



Publicação IPR - 724

MANUAL DE DRENAGEM DE RODOVIAS

2006

**MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES
DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES
DIRETORIA DE PLANEJAMENTO E PESQUISA
COORDENAÇÃO-GERAL DE ESTUDOS E PESQUISA
INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS**

MANUAL DE DRENAGEM DE RODOVIAS

2ª EDIÇÃO

Engesur Consultoria e Estudos Técnicos Ltda

EQUIPE TÉCNICA:

Eng° Albino Pereira Martins
(Responsável Técnico)
Eng° Francisco José Robalinho de Barros
(Responsável Técnico)
Eng° José Luis Mattos de Britto Pereira
(Coordenador)
Eng° Zomar Antonio Trinta
(Supervisor)

Eng° Roberto Young
(Consultor)
Téc° Felipe de Oliveira Martins
(Tecnólogo em Informática)
Téc° Alexandre Martins Ramos
(Técnico em Informática)
Técª Célio de Lima Moraes Rosa
(Técnica em Informática)

COMISSÃO DE SUPERVISÃO:

Eng° Gabriel de Lucena Stuckert
(DNIT / DPP / IPR)
Eng° Mirandir Dias da Silva
(DNIT / DPP / IPR)

Eng° José Carlos Martins Barbosa
(DNIT / DPP / IPR)
Eng° Elias Salomão Nigri
(DNIT / DPP / IPR)

COLABORADORES TÉCNICOS

Eng° Osvaldo Rezende Mendes
(Centro de Excelência em Engenharia de Transportes –
CENTRAN)
Eng° Francisco José d'Almeida Diogo
(Centro de Excelência em Engenharia de Transportes –
CENTRAN)
Engª Maria das Graças Silveira Farias
(Centro de Excelência em Engenharia de Transportes –
CENTRAN)
Engª Rosane Roque Jacobson
(Centro de Excelência em Engenharia de Transportes –
CENTRAN)

Eng° Osvaldo Barbosa
(KANAFLEX / AMITECH – RJ)
Eng° MSc Fernando Wickert
(Coordenador Técnico Geotêxtil da Fiberweb Bidim)
Eng° Eider Gomes de Azevedo Rocha
(Consultor da Coordenação de Projetos / DPP / DNIT)
Engª Carla Borges de Araújo
(Consultora da Coordenação de Projetos / DPP / DNIT)
Eng° Antônio Máximo da Silva Filho
(Superintendência Regional – MA {ex 15ª UNIT/DNIT})

PRIMEIRA EDIÇÃO – Rio de Janeiro, 1990

MT – DNER – INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVÍARIAS

EQUIPE TÉCNICA:

Eng° Paulo Romeu de Assunção Gontijo
Eng° Saul Birman
Eng° Julio César de Miranda
Eng° Genésio Almeida da Silva
Eng° Ronaldo Simões Lopes Azambuja
Eng° Pedro José Martorel Martorel
Eng° Haroldo Stewart Dantas
Eng° Renato Cavalcante Chaves

Eng° Nelson Luiz de Souza Pinto
Eng° Willy Alvarenga Lacerda
Eng° Rui Vieira da Silva
Eng° Antonio Roberto Martins Barbosa de Oliveira
Eng° João Maggioli Dantas
Eng° Guioberto Vieira de Rezende
Eng° Humberto de Souza Gomes

COLABORAÇÃO:

GEPEL – Consultoria de Engenharia

Brasil. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de
Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa.
Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa.
Instituto de Pesquisas Rodoviárias.
Manual de drenagem de Rodovias. - 2. ed. - Rio de Janeiro,
2006.
333p. (IPR. Publ., 724).

1. Rodovias – Drenagem – Manuais. I. Série. II. Título.

Impresso no Brasil / Printed in Brazil

**MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES
DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES
DIRETORIA DE PLANEJAMENTO E PESQUISA
COORDENAÇÃO GERAL DE ESTUDOS E PESQUISA
INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS**

Publicação IPR 724

MANUAL DE DRENAGEM DE RODOVIAS

2ª Edição

Rio de Janeiro
2006

MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES
DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES
DIRETORIA DE PLANEJAMENTO E PESQUISA
INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS

Rodovia Presidente Dutra, Km 163 – Vigário Geral
Cep.: 21240-000 – Rio de Janeiro – RJ
Tel/Fax.: (21) 3371-5888
e-mail.: ipr@dnit.gov.br

TÍTULO: MANUAL DE DRENAGEM DE RODOVIAS

Primeira Edição: 1990

Revisão: DNIT / Engesur

Contrato: DNIT / Engesur PG – 157/2001-00

Aprovado pela Diretoria Colegiada do DNIT em 15/08/2006.

APRESENTAÇÃO

O Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), do Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes (DNIT), dando prosseguimento ao Programa de Revisão e Atualização de Normas e Manuais Técnicos, vem oferecer à comunidade rodoviária brasileira o seu *Manual de Drenagem de Rodovias*, fruto da revisão e atualização da 1ª Edição do Manual, datado de 1990.

A presente edição, atualiza e complementa o nível de informação do Manual original, procurando dar maiores e melhores subsídios técnicos aos profissionais que, por ventura, vierem a consultá-lo, a fim de possibilitar o desenvolvimento dos projetos de drenagem para rodovias com eficiência e modernidade.

Neste *Manual de Drenagem de Rodovias* são apresentados os critérios usualmente adotados pelos projetistas de drenagem rodoviária, buscando-se a simplificação de procedimentos e a facilidade de sua aplicação.

Solicitamos a todos os usuários deste Manual que colaborem na permanente atualização e aperfeiçoamento do texto, enviando sugestões, comentários e críticas ao endereço abaixo.

