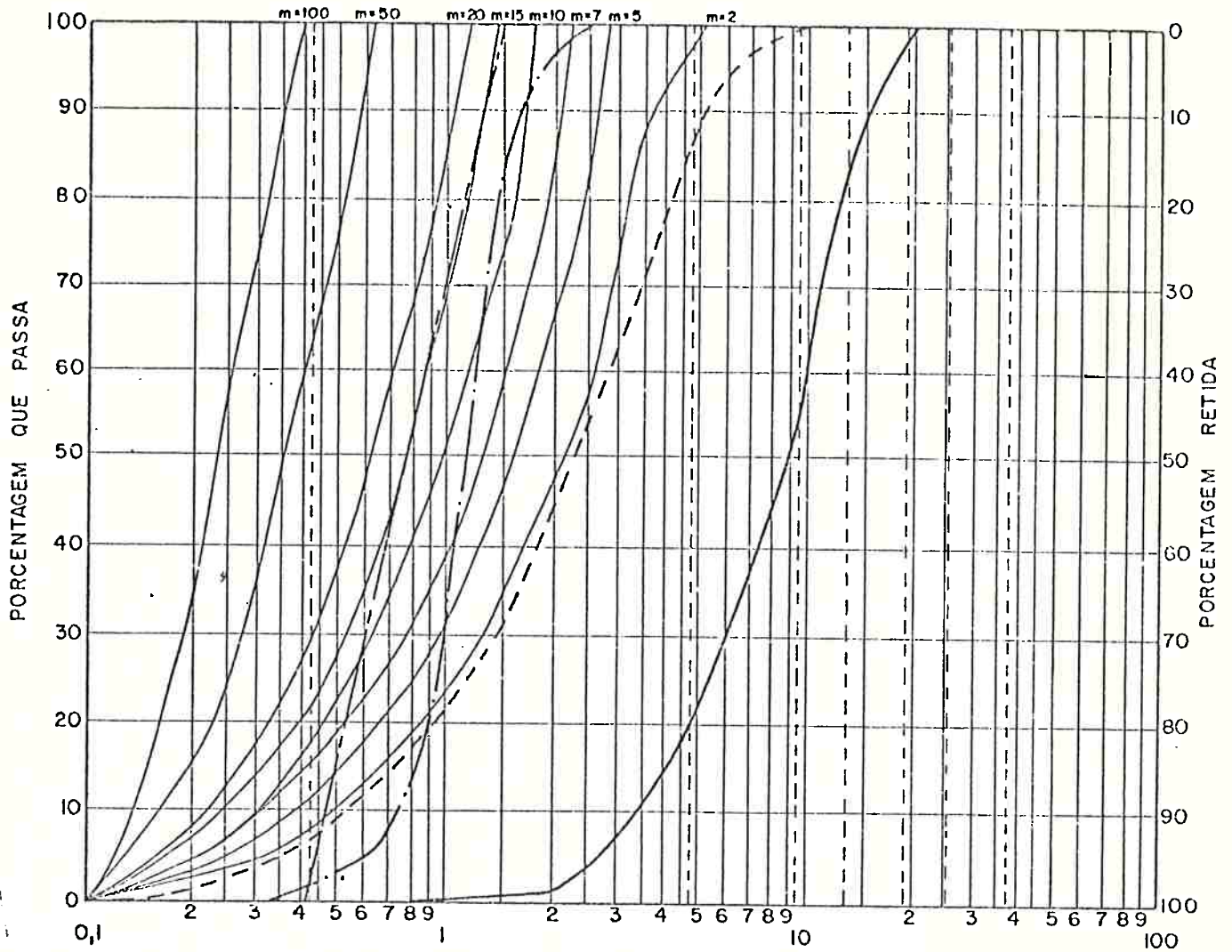
A.B.N.T.	AREIA FINA	AREIA MÉDIA	A. GROSSA	PEDRISCO	BRITA 1	B. 2	BRITA 3	B. 4	B. 5
M.I.T.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PE DREGULHO					

LEGENDA

- CURVA GRANULOMÉTRICA
- - - - CURVA POROSIMÉTRICA EXPERIMENTAL
- · - · - CURVA POROSIMÉTRICA CALCULADA (A. SILVEIRA)
- CURVA POROSIMÉTRICA DETERMINADA PARA m CONFRONTOS
- - - - CURVA POROSIMÉTRICA ACUMULADA (SHERARD E COAUTORES)

FIG. 5. 15 : REDUÇÃO DA POROSIMETRIA DO PEDRISCO COM O COMPRIMENTO DE FILTRAGEM

(TRANSIÇÃO FINA)
 PEDRISCO + BRITA 1



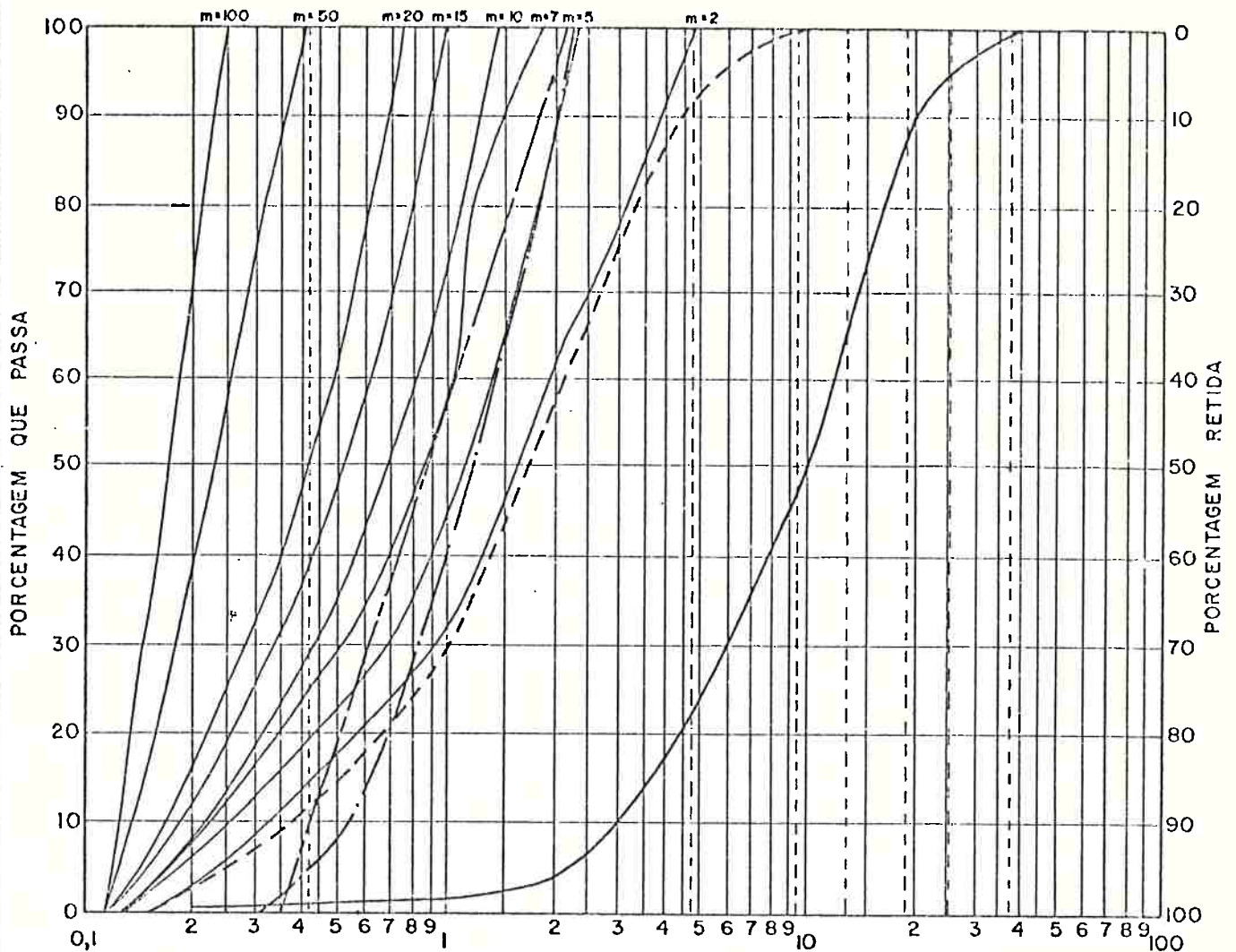
A.B.N.T.	AREIA FINA	AREIA MÉDIA	A. GROSSA	PEDRISCO	BRITA 1	B. 2	BRITA 3	B. 4	B. 5
M.I.T.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PE DREGULHO					

LEGENDA

- CURVA GRANULOMÉTRICA
- CURVA POROSIMÉTRICA EXPERIMENTAL
- .-.-.- CURVA POROSIMÉTRICA CALCULADA (A. SILVEIRA)
- CURVA POROSIMÉTRICA DETERMINADA PARA m CONFRONTOS
- CURVA POROSIMÉTRICA CALCULADA (SHERARD E COAUTORES)

FIG. 5.16 : REDUÇÃO DA POROSIMETRIA DA TRANSIÇÃO FINA COM O COMPRIMENTO DE FILTRAGEM

TRANSIÇÃO A



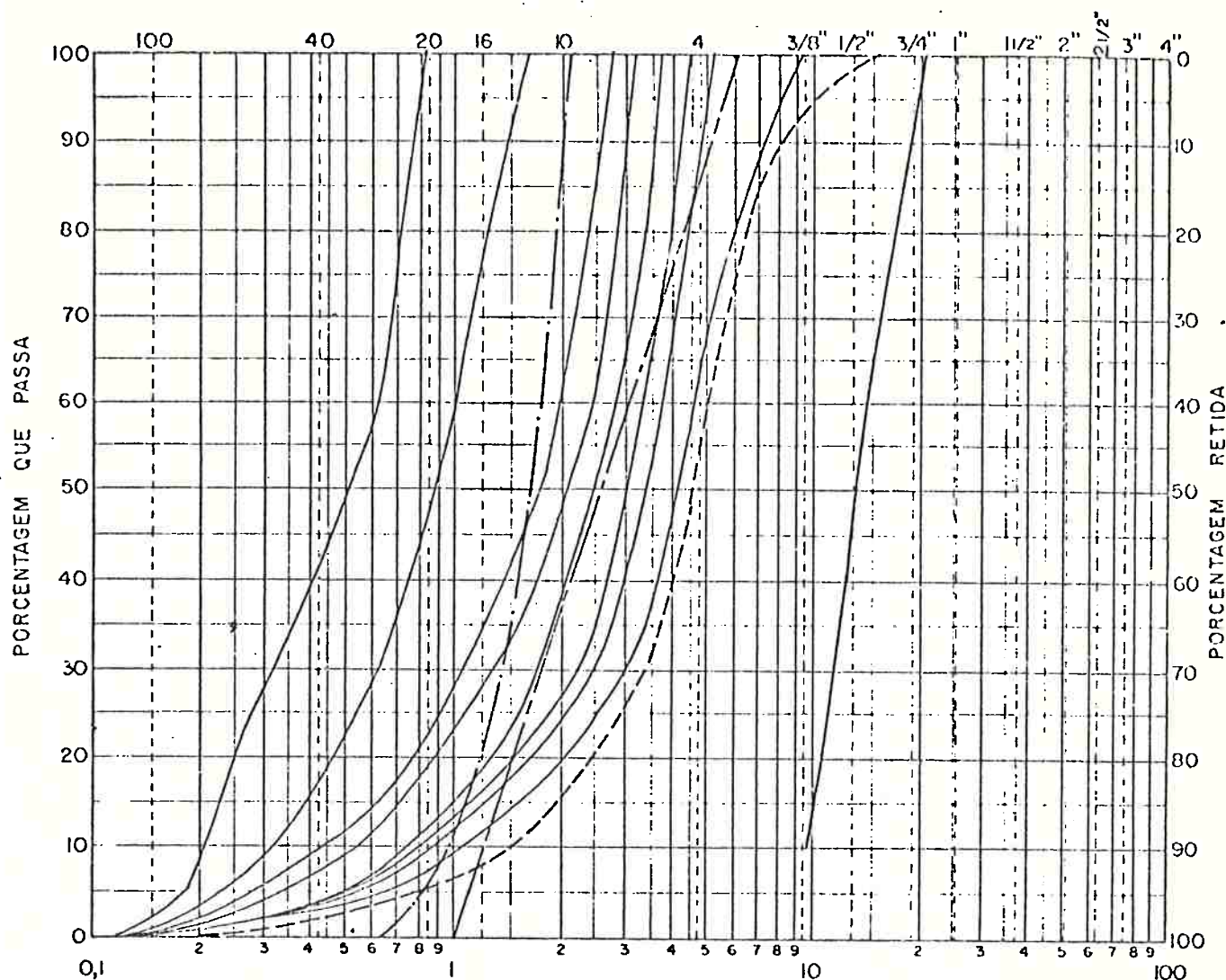
A.B.N.T.	AREIA FINA	AREIA MÉDIA	A. GROSSA	PEDRISCO	BRITA 1	B. 2	BRITA 3	B. 4	B. 5
M.I.T.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDREGULHO					

LEGENDA

- CURVA GRANULOMÉTRICA
- CURVA POROSIMÉTRICA EXPERIMENTAL
- .-.-.- CURVA POROSIMÉTRICA CALCULADA (A. SILVEIRA)
- CURVA POROSIMÉTRICA DETERMINADA PARA m CONFRONTOS
- CURVA POROSIMÉTRICA CALCULADA (SHERARD E COAUTORES)

FIG. 5.17 : REDUÇÃO DA POROSIMETRIA DA TRANSIÇÃO A COMO COMPRIMENTO DE FILTRAGEM

BRITA 1



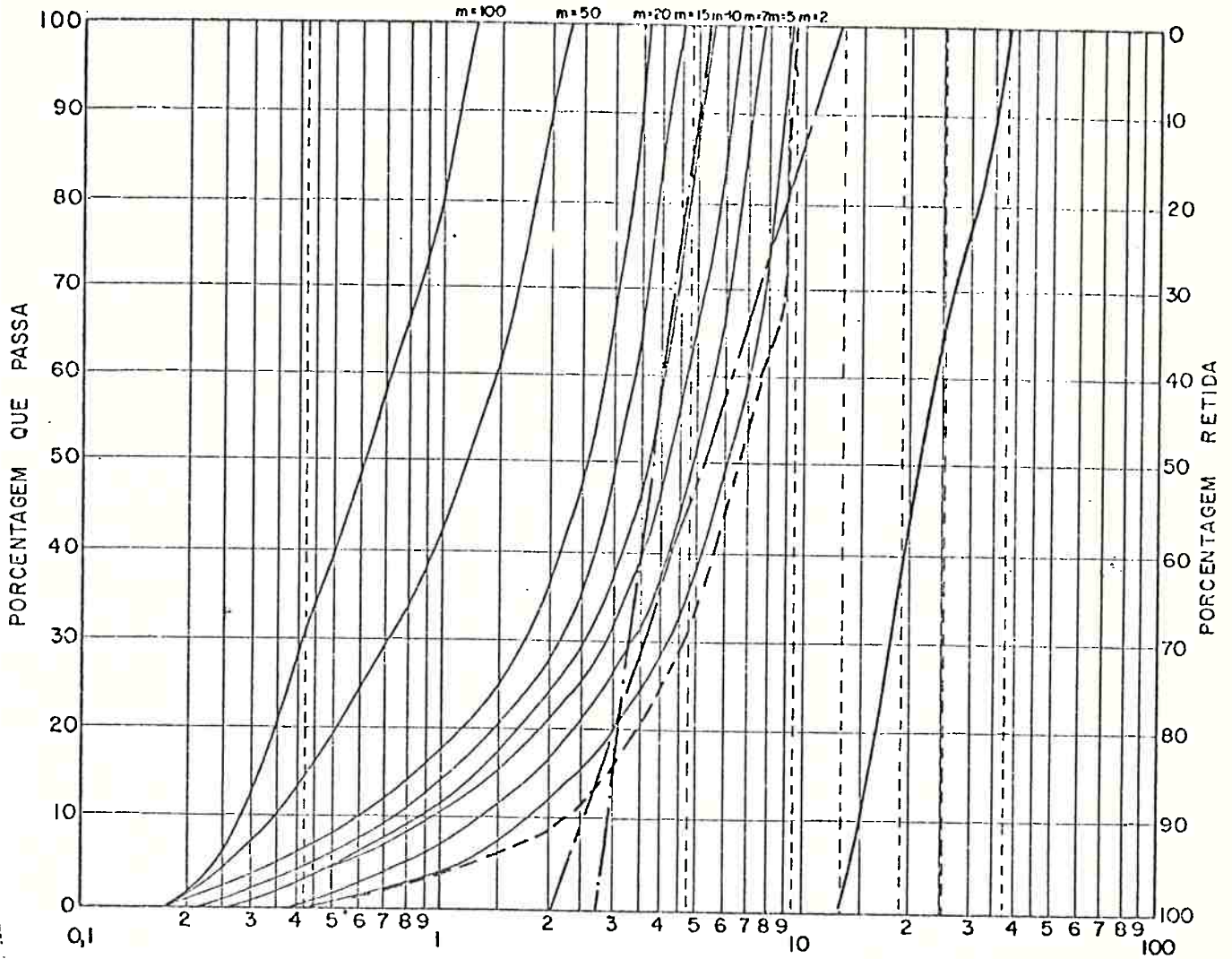
A.B.N.T.	AREIA FINA	AREIA MÉDIA	A. GROSSA	PEDRISCO	BRITA 1	B. 2	BRITA 3	B. 4	B. 5
M.L.T.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDREGULHO					

LEGENDA:

- CURVA GRANULOMÉTRICA
- - - CURVA POROSIMÉTRICA EXPERIMENTAL
- · - · CURVA POROSIMÉTRICA CALCULADA (A. SILVEIRA)
- - - - CURVA POROSIMÉTRICA DETERMINADA PARA m CONFRONTOS
- · · · CURVA POROSIMÉTRICA ACUMULADA (SHERARD E COAUTORES)

FIG. 5. 18 - REDUÇÃO DA POROSIMETRIA DA BRITA 1 COM O COMPRIMENTO DE FILTRAGEM

BRITA 2



A.B.N.T.	AREIA FINA	AREIA MÉDIA	A. GROSSA	PEDRISCO	BRITA 1	B.2	BRITA 3	B.4	B.5
M.I.T.	A. FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDREGULHO					

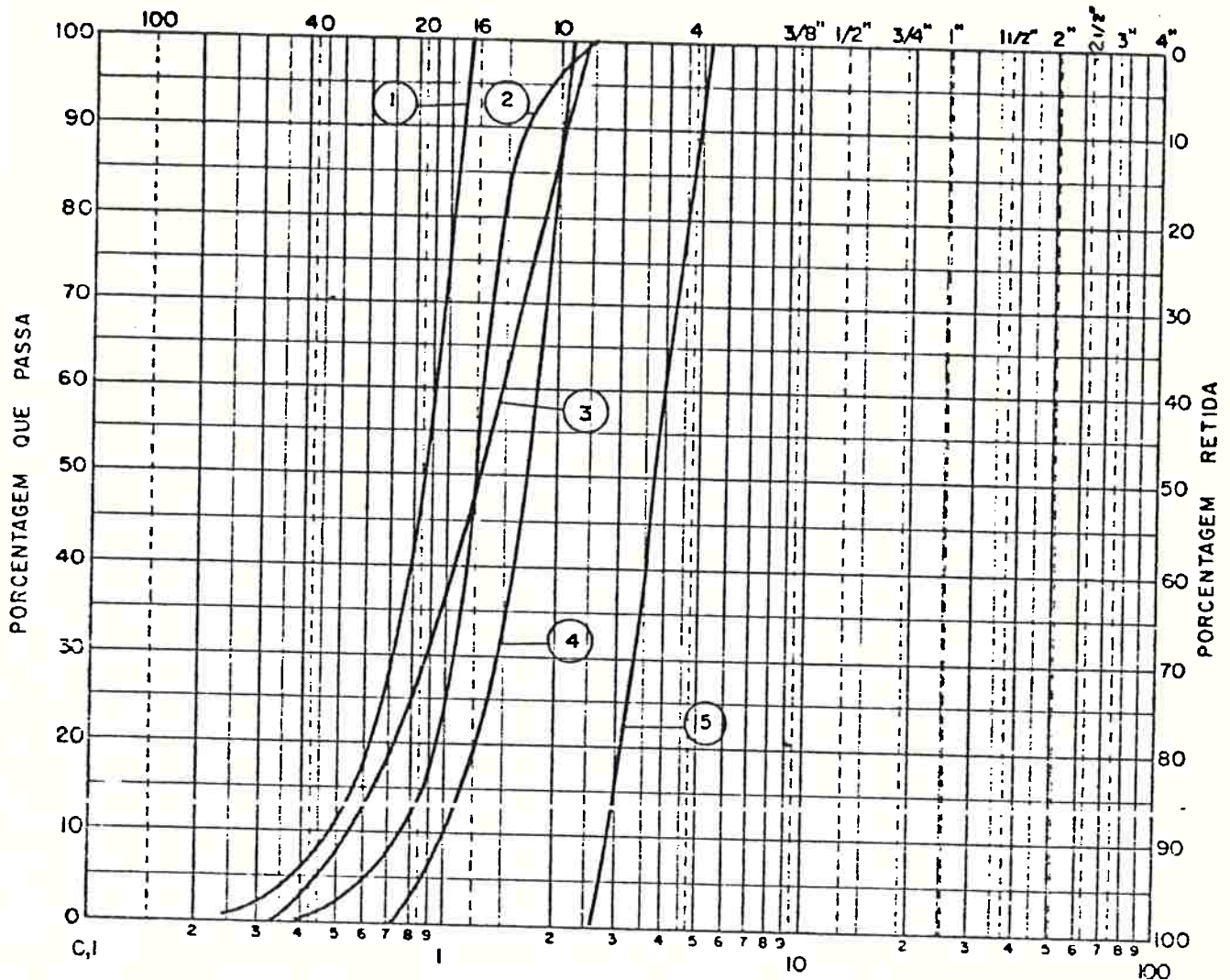
LEGENDA

- CURVA GRANULOMÉTRICA
- - - - - CURVA POROSIMÉTRICA EXPERIMENTAL
- · - · - CURVA POROSIMÉTRICA CALCULADA (A. SILVEIRA)
- CURVA POROSIMÉTRICA DETERMINADA PARA m CONFRONTOS
- CURVA POROSIMÉTRICA ACUMULADA (SHERARD E COAUTORES)

FIG. 5.19 : REDUÇÃO DA POROSIMETRIA DA BRITA 2 COM O COMPRIMENTO DE FILTRAGEM

- b. Conforme as observações de Mello (1977), ver item 3.3, as PAS calculadas são uniformes (ver Figura 5.20) e não mostram uma influência marcante da graduação do material na sua porosimetria, conforme verificado experimentalmente.
- c. Observa-se que as curvas porosimétricas experimentais são sempre mais "grossas" que as obtidas teoricamente. Isto é explicado porque a metodologia de Silveira considera o poro formado pelo agrupamento de três partículas esferoidais tangentes, e a dimensão do poro é associada ao diâmetro da maior circunferência que pode ser inscrita no plano formado pelo centro das três esferas, enquanto que no ensaio de porosimetria a dimensão do poro é função do plano em que é realizado o corte da amostra, de modo que o vazio obtido não é necessariamente o "vazio mínimo".
- d. Nas Figuras 5.15 a 5.19 são apresentadas também as curvas porosimétricas reduzidas (adotou-se um intervalo de confiança igual a 99,5%) em função do comprimento de filtração $S = mxs$, onde m é o número de confrontos e s o comprimento de filtração. Observa-se que para valores de m iguais a 15 - 20, as curvas porosimétricas reduzidas se situam à esquerda das curvas calculadas pelos métodos de Araken Silveira (PAS) e Sherard e co-autores (PS). Isto é, o espaço que deve ser percorrido ao longo de um poro canal, para que haja garantia de que se encontrarão vazios com dimensões inferiores aos indicados pelas PAS e PS, é igual a 20 D35 para filtros medianamente graduados ($s = D35$) e a 20 D50 para filtros uniformes ($s = D50$).

Através dessa mesma abordagem, verifica-se ainda que para $m \geq 50$, o poro canal atinge dimensões inferiores às dos menores vazios, medidos nos ensaios de porosimetria.



A.B.N.T.	AREIA FINA	AREIA MÉDIA	A. GROSSA	PEDRISCO	BRITA 1	B. 2	BRITA 3	B. 4	B. 5
M.T.	A FINA	AREIA MÉDIA	AREIA GROSSA	PEDREGULHO					

- ① - CURVA POROSIMÉTRICA DO PEDRISCO
- ② - CURVA POROSIMÉTRICA DA TRANSIÇÃO FINA
- ③ - CURVA POROSIMÉTRICA DA TRANSIÇÃO A
- ④ - CURVA POROSIMÉTRICA DA BRITA 1
- ⑤ - CURVA POROSIMÉTRICA DA BRITA 2

FIG. 5.20 - CURVAS POROSIMÉTRICAS CALCULADAS PELO MÉTODO DE ARAKEN SILVEIRA (1964)

5.8.2 Considerações Finais

Observa-se que há uma diferença acentuada entre as curvas porosimétricas calculadas (PAS) e as curvas porosimétricas experimentais (PE) obtidas segundo a metodologia de Wittmann (1979). Esta diferença é explicada na alínea d do item anterior. Para a obtenção experimental da curva porosimétrica correspondente aos vazios mínimos, a metodologia de ensaio proposta por Sherard e co-autores pode ser adequada.

Uma outra possibilidade, seria a de moldar amostras de grandes dimensões, segundo o enfoque de Wittmann e realizar nas mesmas, cortes longitudinais. Nesses cortes, seria feita a análise das dimensões mínimas dos porocanais e determinada a distribuição das dimensões dos porocanais ao longo do seu comprimento.

No Quadro 5.1 reproduz-se um corte realizado em uma amostra de brita 2. Analisando-se um porocanal no sentido diametral do corte, verifica-se que as dimensões mínimas de vazios assim obtidas, são inferiores às obtidas segundo o enfoque de Wittmann.

Espera-se em uma etapa futura, prosseguir o estudo da porosimetria de filtros, segundo essas idéias.

5.9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os estudos realizados para a Barragem Pedra do Cavalo permitiram dar um passo importante na compreensão dos aspectos relativos à porosimetria de materiais granulares. Espera-se que outros estudos sejam desenvolvidos visando esclarecer os inúmeros aspectos que ainda não estão devidamente esclarecidos.

CAPÍTULO 6

PROPOSTA DE UM CRITÉRIO DE
FILTRO BASEADO NA POROSIME
TRIA

6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Em função dos diversos estudos apresentados e análises realizadas, pode-se afirmar que o tratamento adequado de problemas relativos a filtros de proteção, deve ser feito em função da porosimetria do material de filtro. Entretanto, a maneira de considerar a porosimetria do filtro não está totalmente compreendida.