Engº Chequer Jabour Chequer
Coordenador do Instituto de Pesquisas Rodoviárias

Endereço para correspondência:

Instituto de Pesquisas Rodoviárias
A/C Divisão de Capacitação Tecnológica
Rodovia Presidente Dutra, Km 163,
Centro Rodoviário, Vigário Geral, Rio de Janeiro
CEP - 21240-000, RJ

Tel/Fax.: (21) 3371-5888

E-mail: ipr@dnit.gov.br

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

LISTA DE FIGURAS

Figura 1	Linha de energia específica	34
Figura 2	Largura da superfície livre do fluxo.....	34
Figura 3	Variação de energia.....	35
Figura 4	Relação entre energia e profundidade críticas	36
Figura 5	Ângulo θ	38
Figura 6	Grandezas hidráulicas dos bueiros celulares	39
Figura 7	Curva $K_q = g(d)$	78
Figura 8	Curva $K_v = f(d)$	79
Figura 9	Propriedades hidráulicas de estruturas lentículares e elípticas	80
Figura 10	Esquema de escoamento por orifício	85
Figura 11	Controle de saída	94
Figura 12	Cotas hidráulicas no levantamento do H_w	96
Figura 13	Profundidade da carga hidráulica a montante para bueiros em célula de concreto com controle de entrada	101
Figura 14	Profundidade da carga hidráulica a montante para bueiros de tubo de cimento e controle de entrada	102
Figura 15	Profundidade da carga hidráulica a montante para bueiros de tubulação oval de concreto, com eixo longo horizontal e controle de entrada.....	103
Figura 16	Profundidade da carga hidráulica a montante para bueiros de tubulação oval de concreto com eixo longo vertical e controle de entrada.....	104
Figura 17	Profundidade da carga hidráulica a montante para bueiros com tubo de chapa metálica corrugada, com controle de entrada.....	105
Figura 18	Profundidade da carga hidráulica a montante para bueiros com arco em abóboda de chapa metálica corrugada com controle de entrada	106
Figura 19	Profundidade da carga hidráulica para bueiros circulares com controle de entrada em anel biselado	107
Figura 20	Interpolação de curva de coeficiente K_e	109
Figura 21	Carga para bueiros em célula de cimento, à seção plena com controle de saída $n = 0,012$	111
Figura 22	Carga para bueiros em tubulação de concreto, à seção plena com controle de saída $n = 0,012$	112
Figura 23	Carga para bueiros em tubulação oval de concreto, com eixo longo vertical ou horizontal, à seção plena com controle de saída $n = 0,012$	113

Figura 24	Carga para bueiros circulares em chapa metálica corrugada, à seção plena $n = 0,024$	114
Figura 25	Carga para bueiros em chapa metálica corrugada, à seção plena $n = 0,024$	115
Figura 26	Carga para bueiros circulares em chapa metálica corrugada, à seção plena $n = 0,024$	116
Figura 27	Carga para bueiros lenticulares em chapa metálica corrugada, à seção plena $n = 0,024$	117
Figura 28	Profundidade crítica seção retangular	118
Figura 29	Profundidade crítica para bueiros circulares metálicos corrugados.....	119
Figura 30	Profundidade crítica tubulação oval de concreto de eixo longo horizontal	120
Figura 31	Profundidade crítica tubulação oval de concreto de eixo longo vertical.....	121
Figura 32	Profundidade crítica para bueiro lenticular em aço corrugado.....	122
Figura 33	Curvas do comportamento hidráulico para bueiros circulares de chapa corrugada para processo não destrutivo com 1,2m de diâmetro e boca de montante saliente	124
Figura 34	Seção transversal de um rio	132
Figura 35	Gráficos de $h = f(AR^{2/3})$ e $h = g(v)$	133
Figura 36	Termos da equação de Bernoulli	137
Figura 37	Comprimento elementar	138
Figura 38	Perfis do fundo e linha d'água	140
Figura 39	Curva $dx/dy = f(y)$	140
Figura 40	Acréscimo de cota devida ao remanso.....	142
Figura 41	Perfil hidráulico teórico	144
Figura 42	Sobrelevação devida à obstrução de pilares	145
Figura 43	Vista em planta dos obstáculos	146
Figura 44	Vista em perfil d'água e obstáculos	146
Figura 45	Coeficientes da fórmula de Rehbock.....	148
Figura 46	Ábaco I	149
Figura 47	Ábaco II	149
Figura 48	Valetas de proteção de corte.....	154
Figura 49	Seção triangular.....	155
Figura 50	Seção retangular	155
Figura 51	Seção trapezoidal	155

Figura 52	Escalonamento de valetas.....	159
Figura 53	Descida d'água em degrau.....	161
Figura 54	Seção trapezoidal.....	161
Figura 55	Seção retangular.....	162
Figura 56	Sarjeta triangular.....	163
Figura 57	Sarjeta trapezoidal.....	164
Figura 58	Sarjeta trapezoidal com capa.....	164
Figura 59	Sarjeta retangular.....	165
Figura 60	Bacia de contribuição da sarjeta.....	168
Figura 61	Curva $d = f(l)$	170
Figura 62	Curvas de comprimento crítico para várias declividades.....	170
Figura 63	Meio-fio simples e acostamento.....	172
Figura 64	Meio-fio sarjeta conjugados.....	172
Figura 65	Direção de maior declive.....	174
Figura 66	Vistas do pavimento para o dimensionamento de sarjetas de aterro.....	176
Figura 67	Comprimento crítico de sarjeta em função de declividade longitudinal $d = f(l)$	180
Figura 68	Situações da valeta do canteiro central.....	181
Figura 69	Descidas d'água tipo rápido.....	183
Figura 70	Elemento para o cálculo da velocidade d'água no pé da descida.....	185
Figura 71	Seção curta de uma descida d'água de comprimento Δx	190
Figura 72	Curvas de profundidade e velocidade do líquido.....	190
Figura 73	Perfil do fluxo em descida d'água.....	191
Figura 74	Saída d'água de greide em rampa.....	192
Figura 75	Saída d'água de curva vertical côncava.....	193
Figura 76	Esquema completo de um bueiro de greide em aterro.....	198
Figura 77	Esquema completo de um bueiro de greide em corte.....	199
Figura 78	Número de Froude.....	200
Figura 79	Curva para levantamento do comprimento do ressalto.....	201
Figura 80	Esquema de um dissipador de energia.....	203
Figura 81	Curvas de diâmetro esférico equivalente de pedra para "rip-rap".....	204
Figura 82	Dissipador contínuo ao longo do aterro.....	205
Figura 83	Bacia de contribuição da plataforma.....	206

Figura 84	Parâmetro no escalonamento do talude	207
Figura 85	Escalonamento de aterro – altura máxima	210
Figura 86	Corta-rios	211
Figura 87	Esquemas de drenos em muros de arrimo	216
Figura 88	Camada drenante	224
Figura 89	Camada drenante conectada a dreno profundo	224
Figura 90	Curvas para agregados de graduação	225
Figura 91	Filtro separador	227
Figura 92	Elementos para o dimensionamento da camada drenante	229
Figura 93	Nomograma para determinação da seção de vazão	233
Figura 94	Comportamento da água drenada nos pavimentos	235
Figura 95	Elementos de cálculo do dreno lateral da base	236
Figura 96	Área de vazão máxima ($I = L$)	237
Figura 97	Área de vazão máxima ($I < L$)	238
Figura 98	Seções de drenos profundos	250
Figura 99	Curvas granulométricas	251
Figura 100	Rebaixamento do lençol freático	255
Figura 101	Perfil dos lençóis freáticos rebaixados	258
Figura 102	Drenos em espinha de peixe	262
Figura 103	Elementos de um dreno sub-horizontal	266
Figura 104	Dreno sub-horizontal com controle na saída	266
Figura 105	Ábacos para dimensionamento de drenos sub-horizontais (Adup Kenny - ETAL, 1977)	267
Figura 106	Ábacos para dimensionamento de drenos sub-horizontais (Adup Kenny - ETAL, 1997)	268
Figura 107	Modelo de espaçamento de drenos verticais de areia	273
Figura 108	Bocas de lobo	283
Figura 109	Capacidade de esgotamento das bocas-de-lobo simples em pontos baixos das sarjetas	286
Figura 110	Seção na entrada da boca-de-lobo	288
Figura 111	Capacidade de esgotamento das bocas-de-lobo simples em pontos intermediários das sarjetas	288
Figura 112	Capacidade de esgotamento das grelhas localizadas em pontos baixos das sarjetas	290

Figura 113	Capacidade de esgotamento das grelhas localizadas em pontos baixos das sarjetas	292
Figura 114	Esquema geral de grelha	293
Figura 115	Coeficiente de distribuição (n) – Àbaco de Caquot	307
Figura 116	Coeficiente de deflúvio f	308
Figura 117	Capacidade de escoamento dos condutos circulares operando em regime livre a plena seção.....	309
Figura 118	Tipos básicos de ensaios de tração para geotexteis	318
Figura 119	Mecanismo de filtração.....	322
Figura 120	Àbaco para escolha do fator “C”	326
Figura 121	Composição granulométrica	327

LISTA DE TABELAS

Tabela 1	Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros tubulares de concreto trabalhando como canal ($ec = d$)	51
Tabela 2	Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros celulares de concreto trabalhando como canal ($ec = d$)	52
Tabela 3	Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros circulares metálicos trabalhando como canal ($ec = d$)	53
Tabela 4	Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros circulares metálicos corrugados trabalhando como canal ($ec = d$)	54
Tabela 5	Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros circulares metálicos corrugados trabalhando como canal ($ec = d$)	55
Tabela 6	Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros circulares metálicos corrugados trabalhando como canal ($ec = d$)	56
Tabela 7	Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros circulares metálicos corrugados trabalhando como canal ($ec = d$)	56
Tabela 8	Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros circulares metálicos corrugados trabalhando como canal ($ec = d$)	57
Tabela 9	Vazão, velocidade e declividade crítica para bueiros circulares metálicos corrugados trabalhando como canal ($ec = d$)	58
Tabela 10	Vazão, velocidade e declividade crítica para bueiros circulares metálicos corrugados trabalhando como canal ($ec = d$)	59
Tabela 11	Vazão, velocidade e declividade crítica para bueiros circulares metálicos corrugados trabalhando como canal ($ec = d$)	60
Tabela 12	Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros lenticulares metálicos corrugados trabalhando como canal ($ec = d$)	61
Tabela 13	Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros lenticulares metálicos corrugados trabalhando como canal ($ec = d$)	62
Tabela 14	Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros lenticulares metálicos corrugados trabalhando como canal ($ec = d$)	63
Tabela 15	Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros elípticos metálicos corrugados trabalhando como canal ($ec = d$)	64
Tabela 16	Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros elípticos metálicos corrugados trabalhando como canal ($ec = d$)	65
Tabela 17	Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros elípticos metálicos corrugados trabalhando como canal ($ec = d$)	66
Tabela 18	Tabelas dos circulares parcialmente cheios	76
Tabela 19	Perímetro molhado e área da seção plena de bueiros lenticulares metálicos corrugados.....	81

Tabela 20	Perímetro e área da seção plena de bueiros elípticos metálicos corrugados.....	82
Tabela 21	Vazão por metro linear de soleira.....	84
Tabela 22	Coeficientes de vazão	87
Tabela 23	Vazão, velocidade e carga hidráulica de bueiros tubulares trabalhando como orifício com $c = 0,63$	88
Tabela 24	Vazão, velocidade e carga hidráulica de bueiros tubulares trabalhando como orifício com $c = 0,63$	89
Tabela 25	Vazão e velocidade dos bueiros celulares trabalhando como orifício para cargas hidráulicas em relação à altura do bueiro	90
Tabela 26	Valores de “n” para concreto	110
Tabela 27	Valores de “n” para metálicos	110
Tabela 28	Dados para curva de controle de entrada.....	123
Tabela 29	Dados para as curvas de controle de saída	125
Tabela 30	Coeficientes de perda em entrada de estruturas: K_e	126
Tabela 31	Velocidades máximas admissíveis para a água	127
Tabela 32	Valores dos coeficientes de rugosidade “n” para curso d’água natural – arroios menores.....	127
Tabela 33	Valores dos coeficientes de rugosidade “n” para curso d’água natural – arroios maiores.....	128
Tabela 34	Valores dos coeficientes de rugosidade “n”	128
Tabela 35	Valores de “x” para “y”, variando de “y” _{min} até “y” _{máx}	143
Tabela 36	Folga “f” para valetas revestidas	159
Tabela 37	Parâmetros para determinação do perfil da linha d’água	188
Tabela 38	Parâmetros geométricos para seções circulares de canais.....	218
Tabela 39	Coeficientes de escoamento superficial	220
Tabela 40	Coeficientes de condutividade hidráulica (k)	220
Tabela 41	Uma classificação para determinar a necessidade para filtros ou envelopes e velocidades mínimas nos drenos.....	252
Tabela 42	Limites de graduação para envelopes (diâmetro das partículas em mm)..	254
Tabela 43	Granulometria a ser servida por drenos e colchões drenantes	272
Tabela 44	“k” em função do ângulo “y”	287
Tabela 45	Planilha para o cálculo de coletas circulares de águas pluviais	302
Tabela 46	Coeficiente de redução das capacidades das bocas-de-lobos.....	303
Tabela 47	Valores do fator de “m”	303