A metodologia proposta por Araken Silveira (1964, 1965), permite realizar uma análise de carreamento, onde é possível simular a formação de zonas de transição na interface filtro/material-base, quer pela contaminação do filtro, quer pelo bloqueio das maiores partículas do material-base na interface. Ou seja, o material-base tenderia a perder as partículas mais finas, à medida que se aproxima da interface, modificando a granulometria do material de filtro. Para o equacionamento desta metodologia, foram feitas hipóteses simplificadoras quanto à esfericidade e à frequência de ocorrência das partículas do material de filtro, que não aconselham sua utilização para filtros bem graduados. Entretanto, para materiais com $CNU \leq 4$ a 5, essa metodologia pode ser usada desde que na análise dos resultados sejam consideradas as simplificações adotadas.

A pouca utilização desta metodologia no meio técnico, pode ser explicada pelo grande número de cálculos envolvidos na sua aplicação (ver Capítulo 4), se comparados com os critérios apresentados no Capítulo 2, que relacionam a granulometria do material-base com a granulometria do filtro. A grande aceitação desses critérios, por exemplo, o critério $D_{15} \leq 5 d_{85}$, se deve ao seu caráter conservativo e à facilidade de aplicação.

A grande vantagem da metodologia proposta por Wittmann para a determinação experimental da porosimetria de um material de filtro é que nela não são feitas simplificações quanto à forma e porcentagem de ocorrência das partículas do material de filtro. Contudo, a determinação gráfica da curva porosimétrica do filtro é trabalhosa e lenta.

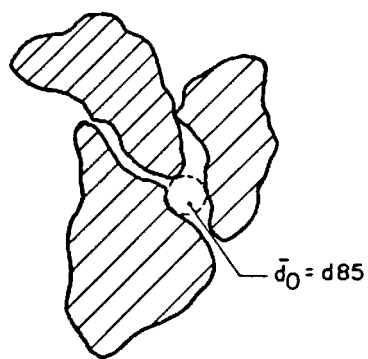
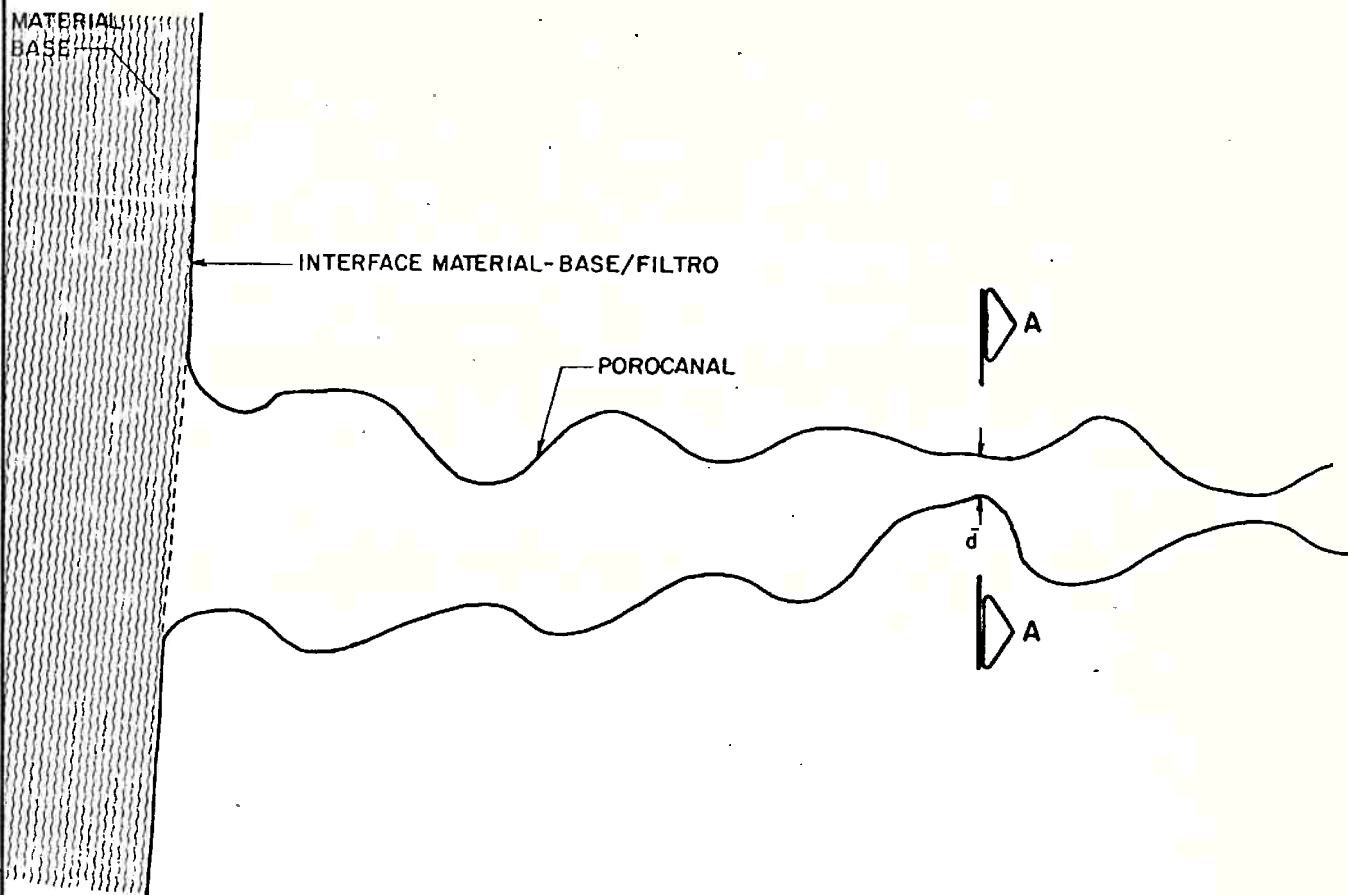
No próximo item será apresentada uma nova a bordagem para efetuar a análise de carreamento do materia-base para o interior do filtro, na qual o número de cálculos en volvidos é substancialmente inferior ao número de cálculos da metodologia de Araken Silveira.

6.2 PROPOSTA DE CRITÉRIO DE FILTRO BASEADO NA ANÁLISE DE CARREAMENTO DO MATERIAL-BASE PARA O INTERIOR DO FILTRO

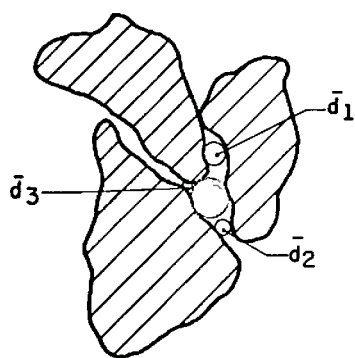
A curva porosimétrica obtida em ensaios de porosimetria, efetuados segundo o enfoque de Wittmann (1979), corresponde à distribuição de vazios encontrados na interface filtro/material-base. À medida que se avança no interior dos porocanais, são encontrados vazios com diâmetros inferiores ao diâmetro do vazio de entrada, os quais passam a condicionar o bloqueio das partículas do material-base (ver Figura 6.1).

Quando uma partícula do material-base, por exemplo o d85, penetra no interior do filtro, ela percorre um espaço S85, até encontrar um vazio com diâmetro menor que o seu ($\bar{d} \leq d85$). Havendo o bloqueio do d85, ocorre uma redução das dimensões do porocanal que é função dos valores dos diâmetros de vazios formados pelo agrupamento do d85 com as partículas do filtro. A distribuição porosimétrica do filtro correspondente a esta condição (trecho de espessura S85), pode ser calculada admitindo que não existam vazios com diâmetro superior ao d85. Esta nova distribuição é denominada curva porosimétrica reduzida (CPR), ver exemplos nas Figuras 5.15a a 5.19. Repetindo este raciocínio, simulando o bloqueio de uma outra partícula do material-base, é possível verificar se ocorre a autofiltragem, ou seja, a penetração do material-base é cada vez menor, até que se atinja o ponto que não há mais carreamento.

Esta análise pode ser feita admitindo o bloqueio de qualquer partícula do material-base. Foi escolhido o d85 pois admitiu-se a ocorrência do fenômeno de autofiltragem. Ou seja, é suficiente reter a fração grossa do material-base (representada pelo d85) a ser protegido, para que se impeça o arraste da fração fina também, pois, através de uma



a) ANTES DO BLOQUEIO DO d_{85}



b) APÓS BLOQUEIO d_{85}

CORTE A

FIG. 6.1 — ESQUEMA DO MECANISMO DE AUTOFILTRAGEM IDEALIZADO

"reação em cadeia" o d85 impede o arraste do d80, que por sua vez impede o arraste do d70 e assim por diante.

A escolha do d85 para representar a fração grossa foi feita, pois em qualquer curva de distribuição, é preferível evitar os seus extremos uma vez que eles apresentam uma maior dispersão. Ao se adotar este procedimento, deve-se ter em mente que o comportamento probabilístico dos extremos não foi considerado.

Observa-se que é probabilisticamente inevitável ocorrer uma penetração superior ao S85, de partículas menores que o d85. Este comportamento é inclusive observado nas experiências relatadas no Capítulo 2. Vide por exemplo, Sherard e co-autores (1984), item 2.8 : "Test Succesfull : No significant quantity of base material got through filter during either the water flow or vibration periods".

Tendo em vista o exposto, a análise de carregamento pode ser feita em duas etapas. Na primeira etapa é determinada, com um certo nível de confiança, a penetração das partículas do material-base a partir da curva porosimétrica do material de filtro, obtida experimentalmente ou através do ábaco da Figura 5.13. Na segunda etapa, admite-se o bloqueio do d85 e a análise de carregamento é feita a partir da curva porosimétrica reduzida. Assim o procedimento a ser adotado para a análise de carregamento é o seguinte:

Passo 1 : determinação das curvas granulométricas características do material-base e do material de filtro. Esta determinação deverá ser feita segundo um critério estatístico que leve em conta as dispersões entre as curvas granulométricas desses materiais. É muito importante que durante a construção do maciço sejam feitos ensaios de granulometria a partir de amostras retiradas do local de aplicação desses

materiais, de modo a conferir se a granulometria utilizada no cálculo reflete a condição de campo.

Passo 2 : determinação da curva porosimétrica do material de filtro (CP) através de ensaios ou do gráfico apresentado na Figura 5.13.

Passo 3 : cálculo da curva de penetração $\log d \times S$, a partir da CP, através das equações:

$$S = (n - 1) s \quad (6.1)$$

$$n = \frac{\log (1 - P^*)}{\log P} \quad (6.2)$$

$$s = \frac{\sum \Delta P \cdot m_i \cdot d_i}{\sum \Delta P \cdot m_i} \quad (6.3)$$

onde P^* = nível de confiança, por exemplo 99,5%

Observa-se que o no primeiro confronto ($n = 1$), não há penetração da partícula do material-base no filtro, pois ele ocorre na interface material-base / filtro. Por este motivo, não se adotou a equação 4.1 ($S = n \cdot s$), sugerida por Silveira (1964).

Passo 4 : verificação do comprimento da filtragem (S_{85}), necessário para reter o d_{85} do material-base.

Passo 5 : cálculo da curva porosimétrica reduzida admitindo que para $S \leq S_{85}$, os vazios com diâmetros superiores ao d_{85} foram eliminados.

Passo 6 : repetição do passo 3 a partir da curva porosimétrica reduzida.

Passo 7 : análise dos resultados.

Passo 8 : repetição dos passos 5 a 7, admitindo o bloqueio de $d < d_{85}$ na zona de autofiltragem.

O julgamento da eficiência do material de filtro deve ser feito em função das respostas às seguintes questões:

- a. Qual o comprimento de filtragem necessário para bloquear o d_{85} ?
- b. Qual é a quantidade de partículas que pode penetrar e atravessar o filtro, antes que ocorra a autofiltragem ?
- c. Após o bloqueio do d_{85} , qual é a quantidade de partículas que atravessa a zona de autofiltragem ?

Com o intuito de auxiliar o julgamento dos resultados das análises de carreamento a serem efetuadas segundo o enfoque proposto, para as transições da Barragem Pedra do Cavalo, calculou-se os comprimentos de filtragem (S_{85}) necessários para reter uma partícula dada pela equação $d'_{85} = D_{15}/5$, ver Tabela 6.1. Ou seja, qual o comprimento de filtragem para reter o mínimo d_{85} fornecido pelo critério de Terzaghi - U.S. Army Corps of Engineers.

TABELA 6.1

VALORES DE COMPRIMENTOS DE FILTRAGEM (S'85)

Material	CNU	D15 (mm)	d'85 (mm)	x' (%)	n	s (mm)	S'85 (mm)
Brita 2	1,24	20,0	4,00				
Pedregulho	1,41	5,50	1,10	11	46	7,5	337
Brita 1	1,42	10,0	2,00	14	35	12,5	425
Pedrisco	2,31	3,10	0,62	28	16	4,4	66
Transição Fina	2,94	4,00	0,80	16	30	6,4	186
Transição A	4,14	3,45	0,69	20	24	7,0	161

Obs.: S'85 = comprimento de filtragem para reter a partícula d'85 = D15/5

A análise dos valores obtidos mostra que são necessários 16 a 46 confrontos para reter o d'85, em função do valor de x' = porcentagem de vazios menores que o d'85, ser igual a 28 ou 11%, respectivamente.

Portanto, é desejável que o filtro possua mais que 11% de vazios menores que o d85 do material-base a ser protegido. A este valor corresponde um comprimento de autofiltragem (nível de confiança = 99,5%) de aproximadamente 45 D50 para filtros uniformes e 45 D35 para filtros medianamente graduados.

Observa-se que esta recomendação é apenas orientativa, pois somente a análise das curvas de penetração do material-base no filtro, poderá determinar a eficiência do filtro. Esta análise permitirá verificar, por exemplo, se há necessidade ou não da adoção de um filtro com curva granulométrica paralela à curva granulométrica do material-base, para evitar uma perda de material-base excessiva e comprometimento da capacidade de drenagem do filtro. Lembra-se que a espessura do material-base (T) afetada pelo carreamento pode ser calculada através do enfoque de Silveira (1965) apresentado no Capítulo 3.

A análise de carreamento é muito importante no caso de dimensionamento da espessura dos materiais constituintes de um filtro sanduíche. No caso de filtros septos de barragens homogêneas ou mesmo de filtros e transições de núcleos argilosos de barragens de enrocamento, as dimensões dos filtros também são condicionadas pelo método construtivo, de modo que as dimensões adotadas normalmente, são superiores às indicadas pela análise de carreamento.

Uma vantagem do enfoque proposto é que ele permite avaliar o comportamento de filtros e transições que não atendam aos critérios de filtro tradicionais, baseados em relações granulométricas. Eventualmente, poderá ser utilizado na obra um material disponível que, sem este tipo de análise, seria rejeitado, representando um custo adicional para a obra.

Outra vantagem da análise de carreamento é que ela permite determinar as espessuras de filtro realmente necessárias, e uma vez que o custo dos materiais de filtro geralmente é elevado, poderá ser obtida uma economia apreciável. Estes fatos justificam, sob todos os aspectos, a adoção deste tipo de análise em projetos geotécnicos.

6.3 VERIFICAÇÃO DO CRITÉRIO PROPOSTO

Com o objetivo de verificar a validade do critério proposto, será feito o confronto da análise de carreamento calculada segundo os passos do item 6.2 com os resultados experimentais de Nogueira (1981).

6.3.1 Descrição dos Ensaios de Carreamento Realizados por Nogueira (1981)

Os casos de aplicação a serem exemplificados são os correspondentes aos ensaios de carreamento de areia fina versus pedrisco e areia média, relatados por Nogueira (1981), de modo que será possível avaliar a validade do enfoque proposto. A seguir será feita uma descrição dos ensaios citados e dos resultados obtidos.

a. Descrição dos Ensaios

Os ensaios foram realizados conforme o esquema da Figura 6.2.

As curvas granulométricas dos materiais ensaiados são apresentadas nas Figuras 6.3 a 6.5.

Após cada ensaio, o filtro era retirado em duas camadas: a superior com 5 cm e a inferior com 10 cm de espessura. O material de cada camada era separado no conjunto de peneiras inicialmente utilizado, obtendo-se assim as porcentagens retidas finais, das duas camadas (ver Tabelas 6.2 a 6.4)

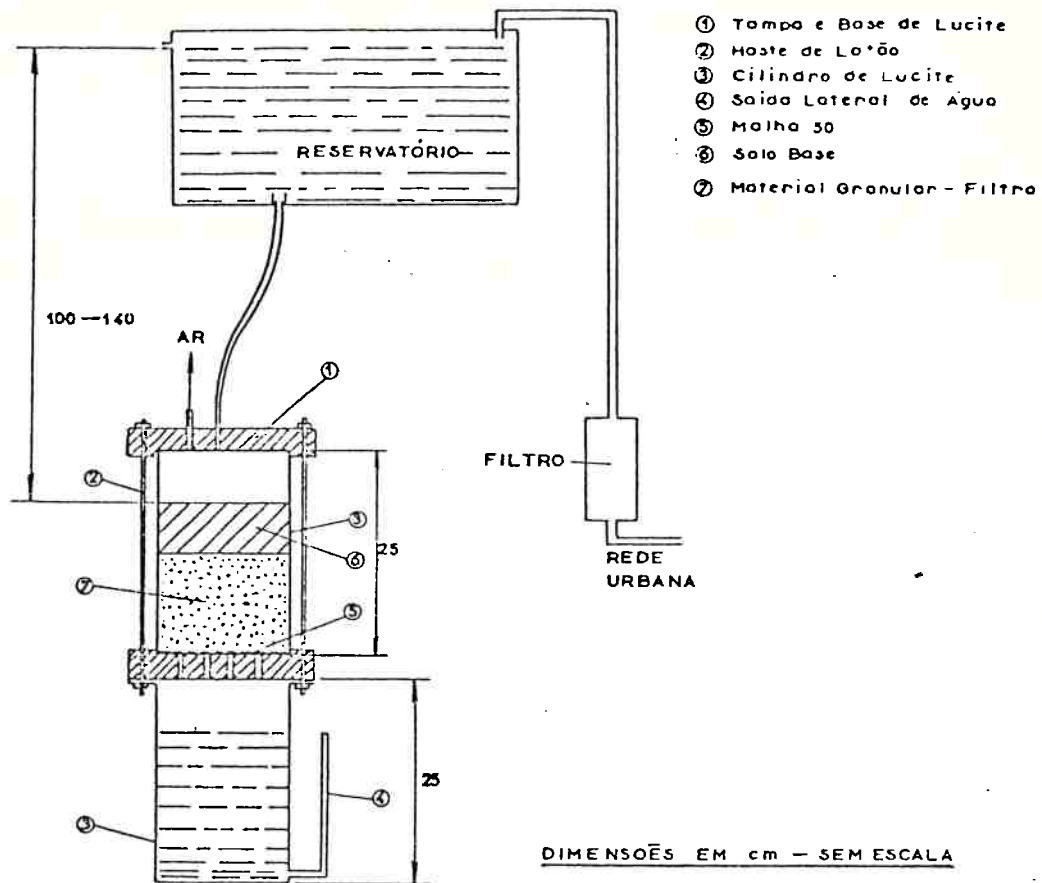


FIG. 6.2 — ESQUEMA DE ENSAIOS DE CARREAMENTO REALIZADOS POR NOGUEIRA (1981)

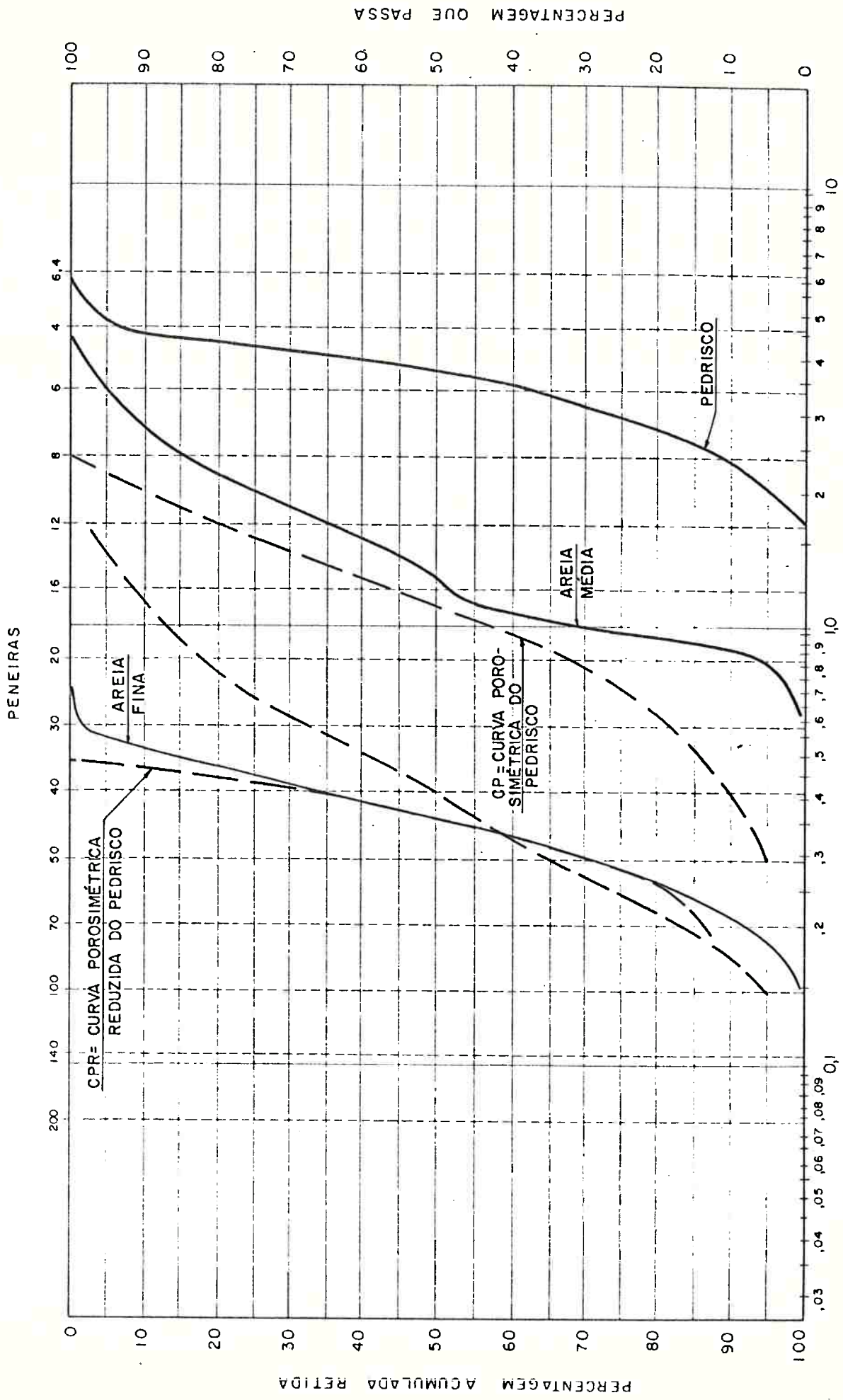


FIGURA 6.3 - GRANULOMETRIA DOS MATERIAIS ENSAIADOS POR NOGUEIRA (1981)

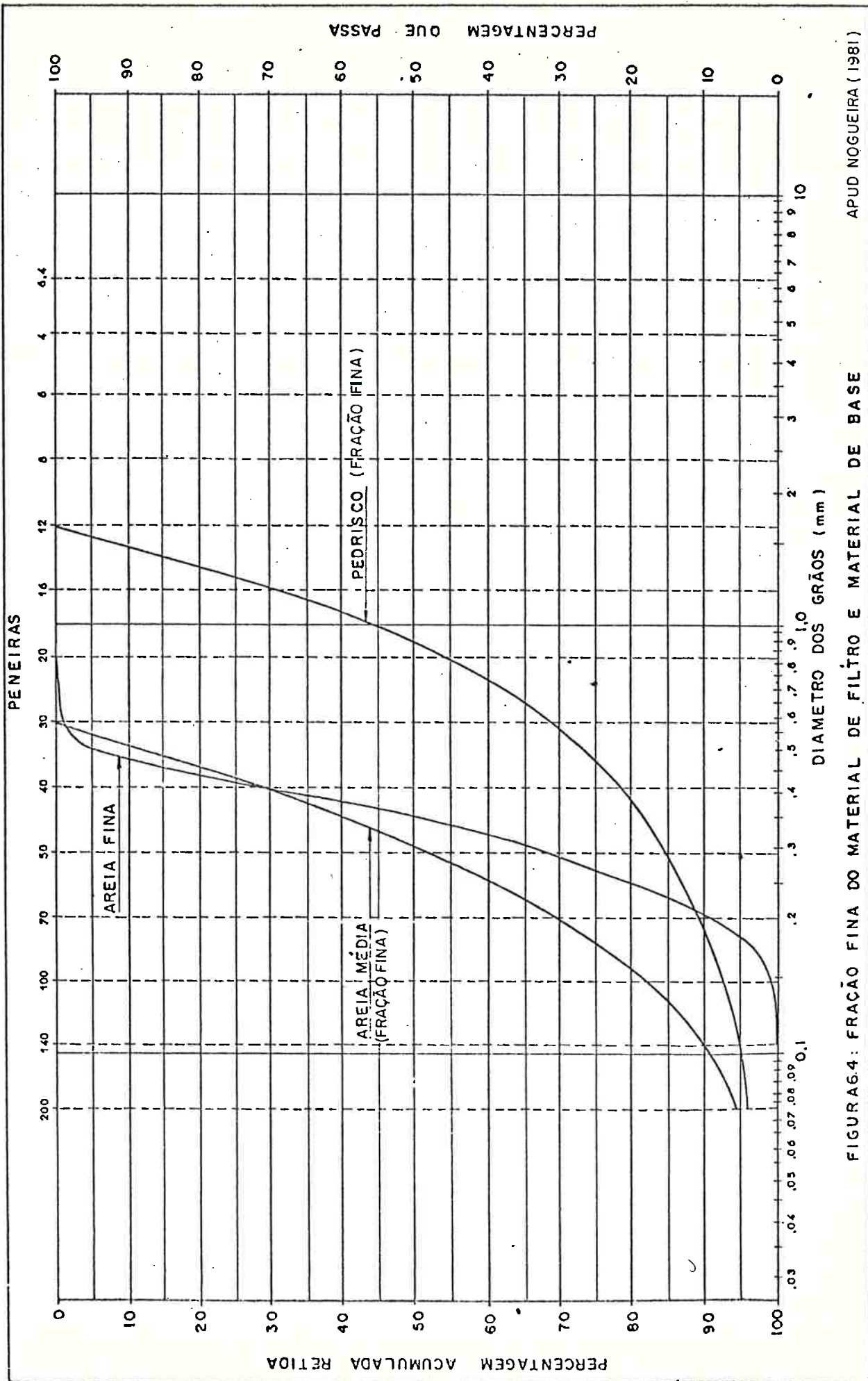
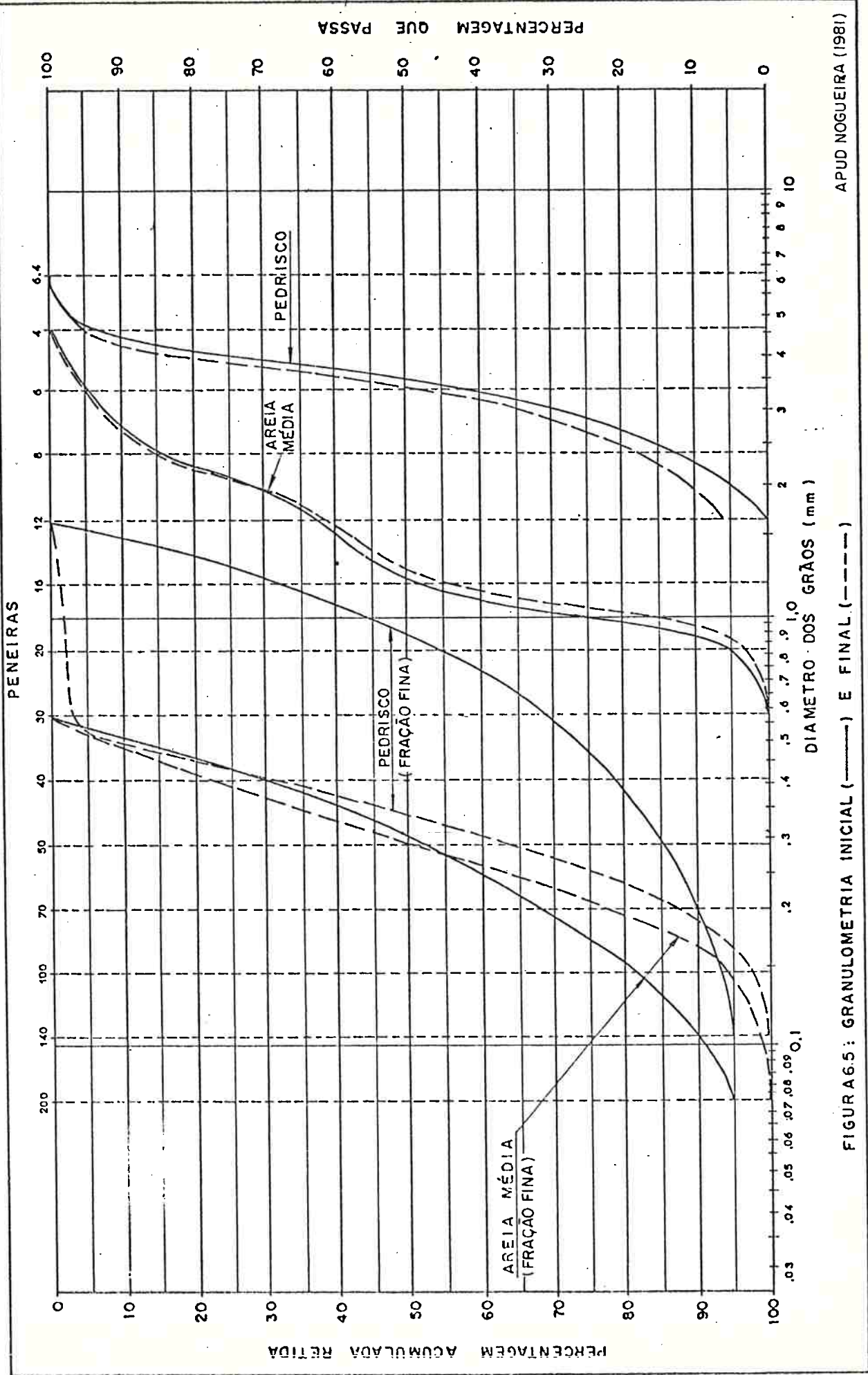