Tabela 48	Tempo de entrada	303
Tabela 49	Valores do fator de (a)	304
Tabela 50	Determinação de $d^{8/3}/n$ e $d^{5/2}$	304
Tabela 51	Dados numéricos para o cálculo de escoamento em galeria circulares parcialmente cheias.....	305
Tabela 52	Requisitos básicos das mantas geotêxteis	328

SUMÁRIO

APRESENTAÇÃO	05
Lista de Ilustrações	07
Lista de Figuras	07
Lista de Tabelas	12
1. INTRODUÇÃO	21
2. DRENAGEM DE TRANSPOSIÇÃO DE TALVEGUES	25
2.1. Bueiros	28
2.1.1. Objetivo e características	28
2.1.2. Elementos do projeto	30
2.1.3. Dimensionamento hidráulico	32
2.1.4. Curvas de comportamento	123
2.1.5. Tabelas diversas	125
2.2. Pontilhões e pontes	130
2.2.1 Pontilhões	130
2.2.2 Pontes	131
2.3. Obstruções parciais de vazão	135
2.3.1. Objetivo e características	135
2.3.2. Remansos	135
2.3.3. Influência dos pilares de pontes	144
3. DRENAGEM SUPERFICIAL	151
3.1. Valetas de proteção de corte	154
3.1.1. Objetivo e características	154
3.1.2. Elementos do projeto	154
3.1.3. Dimensionamento hidráulico	156
3.2. Valetas de proteção de aterro	161

3.2.1.	Objetivo e características	161
3.2.2.	Elementos do projeto	161
3.2.3.	Dimensionamento hidráulico	162
3.3.	Sarjetas de corte	162
3.3.1	Objetivo e características	162
3.3.2	Elementos do projeto	163
3.3.3.	Dimensionamento hidráulico	166
3.4	Sarjetas de aterro.....	171
3.4.1	Objetivo e características	171
3.4.2	Elementos do projeto	171
3.4.3	Dimensionamento hidráulico	173
3.5	Valeta do canteiro central	180
3.5.1	Objetivo e características	180
3.5.2	Elementos do projeto	180
3.5.3	Dimensionamento hidráulico	181
3.6.	Descidas d`água	182
3.6.1.	Objetivo e características	182
3.6.2	Elementos do projeto	182
3.6.3	Dimensionamento hidráulico	184
3.7.	Saídas d`água.....	191
3.7.1	Objetivo e características	191
3.7.2	Elementos do projeto	191
3.7.3	Dimensionamento hidráulico	194
3.8	Caixas coletoras.....	195
3.8.1	Objetivo e características	195
3.8.2	Elementos do projeto	195

3.8.3	Dimensionamento hidráulico	196
3.9.	Bueiros de greide	197
3.9.1	Objetivo e características	197
3.9.2	Elementos do projeto	197
3.9.3	Dimensionamento hidráulico	198
3.10.	Dissipadores de energia.....	199
3.10.1	Bacias de amortecimento	199
3.10.2.	Dissipadores contínuos	205
3.11.	Escalonamento de taludes	205
3.11.1.	Objetivo e características	205
3.11.2.	Elementos do projeto	206
3.11.3	Dimensionamento hidráulico	206
3.12.	Corta-rios.....	211
3.12.1.	Objetivo e características	211
3.12.2.	Elementos do projeto	212
3.12.3	Dimensionamento hidráulico	212
3.13.	Drenagem de alívio de muros de arrimo	214
3.13.1.	Objetivo e características	214
3.13.2.	Dimensionamento hidráulico.....	214
3.14.	Elementos geométricos para seções circulares de canais	217
4.	DRENAGEM DO PAVIMENTO	221
4.1.	Objetivo e características.....	223
4.2.	Camada drenante	224
4.2.1.	Objetivo e características	225
4.2.2.	Dimensionamento hidráulico	227
4.3.	Drenos rasos longitudinais.....	231

4.3.1.	Objetivo e características	231
4.3.2.	Dimensionamento hidráulico	232
4.4.	Drenos laterais de base	234
4.4.1.	Objetivo e características	234
4.4.2.	Dimensionamento hidráulico	235
4.5.	Drenos transversais	240
4.5.1	Elementos de projeto	240
4.5.2	Dimensionamento	240
5.	DRENAGEM SUBTERRÂNEA OU PROFUNDA	243
5.1.	Drenos profundos.....	246
5.1.1.	Objetivo e características.....	246
5.1.2.	Elementos do projeto	247
5.1.3	Dimensionamento	248
5.2.	Drenos espinhas de peixe.....	260
5.2.1.	Objetivo e características.....	261
5.2.2.	Elementos do projeto	261
5.2.3	Dimensionamento	261
5.3.	Colchão drenante.....	262
5.3.1.	Objetivo e características.....	262
5.3.2	Dimensionamento	263
5.4.	Drenos sub-horizontais	263
5.4.1.	Objetivo e características.....	263
5.4.2.	Elementos do projeto	264
5.4.3	Dimensionamento	264
5.5.	Valetões laterais.....	270
5.5.1	Objetivo, características e projeto	270

5.6. Drenos verticais	270
5.6.1. Objetivo e características.....	270
5.6.2. Elementos do projeto.....	271
5.6.3 Dimensionamento.....	273
6. DRENAGEM DE TRAVESSIA URBANA.....	277
6.1 Objetivo e características	279
6.2 Sarjetas	280
6.3 Bocas-de-lobo.....	282
6.3.1 Dimensionamento hidráulico	284
6.4 Poços-de-visita	295
6.5 Roteiro para projeto para galerias pluviais de seção circular	295
6.5.1 Poço de visita	296
6.5.2 Deflúvio a escoar para jusante	296
6.5.3 Galeria de jusante	298
6.5.4 Recomendações	301
6.6. Coeficientes de redução das capacidades das bocas-de-lobo	303
7. GEOTÊXTEIS – Características, funções e seu dimensionamento como filtro	311
7.1 Introdução.....	313
7.2 Características dos geotêxteis	313
7.3 Função dos geotêxteis	314
7.3.1 Função filtração	315
7.3.2 Função separação	315
7.3.3 Função reforço	316
7.3.4 Função proteção	316
7.3.5 Função drenagem transversa	316
7.4 Características dos geotêxteis – Detalhamento	316

7.4.1	Gramatura (densidade superficial).....	316
7.4.2	Espessura.....	316
7.4.3	Densidade da fibra ou filamento.....	317
7.4.4	Diâmetro da fibra ou filamento.....	317
7.4.5	Porosidade.....	317
7.4.6	Resistência à tração.....	317
7.4.7	Alongamento.....	318
7.4.8	Módulo de rigidez.....	318
7.4.9	Resistência ao puncionamento.....	318
7.4.10	Resistência ao estouro.....	319
7.4.11	Resistência à propagação do rasgo.....	319
7.4.12	Flexibilidade.....	319
7.4.13	Atrito com o solo.....	319
7.4.14	Isotropia.....	314
7.4.15	Permeabilidade normal.....	320
7.4.16	Permeabilidade transversal.....	320
7.4.17	Abertura de filtração (capacidade de retenção de partículas).....	320
7.4.18	Fluência	321
7.4.19	Resistência à abrasão.....	321
7.4.20	Resistência aos raios ultra-violetas	321
7.4.21	Resistência à temperatura.....	321
7.4.22	Resistência a agentes químicos.....	321
7.4.23	Resistência a agentes biológicos.....	321
7.5	Dimensionamento do geotêxtil como filtro na drenagem subterrânea	321
7.5.1	Mecanismos de filtração.....	321
7.5.2	Dimensionamento do geotêxtil para o desempenho da função....	323

7.5.3.....Escolha do geotêxtil tendo em vista a instalação do mesmo na obra.....	328
7.5.4 Escolha final do geotêxtil tendo em vista a prática.....	329
7.5.5 Algumas recomendações para a instalação do geotêxtil como filtro na drenagem subterrânea.....	330

1 – INTRODUÇÃO

1 INTRODUÇÃO

A 1ª Edição do Manual de Drenagem de Rodovias (1990), foi parte integrante do conjunto de trabalhos realizados por intermédio do Programa BIRD VII, e teve por finalidade orientar e permitir, ao seu usuário, a adequada utilização dos dispositivos de drenagem nos estudos e projetos de construção e restauração de rodovias.

Os assuntos foram abordados obedecendo a uma seqüência lógica, onde as diferentes técnicas, principalmente as mais importantes, foram tratadas com a profundidade teórica compatível com o projeto rodoviário.

A matéria apresentada fornece as ferramentas indispensáveis à adoção das medidas para a proteção do corpo estradal da ação prejudicial das águas que o atingem, seja através das precipitações, das infiltrações, da condução através de talvegues, ou mesmo, das existentes sob a forma de lençóis freáticos ou artesianos.

Basicamente, o Manual de Drenagem de Rodovias – 1ª Edição é constituído pelos capítulos referentes à transposição de talvegues, drenagem superficial, drenagem do pavimento, drenagem subterrânea ou profunda e drenagem de travessia urbana.

Com sua aprovação, pretendeu o extinto DNER suprir uma lacuna existente no módulo rodoviário, o qual se apoiava na existência de diversos manuais contendo informações não oficializadas, implicando em freqüentes dúvidas e indecisões, relativas aos métodos e processos que deveriam ser adotados nos projetos e estudos de drenagem de rodovias.

A 2ª Edição do Manual de Drenagem de Rodovias, ora apresentada, objetiva a consolidação dos critérios e dos métodos de cálculo usuais, cuja larga aplicação permitiu o seu próprio aprimoramento.

Refere-se ainda esta 2ª Edição às canalizações executadas com novos materiais como o PEAD – polietileno de alta densidade e o PRFV – plástico reforçado com fibra de vidro, cuja utilização em obras rodoviárias se inicia no Brasil e, no futuro, será de larga aplicação.

Esta 2ª Edição manteve a forma original da 1ª Edição, acrescentando-se as correções e complementações decorrentes do processo de revisão efetuado.

2 - DRENAGEM DE TRANSPOSIÇÃO DE TALVEGUES

2 DRENAGEM DE TRANSPOSIÇÃO DE TALVEGUES

Em sua função primordial, a drenagem de uma rodovia deve eliminar a água que, sob qualquer forma, atinge o corpo estradal, captando-a e conduzindo-a para locais em que menos afete a segurança e durabilidade da via.

No caso da transposição de talvegues, essas águas originam-se de uma bacia e que, por imperativos hidrológicos e do modelado do terreno, têm que ser atravessadas sem comprometer a estrutura da estrada. Esse objetivo é alcançado com a introdução de uma ou mais linhas de bueiros sob os aterros ou construção de pontilhões ou pontes transpondo os cursos d'água, obstáculos a serem vencidos pela rodovia.

É fundamental que o técnico responsável pelo projeto de uma rodovia tenha ampla consciência da importância da drenagem na garantia da estabilidade da via a ser construída e, em consequência, estabeleça de maneira coerente, técnica e economicamente, o correto dimensionamento das obras de drenagem a serem implantadas.