FIGURA 64: FRAÇÃO FINA DO MATERIAL DE FILTRO E MATERIAL DE BASE APUD NOGUEIRA (1981)



APUD NOGUEIRA (1981)

FIGURA 6.5: GRANULOMETRIA INICIAL (—) E FINAL (---)

PENEIRAS CAMADAS	PEDRISCO							AREIA MÉDIA						
	6,4 mm	4	6	8	12	PRATO	4	6	8	12	16	20	30	PRATO
INICIAL	—	7,1	51,0	29,4	12,2	0,3	—	5,5	10,9	20,9	14,3	42,9	5,4	0,1
SUPERIOR	—	6,7	46,0	26,6	9,4	11,3	—	5,4	11,4	22,8	14,9	41,0	3,2	1,3
INFERIOR	—	5,7	49,1	29,5	12,0	3,7	—	4,7	10,3	23,3	14,3	44,4	3,2	0,1
UNICA	—	6,1	47,9	28,3	10,9	6,8	—	4,9	10,7	22,9	14,5	43,2	3,2	0,6

TABELA 6.2 - PERCENTAGENS RETIDAS FINAIS DOS MATERIAIS ENSAIADOS POR NOGUEIRA (1981)

#	20	30	40	50	70	100	140	200	PRATO
PEDRISCO	—	0,3	9,6	34,0	35,2	15,6	3,4	—	1,9
AREIA MÉDIA	—	4,2	8,3	4,2	8,3	29,2	20,8	8,3	16,7

TABELA 6.4 - PERCENTAGENS RETIDAS DO MATERIAL QUE PASSOU ATRAVÉS DO FILTRO

#	PEDRISCO		AREIA MÉDIA	
	Pri	Prf	Pri	Prf
12	—	—	—	—
16	31,6	1,3	—	—
20	23,5	0,7	—	—
30	14,6	1,2	—	—
40	9,3	30,1	30,3	22,8
50	6,6	32,3	22,4	27,4
70	4,6	22,6	16,3	26,8
100	3,0	9,6	13,2	16,8
140	1,7	1,6	7,7	4,3
200	1,6	—	4,6	1,2
PRATO	3,7	0,6	5,5	0,7

TABELA 6.3 - PERCENTAGENS RETIDAS FINAIS DAS FRAÇÕES FINAS DOS MATERIAIS ENSAIADOS POR NOGUEIRA (1981)

6.3.2 Análise de Carreamento Areia Fina x Pedrisco ($d_{85} = D_{15/5,2}$)

No ensaio realizado notou-se uma penetração intensa de partículas no filtro, chegando uma porção delas a atravessá-lo, quer na fase de colocação, como na fase de percolação.

Devido à diferença de cor entre os materiais, foi facilmente observada esta penetração.

I- Cálculos Efetuados

A análise de carreamento será feita seguindo os passos apresentados no item 6.2.

Passo 1 : determinação das curvas granulométricas características do material-base e do material de filtro. Serão adotadas as curvas granulométricas da Figura 6.3 utilizada por Nogueira (1981).

Passo 2 : determinação da curva porosimétrica do material de filtro (CP) através do ábaco da Figura 5.13. A curva porosimétrica é obtida através das equações $\bar{d}_x = K D_x$, onde K é fornecido pelo ábaco da Figura 5.13. Os valores de K e \bar{d}_x são apresentados na Tabela 6.5, a seguir, e a curva porosimétrica está apresentada na Figura 6.3.

TABELA 6.5

CÁLCULO DA CURVA POROSIMÉTRICA DO PEDRISCO

x (%)	Dx (mm)	K	\bar{d}_x (mm)
5	1,85	0,154	0,29
15	2,50	0,212	0,53
25	2,90	0,252	0,73
60	3,80	0,345	1,31
85	4,50	0,388	1,75
95	5,00	0,445	2,23

Passo 3 : cálculo da curva de penetração (CPEN) a partir da curva porosimétrica.

3.1 : cálculo do comprimento de filtragem por confronto (s)

O cálculo é feito através da equação 6.3.

Para o pedrisco tem-se que:

d_i (mm)	2,0	3,0	4	5,2
P_i (%)	15	30	45	10

Aplicando a equação 6.3, obtêm-se :

$s = 3,5$ mm (observa-se que s é numericamente igual ao D50, conforme obtido para as transições uniformes da Barragem Pedra do Cavalo).

3.2 : cálculo da curva de penetração (CPEN)

O cálculo da penetração das partículas da areia fina no pedrisco será feito através das equações 6.1 e 6.2. Na Tabela 6.6 e Figura 6.6 são apresentados os resultados obtidos.

TABELA 6.6

CÁLCULO DA CURVA DE PENETRAÇÃO DA AREIA NO PEDRISCO

x (%)	dx (mm)	p (%)	(n-1)	S (mm)
99	0,60	82,0	26	91,0
90	0,55	84,5	31	108,5
85	0,48	87,0	37	129,5
75	0,45	89,0	44	154,0
65	0,42	90,5	52	182,0
45	0,35	93,0	72	252,0
28	0,30	94,5	93	325,5
9	0,20	98,0	261	913,5

Passo 4: verificação do comprimento de filtragem (S85) necessário para reter o d85 do material-base.

A Tabela 6.6 mostra que o S85 é igual a 13 cm, inferior à espessura de filtro ensaiada (15 cm). Isto é, com um nível de confiança igual a 99,5%, pode-se afirmar que o d85 irá penetrar no máximo 13,0 cm no interior do filtro.

ANÁLISE DE CARREAMENTO
AREIA FINA x PEDRISCO

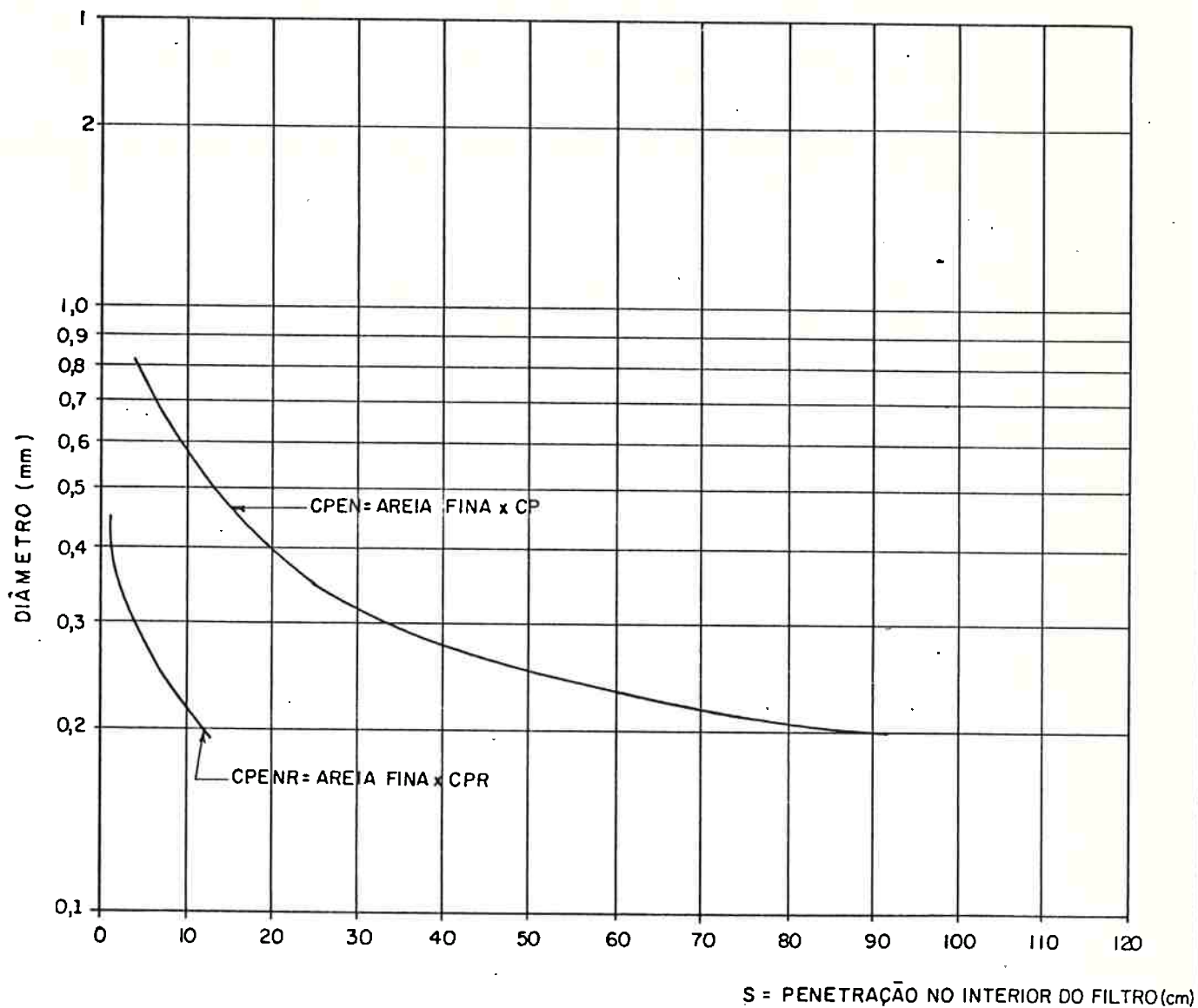


FIG. 6.6 - CURVAS DE PENETRAÇÃO AREIA FINA x PEDRISCO

Passo 5 : cálculo da curva porosimétrica reduzida (CPR), admitindo que para $S \leq S_{85}$, os vazios com diâmetros superiores ao d_{85} ($\bar{d} \geq 0,48$) foram eliminados.

Na Tabela 6.7 apresenta-se o cálculo da curva porosimétrica reduzida.

TABELA 6.7

CÁLCULO DA CURVA POROSIMÉTRICA REDUZIDA DO PEDRISCO

\bar{d}	\bar{x}	\bar{x}_r
0,48	14,00	100,0
0,465	12,50	89,2
0,45	11,00	78,6
0,42	9,75	69,6
0,29	5,00	35,7
0,20	2,00	14,3

Passo 6 : cálculo da curva de penetração na zona de autofiltragem (CPENR)

Na Tabela 6.8 apresenta-se o cálculo da curva de penetração na zona de autofiltragem ($S \leq 13,0$ cm).

TABELA 6.8

CÁLCULO DA CURVA DE PENETRAÇÃO DA
AREIA FINA DA ZONA DE AUTOFILTRAGEM

x (%)	dx (mm)	P (%)	(n-1)	S (mm)
75	0,45	22,5	3	10,5
65	0,42	31,0	4	14,0
45	0,35	48,0	5	17,5
32	0,30	62,0	10	35,0
29	0,29	64,3	11	38,5
9	0,20	86,0	34	119,0

Passo 7 : análise dos resultados (está apresentada no próximo item).

II- Comparação entre os resultados experimentais e o comportamento previsto pela análise de carregamento areia fina x pedrisco

A análise da curva de penetração CPEN obtida a partir da curva porosimétrica (CP) mostra que:

- a. O máximo comprimento de filtragem do d85 (S85) para um nível de confiança igual a 95% é igual a 13,0 cm e portanto inferior à espessura do filtro. Isto significa

que é possível ocorrer o fenômeno de autofiltragem, o que realmente aconteceu.

- b. O valor de S85 (13,0 cm) é muito próximo do valor da máxima penetração do material-base no interior do filtro ($S_{max} = 12,6$ cm), conforme mostra a Figura 6.7.
- c. A análise de carregamento prevê que as partículas $0,45 \leq d \leq 0,60$ mm são retidas no filtro. Isto é comprovado no ensaio pois houve um incremento de 20,8% no valor da porcentagem retida na $\# 40$ da fração fina do pedrisco (ver Tabela 6.3).
- d. Observa-se que 9,9% do material que passou pelo filtro, possuem diâmetro $d \geq 0,42$ mm ($\# 40$), o que não foi previsto pela análise de carregamento. Isto mostra que mesmo utilizando um nível de confiança igual a 99,5%, pode haver uma penetração maior que a prevista pela análise de carregamento. Entretanto, a diferença verificada entre o comportamento previsto e o observado, é muito pequena. Infelizmente o artigo não faz referência à porcentagem em peso do material que atravessa o filtro, o que permitiria uma análise mais completa.
- e. A retenção de partículas menores que 0,45 mm pelo pedrisco é explicada pelo fenômeno de autofiltragem. A curva de penetração CPENR mostra que com o bloqueio do d85, já passa a haver o bloqueio das partículas com $0,20 \leq d \leq 0,45$ mm.
- f. Verifica-se que havendo a retenção do d85, e mesmo levando em conta a redução na porosimetria do pedrisco, devido ao bloqueio dos diâmetros $d < d85$, a análise de carregamento mostra que apenas 9% das partículas da areia fina ($d < 0,20$ mm) poderiam atravessar o filtro. Uma vez que o comportamento observado é de um filtro estável, o bloqueio dessas partículas é explicado pelo fenômeno de autofiltragem.

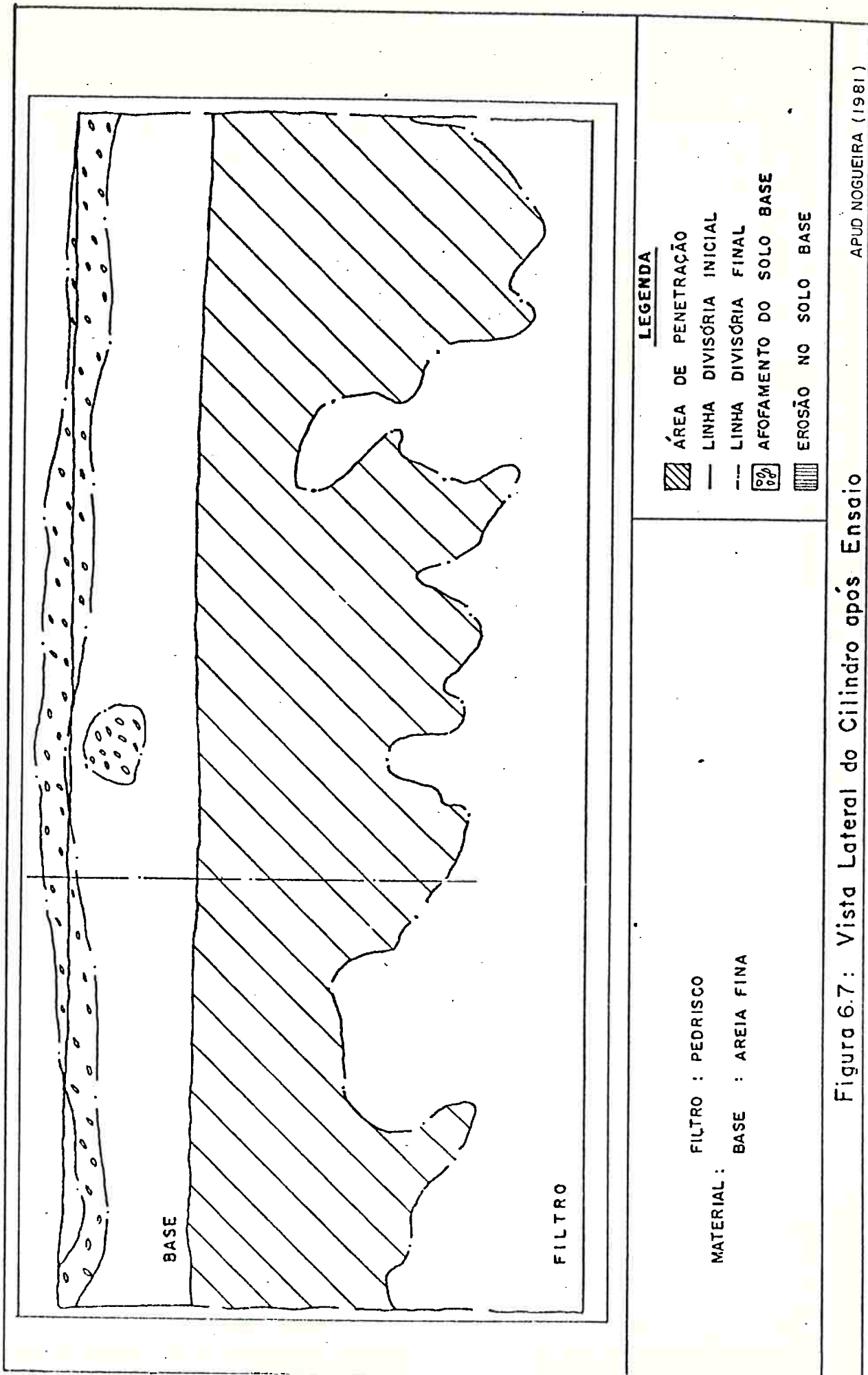


Figura 6.7: Vista Lateral do Cilindro após Ensaio

APUD NOGUEIRA (1981)

Observa-se que após o bloqueio do d85, há uma contaminação na zona de autofiltragem e conseqüentemente a granulometria desta região é mais fina que a granulometria inicial do filtro. Assim, além da redução da porosimetria do filtro, há uma redução do valor do comprimento de filtragem por confronto, a qual não foi levada em consideração, pois a sua determinação envolve muitos cálculos. Caso se queira calcular o novo valor de s , (s_r), deve-se inicialmente calcular a espessura T do material-base sujeito ao carreamento através do enfoque proposto por Silveira (1965). Posteriormente calcula-se a granulometria da zona contaminada, seguindo o procedimento apresentado no Capítulo 4, e a partir desta granulometria, o valor de s_r é obtido através da equação 6.3.

Uma outra forma de simular o efeito de autofiltragem seria a de calcular a nova porosimetria do filtro a partir da granulometria da zona contaminada. Este procedimento foi adotado no projeto das transições da Barragem Pedra do Cavalo (ver Capítulo 4) só que para o cálculo da porosimetria, adotou-se o enfoque de Silveira (1964) ao invés de se utilizar o gráfico da Figura 5.13.

A vantagem de simular a autofiltragem através do cálculo da curva porosimétrica reduzida é que o número de cálculos envolvidos é inferior ao da metodologia proposta por Silveira e que foi adotada no projeto das transições da Barragem Pedra do Cavalo.

Concluindo, o enfoque proposto para a análise de carreamento se mostrou adequado, uma vez que os comportamentos previsto e observado são próximos.

6.3.3 Análise de Carreamento Areia Fina x Areia Média (d85 = D15/1,4)

No ensaio realizado, não foi possível visualizar a penetração de partículas do material-base no filtro pois os dois materiais têm a mesma cor. A quantidade de material retido no cilindro inferior foi pequena, e certamente devido a material do próprio filtro.

I- Cálculos Efetuados

A análise de carreamento deste ensaio será feita seguindo os passos indicados no item 6.2.

Passo 1: Determinação das curvas granulométricas características do material-base e do material de filtro.

Serão adotadas as curvas granulométricas indicadas na Figura 6.3.

Passo 2: Determinação da curva porosimétrica do material de filtro (CP) através do ábaco da Figura 5.13.

A curva porosimétrica é obtida através das equações $\bar{d}_x = K D_x$, onde K é fornecido pelo ábaco da Figura 5.13.

Os valores de K e \bar{d}_x são apresentados na Tabela 6.9.

A curva porosimétrica é apresentada na Figura 6.3.

TABELA 6.9

CÁLCULO DA CURVA POROSIMÉTRICA DE AREIA MÉDIA

x	Dx	K	\bar{d}_x
5	0,84	0,152	0,13
15	0,90	0,210	0,19
25	0,95	0,249	0,24
60	1,50	0,338	0,51
85	2,50	0,380	0,95
95	3,36	0,437	1,45

Passo 3: Cálculo da curva de penetração (CPEN) a partir da curva porosimétrica (CP)

- a. Cálculo do comprimento de filtragem por confronto (s)

Para a areia média tem-se que:

D_i (mm)	1,0	1,7	2,9
P_i (%)	50	30	20

$$s = 1,6 \text{ mm (} s \approx D_{57} \text{)}$$

- b. Cálculo da curva de penetração (CPEN)

O cálculo da penetração das partículas de areia f_i na areia média será feito através das equações 6.1 e 6.2. Na Tabela 6.10 são apresentados os resultados obtidos.

TABELA 6.10

CURVA DE PENETRAÇÃO : AREIA FINA x AREIA MÉDIA

x (%)	d (mm)	P (%)	(n-1)	S (mm)
99	0,60	32,5	4	6,4
85	0,50	41,0	5	8,0
65	0,42	51,0	7	11,2
45	0,35	57,5	9	14,4
28	0,30	67,0	12	19,2
9	0,20	84,0	29	46,4
2	0,15	92,5	67	107,2
1	0,13	99,0	526	841,6

Passo 7: Análise dos Resultados

Os passos 4 a 6 não foram efetuados pois observa-se que cerca de 90% da areia fina penetra no máximo 4,5 cm no filtro de areia média e que mesmo partículas com diâmetro igual a 0,15 mm (d₂) não atravessam o filtro. A análise de carregamento efetuada está de acordo com as observações realizadas por Nogueira, pois não houve uma alteração sensível na granulometria da areia média, havendo apenas um aumento nas porcentagens retidas da sua fração fina (peneiras 40, 70 e 100), conforme previsto pelos cálculos efetuados.

6.4 CONSIDERAÇÕES SOBRE A VALIDADE DA ANÁLISE DE CARREAMENTO PROPOSTA

A análise de carreamento proposta, na qual a curva porosimétrica é calculada através do ábaco da Figura 5.13 e o efeito de autofiltragem é simulado pela curva porosimétrica reduzida, se mostrou adequada uma vez que os comportamentos previstos pela mesma, foram observados nos ensaios de carreamento realizados por Nogueira (1981).

6.5 OUTROS EXEMPLOS DO CRITÉRIO PROPOSTO

6.5.1 Exemplo 1

Neste exemplo procurar-se-á avaliar a diferença de comportamento entre um material-base uniforme (areia fina do exemplo anterior, $CNU = 1,8$) e de materiais-base medianamente graduados B1 ($CNU = 3,3$) e B2 ($CNU = 4,7$) (ver Figura 6.8), que possuem o mesmo filtro (pedrisco - $CNU = 1,8$), ensaiado por Nogueira (ver item 6.3.2).

A Figura 6.7 mostra as curvas de penetração, CPEN, de um material-base no filtro de pedrisco e a curva CPENR válida para todo material-base com $d_{85} = 0,48$ mm, que é o caso em questão.

A diferença fundamental entre o comportamento da areia fina, B1 e B2 é que após o bloqueio do d_{85} , as porcentagens de material-base capazes de atravessar a zona de autofiltração ($d \leq 0,2$ mm) são iguais a 9; 32 e 55%. Ou seja, até que por autofiltração haja o bloqueio das partículas com $d = 0,20$ mm, essas poderão penetrar até 91,35 cm no interior do filtro, conforme mostra a curva CPEN.

Na Figura 6.9 apresenta-se a curva porosimétrica reduzida CPR', calculada admitindo que houve o bloqueio do diâmetro igual a 0,20 mm e na Figura 6.6 a curva de penetração correspondente, CPENR'. Para esta condição, praticamente não há mais penetração dos materiais-base, B1 e B2, no interior do filtro.