As obras para transposição dos talvegues podem ser bueiros, pontilhões e pontes.

Em termos hidráulicos os bueiros podem ser dimensionados como canais, vertedouros ou orifícios. A escolha do regime a adotar depende da possibilidade da obra poder ou não trabalhar com carga hidráulica a montante, que poderia proporcionar o transbordamento do curso d'água causando danos aos aterros e pavimentos e inundação a montante do bueiro.

Não sendo possível a carga a montante, o bueiro deve trabalhar livre como canal.

Por outro lado, caso a elevação do nível d'água a montante não traga nenhum risco ao corpo estradal, ou a terceiros, o bueiro pode ser dimensionado como orifício, respeitando-se, evidentemente, a cota do nível d'água máximo a montante.

Para bueiros trabalhando hidraulicamente como canais, a metodologia adotada é a referente ao escoamento em regime crítico, baseada na energia específica mínima igual à altura do bueiro.

Para bueiros com carga a montante o escoamento é considerado como canal em movimento uniforme, à seção plena, sem pressão interna.

Além desses procedimentos recomenda-se, para o dimensionamento, a utilização do método alternativo da "Circular nº 5 do Bureau of Public Roads - USA", baseado em ensaios de laboratório e observações de campo.

Esta metodologia se aplica às duas alternativas, isto é, para bueiros trabalhando com ou sem carga hidráulica, e baseia-se, fundamentalmente, na pesquisa do nível d'água a montante e a jusante da obra.

Neste capítulo são também apresentadas considerações sobre pontes e pontilhões, cujo dimensionamento hidráulico se baseia na fórmula de Manning e na equação da continuidade.

Tendo em vista a eventual ocorrência de remanso, influenciando no dimensionamento hidráulico das pontes e dos bueiros, foram feitas considerações sobre as obstruções parciais de descargas, baseadas na teoria do escoamento gradualmente variado em canais, visando a determinação do perfil hidráulico teórico.

2.1 BUEIROS

2.1.1 OBJETIVO E CARACTERÍSTICAS

Os bueiros são obras destinadas a permitir a passagem livre das águas que acorrem as estradas. Compõem-se de bocas e corpo.

Corpo é a parte situada sob os cortes e aterros. As bocas constituem os dispositivos de admissão e lançamento, a montante e a jusante, e são compostas de soleira, muro de testa e alas.

No caso de o nível da entrada d'água na boca de montante estar situado abaixo da superfície do terreno natural, a referida boca deverá ser substituída por uma caixa coletora.

Os bueiros podem ser classificados em quatro classes, a saber:

- quanto à forma da seção;
- quanto ao número de linhas;
- quanto aos materiais com os quais são construídos;
- quanto à esconsidade.

a) Quanto à forma da seção

São tubulares, quando a seção for circular; celulares, quando a seção transversal for retangular ou quadrada; especial, elipses ou ovóides, quando tiver seções diferentes das citadas anteriormente, como é o caso dos arcos, por exemplo. Para o caso dos bueiros metálicos corrugados, existe uma gama maior de formas e dimensões, entre elas: a circular, a lenticular, a elíptica e os arcos semicirculares ou com raios variáveis (ovóides).

b) Quanto ao número de linhas

São simples, quando só houver uma linha de tubos, de células etc; duplos e triplos, quando houver 2 ou 3 linhas de tubos, células etc. Não são recomendáveis números maiores de linhas por provocar alagamento em uma faixa muito ampla.

c) Quanto ao material

Os materiais atualmente usados para a construção de bueiros no DNIT são de diversos tipos: concreto simples, concreto armado, chapa metálica corrugada ou polietileno de alta densidade, PEAD, além do PRFV – plástico reforçado de fibra de vidro.

Nas bocas, alas e caixas coletoras usa-se alvenaria de pedra argamassada, com recobrimento de argamassa de cimento e areia, ou blocos de concreto de cimento, além de concreto pré-moldado.

– tubos de concreto

Os tubos de concreto, simples ou armado, devem: obedecer aos projetos-tipo do DNIT; ser moldados em formas metálicas e ter o concreto adensado por vibração ou centrifugação.

Tubos diferentes daqueles apresentados nos projetos-tipo podem ser aceitos desde que satisfaçam as exigências estabelecidas nas normas NBR-9794, NBR 9795 e NBR 9796 da Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT.

– tubos metálicos corrugados

Os tubos metálicos corrugados devem ser fabricados a partir de bobinas de aço, segundo normas da AASHTO e ASTM e revestidos adequadamente para resistir as mais diversas condições ambientais.

A união (costura) das chapas ou segmentos pode ser feita por meio de parafusos ou cintas, de acordo com o tipo de produto escolhido.

– células de concreto

As seções transversais-tipos devem obedecer aos projetos elaborados, de acordo com as peculiaridades locais, devendo o concreto ser adensado por vibração.

– Quanto à esconsidade

A esconsidade é definida pelo ângulo formado entre o eixo longitudinal do bueiro e a normal ao eixo longitudinal da rodovia.

Os bueiros podem ser:

normais - quando o eixo do bueiro coincidir com a normal ao eixo da rodovia.

esconsos - quando o eixo longitudinal do bueiro fizer um ângulo diferente de zero com a normal ao eixo da rodovia.

Os bueiros devem estar localizados:

a) sob os aterros – em geral deve-se lançar o eixo do bueiro o mais próximo possível da linha do talvegue; não sendo possível, deve-se procurar uma locação esconsa que

afaste o eixo o mínimo possível da normal ao eixo da rodovia, tomando-se precauções quanto aos deslocamentos dos canais nas entrada e saída d'água do bueiro.

- b) nas bocas dos cortes - quando o volume de água dos dispositivos de drenagem (embora previstos no projeto) for tal que possa erodir o terreno natural nesses locais.
- c) nos cortes – quando for interceptada uma ravina e caso a capacidade de escoamento das sarjetas seja superada.

2.1.2 ELEMENTOS DO PROJETO

Levantamento topográfico em planta.

O projeto terá que ser precedido de um levantamento topográfico adequado, com curvas de nível, de metro em metro, para permitir seu detalhamento.

Sobre a planta resultante será projetado o bueiro.

Pesquisa da declividade e estudos geotécnicos.

Ao ser escolhida a posição mais recomendável para o bueiro deve ser levada em conta a condição de que, normalmente, a declividade de seu corpo deve variar entre 0,4 e 5%.

Quando essa declividade for elevada, o bueiro deve ser projetado em degraus e deverá dispor do berço com dentes para fixação ao terreno.

Quando a velocidade do escoamento na boca de jusante for superior à recomendada para a natureza do terreno natural existente (ver tabelas no Apêndice A) devem ser previstas bacias de amortecimento.

Os estudos geotécnicos devem ser feitos através de sondagens, se necessário, para avaliação da capacidade de suporte do terreno natural, principalmente nos casos de aterros altos e nos locais de presumível presença de solos compressíveis.

Seção transversal

O cálculo da seção transversal ou seção de vazão do bueiro vai depender de dois elementos básicos: a descarga da bacia a ser drenada e a declividade adotada.

A descarga é definida pelos estudos hidrológicos e a declividade, de escolha do projetista, deverá atender a esta descarga com a obra operando em condições de segurança.

Determinação do comprimento do bueiro

Sobre a seção gabaritada traça-se o perfil ao longo do eixo do bueiro, definindo seu comprimento, folgas e posicionamento das alas, bem como a altura do aterro sobre o bueiro e valas e descidas d'água por ventura necessárias.

Fundações

Os bueiros podem ser, sob o ponto de vista construtivo, obras de arte correntes ou apresentarem características que as coloquem entre as obras de arte especiais, face ao seu tamanho e/ou condições adversas dos terrenos de fundação. Estão neste caso, muitas vezes, as obras celulares, pontilhões e as galerias.

Os bueiros circulares de concreto podem, quanto às fundações, ter soluções mais simples, com assentamento direto no terreno natural ou em valas de altura média do seu diâmetro. Entretanto é muito mais seguro a adoção de uma base de concreto magro, para melhor adaptação ao terreno natural e distribuição dos esforços no solo.

Para os bueiros metálicos, independente da forma ou tamanho, as fundações serão simples, necessitando, quase sempre, apenas de uma regularização do terreno de assentamento. Em função da altura dos aterros podem, porém, exigir cuidados especiais no que se refere à fundação, adotando-se inclusive o estaqueamento.

Recobrimento

O recobrimento dos tubos, quer de concreto quer metálicos, deve atender às resistências mínimas especificadas pela ABNT e as necessidades do projeto. Como os tubos têm que considerar as resistências estabelecidas pela ABNT, impõem-se os controles estabelecidos nas normas próprias.

Os recobrimentos máximo e mínimo permitidos para os bueiros devem constar de seus respectivos projetos.

Apresentação

Os projetos dos bueiros serão apresentados segundo os seguintes elementos :

- a) No projeto geométrico, de acordo com convenções previamente aprovadas, devem ser apresentadas em planta :
 - localização;
 - tipo;
 - comprimento;
 - seção transversal; e
 - esconsidade;
- b) Em perfil segundo o eixo longitudinal contendo:
 - declividade;
 - comprimento;
 - cota das extremidades a montante e jusante; e
 - altura do aterro da rodovia

- c) Em seção transversal com os detalhes:
- de formas e armação;
 - das bocas e caixas coletoras; e
 - do quadro de quantidades de material.

2.1.3 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

Para o dimensionamento hidráulico dos bueiros admite-se que eles possam funcionar como canais, vertedouros ou como orifícios.

No caso de bueiros trabalhando como canais, o dimensionamento será feito baseado em duas hipóteses:

- a) Considerando o funcionamento do bueiro no regime supercrítico, limitando-se sua capacidade admissível à vazão correspondente ao regime crítico, com energia específica igual ao seu diâmetro ou altura, o que exige a proteção à montante e a jusante aos riscos de erosão.
- b) Considerando o funcionamento do bueiro no regime subcrítico.

No caso (a), a capacidade máxima considerada para o projeto está definida pela vazão correspondente a uma energia específica igual à altura da obra, estabelecendo assim a condição do bueiro funcionar com a entrada não submersa. Este método não leva em conta as condições externas ao corpo do bueiro, sendo adequado apenas se a altura d'água a jusante ficar abaixo da altura crítica correspondente à descarga.

Para o dimensionamento dos bueiros como vertedores, considera-se a obra como orifício, em que a altura d'água sobre a borda superior é nula.

Para o dimensionamento dos bueiros como orifícios utiliza-se a Equação de Torricelli e a equação da continuidade, considerando a opção do bueiro trabalhar com carga hidráulica, isto é, com a entrada submersa. Este método é limitado pois não leva em conta as condições externas ao corpo do bueiro, a rugosidade das paredes, o comprimento, e a declividade do mesmo.

Tendo em vista as limitações dos métodos já citados, para um projeto final mais preciso, podem-se utilizar os estudos do "Bureau of Public Roads", Circular nº 05.

Este método pode ser usado de uma forma geral, para qualquer tipo de funcionamento anteriormente citados, e leva em consideração os fatores externos e internos do conduto, sendo baseado em que o escoamento de um bueiro é controlado pela capacidade hidráulica de uma determinada seção de controle do fluxo.

Bueiros trabalhando como canais

Considerações gerais sobre a hidrodinâmica

Toda a técnica de drenagem na construção rodoviária se apóia na hidrodinâmica, uma vez que seu objetivo é o de afastar, por meio de condutos livres, toda água prejudicial ao corpo estradal.

Fundamentalmente o dimensionamento dos bueiros é feito usando a equação de Bernoulli(1700-1782):

$$Z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = cte$$

em que:

ao longo de qualquer linha de corrente, a soma das alturas representativas das energias geométrica ou de posição (Z), piezométrica (p/γ) e cinética ($V^2/2g$), é constante.