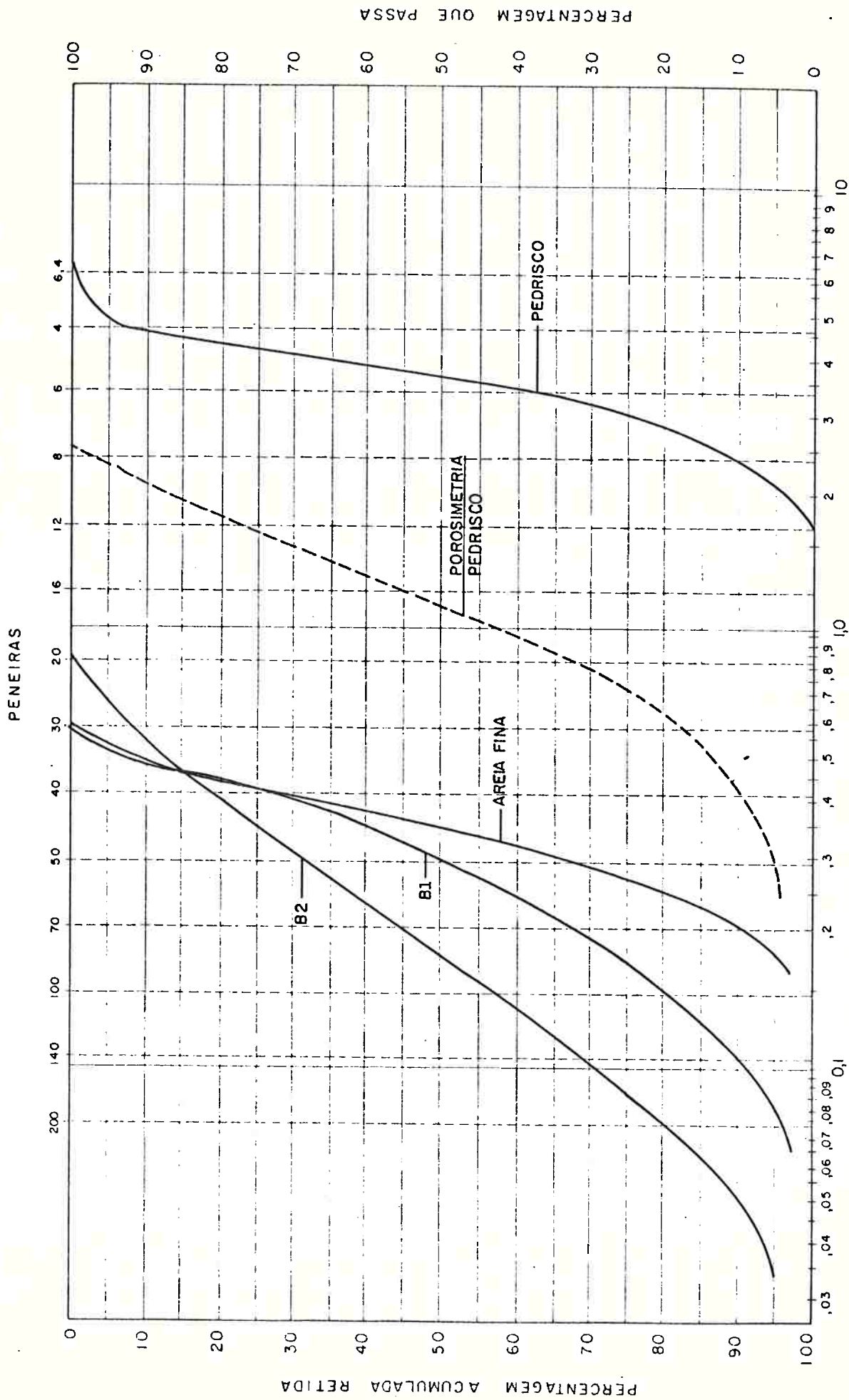


FIG. 6.8 — GRANULOMETRIAS DOS MATERIAIS DO EXEMPLO 1

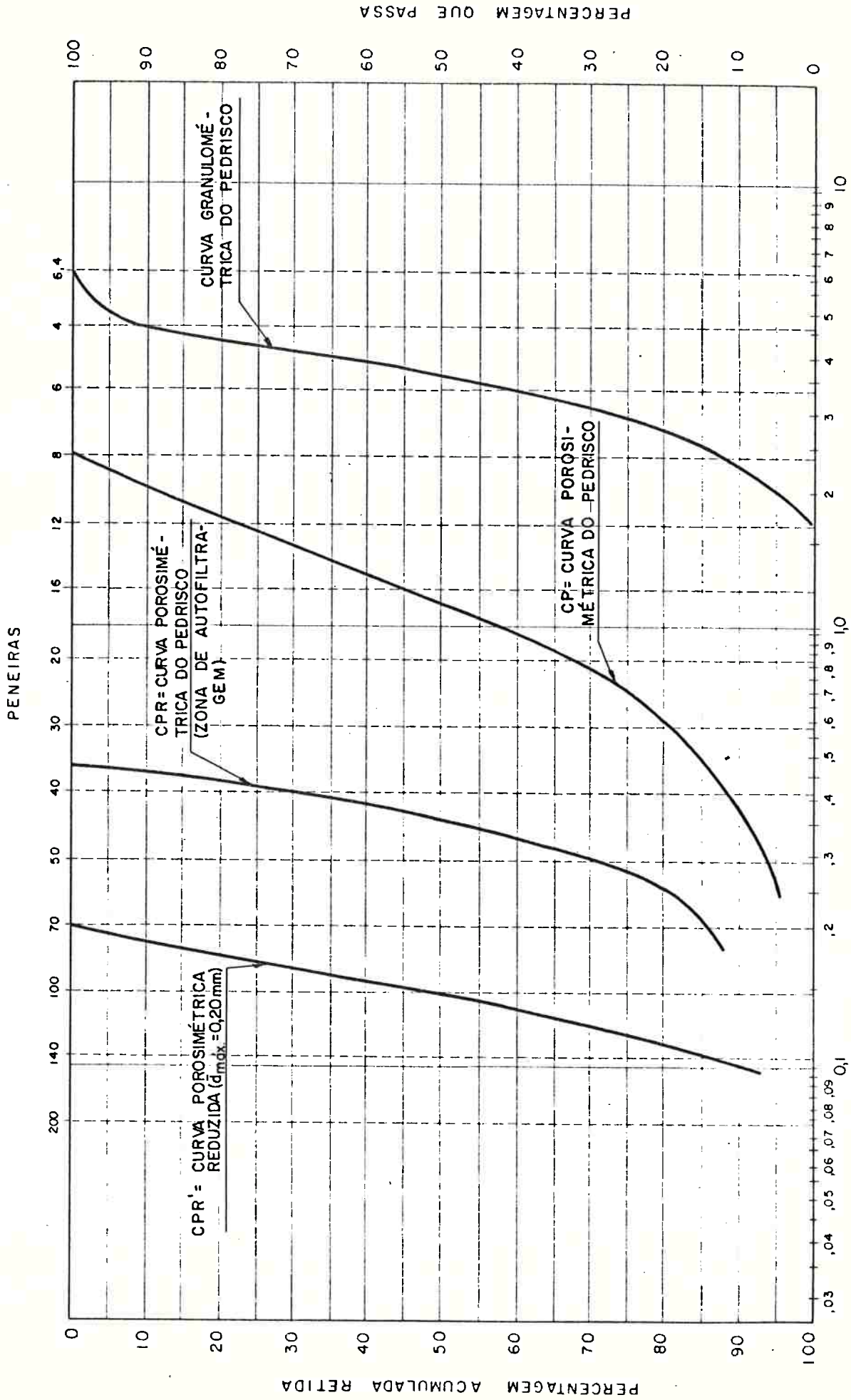


FIGURA 6.9 - CURVAS POROSIMÉTRICAS REDUZIDAS DO PEDRISCO

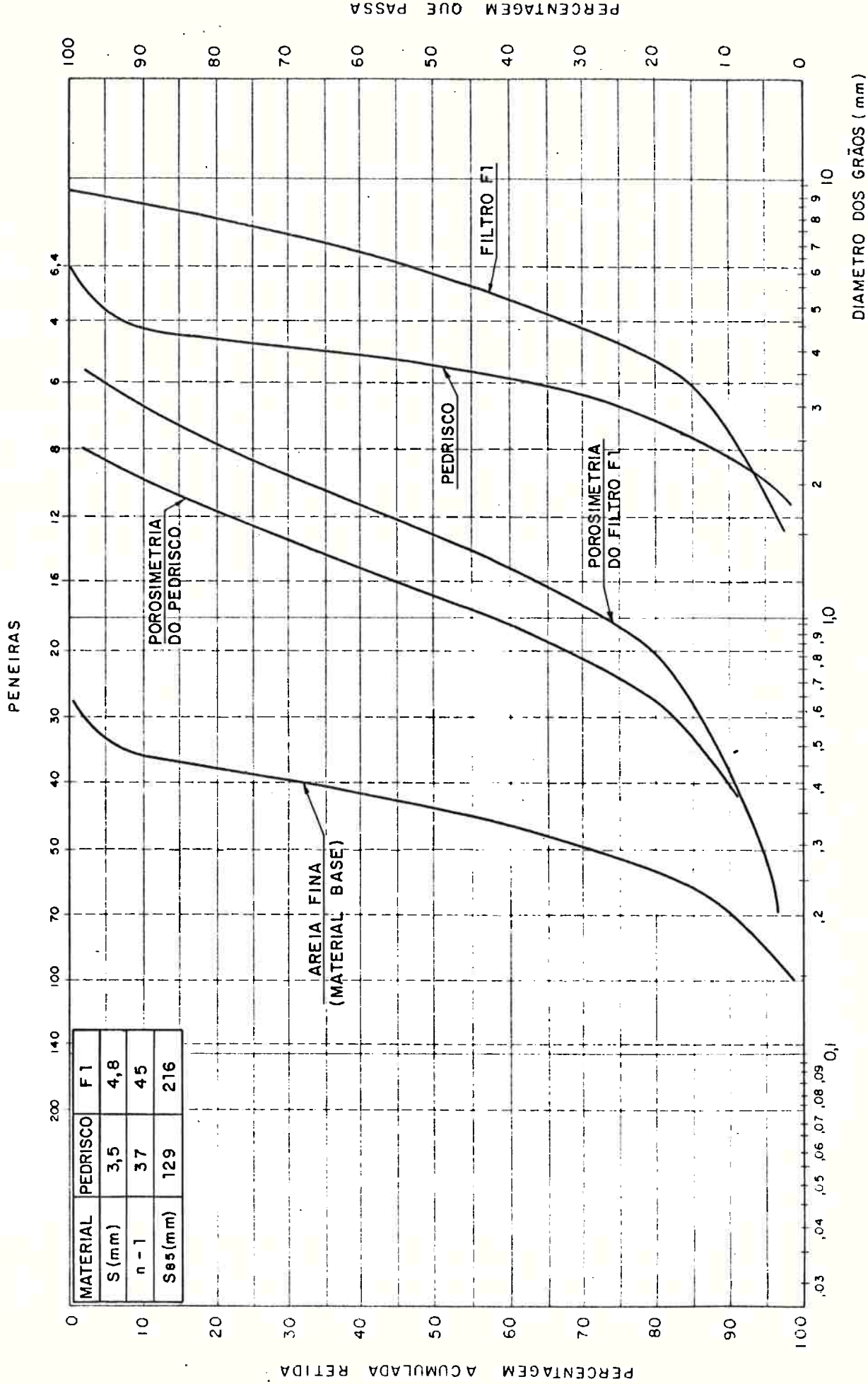
Concluindo, o filtro ensaiado é eficiente para proteger os materiais-base areia fina, B1 e B2. Entretanto, no caso do material-base B2 pode haver uma contaminação apreciável do filtro. Ressalta-se que a análise efetuada, não leva em conta a formação de uma outra zona de autofiltragem na interface filtro/material-base, quer devido ao bloqueio das maiores partículas do material-base ($d > \bar{d}_{max}$), quer pelo fato que o material-base tende a se tornar mais grosso granulometricamente, à medida que se aproxima do filtro, devido ao arraste das suas partículas mais finas (vide Silveira - 1978). Essas considerações podem explicar a eficiência de filtros uniformes para proteger materiais melhor graduados.

6.5.2 Exemplo 2

Neste exemplo procurar-se-á mostrar a influência da graduação do material de filtro na sua capacidade de filtragem. A Figura 6.10 mostra as curvas granulométrica e porosimétrica do filtro F1. Verifica-se que a porosimetria é, no trecho dos finos, praticamente igual à do pedrisco e nota-se que embora a relação D_{15}/d_{85} entre o filtro F1 e a areia fina ensaiada por Nogueira (1981), seja igual a 7,0, o filtro F1 é eficiente para proteger a areia fina.

Este resultado mostra que o enfoque proposto para o projeto de filtro permite a utilização de materiais que seriam rejeitados através dos critérios tradicionais.

Observa-se ainda que o comprimento de filtragem por confronto para o filtro F1 é igual a 4,8 mm, enquanto ele é igual a 3,5 mm para o pedrisco. Isto significa que a espessura da zona de autofiltragem do filtro F1 é aproximadamente 1,7 vezes superior à espessura da zona de autofiltragem do filtro constituído de pedrisco (ver Figura 5.10).



DIAMETRO DOS GRÃOS (mm)

FIG. 6.10 - GRANULOMETRIAS DOS MATERIAIS DO EXEMPLO 2

6.6 CONCLUSÕES

Tendo em vista os bons resultados obtidos através da metodologia proposta, sugere-se que o dimensionamento de filtros e transições seja feito através da análise de carreamento descrita no item 6.2, a qual permite simular o efeito de autofiltração.

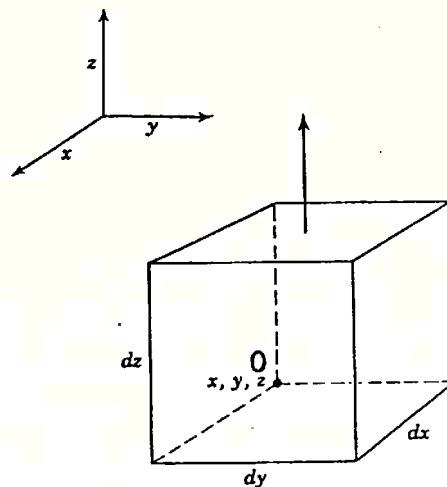
Sugere-se, ainda, que este trabalho sirva de base para o desenvolvimento de novas pesquisas para o estudo do fenômeno de autofiltração e para o prosseguimento do estudo da porosimetria de materiais granulares.

ANEXO I

DEDUÇÃO DA EQUAÇÃO BÁSICA
DE FLUXO DE ÁGUA NOS SOLOS.

I.1 DEDUÇÃO DA EQUAÇÃO BÁSICA DO FLUXO DE ÁGUA EM SOLOS CONFORME LAMBE/WHITMAN (1969), EM CRUZ (1979)

Seja o elemento de solo apresentado no esquema abaixo:



O ponto O tem coordenadas x, y, z . No elemento há um fluxo laminar nas três direções, com as componentes:

$$q = q_x + q_y + q_z$$

Usando a Lei de Darcy, pode-se escrever para o fluxo vertical q_z que entra na base do elemento:

$$q_z = q \cdot i \cdot a = Kz \left(-\frac{\delta}{\delta z} \right) dy dx$$

e no topo do elemento, sai o fluxo :

$$q_z = \left(Kz + \frac{\delta}{\delta z} Kz dz \right) \left(-\frac{\delta h}{\delta z} - \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} dz \right) dy dx$$

sendo K_z a permeabilidade na direção z , e h a carga total.

A vazão líquida Δq_z na direção vertical será a diferença entre a vazão que entra e a que sai do elemento:

$$\Delta q_z = K_z \left(-\frac{\delta h}{\delta z}\right) dy dx - \left(K_z + \frac{\delta K_z}{\delta z} dz\right) \left(-\frac{\delta h}{\delta z} - \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} dz\right) dx dy$$

$$\Delta q_z = \left(K_z \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} + \frac{\delta K_z}{\delta z} \frac{\delta h}{\delta z} + \frac{\delta K_z}{\delta z} dz \frac{\delta^2 h}{\delta z^2}\right) dx dy dz$$

se a permeabilidade K_z se mantiver constante, então:

$$\Delta q_z = \left(K_z \frac{\delta^2 h}{\delta z^2}\right) dx dy dz$$

Por semelhança:

$$\Delta q_x = \left(K_x \frac{\delta^2 h}{\delta x^2}\right) dx dy dz \quad \text{e} \quad \Delta q_y = \left(K_y \frac{\delta^2 h}{\delta y^2}\right) dx dy dz$$

A variação total da vazão Δq será :

$$\Delta q = \left(K_x \frac{\delta^2 h}{\delta x^2}\right) + K_y \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} + K_z \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} dx dy dz$$

Por outro lado, o volume da água no elemento é:

$$V_{\text{água}} = S \frac{e}{1+e} dx dy dz = S n dx dy dz$$

A variação de volume no tempo:

$$\Delta q = \frac{\delta V_a}{\delta t} = \frac{\delta}{\delta t} \left(S \frac{e}{1+e} \cdot dx \, dy \, dz \right)$$

mas $\frac{dx \, dy \, dz}{1+e} =$ volume das partículas sólidas do elemento e \bar{e} é uma constante.

E daí :

$$\Delta q = \frac{dx \, dy \, dz}{1+e} \frac{\delta}{\delta t} (S \, e)$$

Igualando as duas expressões e cancelando $dx \, dy \, dz$, vem:

$$\left(K_x \frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + K_y \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} + K_z \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} \right) = \frac{1}{1+e} \frac{\delta}{\delta t} (S \, e)$$

$$K_x \frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + K_y \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} + K_z \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} = \frac{1}{1+e} \left[e \frac{\delta S}{\delta t} + S \frac{\delta e}{\delta t} \right]$$

que é uma equação básica para fluxo laminar nos solos.

Considerando o termo direito da igualdade, há 4 possibilidades:

1. e e S são constantes
2. e varia e S é constante
3. S varia, mas e é constante
4. e e S variam

Quando e e S são constantes, o fluxo é estacionário e o segundo termo é igual a zero. Daí resulta que:

$$K_x \frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + K_y \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} + K_z \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} = 0$$

para fluxo bidimensional e K uniforme

$$\frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} = 0, \text{ que é a } \underline{\text{Equação de Laplace}}$$

No caso 2, quando e decresce, ocorre uma compressão (ou adensamento) do solo. Quando e aumenta há uma expansão. Quando S = 100% aplica-se a teoria clássica do adensamento.

No caso 3, há uma drenagem (perda de água) quando S diminui, ou uma absorção (ganho de água) quando S aumenta.

No caso 4, há compressão ou expansão, associadas a uma variação no grau de saturação. O volume de água ($V_w = \frac{Se}{1+e} dv$) pode se manter constante se o produto Se compensar as variações de dv, uma vez que

o termo $(1 + e)$ é constante por ser e o índice de vazios inicial - e_0). Esta é uma condição quase acidental, porque se diferencia da condição "não drenada", que também ocorre o volume de água constante, mas sem fluxo externo ao elemento. No caso há fluxo d'água para dentro e fora do elemento e as variações de volume e grau de saturação são consequência da variação do volume de ar nos vazios.

As condições 3 e 4 representam condições complexas de fluxo, para as quais não existem soluções satisfatórias.

ANEXO II

PROGRAMA POROS

```

1  REM <<<< ANEXO 2 >>>>
2  REM
3  REM ***** PROGRAMA POROS *****
4  REM
5  REM CALCULO DA CURVA DE DISTRIBUICAO DE VAZIOS PELO METODO DE ARAKEN SILVEIRA
6  REM
7  REM PROGRAMA FEITO POR CIRO HUMES
8  REM
9  HOME : CLEAR
10 INPUT " VOCE VAI USAR A IMPRESSORA ? (S OU N ) " : M$
11 IF M$ = "S" THEN PRINT CHR$(4) "PR#1"
12 HOME
13 DIM V(50)
14 DIM F(50)
15 PRINT " CALCULO DE POROSIMETRIA "
16 PRINT " "
17 PRINT " "
18 INVERSE
19 PRINT " METODO DE ARAKEN SILVEIRA "
20 NORMAL
21 PRINT " "
22 PRINT " "
23 PRINT " "
24 INVERSE
25 PRINT " MATERIAL " ;
26 NORMAL
27 INPUT M$
28 PRINT " "
29 PRINT " "
30 INVERSE
31 PRINT "FORNECA OS 5 DIAMETROS CARACTERISTICOS"
32 NORMAL
33 PRINT " "
34 PRINT " "
35 INPUT D1,D2,D3,D4,D5
36 PRINT " " : INVERSE
37 PRINT "ENTRE COM OS DADOS DE PROBABILIDADE"
38 NORMAL
39 PRINT " "
40 PRINT " "
41 INPUT P1,P2,P3,P4,P5
42 PRINT " "
43 INVERSE
44 PRINT "OS DADOS ESTAO CORRETOS ? S OU N?"
45 INPUT D$
46 IF D$ = "N" THEN GOTO 29
47 REM CALCULO DOS DIAMETROS DOS VAZIOS
48 PRINT "QUAL A RELACAO DE DIAMETROS ?"
49 PRINT " "
50 PRINT "A = 1:2:4:6:8"
51 PRINT "B = 1:2:3:4:5"
52 PRINT "C = 1:2:4:8:16"
53 PRINT " "
54 INPUT A$
55 IF A$ = "A" THEN GOTO 400
56 IF A$ = "B" THEN GOTO 1240
57 IF A$ = "C" THEN GOTO 1960
58 REM ***** RELACAO 1:2:4:6:8

```

410 V(2) = .190 * D1
 420 V(3) = .225 * D1
 430 V(4) = .222 * D1
 440 V(5) = .225 * D1
 450 V(6) = .235 * D1
 460 V(7) = .275 * D1
 470 V(8) = .392 * D1
 480 V(9) = .398 * D1
 490 V(10) = .319 * D1
 500 V(11) = .335 * D1
 510 V(12) = .365 * D1
 520 V(13) = .389 * D1
 530 V(14) = .388 * D1
 540 V(15) = .450 * D1
 550 V(16) = .420 * D1
 560 V(17) = .429 * D1
 570 V(18) = .465 * D1
 580 V(19) = .449 * D1
 590 V(20) = .472 * D1
 600 V(21) = .503 * D1
 610 V(22) = .555 * D1
 620 V(23) = .550 * D1
 630 V(24) = .620 * D1
 640 V(25) = .633 * D1
 650 V(26) = .670 * D1
 660 V(27) = .709 * D1
 670 V(28) = .768 * D1
 680 V(29) = .809 * D1
 690 V(30) = .868 * D1
 700 V(31) = .938 * D1
 710 V(32) = .942 * D1
 720 V(33) = 1.00 * D1
 730 V(34) = 1.12 * D1
 740 V(35) = 1.24 * D1
 750 PER CALCULO DAS % DE OORRENCIA/ F/
 760 F(1) = P1 ^ 3
 770 F(2) = 3 * P1 ^ 2 * P2
 780 F(3) = 3 * P1 ^ 2 * P3
 790 F(4) = 3 * P1 ^ 2 * P4
 800 F(5) = 3 * P1 ^ 2 * P5
 810 F(6) = 3 * P1 ^ 2 * P1
 820 F(7) = 6 * P1 * P2 * P3
 830 F(8) = 6 * P1 * P2 * P4
 840 F(9) = 6 * P1 * P2 * P5
 850 F(10) = P2 ^ 3
 860 F(11) = 3 * P2 * P3 ^ 2 * P1
 870 F(12) = 6 * P1 * P3 * P4
 880 F(13) = 6 * P1 * P3 * P5
 890 F(14) = 3 * P2 ^ 2 * P3
 900 F(15) = 3 * P2 ^ 2 * P1
 910 F(16) = 6 * P1 * P4 * P5
 920 F(17) = 6 * P2 * P4 * P5
 930 F(18) = 3 * P2 * P5 ^ 2 * P1
 940 F(19) = 3 * P2 * P3 ^ 2 * P2
 950 F(20) = 6 * P2 * P3 * P4
 960 F(21) = 3 * P2 * P3 * P5
 970 F(22) = 3 * P2 * P4 ^ 2 * P2
 980 F(23) = 3 * P2 * P4 ^ 2 * P1
 990 F(24) = 3 * P2 * P4 ^ 2 * P5
 1000 F(25) = 3 * P2 * P5 ^ 2 * P1

2097 V(14) = .422 * D1
 2100 V(15) = .425 * D1
 2110 V(16) = .449 * D1
 2120 V(17) = .453 * D1
 2134 V(18) = .470 * D1
 2140 V(19) = .475 * D1
 2150 V(20) = .559 * D1
 2160 V(21) = .560 * D1
 2170 V(22) = .617 * D1
 2180 V(23) = .620 * D1
 2195 V(24) = .673 * D1
 2200 V(25) = .740 * D1
 2210 V(26) = .750 * D1
 2220 V(27) = .670 * D1
 2230 V(28) = .800 * D1
 2240 V(29) = .940 * D1
 2250 V(30) = 1.10 * D1
 2260 V(31) = 1.24 * D1
 2270 V(32) = 1.34 * D1
 2280 V(33) = 1.52 * D1
 2290 V(34) = 1.88 * D1
 2300 V(35) = 2.40 * D1
 2310 F(1) = P1 ^ 3
 2320 F(2) = 3 * P1 ^ 2 * P2
 2330 F(3) = 3 * P1 ^ 2 * P3
 2340 F(4) = 3 * P1 ^ 2 * P4
 2350 F(5) = 3 * P2 ^ 2 * P1
 2360 F(6) = 3 * P1 ^ 2 * P5
 2370 F(7) = 6 * P1 * P2 * P3
 2380 F(8) = 6 * P1 * P2 * P4
 2390 F(9) = P2 ^ 3
 2400 F(10) = 6 * P1 * P2 * P5
 2410 F(11) = 3 * P3 ^ 2 * P1
 2420 F(12) = 6 * P1 * P3 * P4
 2430 F(13) = 3 * P2 ^ 2 * P3
 2440 F(14) = 6 * P1 * P3 * P5
 2450 F(15) = 3 * P2 ^ 2 * P4
 2460 F(16) = 3 * P4 ^ 2 * P1
 2470 F(17) = 3 * P2 ^ 2 * P5
 2480 F(18) = 3 * P3 ^ 2 * P2
 2490 F(19) = 6 * P1 * P3 * P5
 2500 F(20) = 6 * P2 * P3 * P4
 2510 F(21) = 3 * P3 ^ 2 * P1
 2520 F(22) = 6 * P1 * P3 * P5
 2530 F(23) = P3 ^ 3
 2540 F(24) = 3 * P1 * P4 * P5
 2550 F(25) = 3 * P3 * P4
 2560 F(26) = 3 * P3 * P5
 2570 F(27) = 3 * P3 * P4
 2580 F(28) = 3 * P3 * P5
 2590 F(29) = 3 * P4 * P5
 2600 F(30) = 6 * P3 * P5
 2610 F(31) = P4 ^ 3
 2620 F(32) = 3 * P3 * P5
 2630 F(33) = 3 * P4 * P5
 2640 F(34) = 3 * P4 * P5
 2650 F(35) = 6 * P5 ^ 3
 NORMAL

ANEXO III

CRITÉRIOS DE FILTRO
DE SOLOS COESIVOS

III-1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os solos coesivos apresentam fenômenos físico-químicos característicos, os quais lhe proporcionam uma resistência intrínseca ao arraste de suas partículas.

A seguir serão apresentados os critérios de filtro desenvolvidos especificamente para maciços de solos coesivos.

III-2 CRITÉRIO DE DAVIDENKOFF (1955)

Em 1955 Davidenkoff estudou a penetração de um volume de material-base argiloso em um filtro constituído por grãos esféricos de mesmo diâmetro D, conforme o modelo da Figura III-1.

O volume de solo sujeito ao "piping" considerado foi o de um segmento de esfera, tendo sido estudado o equilíbrio entre as forças resistentes, devido à resistência à tração do solo, e as forças solicitantes, peso próprio e força de percolação. Sendo n a relação entre estas forças, tem-se que:

$$n = \frac{F_c}{F_d + F_p}$$

$$n = \frac{\text{superfície limite do material-base} \times C_o}{G \cdot \cos \alpha + F_p}$$

$$n = \frac{2 \cdot r \cdot h \cdot C_o}{1/3 h^2 (3r - h) (\gamma_a \cos \alpha + \gamma_w \cdot i)}$$

onde:

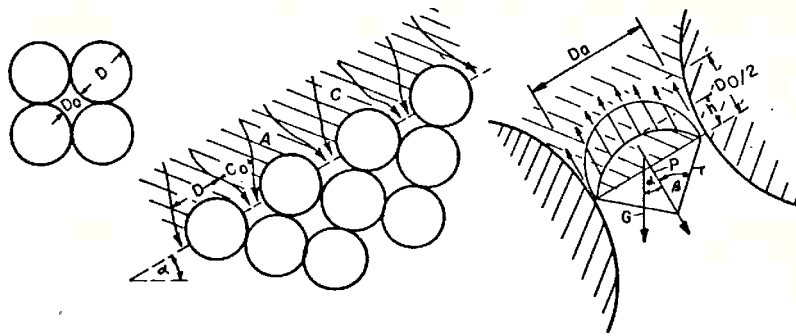
C_o = resistência à tração do material-base

γ_a = peso específico do material-base

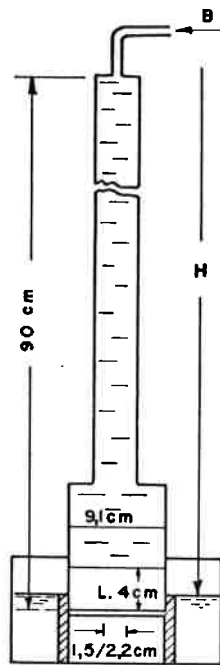
γ_w = peso específico da água

i = gradiente hidráulico

α , r , h são indicados na Figura III-1.



a- MECANISMO DE PIPING ANALISADO



b-ESQUEMA DO ENSAIO

FIG. III 1 - ESTUDO DE DAVIDENKOFF (1955)

Se colocarmos r e h em função do ângulo β e do diâmetro do vazio do filtro, D_o , tem-se que:

$$n = \frac{12 C_o}{D_o (\gamma_a \cos \alpha + \gamma_w \cdot i)} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg} \beta/2 (2 + \cos \beta)} \quad (\text{III-1})$$

Se considerarmos n como um fator de segurança ao "piping", o interesse é determinar o seu valor mínimo, o que ocorre para $\beta = 90^\circ$. Admitindo que $D_o = D/2,42$, vem que:

$$n = \frac{2,42 \cdot 12 C_o}{D(\gamma_a \cos \alpha + \gamma_w i)} \cdot \frac{1}{2}$$

$$n = \frac{15 \cdot C_o}{D(\gamma_a \cos \alpha + \gamma_w i)} \quad (\text{III-2})$$

Isto é, para uma segurança fixada, o diâmetro dos grãos do filtro é função da resistência e peso específico do material-base e da direção e intensidade do fluxo de água.

Foram feitos quatro ensaios conforme o esquema da Figura III-1, onde o material-base era apoiado sobre um disco metálico perfurado no centro.

Em todos os ensaios houve a formação de uma abóbada sobre o furo inferior.

Isto se deve à concentração de fluxo na abertura, com gradientes elevados junto ao seu perímetro, que carregam o material desta região formando cavidades côncavas, on

de novamente os gradientes são elevados. Desta forma a ero
são caminha para o centro do furo, fazendo com que o solo so
bre a abertura perca suporte e seja carreado até que se forme
uma abóbada sobre o furo.

Esta abóbada se mostrou estável em três dos
quatro ensaios, o que se deve a um efeito de arqueamento e à
resistência devida à coesão do solo.

As hipóteses adotadas por Davidenkoff são sim
plificadoras, mas o seu trabalho tem por mérito mostrar de for
ma preliminar os fatores intervenientes no fenômeno, que se
riam depois tratados com mais profundidade por Zaslavsky e
Kassif (1965).

III-3 CRITÉRIO DE ZASLAVSKY - KASSIF (1965)

Em 1965, Zaslavsky e Kassif formularam uma teoria para o fenômeno de "piping" em solos coesivos.

Os autores tiveram como base o trabalho de Davidenkoff, sô que estudaram o equilíbrio de uma partícula ou aglomerado de partículas sujeitos à ação da percolação de água ao invés de estudar o equilíbrio de uma massa de material-base.

Assim teríamos um fator de segurança dado como a relação entre as forças resistentes e as forças solici-
tantes conforme a Figura III-2, onde:

$$FS = \frac{F_c}{F_g + F_d} \quad (III-3)$$

onde:

$$F_g = -V (G-1) (1-n) \cos \alpha \gamma_w \quad (III-4)$$

V = volume da partícula ou agregado

G = peso específico dos sólidos

n = porosidade

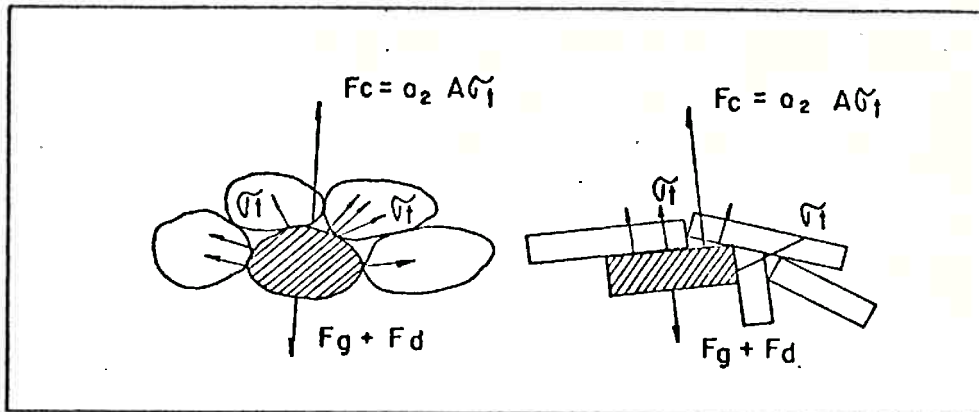
γ_w = densidade da água

α = ângulo que a superfície do solo forma com a horizontal (positivo no sentido horário)

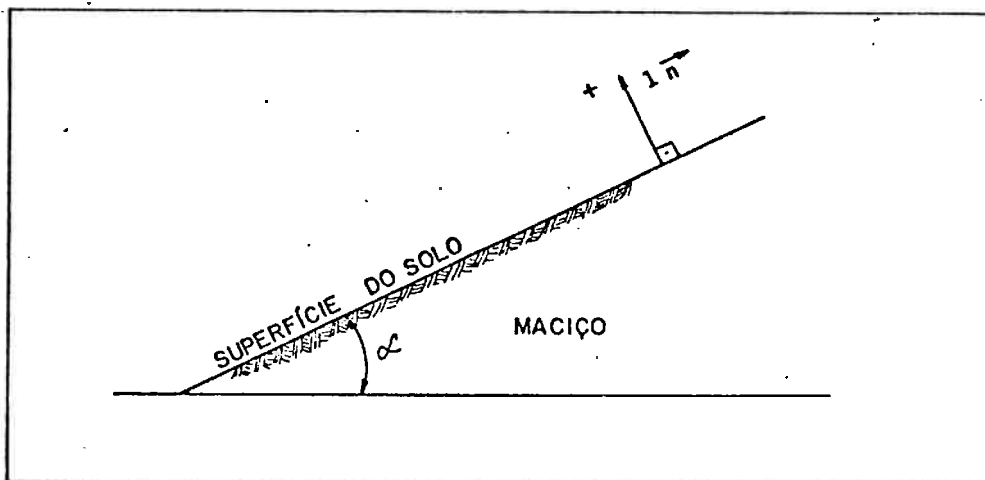
$$F_d = -\gamma_w \cdot V \cdot (a_l \cdot i) \quad (III-5)$$

i = componente do gradiente junto à saída do solo, paralelo ao vetor l_n (ver Figura III-2)

$a_l \cdot i$ = gradiente atuando no fenômeno de "piping" (ip)



a- PARTÍCULAS MANTIDAS JUNTAS DEVIDA À RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DO SOLO.



b- SISTEMA DE REFERÊNCIA NA ANÁLISE DO EQUILÍBRIO DE FORÇAS ATUANTES NA SUPERFÍCIE DO SOLO

FIGURA III - 2 - MECANISMO DE "PIPING" ESTUDADO POR ZALAVSKY - KASSIF (1965)

$$F_c = a_2 \cdot A \cdot \sigma_t \quad (\text{III-6})$$

A = área de projeção da partícula no plano normal \bar{a} das forças de arraste

σ_t = resistência à tração do material-base

a_2 = coeficiente geométrico

Substituindo as equações III-4 a III-6 em III-3, vem que:

$$FS = \frac{a_2 \cdot \sigma_t}{-\gamma_w (G-1) (1-n) \cos\alpha + a_1 \cdot i} \cdot \frac{A}{V}$$

$$\text{Fazendo } \frac{A}{V} = \frac{a_3}{d_c} \text{ e } a = a_2 \cdot a_3$$

onde a_3 é um coeficiente de geometria (para esferas $a_3 = 1,5$ e para um cubo $a_3 = 1,0$) e d_c é o diâmetro médio da partícula, vem que:

$$FS = \frac{a \cdot \sigma_t}{d_c \gamma_w [a_1 i - (G-1) (1-n) \cos\alpha]} \quad (\text{III-7})$$

deprezando o termo $(G-1) (1-n) \cos\alpha$ e fazendo $a/a_1 = b$, vem que:

$$FS = \frac{b \cdot \sigma_t}{d_c \gamma_w \cdot i} \quad (\text{III-8})$$

Para a aplicação da equação III-8 é necessário saber a forma e dimensões da partícula ou aglomerado de partículas do material-base, que é mais suscetível ao "piping", para se obter os coeficientes de geometria e d_c .

É preciso também determinar a resistência à tração e o gradiente existente no instante do "piping", pois $i_p = a_1 \times i_m$ e $b = F(a_1)$.

Para levantar essas indeterminações foram projetados ensaios conforme o esquema de Davidenkoff, são que com mais de um furo no disco, que simulam os poros de um filtro.

Desta forma, supondo a formação de abóbadas nos n furos de raio r tem-se que:

$$i = \frac{Q_t}{n} \cdot \frac{1}{2 \pi r^2 \cdot K} \quad (\text{III-9})$$

onde:

K = permeabilidade do solo na região da saída (abertura) considerada

Q_t = vazão total do ensaio

Aplicando a equação III-9 em III-8, tem-se que:

$$FS = \frac{b \cdot \sigma_t}{d_c \cdot \gamma_w (Q/2 \pi K^2)}$$

Admitindo que $FS = 1$, resulta que:

$$Q_{cr} = \frac{\pi \cdot b \cdot \sigma_t}{2 \cdot d_c \cdot \gamma_w} \cdot K \cdot D^2 \quad (\text{III-10})$$

onde $D = 2r$ é o diâmetro das aberturas.

Nos ensaios realizados para verificar a teoria notou-se que há uma relação linear entre Q_{cr} e D^2 , ou seja, que o coeficiente angular da reta $Q_{cr} \cdot D^2$ é igual ao produto $U \cdot K$, onde:

$$U = \frac{\pi \cdot b \cdot \sigma_t}{2 \cdot d_c \cdot \gamma_w} \quad (\text{III-11})$$

A partir do valor de U dos ensaios citados, onde foi medido também o tamanho médio (d_c) dos agregados de partículas carregadas, Zaslavsky e Kassif chegaram a valores de b iguais a 0,4 e 0,7 para uma argila expansiva estudada, com sobrecarga nula e igual a $0,1 \text{ kg/cm}^2$, respectivamente.

Para se obter esses valores foi admitido conhecido o valor de K e associado o valor de σ_t ao intercepto de coesão da envoltória da resistência efetiva do solo.

Zaslavsky e Kassif observaram ainda que a equação III-10 poderia ser escrita como:

$$Q_{cr} = \frac{b \cdot \sigma_t}{d_c \cdot \gamma_w} \cdot K \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{2}, \text{ donde vem que:}$$

$$i_{cr} = \frac{b \cdot \sigma_t}{d_c \cdot \gamma_w} \quad (\text{III-12})$$

o que mostra que o gradiente crítico independe do diâmetro da abertura.

Em outro trabalho esses pesquisadores em conjunto com Zeitlen (1965) apresentam uma pesquisa experimental para verificar esta teoria e estudar a influência de uma sobrecarga aplicada na argila expansiva estudada.

O efeito da sobrecarga sobre a argila expansiva (montmorilonita) estudada foi relevante visto que nos ensaios realizados, só houve "piping" quando a sobrecarga era nula ou igual a $0,1 \text{ kg/cm}^2$. Com $0,2 \text{ kg/cm}^2$ de sobrecarga, apesar de se aplicar gradientes médios iguais a 1000 não houve erosão.

Os autores sugerem um critério de filtro que é o seguinte: o diâmetro do grão máximo (D_{100}) do filtro é igual a $5 d_c$, onde:

$$d_c = \frac{\pi \cdot b \cdot \sigma t}{2 \cdot \gamma_w \cdot U} \quad (\text{III-13})$$

A aplicação deste critério leva a filtros muito grossos (britas). Os autores observam que já foram executados muitos filtros deste tipo em obras em Israel e os seus comportamentos são satisfatórios, embora em alguns casos houve ruptura total da obra por "piping". A causa da ruptura apontada foi a existência de uma falha na compactação da argila ou o uso de britas com vazios muito grandes.

Folque (1977) faz uma reanálise da teoria

de Zaslavsky e Kassif e cita o trabalho de Ranganathan e Zacharias* onde dois solos de características distintas, mas que possuíam a mesma resistência à compressão simples, apresentam gradientes críticos diferentes, ou seja, o enfoque dado em associar a resistência de tração do solo ao seu intercepto de coesão não é correto. Folque sugere associar a resistência à tração do solo à sua tensão deviatória : $\sigma_t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$.

Quanto ao critério de Zaslavsky e co-autores, temos os seguintes comentários.

Um aspecto positivo deste trabalho é procurar dar um enfoque teórico geral ao mecanismo do "piping", procurando verificar o equilíbrio entre as forças de arraste e as forças estabilizadoras no início do fenômeno.

A equação III-7 do trabalho de Zaslavsky, apresentada abaixo, mostra os fatores intervenientes no fenômeno:

$$FS = \frac{a \cdot \sigma_t}{dc \cdot \gamma_w [a_1 \cdot i - (G - 1) (1 - n) \cos \alpha]}$$

Entretanto, não foi levado em conta que o "piping" é regido pela estatística dos extremos, isto é, a resistência à tração, σ_t , que condicionará a erosão ou não do solo, não é a que se determina em ensaios onde a amostra é homogênea e bem compactada e sim aquela existente em uma zona mal compactada, na ligação de duas camadas ou em uma trinca.

* Ranganathan e Zacharias (1968). Interaction of density, soil type and time on piping resistance of cohesive soil. III Budapest Conference on Soil Mechanics, em Folque (1977).

O mesmo tipo de comentário vale para a determinação do gradiente crítico, $i_{cr} = a_1 \cdot i$. Não se pode associá-lo ao gradiente que ocorre no ensaio, onde a geometria envolvida é bem determinada, pois ele é função de condicionantes tais como trincas, fissuras e caminhos de percolação preferenciais de caracterização impossível. Inclusive Zaslavsky cita a ocorrência de rupturas em barragens por "piping", que teve como causa falhas na compactação do aterro.

Uma limitação do ensaio, inclusive, é que a superfície de contato entre o material-base e o filtro (placa perfurada) é muito regular, o que não acontece em uma barragem, pois junto ao filtro a compactação do aterro argiloso pode ser deficiente, de modo que ele se apresente um tanto desagregado.

Concluindo, o enfoque apresentado é válido para maciços homogêneos com condicionantes bem definidos, onde é possível abordar o fenômeno erosivo em termos de estatística das médias (traçados de redes de fluxo, envoltória média de resistência, etc.). Ou seja, para a proteção contra o "piping", o dimensionamento do filtro deve ser feito baseado em retenção das partículas ou agregados de partículas do solo coesivo pelos poros do filtro, independentemente das propriedades intrínsecas do material-base.

III-4 CRITÉRIO DE WOLSKY E CO-AUTORES (1970)

Wolsky e co-autores apresentam um estudo realizado para a elaboração de um critério de filtro para núcleos de barragens de enrocamento constituídos de argilas de origem eólica. A principal característica desta argila é que a sua umidade natural é muito superior à umidade ótima e assim apresenta uma consistência mole e uma alta compressibilidade.

Tendo em vista que a diferença de compressibilidades entre o núcleo e os espaldares de enrocamento poderiam provocar fissuras no núcleo, foram feitos ensaios para caracterizar essas fissuras. Estes ensaios consistiam em compactar a argila contra o filtro em uma caixa e em seguida provocar um levantamento do material de filtro.

Foram feitos ensaios de "piping" em permeâmetros, conforme mostra a Figura III-3.

Notou-se que o "piping" na interface núcleo-filtro apresentava um mecanismo de fluxo volumétrico face à consistência muito mole da argila. Considerando um poro do filtro de raio r , o "piping" consistia na penetração de uma massa argilosa para o interior do filtro de raio r e comprimento L (ver Figura III-4). Sendo τ_0 a tensão de fluência da massa argilosa, considerada como um corpo de Bingham, o comprimento L na condição de equilíbrio tem que satisfazer a condição:

$$2\pi r \cdot L \cdot \tau_0 = \pi r^2 \cdot \Delta p \quad (\text{III-14})$$

em que Δp é a diferença de pressão entre as duas bases do cilindro. Lembrando que:

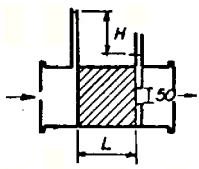
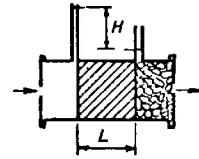
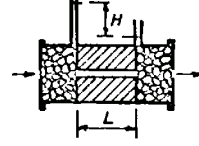
ESQUEMA DO ENSAIO	$i = \frac{H}{L}$	h (%)	$J_L = \frac{LL-LP}{IP}$	$< D <$ (mm)	Nº DE ENSAIOS
	10-120	13,0-25,3	-0,55 ÷ 0,38	model	44
	5-550	14,8-29,3	-0,42 ÷ 1,04	1,0-20 5,0-20 6,0-15 15-25 20-25 25-40 80-120	45
	0,8-35	9,6-26,3	-0,74 ÷ 0,31	5-20 2-20 1-20 0,5-20 0,5-5,0	94

FIG. III-3 : ESQUEMAS DOS ENSAIOS DE WOLSKY E COAUTORES (1970)

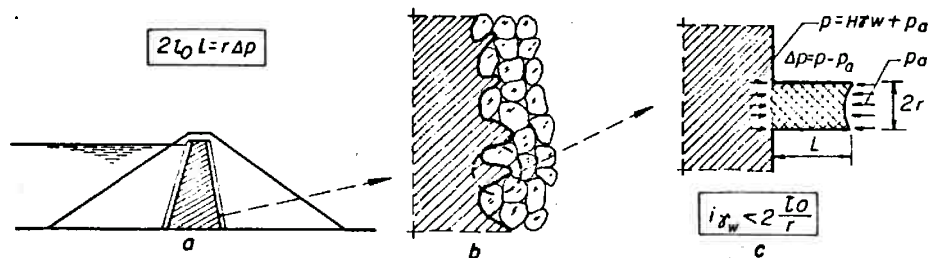


FIG. III-4 : MECANISMO DE PIPING SEGUNDO WOLSKY E COAUTORES (1970)

a - Esquema da barragem

b - Contacto entre núcleo e filtro

c - Detalhe do contacto entre o cilindro elementar do solo e filtro

$$\Delta p / L = \hat{i} \cdot \gamma_w \quad (\text{III-15})$$

vem que:

$$r = 2 \tau_0 / i \quad (\text{III-16})$$

ou seja, o raio dos poros dos filtros devem ser inferiores a duas vezes o quociente entre a tensão de fluência do solo e o gradiente hidráulico.

O gradiente crítico atuante do "piping" é muito superior ao gradiente médio H/L (ver Figura III-5) do núcleo.

Através de um modelo eletrodinâmico (ver Figura III-6) os autores estudaram a influência da inclinação do núcleo (α), do tipo de contato núcleo-filtro (β) e da ocorrência de fissuras (μ) no gradiente hidráulico de saída e propuseram o cálculo do gradiente crítico pela expressão:

$$i_{cr} = (H/L) \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \mu \quad (\text{III-17})$$

obtendo um valor máximo de i_{cr} igual a 60 (H/L).

A tensão de fluência do solo foi correlacionada com o seu índice de plasticidade.

Wolsky e co-autores admitindo $i_{cr} = 60 (H/L)$ apresentam um gráfico para o dimensionamento de filtros, que é reproduzido na Figura III-5.

Entrando com o índice de esbeltez do núcleo (H/L) e conhecido o seu índice de plasticidade, obtém-se o valor do D_{17} e do CNU do filtro.

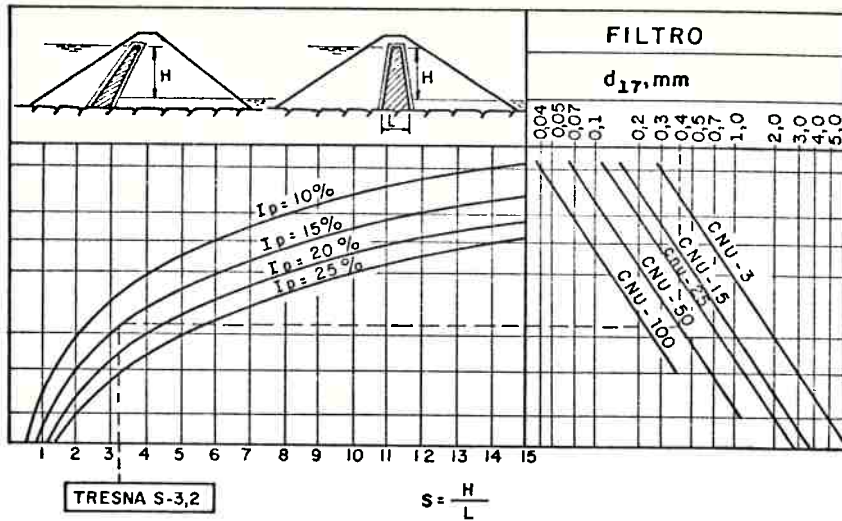


FIG. III-5 : CRITÉRIO DE FILTRO DE WOLSKY E COAUTORES (1970)

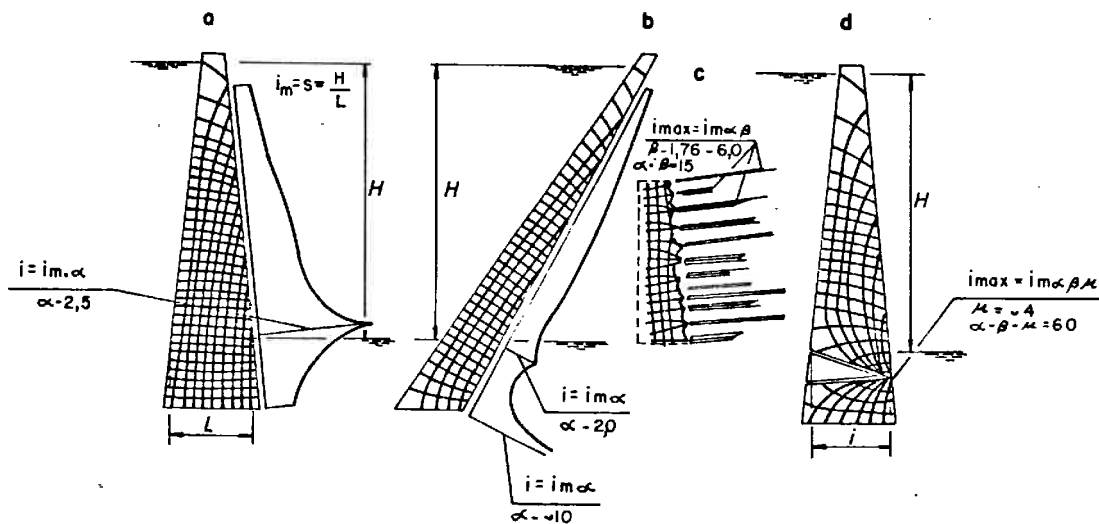


FIG. III-6 : REDES DE FLUXO E GRADIENTES HIDRÁULICOS DE SAÍDA SEGUNDO WOLSKY E COAUTORES (1970)

- a - Núcleo central
- b - Núcleo inclinado
- c - Efeito de entrada nos poros do filtro
- d - Efeito de trinca

Com relação a este critério temos os seguintes comentários:

- a. Reconhece-se que há uma limitação de páginas quando se a apresenta um artigo em congresso. Esta limitação faz com que o trabalho de Wolsky seja obscuro no que se refere à determinação da correlação $IP \times \tau_0$ e como a partir do raio do poro do filtro (equação III-16) chega-se ao D_{17} e CNU do filtro.
- b. Na Figura III-7 apresenta-se as possíveis granulometrias para filtros do núcleo argiloso da Barragem de Tresna, variando o CNU do filtro.

As curvas granulométricas dos filtros obtidas para valores de CNU iguais a 15, 25, 50 e 100 praticamente defi nem uma faixa granulométrica idêntica ã do aluvião utili zado no filtro da Barragem de Tresna. Este filtro por ser muito bem graduado deve apresentar poros muito pequenos. Por outro lado, a granulometria obtida adotando um CNU igual a 3 não nos parece adequada para filtro do material em questão.

- c. Quanto ao aspecto de teorizar a partir de traçado de redes de fluxo e determinar uma resistência ao arraste caracte- rística do material, são válidas as mesmas restrições efe- tuadas às propostas de Davidenkoff e Zaslavski e co-auto- res nos itens anteriores.

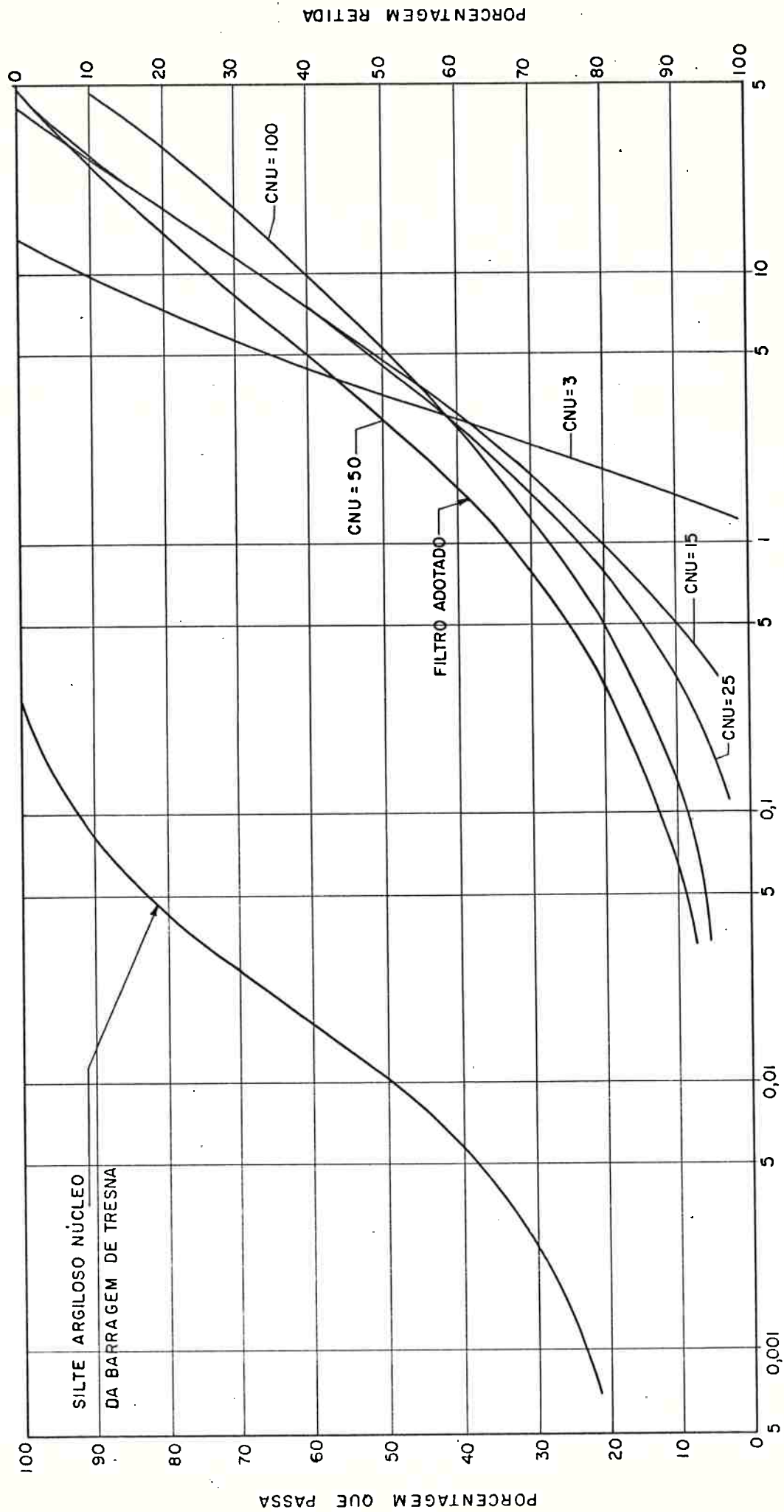


FIG. III 7: EXEMPLO DE APLICAÇÃO DO CRITÉRIO DE WOLSKY E COAUTORES (1970)

III-5 CRITÉRIO DE VAUGHAN (1978)

Em 1978 Vaughan propôs o critério de filtro perfeito para proteção de núcleos de barragens sujeitos a fissuramento. Este critério foi desenvolvido a partir do estudo do "piping" ocorrido na Barragem de Balderhead na Inglaterra e de pesquisas de laboratório desenvolvidas por este autor e Soares (1982) no Imperial College, para a obtenção do título de Mestre em Engenharia deste último engenheiro.

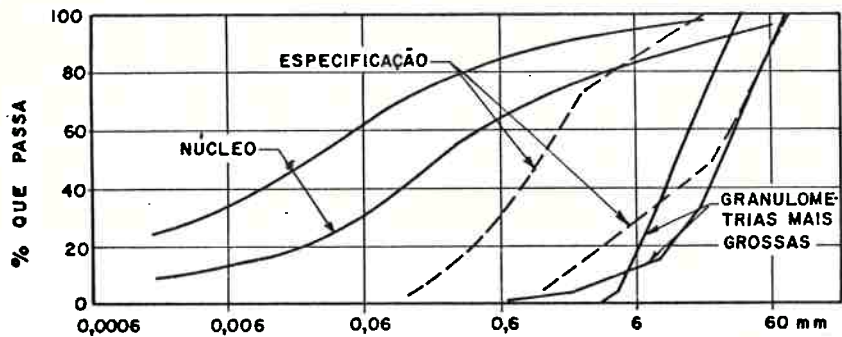
A Barragem de Balderhead é do tipo terra-enrocamento e possui uma altura máxima de 45 m. O seu núcleo é constituído de um "till" glacial bem graduado e o filtro utilizado foi uma brita corrida com diâmetro máximo igual a 3" e com uma pequena quantidade de areia. Na Figura III-8 apresenta-se as faixas granulométricas desses materiais.

A interpretação das investigações realizadas após a ocorrência da erosão mostra que:

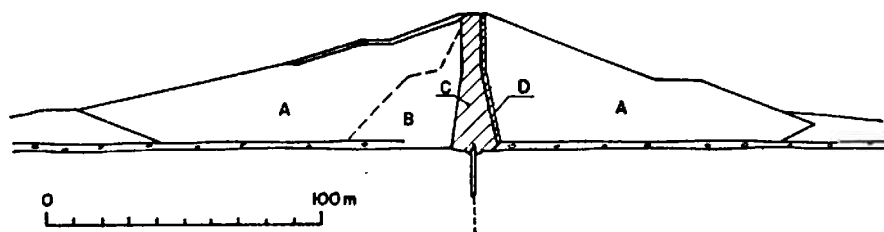
- a. O processo de "piping" originou-se em trincas provocadas por transferência de tensão entre núcleo e espaldares, seguida de fraturamento hidráulico.

A trinca inicialmente se mantinha estável até um ponto em que a coesão da matriz argilosa do "till" não era suficiente para mantê-la e havia um colapso e formação de uma nova situação provisoriamente estável.

Este processo descrito era repetido até que a erosão atingiu o topo da barragem, caracterizando a formação de um "sinkhole" (cratera).



a - GRANULOMETRIAS DO NÚCLEO E DO FILTRO



- A - ENROCAMENTO
- B - ENROCAMENTO FINO
- C - NÚCLEO
- D - FILTRO

b - SEÇÃO TRANSVERSAL

FIG. III 8 - SEÇÃO E GRANULOMETRIA DA BARRAGEM BALDERHEAD, SEGUNDO VAUGHAN (1978)

- b. Na erosão de uma trinca, partículas ou agregados de partículas eram desprendidos de suas paredes e carregados pela água. Nas sondagens verificou-se que na zona erodida existiam lentes de areia e pedregulhos indicando segregação, o que pode ser explicado pelas baixas velocidades atuantes, uma vez que o espaldar de montante do núcleo era pouco permeável.

Assim, dependendo das condições locais e das velocidades nas trinças, as partículas mais grossas poderiam atingir em quantidade suficiente o filtro e então ocorrer uma autofiltragem ou não. Nesta última hipótese as partículas finas eram carregadas através do filtro (muito grosso). A trinca aumentava de tamanho e era mantida aberta pela coluna de água referente ao nível do reservatório, até atingir a crista da barragem.

Quando detectou-se o "piping" na Barragem de Balderhead, ia ser iniciada a construção da Barragem de Cow Green com um "till" semelhante à primeira. Procurou-se então desenvolver-se um critério de projeto para um filtro capaz de reter as menores partículas que pudessem ser destacadas pelo fluxo d'água, quer no maciço intacto, quer em trinças, com segregação, isto é, sem autofiltragem. O autor afirma que embora este desejo pareça ser inatingível, pois o filtro necessário para reter as partículas coloidais de argila teria de ser tão fino que também fissuraria, dependendo da composição da água do reservatório, da estrutura e da mineralogia da argila, ocorre floculação das partículas da argila. Assim, as menores partículas que poderão ser destacadas serão flocos. Portanto o filtro deve ser projetado para reter esses flocos.

O autor afirma ainda que fazendo testes de argilas com uma trinca versus filtros granulares, chega-se a filtros mais grossos que os obtidos pelo princípio exposto a

cima. Conseqüentemente, não há necessidade de se adotar fatores de segurança para um filtro perfeito. Afirma também, que areias um pouco mais finas que as normalmente usadas nas barragens atendem ao seu princípio de filtro perfeito.

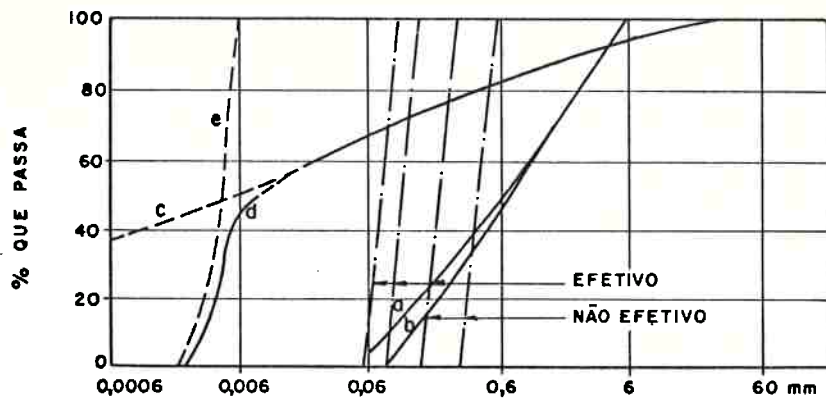
No projeto do filtro da Barragem Cow Green, a determinação de granulometria da argila floculada ($d \leq 0,06\text{mm}$) foi feita através de um ensaio normal de sedimentação com hidrômetro sem defloculante. Usou-se a água do rio (após já percolado através de uma amostra do material que ia ser utilizado no talude de montante) e o tempo de agitação foi de quinze minutos.

O ensaio para a determinação do filtro perfeito foi feito em um cilindro de acrílico de 2" x 18", com uma abertura no fundo. Colocava-se um material mais grosso que o filtro, em seguida o filtro (espessura = 3"), compactava-se e media-se a permeabilidade. Em seguida introduzia-se a argila floculada em suspensão e começava-se o fluxo com água do rio, com circulação.

Através de medida de vazão (permeabilidade) e da observação da cor da água afluyente verificava-se a eficiência do filtro. Quando este era efetivo havia uma queda rápida e contínua da permeabilidade, a água afluyente era clara e formava-se uma película de argila sobre o filtro.

As curvas granulométricas da argila floculada e dos filtros testados estão apresentadas na Figura III-9. Foi adotada a areia natural "b" para filtro e verificou-se que lavando-a na peneira 200, ela não retinha a argila e sua permeabilidade passava de 2×10^{-4} m/s para 2×10^{-3} m/s.

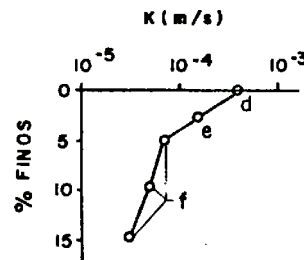
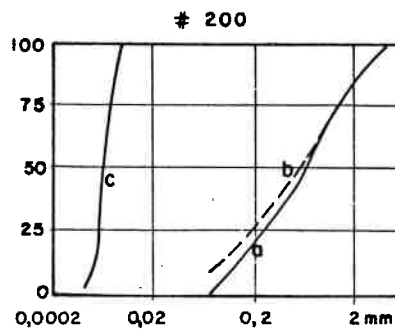
No projeto do filtro da Barragem de Empingham (ver Figura III-10), utilizou-se o mesmo método para obter a argila floculada e no estudo do filtro, a areia natural existente foi inicialmente lavada na peneira 200 e depois ensaiou-



	F	M	C	F	M	C	F	M	C	
	SILTE			AREIA			PEDREGULHO			

- a - AREIA NATURAL
- b - AREIA NATURAL LAVADA NA # 200
- c - GRANULOMETRIA COM DISPERSANTE
- d - GRANULOMETRIA FLOCULADA
- e - ARGILA USADA NOS ENSAIOS

FIG. III 9 - PROJETO DO FILTRO DA BARRAGEM COW GREEN, SEGUNDO VAUGHAN (1978)



F	M	C	F	M	C	F
SILTE			AREIA			

- a - AREIA LAVADA
- b - AREIA COM ADIÇÃO DE FINOS
- c - ARGILA FLOCULADA
- d - A ARGILA ATRAVESSAVA O FILTRO
- e - A ARGILA ERA RETIDA APÓS 5 HORAS
- f - A ARGILA ERA RETIDA IMEDIATAMENTE

FIG. III 10 - PROJETO DO FILTRO DA BARRAGEM EMPIGHAN, SEGUNDO VAUGHAN (1978)

se variando a quantidade de finos ($D \leq 0,074$ mm), nos ensaios.

Verificou-se que adicionando 2,5% de silte em peso já ocorria o bloqueio da argila flocculada, sendo especificado que o teor de finos do filtro deveria estar entre 5 e 15% em peso, e que sua permeabilidade deveria ser inferior a 10^{-4} m/s.

Estudou-se também a variação do tamanho do floco com a composição química da água. Para as argilas (ilitas) ensaiadas, verificou-se que o floco crescia com a concentração catiônica da água até o valor de 10 mEq/l, quando o floco formado passa a ter uma dimensão constante.

Para estes testes foi utilizada uma concentração de 25 g/l de argila no ensaio do hidrômetro. Observou-se que passando de 12,5 para 50 g/l, o floco formado se reduz para metade, pela limitação da Lei de Stoke.

Vaughan analisou as permeabilidades dos filtros ensaiados nas Barragens de Cow Green, Empingham e com argila de Londres e verificou que os filtros possuíam os seguintes valores de permeabilidade em m/s: 7×10^{-5} (uniforme) e 2×10^{-5} (bem graduado) contra 10×10^{-4} (uniforme) e 2×10^{-4} (bem graduado) para filtros não efetivos. Notou que apesar da grande variação de granulometria, as permeabilidades eram próximas. Com base neste fato, postulou que a permeabilidade é um índice melhor para determinar o comportamento de um filtro, do que a relação granulométrica filtro/material-base.

Lembrando que $k = f(\bar{d}^2)$, onde \bar{d} representa a dimensão do poro e que há uma relação entre o diâmetro de partículas (δ) a serem filtradas e \bar{d} , Vaughan chegou à relação:

$$k = 6,1 \times 10^{-6} \delta^{1,42}$$

onde : k em m/s e δ em μm

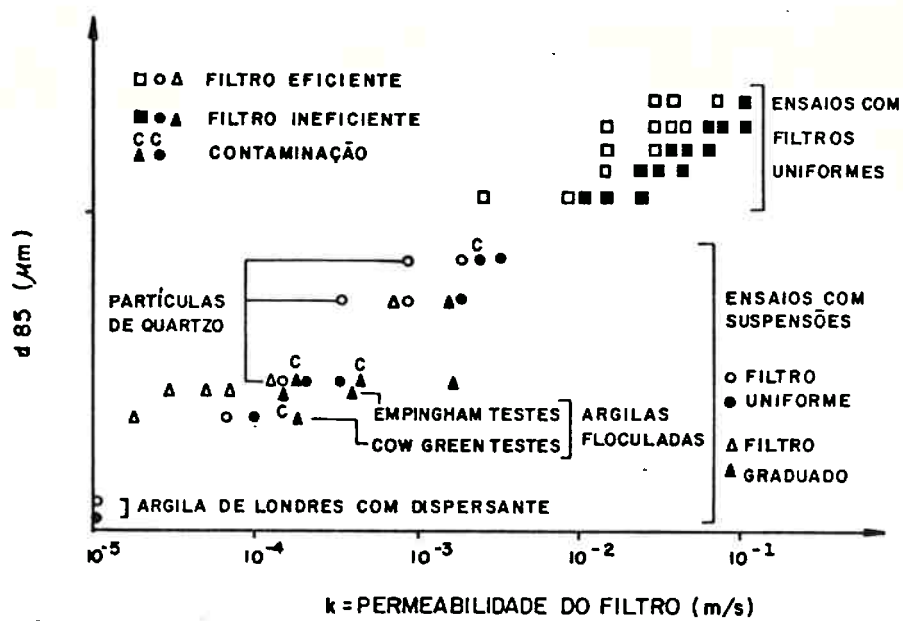
Foram plotados (ver Figura III-11) os valores de d85 do material-base versus a permeabilidade do filtro, tanto dos testes com os materiais já citados como também os de Mantz* e os de Lund** que ensaiou filtros e materiais-base uniformes. Verificou-se um limite bem definido entre filtros estáveis e instáveis.

Quanto aos filtros bem graduados o autor vê uma dificuldade em classificar um filtro como estável ou não, pois numa primeira fase há uma contaminação deste, que em geral estabiliza o carreamento.

Face ao exposto, o autor conclui que uma relação linear entre partícula que se deseja reter e permeabilidade do filtro, pode ser utilizada ao menos em pré-dimensionamento de filtros e que a permeabilidade é um parâmetro mais apropriado para ser utilizado como critério de filtro, pois ele é função da forma dos grãos, porosidade e graduação do solo, do que relações granulométricas entre material-base e filtro.

* Mantz, P.A.: "Packing and Angle of Repose of Naturally Sediment Fine Silica Solids Immersed in Natural Aqueous Electrolytes", Sedimentology, Vol. 24, 1977, pp 819-832, em Vaughan (1978)

** Lund, A.: "An Experimentally Study of Graded Filters", M.Sc. Thesis, University of London (1949), em Vaughan (1978).



CRITÉRIO DE VAUGHAN: $k = 6,110^{-6} d_{85}^{1,42}$

FIG.III 11 - GRÁFICO $d_{85} \times k$, SEGUNDO VAUGHAN (1978)

Vaughan ressalta ainda que o filtro não pode ser coesivo pois senão ele estaria sujeito a ser fissurado também.

Quanto ao critério de Vaughan, temos os seguintes comentários.

Inicialmente, quanto ao "piping" (erosão interna) ocorrido na Barragem de Balderhead, verifica-se que o seu filtro (pedregulho com pouca areia) foi dimensionado a partir do d85 do "till" do núcleo. Entretanto, o "till" apresenta uma graduação muito ampla e a sua curva granulométrica no trecho da areia é quase horizontal.

Aplicando o critério sugerido por Mello (1976) para verificar a continuidade de granulometria deste solo, verifica-se que, admitindo a completa segregação para o material com diâmetros maiores e menores que 1 mm, não é verificado o critério de filtro de Terzaghi - US Corps of Engineers, pois $D_{15} \approx 8 d_{85}$. Uma vez que a relação D_{15}/d_{85} é superior a 5, há uma boa indicação da falta de continuidade do material-base.

Outro aspecto a ser considerado, é que a curva granulométrica média do filtro apresenta valores de D_{15} e CNU iguais a 1,5 mm e 16 aproximadamente (ver Figura III-8). A construção de filtros bem-graduados requer cuidados especiais para evitar a sua segregação durante o lançamento. No caso em questão, houve segregação, a qual é caracterizada pelas curvas granulométricas mais grossas descobertas durante as investigações "pós-piping". Estas curvas apresentam valores de D_{15}/CNU iguais a 5,5/5 e 3,5/10. A existência dessas curvas é uma indicação que na Barragem de Balderhead devem existir zonas do filtro com granulometrias mais grossas ainda.

Quanto ao fissuramento do núcleo provocado por fissuramento hidráulico, provavelmente caso tivesse sido adotado um núcleo inclinado para montante ao invés de vertical, a transferência de tensão no núcleo para seus espaldares teria sido minimizada, vide Makmovik (1968).

O critério proposto por Vaughan é muito conservativo pois ele admite que as partículas de silte e areia do solo argiloso não são transportadas até a interface solo-filtro, ou seja, ele admite uma sedimentação do material durante o transporte. Consequentemente a partícula que garantirá a autofiltragem da argila é de d_{85} da curva floculada da argila obtida para $d \leq 0,006$ mm.

A experiência brasileira da utilização de areia natural em filtros de barragens tem mostrado que este material é eficiente para reter mesmo argila dispersiva, desde que esta possua uma fração siltosa, vide Bordeaux e co-autores (1975), e aterro de barragens que fissuraram, vide Vargas/Hsu (1970). O sucesso deste material é devido ao fato que ele é capaz de reter as frações de silte e areia do material-base, bem como os agregados de partículas destacadas das paredes da fissura, de modo que ocorre a autofiltragem.

Por outro lado a adição de finos a areias é questionável porque pode fornecer à mesma um caráter coesivo e consequentemente o filtro também pode ser fissurado.

Quanto a estabelecer um critério de filtro baseado na sua permeabilidade, não nos parece adequado pois lembra-se um poro maior equivale a centenas ou milhares de poros pequenos, o que permite concluir que areias com a mesma permeabilidade podem ter porosimetrias e, consequentemente, capacidades de filtragem diferentes.

III-6 CRITÉRIO DE SHERARD E CO-AUTORES (1984.a)

No Laboratório de Solos do U. S. Soil Conservative Service desenvolveu-se uma pesquisa experimental sobre filtros de proteção de solos argilosos e siltosos usualmente utilizados como elementos de vedação em barragens.

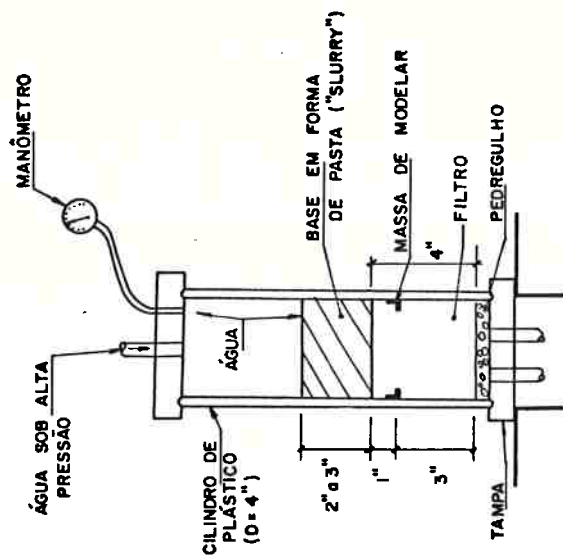
Destacou-se a função principal do filtro de impedir o carreamento de partículas ou agregado de partículas não só nas condições de percolação de água em um maciço contínuo e homogêneo, bem como na condição de existir uma descontinuidade que provoque um fluxo concentrado. Neste caso, conforme discutido no item 1.4.2 (ver Figura 1.6), pode ocorrer um fluxo com gradiente hidráulico muito elevado o qual poderá provocar um "piping", caso o filtro não seja capaz de impedir o carreamento das partículas do solo e controlar este fluxo. Tendo em vista o exposto, foram realizados ensaios que procuraram representar esta condição, conforme os seguintes esquemas.

a. Ensaios com Ranhura e Gradientes Hidráulicos Elevados

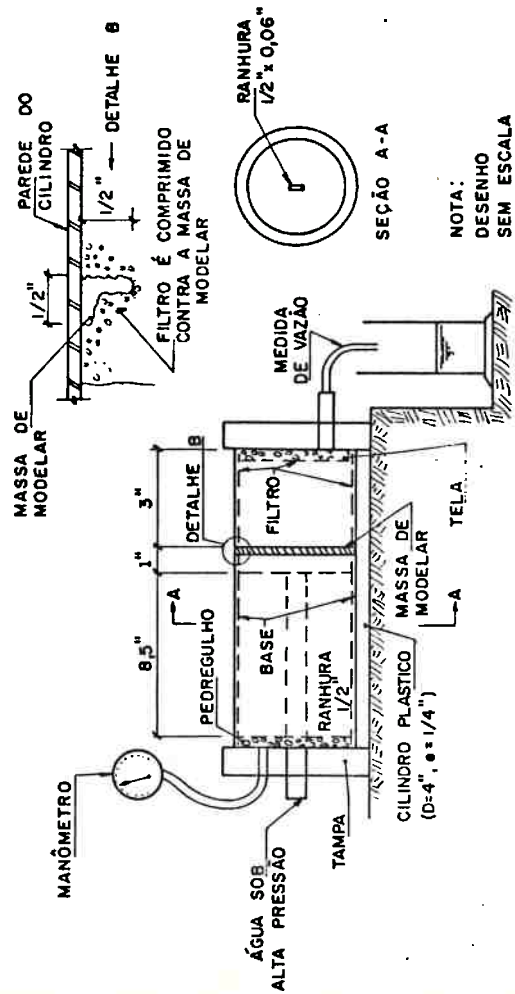
Os ensaios foram realizados conforme o esquema apresentado na Figura III-12.

O preparo da amostra era feito com o cilindro na posição vertical, através dos seguintes procedimentos:

1. As primeiras 3" de filtro eram colocadas em 3 camadas sucessivas e ligeiramente compactadas com um soquete. Em seguida, o material era saturado e compactado em uma mesa vibratória com uma sobrecarga de 10 kg.



b) ESQUEMA DE ENSAIO COM MATERIAL BASE EM FORMA DE PASTA



a) ESQUEMA DE ENSAIO COM RANHURA

FIGURA III 12 - ESQUEMA DOS ENSAIOS COM SOLOS ARGILOSOS FEITOS POR SHERARD E COAUTORES (1984)

2. Um anel de massa de modelar, igual às usadas por crianças, era colocado na parte interna da parede do cilindro.
3. Uma última camada de 1" de espessura era colocada e vibrada de modo a penetrar na massa de modelar. Deste modo, qualquer partícula que estivesse sendo transportada por um porocanal ao longo da parede do cilindro, teria de caminhar pelo menos 1/2" para o interior do filtro. Este procedimento visou evitar que os maiores vazios que se formam no contato amostra-parede interfiram no ensaio.
4. Uma régua de aço de 1/2" de largura e 0,05" de espessura era colocada no centro do filtro. O material-base era então compactado em 6 camadas iguais ao redor da régua, de modo a atingir um grau de compactação em torno de 95% da densidade máxima do ensaio de Proctor Normal, e com uma umidade próxima à umidade ótima. Finalmente, a régua era retirada formando uma ranhura.

Para iniciar o teste abria-se a válvula e a água com uma pressão de cerca de 4 kgf/cm^2 percolava pela ranhura. Imediatamente instalava-se uma vazão de água suja de 0,1 a 0,3 l/s, ou seja, a velocidade variava de 5 a 15 m/s.

Nos testes com filtros eficientes a vazão rapidamente decrescia e a água tornava-se progressivamente limpa. Após 2 ou 3 minutos a água estava limpa e a vazão era pequena e constante. O exame da amostra mostrava que a ranhura alargara-se um pouco e ficava total ou parcialmente preenchida com lama. A quantidade de solo carregado era pequena (10 a 20 g) e o filtro apresentava-se limpo, com um selo feito nos seus primeiros milímetros.

Nos testes com filtros ineficientes o fluxo com água suja continuava sem que houvesse redução no valor da vazão. O teste era encerrado após alguns minutos. A análise da amostra mostrava que havia um aumento da ranhura, formava-se um buraco de diâmetro igual a 10 - 15 mm, ou até maiores. A análise granulométrica do material carreado mostrava a mesma distribuição do material-base, ou seja, o solo havia sido completamente desagregado não existindo uma quantidade significativa de agregados de partículas.

Os autores citam que foram feitos ensaios preliminares utilizando uma pressão de $0,14 \text{ kgf/cm}^2$ ao invés de 4 kgf/cm^2 . Esta pressão não foi considerada adequada, porque na maioria dos ensaios ou ela não erodia a ranhura ou provocava o carreamento de agregados de partículas (torrões) que selavam o filtro. Como consequência desse comportamento, filtros com granulometria grossa eram considerados eficientes. Entretanto, esses mesmos filtros ensaiados com uma pressão alta, não eram eficientes. Tendo em vista esses resultados, julgou-se que o filtro crítico, ou seja, que está sujeito a receber fluxos de água concentrados, deve ser ensaiado submetido a gradientes hidráulicos elevados.

b. Ensaios com Material-Base em Forma de Pasta ("Slurry") e Gradientes Hidráulicos Elevados

Após os testes realizados com ranhuras ficou claro que os vazios do filtro não eram bloqueados por torrões (agregados) de argila com tamanho superior aos de grãos de areia fina ($d > 0,1 \text{ mm}$) e sim por partículas com dimensões dentro da granulometria do material-base. Decidiu-se então realizar ensaios com material-base na forma de pasta ("slurry") conforme o esquema apresentado na Figura III-12.

A preparação da amostra era feita conforme os seguintes passos.

1. O filtro era colocado no cilindro segundo o mesmo esquema do ensaio com ranhura.
2. O preparo da pasta era feito em um "becker" de 2 litros. Adicionava-se água até que umidade da pasta fosse cerca de 2,5 vezes o limite de liquidez. Então a pasta era misturada até que a sua viscosidade fosse próxima a de um óleo de carro.
3. A pasta era colocada sobre o filtro com espessura de 2" a 3" e o restante do volume do cilindro era preenchido com água.
4. A tampa do cilindro era colocada e a válvula de água era aberta de modo a se atingir uma pressão de cerca de 4kgf/cm².

Nos ensaios com filtros eficientes, a pasta recalrava alguns milímetros e depois permanecia estável. Um pequeno volume de água suja emergia no fundo (2 a 4 ml em 2 minutos) após o qual, o fluxo cessava e o ensaio permanecia em equilíbrio com a face do filtro selada. Nos testes com filtros não eficientes a pasta penetrava no filtro em 2 a 3 segundos e a face superior do filtro ficava limpa.

Na primeira etapa da pesquisa foram ensaiados 15 materiais-base siltosos e/ou argilosos. Foram feitos 57 ensaios com ranhura e 52 ensaios com pasta, usando geralmente a mesma combinação material-base/filtro. Os dois tipos de ensaio sempre forneceram resultados idênticos.

Uma vez que os resultados dos ensaios eram idênticos, o prosseguimento da pesquisa (quando foram ensaiados outros 21 materiais-base) foi feito utilizando apenas o ensaio com pasta, porque este ensaio era mais simples de executar.

Os 36 materiais-base incluem siltes finos com baixa coesão (ML e CL-ML), argilas (CL e CH) e algumas areias argilosas (SC). Nove desses solos eram argilas dispersivas, as quais não mostraram nenhum comportamento atípico durante os ensaios. Os valores de d_{85} variaram de 0,01 a 0,50 mm e a quantidade de argila de 6 a 56%.

As granulometrias dos filtros utilizados estão apresentados na Figura III-13.

Para cada material-base foi feita uma série de testes para definir o valor limite de D_{15} . Os filtros utilizados eram areias e misturas de areia com pedregulhos com grãos arredondados ou sub-arredondados. Foram ensaiados 25 filtros com D_{15} variando entre 0,3 a 9,5 mm.

As principais conclusões obtidas a partir dos resultados dos ensaios são as seguintes.

- a. Existe uma correlação geral entre d_{85} e D_{15} , mas há uma dispersão muito grande.
- b. Para todos os materiais-base ensaiados a relação D_{15}/d_{85} para filtros eficientes foi superior a 9 conforme previsto pela pesquisa dos mesmos autores apresentada no item 2.8. Para muitas argilas a relação D_{15}/d_{85} é próxima de 25 e em alguns casos é superior a 50 (ver Figura III-14).

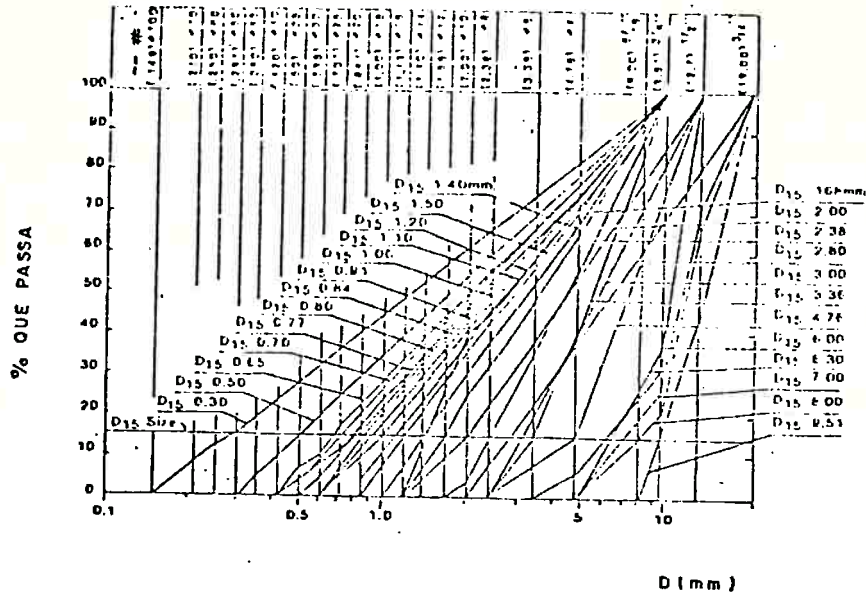


FIG. III - 13 - GRANULOMETRIA DOS FILTROS DE SOLOS ARGILOSOS ENSAIADOS POR SHERARD E COAUTORES (1984)

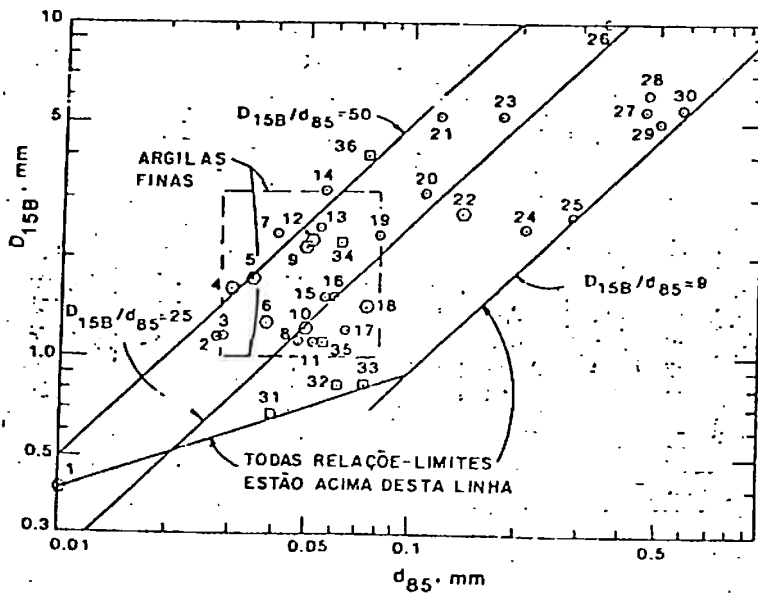


FIG. III - 14 - RESULTADOS DOS ENSAIOS COM FILTROS DE SOLOS ARGILOSOS CONFORME SHERARD E COAUTORES (1984)

- c. Além do d_{85} existe outra propriedade da argila que influenciou os resultados dos ensaios. Essa outra propriedade não é a plasticidade medida pelos limites de Atterberg.
- d. Não existe uma diferença muito grande entre os resultados de ensaios com água destilada e a água da rede de abastecimento (8 meq/l de sais dissolvidos). Observou-se que o D_{15} limite obtido com água destilada é cerca de 0,1 mm inferior ao obtido com água comum.
- e. O bloqueio das entradas do filtro é feito por partículas de silte e areia fina ($d = 0,050$ a $0,080$ mm) sendo insignificante o bloqueio dos poros do filtro por torrões ("clusters"). Tendo em vista este resultado os autores desse trabalho contestam a proposta de Vaughan (1978) de "filtros perfeitos", capazes de reter flocos de argila de diâmetro em torno de 10μ ($0,010$ mm). Os autores acreditam que em qualquer fluxo de água através do núcleo de uma barragem, mesmo que seja com baixa velocidade, partículas de siltes situadas próximas à interface núcleo-filtro serão arrastadas e selarão as entradas do filtro, e impedirão o carreamento do material do núcleo.

Com base nessas considerações, Sherard e co-autores fornecem os seguintes critérios de filtro, em função do tipo de solo a ser empregado.

- I - Argilas Arenosas ou Silte Arenosos. Para argilas e siltes com uma fração arenosa apreciável ($d_{85} = 0,1 - 0,5$ mm) o critério usual $D_{15}/d_{85} < 5$ é conservativo e deve ser adotado. A plasticidade do solo não afeta a granulometria do filtro.

- II - Argilas e Argilas Siltosas. Para argilas finas ($d_{85} = 0,03 - 0,10$ mm), areias e areias com pedregulhos que apresentem um D_{15} médio inferior a 0,5 mm são filtros adequados e conservativos. A plasticidade e a dispersibilidade da argila não afetam a granulometria do filtro.
- III - Síltos Finos com Baixa Coesão. Para síltos finos ($d_{85} = 0,03$ a $0,10$) e baixa plasticidade (situada abaixo da linha A na carta de plasticidade de Casagrande e com $LL < 30$), filtros constituídos de areia ou areia com pedregulhos, com um D_{15} médio inferior a 0,3 mm são conservativos.
- IV - Solos Excepcionalmente Finos. Argilas síltos com d_{85} inferior a 0,2 mm são raros e apenas um solo deste tipo foi ensaiado na pesquisa. Para esses solos recomenda-se ensaios específicos, embora um filtro com D_{15} médio menor ou igual a 0,02 mm, provavelmente é conservativo.
- V - Solos argilosos que não estão sujeitos a fluxos d'água concentrados. Neste caso os filtros necessários não são críticos. Um exemplo típico é o filtro de montante do núcleo de uma barragem tipo terra-enrocamento. Esses filtros não necessitam ser dimensionados por um critério numérico. Pedregulhos grossos ou material fino de demonstração de rochas, têm sido usados como filtros de montante de núcleos esbeltos, com comportamento satisfatório e proporcionando uma economia apreciável à obra.

III-7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Na maioria dos casos de fluxo d'água em maciços de solos argilosos, a mobilidade das partículas é praticamente nula, devido à ação de forças estabilizadoras resultantes dos fenômenos físico-químicos característicos desses tipos de solos e os baixos gradientes atuantes. Entretanto, a ocorrência de "piping" está associada à probabilidade da resistência do material ser mínima e/ou a força de arraste ser máxima, ou seja, a existência de comportamentos singulares. Assim sendo, os critérios de Davidenkoff, Zaslavsky-Kassif e Wolsky (analisados nos itens III-2 a III-4) que se baseiam na mobilização de uma força estabilizadora, devem ser considerados com restrições.

O critério de "filtro perfeito" de Vaughan foi desenvolvido para o caso em que as maiores partículas arrastadas do material-base, são flocos de argila ($d \approx 6 \mu$). Observa-se que esta hipótese é muito severa pois não considera a existência de partículas de silte e areia. Os ensaios realizados por Bordeaux e co-autores (1975) com argilas dispersivas e por Sherard e co-autores (1984.a) com diversos tipos de siltes e argilas, mostram que quando o filtro é eficiente ocorre o bloqueio das entradas do filtro por torrões de argila ou partículas de silte e/ou areia presentes na distribuição granulométrica do material-base, ou seja, ocorre o fenômeno de autofiltragem, que é desprezado por Vaughan.

Outra restrição do critério de Vaughan é que ele associa a permeabilidade do filtro à sua capacidade de filtração, o que não é conceitualmente correto, pois dois materiais com mesma permeabilidade podem ter porosimetrias diferentes.

O critério de Sherard e co-autores mostra que areias são filtros eficientes de solos argilosos compactados ,

confirmando a experiência brasileira neste campo (vide Vargas - Hsu, 1970). As grandes dispersões encontradas nas relações D_{15}/d_{85} ($9 < D_{15}/d_{85} \leq 57$) indicam a influência das forças estabilizadoras resultantes dos fenômenos físico-químicos. Os critérios indicados neste trabalho, refletem não só os resultados da pesquisa experimental desenvolvida, como também a vasta experiência profissional de Sherard na área de barragens. Esses critérios devem ser utilizados como orientativos para o projeto de filtros de solos coesivos.

Uma questão que ainda não está totalmente esclarecida no projeto de filtros de solos argilosos é qual a distribuição granulométrica que deve ser adotada para o solo argiloso. Os trabalhos de Vaughan (1978), Kenney (1983, 1984) e Sherard (1984.a) indicam que a curva granulométrica obtida no ensaio de granulometria sem uso de dispersante, so com agitação, parece ser mais representativa para este tipo de análise.

Observa-se ainda que o critério proposto no Capítulo 6, onde se faz o confronto da granulometria do material-base com a porosimetria do filtro, é genérico e não faz qualquer hipótese quanto ao tipo e forma das partículas do material-base. Portanto, ele pode ser aplicado desde que na interpretação dos resultados, esses aspectos sejam analisados.

ANEXO IV
RESULTADOS TÍPICOS DO ESTUDO
DE POROSIMETRIA

Neste Anexo serão apresentados resultados típicos dos ensaios realizados para o estudo da porosimetria das transições da Barragem Pedra do Cavalo, que são os seguintes:

a) Ensaio de Absorção

Material	Absorção (%)	Densidade dos Grãos (gf/cm ³)
Pedrisco	1,77	2,65
Brita 1	0,40	2,70
Transição Fina	0,92	2,71

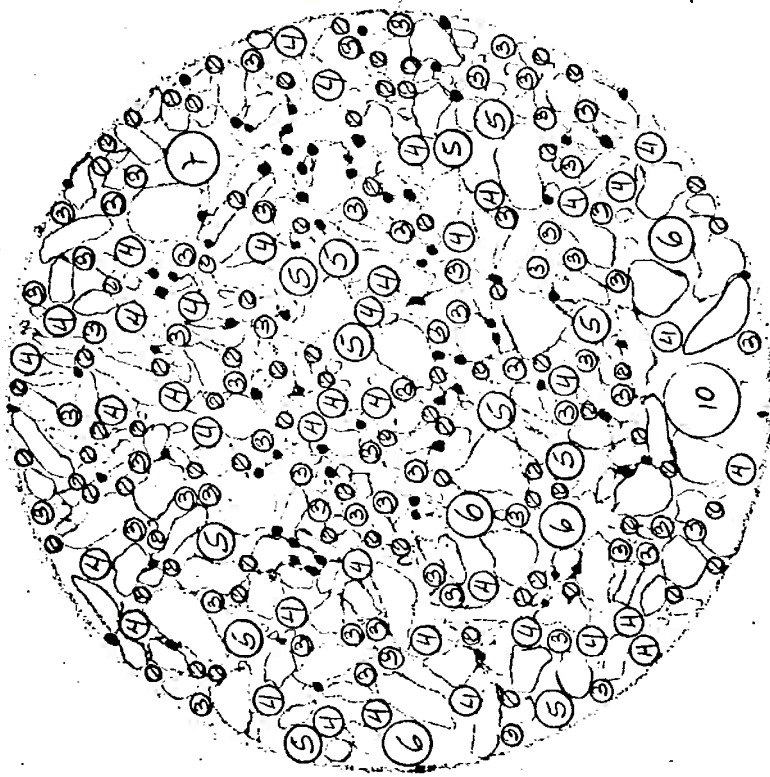
b) Valores Médios da Densidade de Moldagem e Porosidade (densidade dos grãos adotada: 2,70 gf/cm³)

Material	Estado Fofo		Estado Compacto	
	Densidade (gf/cm ³)	Porosidade	Densidade (gf/cm ³)	Porosidade
Pedrisco	1,335	0,498	1,556	0,424
Brita 1	1,355	0,498	1,549	0,426
Transição Fina	1,350	0,500	1,585	0,413
Transição A	1,563	0,421	1,769	0,345
Brita 2	1,326	0,509	1,522	0,436

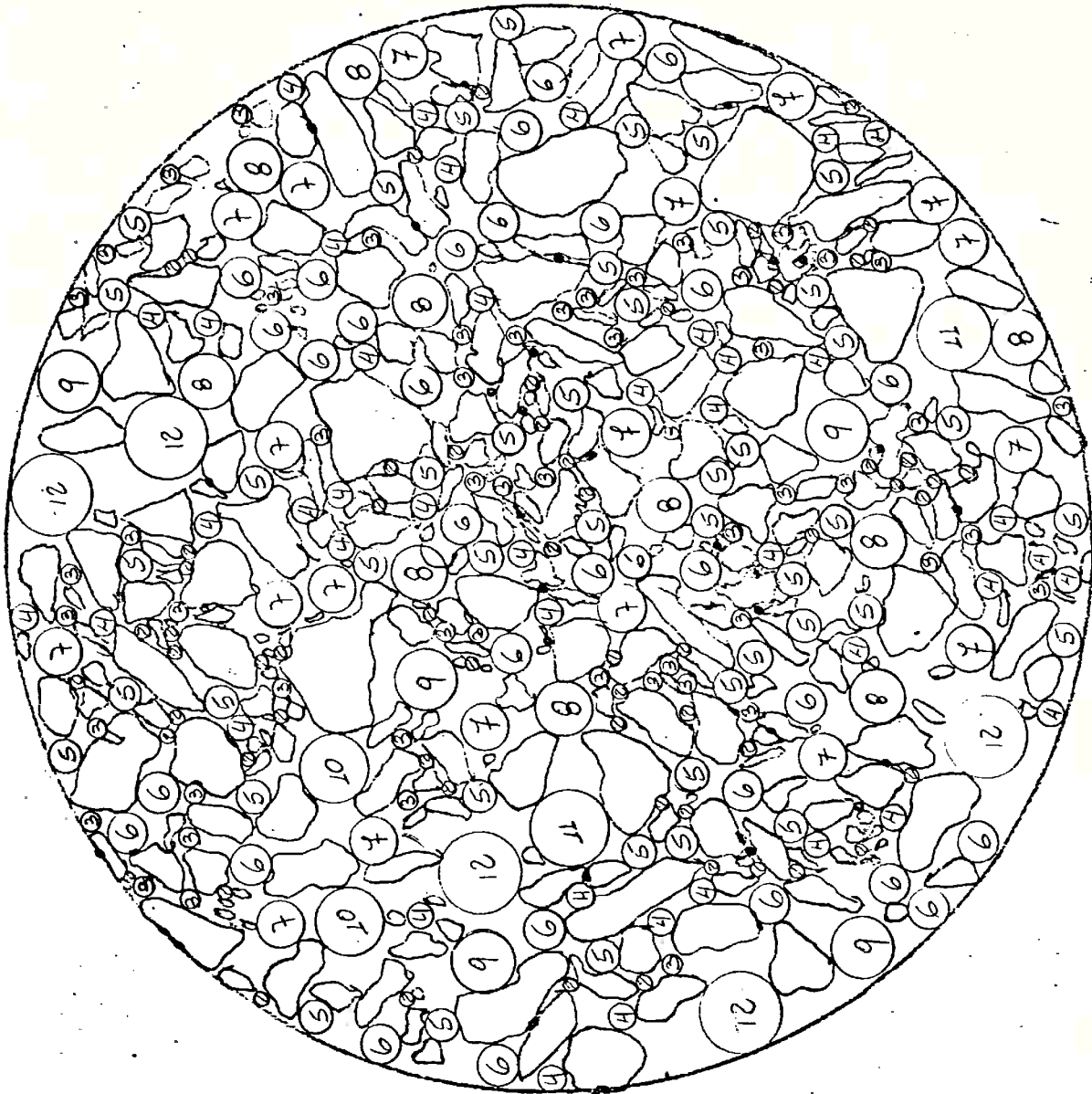
c) Ensaio de Porosimetria

A seguir serão apresentados resultados dos seguintes ensaios de porosimetria:

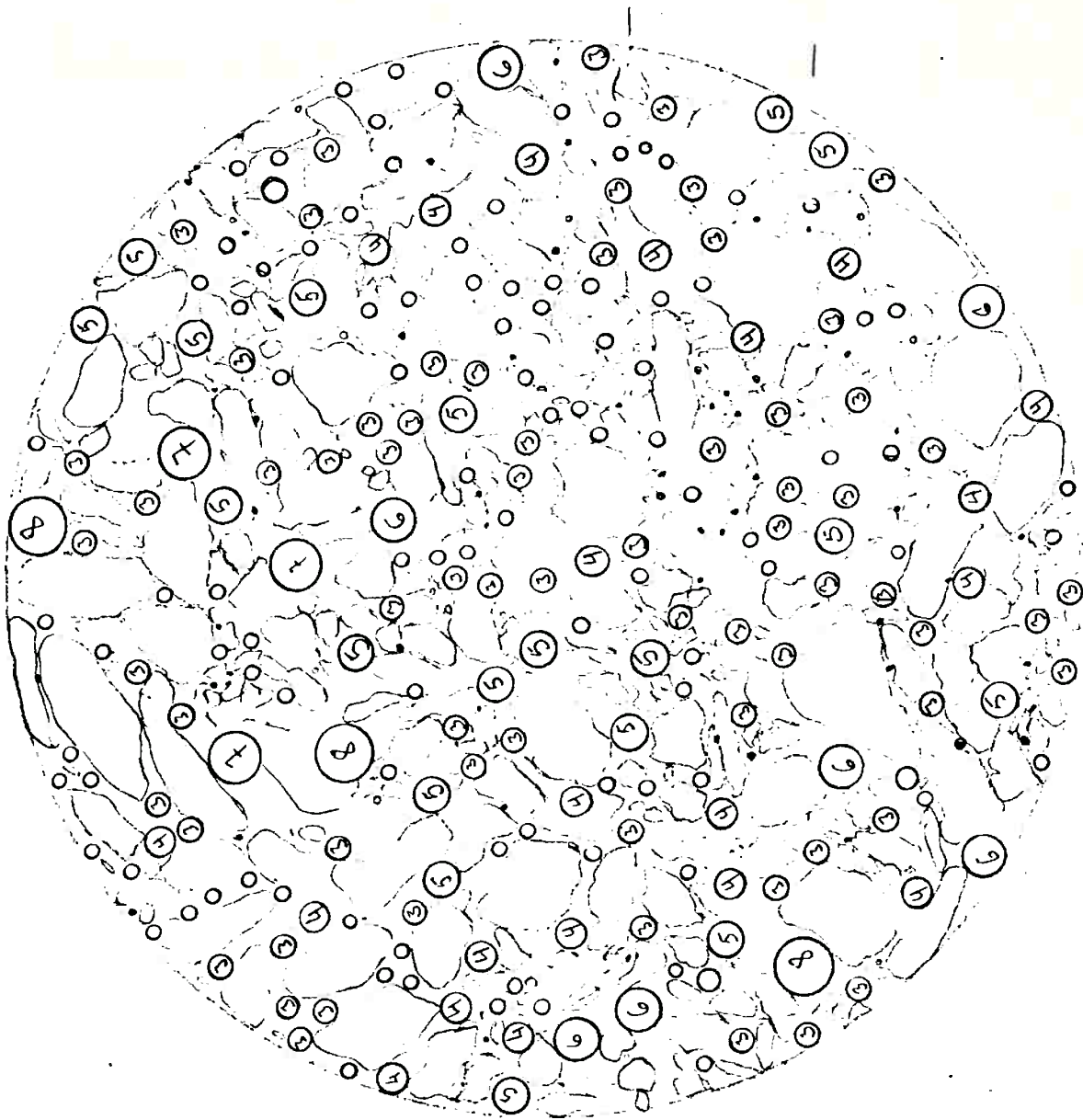
- . Pedrisco (estado fofo)
- . Transição Fina (estado fofo)
- . Transição Fina (estado compacto)
- . Transição A (estado compacto, 2 cortes)
- . Transição A (estado fofo, 2 cortes)
- . Brita 2 (estado compacto)



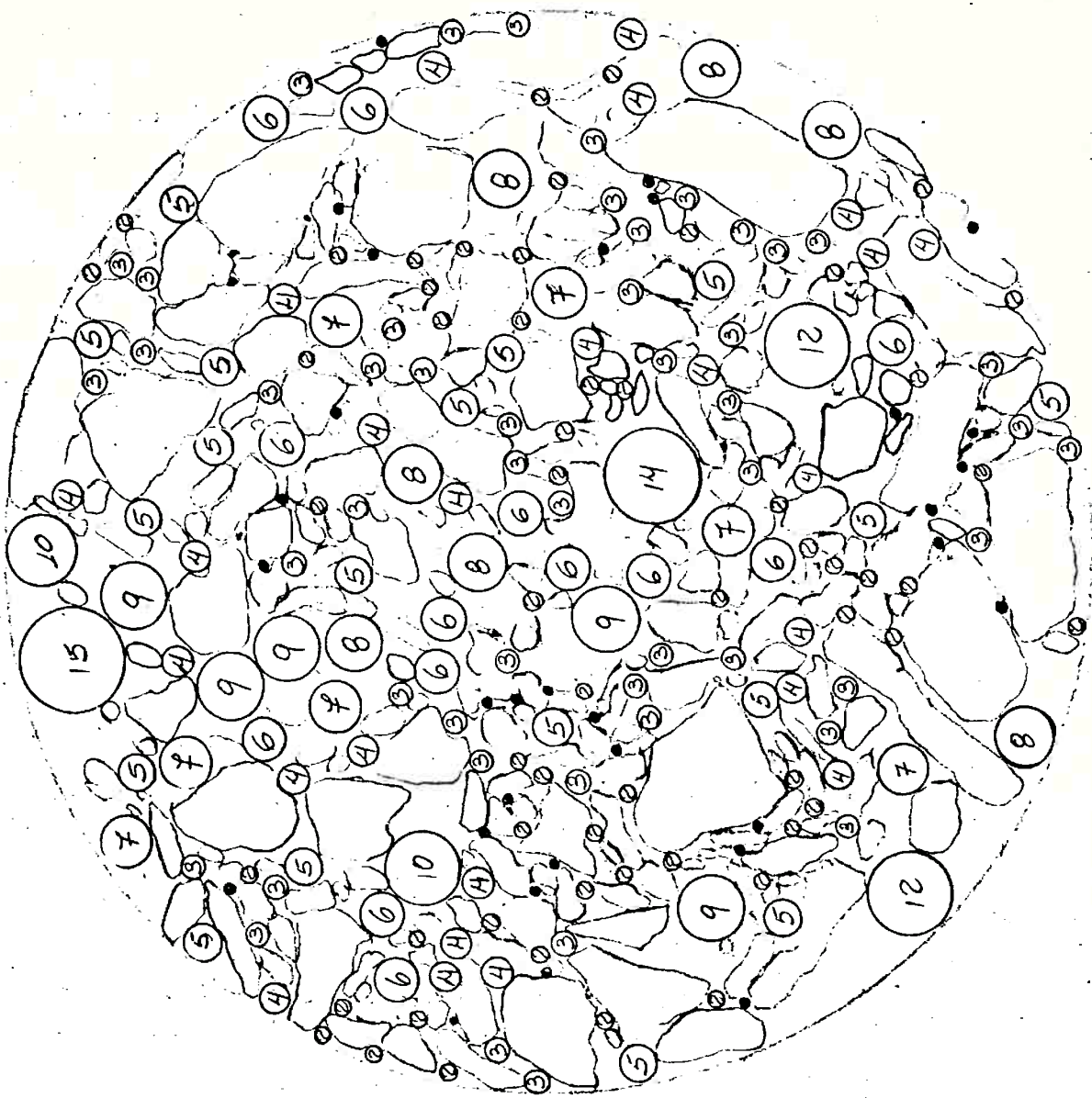
PEDRISCO CP3 - F2B - FOFO



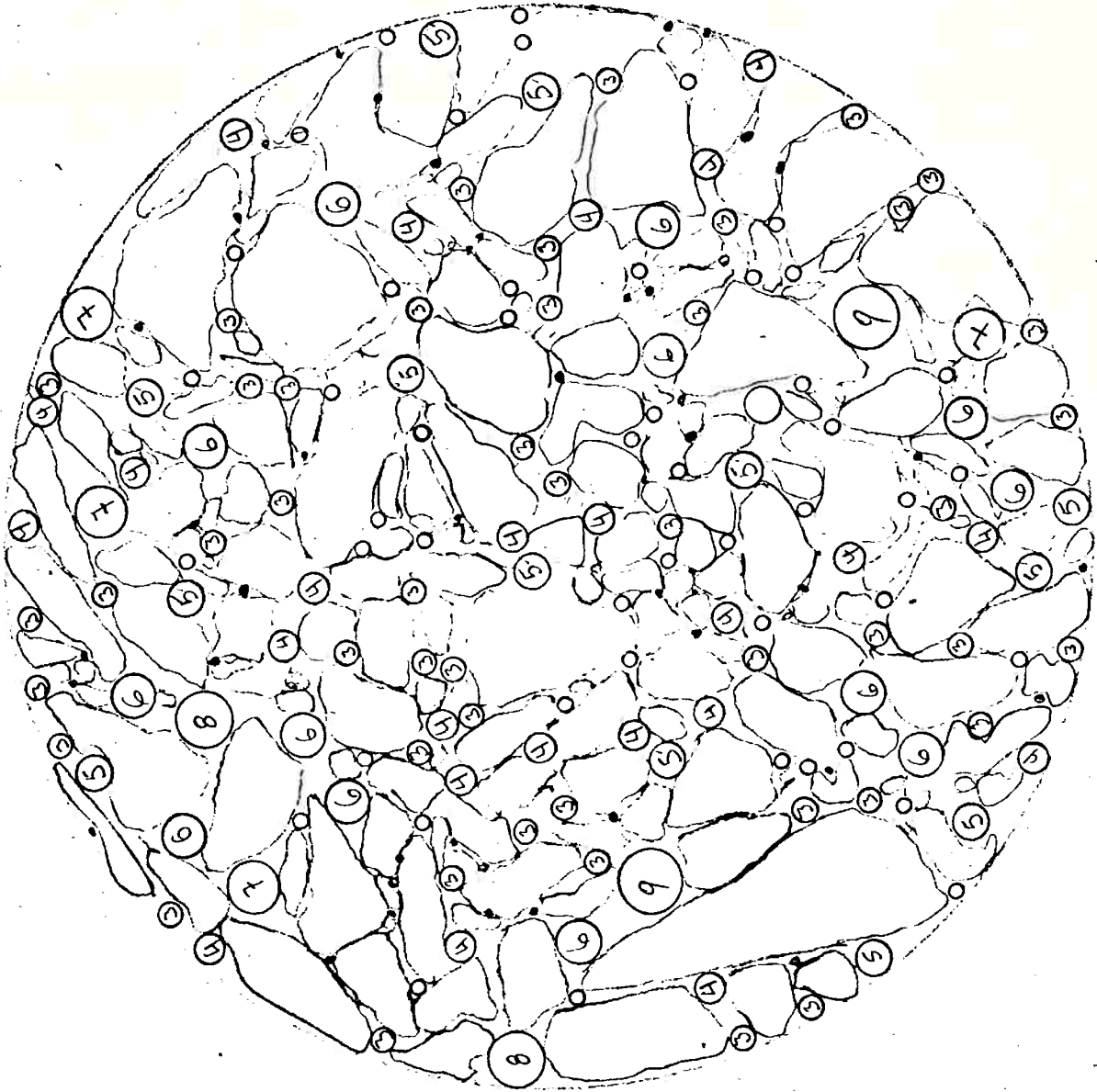
TRANSIÇÃO FINA - CP9-F3T-FOFO



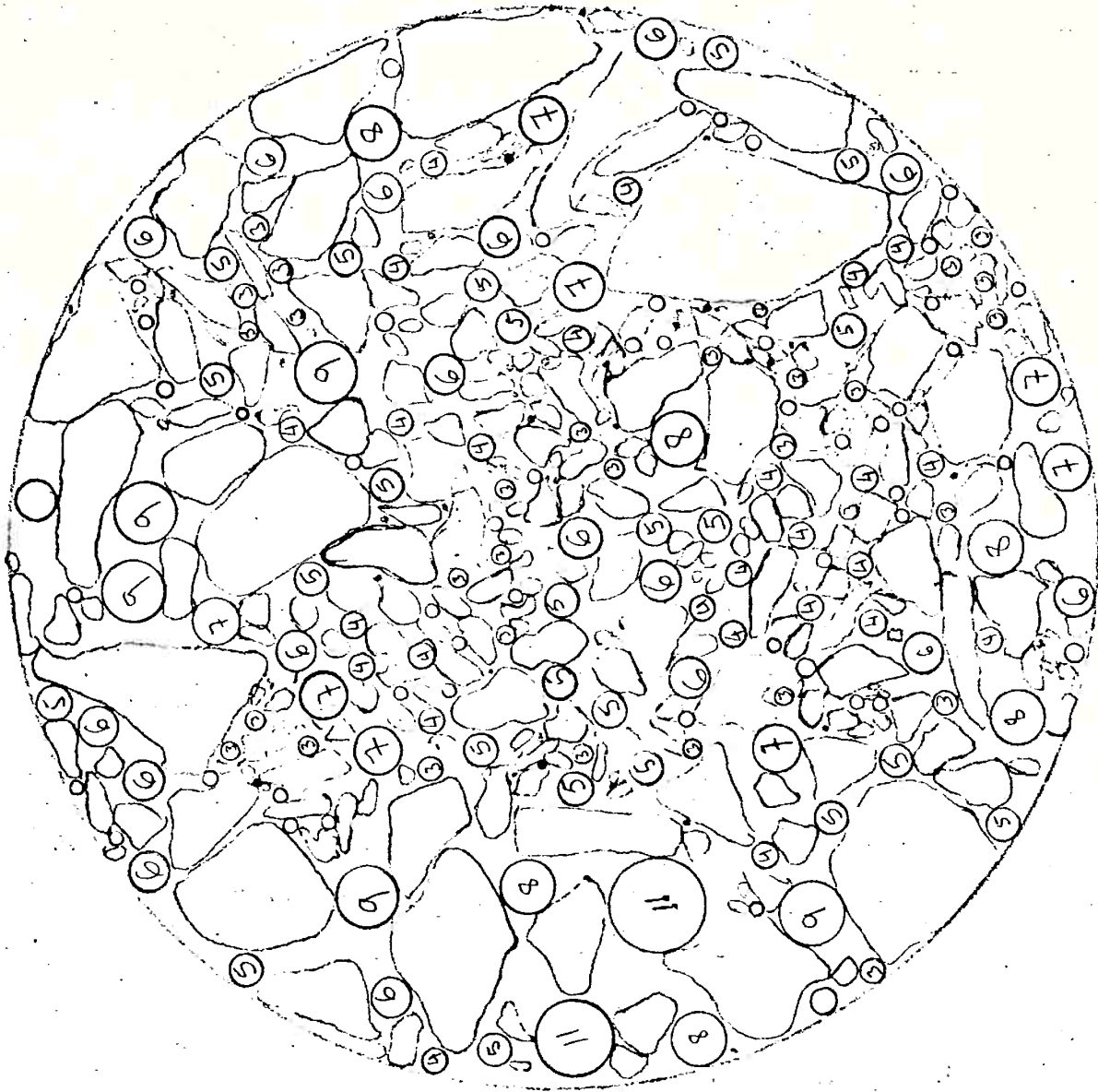
TRANSIÇÃO FINA - CP12 - FBT - COMPACTO



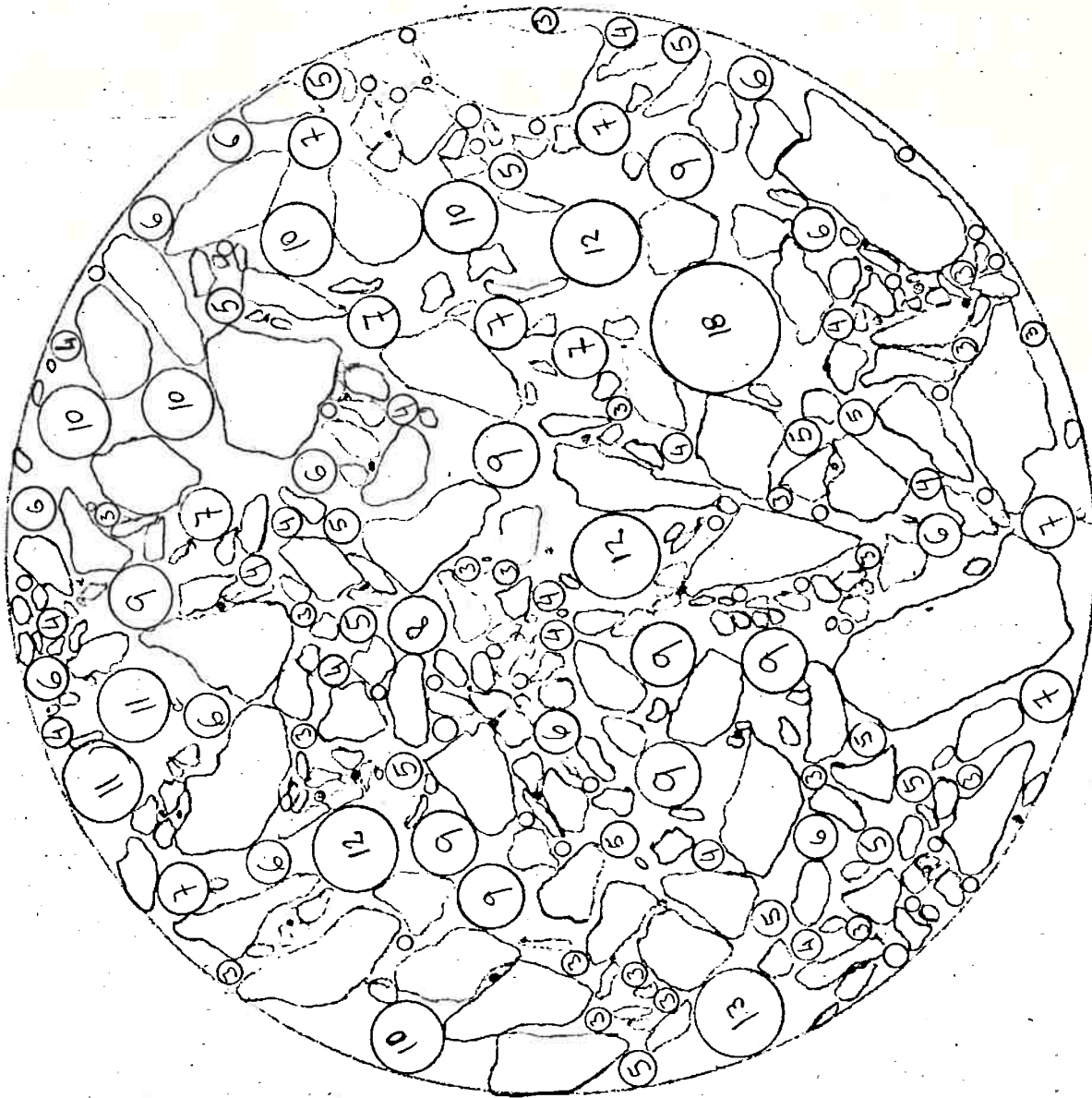
TRANSIÇÃO A - CP 16 - F3T - COMPACTO



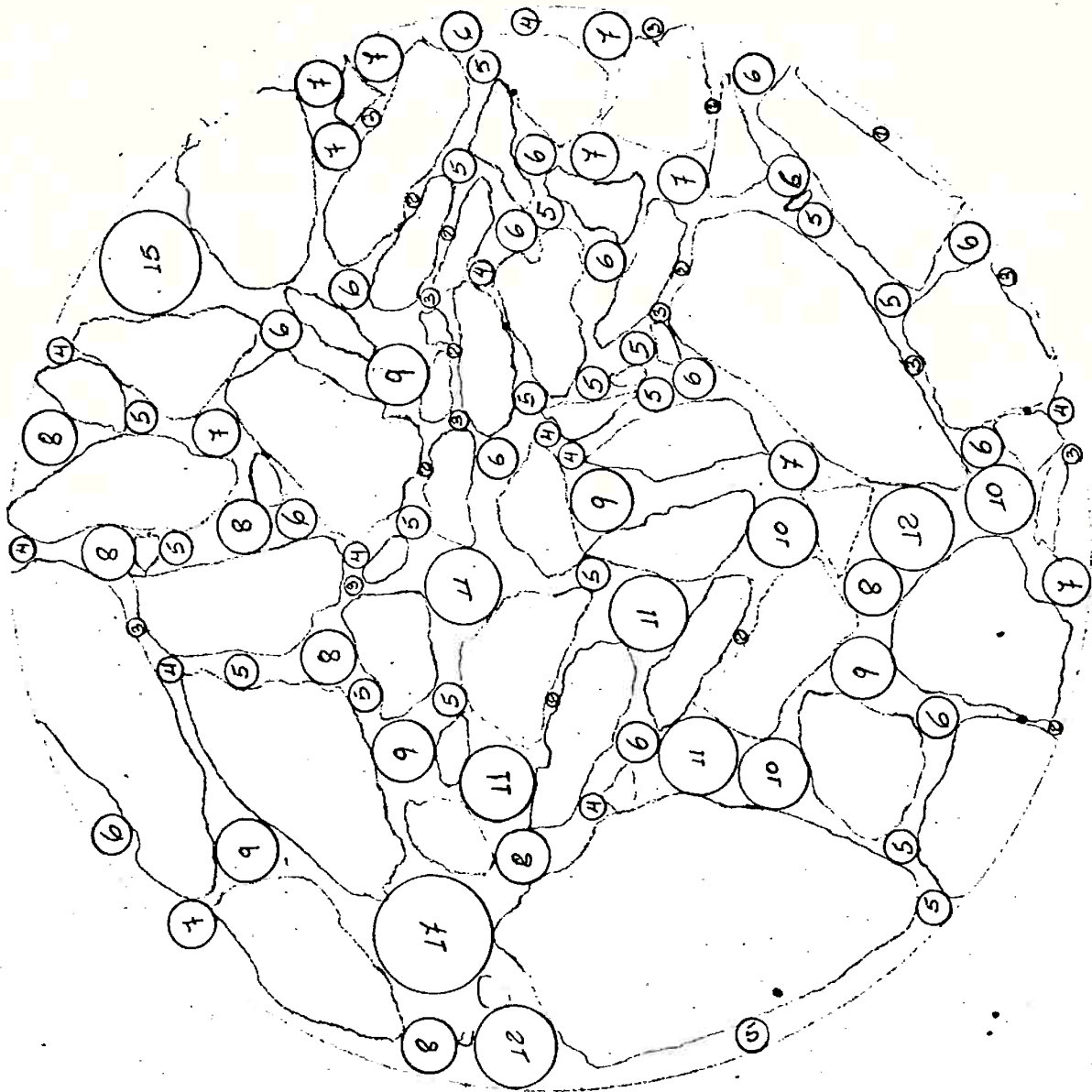
TRANSIÇÃO A CP 16 - F3B - COMPACTO



TRANSIÇÃO A CP 13 - F2T - FOFO.



TRANSIÇÃO A-CP13-F4T-FOFO



BRITA 2 - CP 28 - FRT - COMPACTO

BIBLIOGRAFIA CITADA

- ARULANANDAM, K. & PERRY, E.B. (1983) - Erosion in relation to filter design criteria in earth dams. JGE-ASCE, 109(5): 682-698
- BERTRAM, G.E. (1940) - An experimental investigation of protective filters. Publ. nº 267, Harvard Series, 21p
- BORDEAUX, G. et al (1975) - Technological and design studies of filters for Sobradinho earth dam concerning the dispersive characteristics of the clayed soils. Pan Amer CSFE, Buenos Aires, 2:85-98
- CEDERGREN, H.R. (1967) - Seepage, drainage and flow nets. New York, John Wiley and Sons. 489p
- CRUZ, P.T. (1979) - Contribuição ao estudo do fluxo de água em meios contínuos e descontínuos. Publicação IPT (DMGA), 3 volumes
- DAVIDENKOFF, R. (1955) - De la composition des filtres dans barragens en terre. 5th ICOLD Congress, Paris, 1: 385-390
- DAUGHERTY, R.L. & FRANZINI, J.B. (1965) - Fluid mechanics with engineering applications. 6^a Ed., Tokio -McGraw-Hill - Kogakusha, 574p
- FOLQUE, J. (1977) - Erosão interna em solos coesivos. Filtros de Proteção. Geotecnia, 20: 35-50, junho - julho
- GOODMAN, R.E. & PANCHANATAM, N.S. (1980) - Permeability and piping in fractured rocks. JGE-ASCE, 106(GT5): 485-498

- INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS (1974) - Lessons from dams incidents. 1069p
- KARPOFF, G.P. (1955) - The use of laboratory tests to develop design criteria for protective filters. Proc. ASTM. 55:1183-1198
- KASSIF, G. et al (1965) - Analysis of filter requirements for compacted clays. 6th ICSMEF, Montreal, 2:495-500
- KENNEY, C. (1983) - Discussion on design of filters for clay cores of dams. JGE-ASCE, 109(9): 1191-1193
- _____ (1984) - Discussion on erosion in relation to filter design criteria in earth dams. JGE-ASCE, 109(7): 999-1000
- KEZDY, A. (1979) - Soil physics - selected topics. Amsterdam Elsevier Scientific Publ. Co, 160p
- KOLBUSZEWSKY, J. & FREDERICK, M.R. (1963) - The significance of particle shape and size on the mechanical behaviour of granular materials. Proc. European CSMFE, Wiesbaden 1: 253-263
- LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V. (1969) - Soil mechanics. New York, John Wiley & Sons, 553p
- MAKSIMOVIK, M. (1973) - Optimum position of the central clay core of a rockfill dam in respect to arching and hydraulic fracture. 11th ICOLD Congress, Madrid. 3: 789-800
- MARSAL, R.J. (1963) - Contact forces in soils and rockfill materials. 2th Pan Amer CSMFE, São Paulo. 2:67
- MELLO, V.F.B.de (1975) - Some lessons from unsuspected, real, and fictitious problems in earth dam engineering in Brazil. 6th African CSMFE, Durban, 2: 285-302

- MELLO, V.F.B.de (1977) - 17th Rankine Lecture: Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams. Geotechnique, 27(3): 279-355
- NEDRIGA, V.P. & MALESHEV, M.P. (1974) - Method to estimate percolation through fissured core in high earthrockfill dam. Hydrotechnical Construction: 1143-1147p, December
- NOGUEIRA, J.B. et al (1975) - On void distribution of granular materials. V Pan Amer CSMFE - Buenos Aires, 3:160-167
- NOGUEIRA, J.B. (1981) - Uma apreciação prática do carreamento e sua aplicação a filtros de proteção. XIV SMGB, Recife, 2: 313-330
- PETER, P. (1970) - Computation of the degree of filtration stability. 10th ICOLD Congress, Montreal, 2: 191-196
- PRANDINI, F. et al (1974) - Study of urban boçoroca: possibilities of control. Proc. of 2nd IAGE Congress, São Paulo, 2:37.1-37.7
- SCOBBER, W. (1970) - The interior stress distribution of the Gepatsch rockfill dam. 10th ICOLD Congress, Montreal. 1 : 169-187
- SHERARD, J.L. (1979) - Sinkholes in dams of coarses broadly graded soils. 13th ICOLD Congress, New Delhi, 2: 25-35
- SHERARD, J.L. et al (1984) - Basic properties of sand and gravels filters . JGE-ASCE. 110(6): 684-700
- _____ (1984.a) - Filters for silts and clays. JGE-ASCE. 110(6): 701-718

SILVEIRA, A. (1964) - Algumas considerações sobre filtros de proteção (uma análise de carreamento) - Tese de Doutorado, EESC-USP

_____ (1965) - Novas considerações sobre filtros de proteção. Jornal dos Solos. 3(1): 1-20

_____ (1966) - Considerações sobre a distribuição dos vazios em solos granulares. III COBRAMSEF, Belo Horizonte. 1: 47-61

_____ (1978) - Discussão do Tema 1: Comportamento de maciços de terra e/ou enrocamento. VI COBRASMEF, Rio de Janeiro, IV: 126-219

_____ (1983) - A note on critical hydraulic gradient. Solos e Rochas. 6(2): 43-47

TERZAGHI, K. (1943) - Theoretical soil mechanics. New York. John Wiley and Sons, 510p

THANIKACHALAM, V. & SAKTHIVADIVEL, R. (1974) - Grain size criteria for protective filters, and enquien. Soils and Foundations. 14(14): 13-24

U.S. DEPARTMENT OF INTERIOR AND STATE OF IDAHO TETON DAM INDEPENDENT PANEL (1976) - Failure of Teton dam.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1941) - Investigation of filters requirements for underdrains wes. Techn. Memo nº 183-1, 35p

VARGAS, M. & HSU, S.J.C. (1970) - The use of vertical core drains in brazilian earth dams. 10th ICOLD Congress, Montreal. 1: 599-608

- VAUGHAN, P.R. et al (1970) - Cracking and erosion of the rolled clay core of Balderhead dam and remedial works adapted for its repair. 10th ICOLD Congress, Montreal. 1: 73-93
- VAUGHAN, P.R. (1978) - Design of filters for the protection of cracked dam cores against internal erosion. Preprint of Paper Presented at ASCE Annual Convention, Chicago, 22p.
- VAUGHAN, P.R. & SOARES, H.F. (1982) - Design of filters for clay cores of dams. JGE-ASCE. 108(GT1): 17-31
- WINDISCH, S.L. & SOULIE, M. (1970) - Technique for study of granular materials. JGE-ASCE. 96(SM4): 1113-1120
- WITTMANN, L. (1979) - The process of soil - filtration - its physics and the approach in engineering practice. 7th European CSMFE, Brighton, 1: 303-310
- WOLSKY, W. et al (1970) - Protection against piping of dam cores made of flysh origin cohesive soils. 10th ICOLD Congress, Montreal. 1: 575-585
- ZASLAVSKY, D. & KASSIF, G. (1965) - Theoretical formulation of piping mechanism in cohesive soils. Geotechnique, 15: 305-316
- ZWECK, H. & DAVIDENKOFF, R. (1957) - Étude expérimentale des filters de granulométrie uniforme. IV ICSMFE, London, 2: 410-413

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

- BAHIA - COMPANHIA DE DESENVOLVIMENTO DO VALE DO RIO PARAGUAÇU (1983) - Barragens e Diques - Barragem Principal - Memória de Cálculo das Transições da 1ª Etapa de Construção. 7p
- BAHIA - COMPANHIA DE DESENVOLVIMENTO DO VALE DO RIO PARAGUAÇU (1984) - Barragens e Diques - Barragem Principal - Memória de Cálculo dos Filtros (2ª e 3ª Etapas de Construção). 24 p
- BAHIA - COMPANHIA DE DESENVOLVIMENTO DO VALE DO RIO PARAGUAÇU (1984) - Barragens e Diques - Geral - Memória de Cálculo da Porosimetria dos Filtros e Transições. 62p
- HIRSCHFELD, R.C. & POULOS, S.J. (1973) - Embankment dam engineering. Casagrande Volume. New York. John Wiley & Sons, 454p
- HSU, S.J.C. (1974) - Aspectos de erosão interna em solos coesivos. VI COBRAMSEF, Rio de Janeiro. 2: 101-122
- _____ (1981) - Aspects of piping resistance to seepage in clayed soils. 10th ICSMFE, Stockolm, 1: 421-428
- HUMES, C. (1980) - Critérios de projeto de filtros de proteção. Seminário apresentado à EPUSP, 101p
- LANE, E.W. (1935) - Security from underseepage. Masonry dams on earth foundations. Trans. ASCE, 1235-1272
- KEZDY, A. (1974) - Handbook of soil mechanics. Soil Physics. Amsterdam, Elsevier Scientific Company. 1: 294p

- POSEY, C.J. (1980) - How about reverse filters ?. Civil Engineering - ASCE. 78-79, April
- SHERARD, J.L. et al (1972) - Piping in earth dams of dispersive clay. Performance of earth and earth supported structures, 1: 589-626
- SILVA, F.P. (1973) - Considerações sobre filtros de proteção. Publicação IPT, nº 990, 10p
- SILVEIRA, A. (1965) - An analysis of the problem of washing through in protective filters. 6th ICSMFE, Montreal, 2 : 551-562
- TERZAGHI, K. & PECK, R.B. (1967) - Soil mechanics in engineering practice, 2nd Edition, New York, John Wiley and Sons, 729p
- ZYL, D.V. & HARR M.E. (1981) - Seepage erosion analysis of structures. 10th ICOLD Congress, Stockholm . 1:503-509