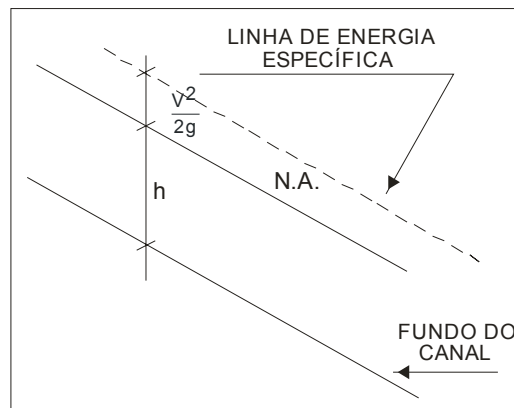
Convém ressaltar que esta expressão foi deduzida por Bernoulli para fluido perfeito, ou seja, escoando sem atrito. Nos casos reais, como os que são objeto deste manual, deve-se introduzir na equação acima a perda de carga por atrito da água com as paredes do canal, genericamente denominado h, e que depende da rugosidade do revestimento.

A equação de Bernoulli e a da continuidade ($Q = AV$) abriram um vasto campo a hidrodinâmica e permitem resolver inúmeros problemas do movimento dos líquidos em regime permanente.

O regime crítico

a) As fórmulas que o definem

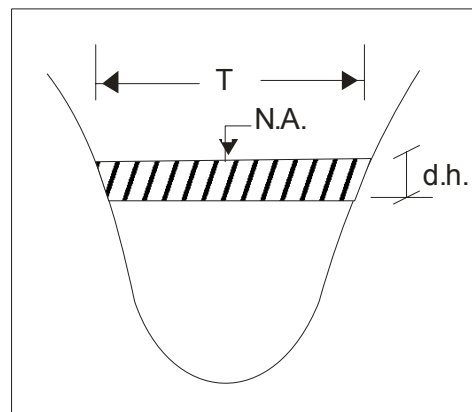
Define-se a energia específica de um líquido como sendo a energia total por unidade de peso em relação ao fundo do canal. Deste modo, ela será a soma das energias cinética e de pressão, correspondendo, esta última, a profundidade do líquido; como melhor será entendido pela observação da Fig. 1.

Figura 1 - Linha de energia específica

A definição, portanto, é apoiada na equação:

$$E = h + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{equação 2.01})$$

uma vez $Z = 0$, considerando-se a energia em relação ao fundo do canal; E, a energia específica; V, a velocidade de escoamento e h, a profundidade hidráulica definida como a relação entre a área molhada A e a largura da superfície livre do fluxo (Fig. 2).

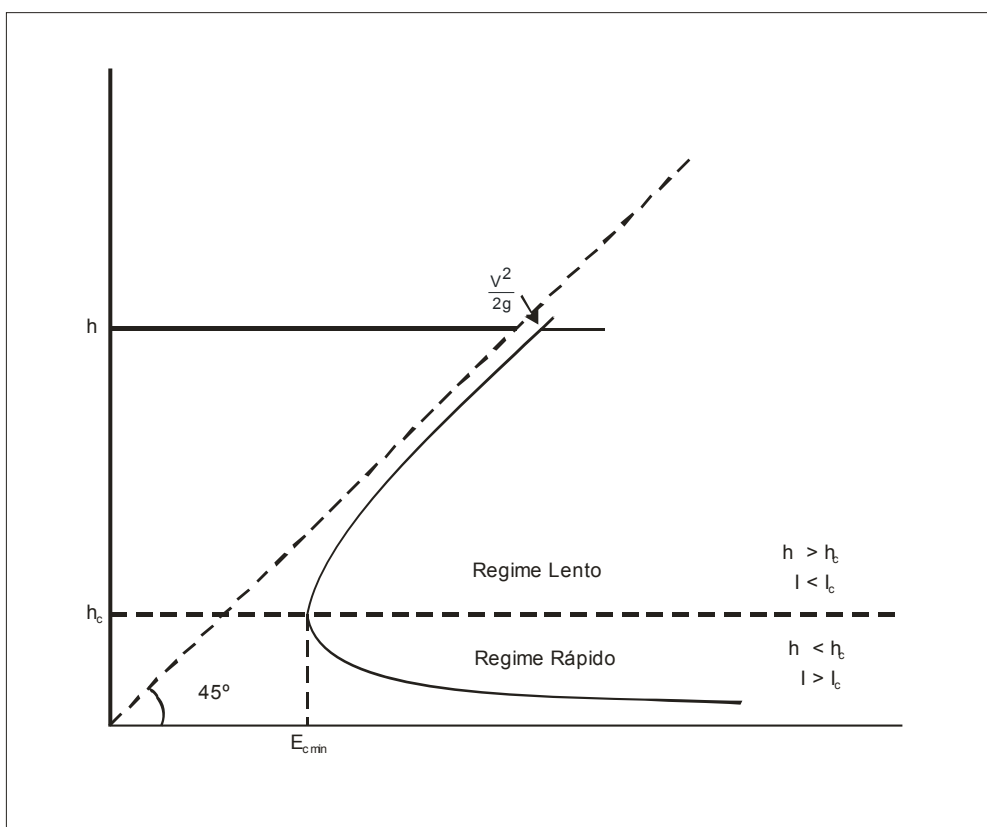
Figura 2 - Largura da superfície livre do fluxo

O fluxo crítico é aquele que se realiza com um mínimo de energia.

Para uma dada descarga, modificando-se a velocidade do escoamento pelo aumento da declividade, verifica-se a redução da altura d'água h, dentro do canal.

Ao se traçar uma figura com estes elementos referidos a dois eixos cartesianos, a variação da energia consumida no escoamento, de acordo com a equação (2.01), verifica-se que a energia diminui com a redução de h, passando por um mínimo, seguida de elevação, embora o valor de h continue a decrescer (Fig.3).

Figura 3 - Variação de energia



O ponto de energia mínima define a altura h do regime crítico.

Para se chegar às fórmulas do fluxo que traduzem este estado, adota-se o cálculo diferencial, anulando-se a derivada primeira de E em relação a h na equação (2.01), correspondente à energia mínima, e considerando-se que na seção transversal do fluxo, se T é a superfície livre do canal e A , sua área molhada, tem-se, $dA = Tdh$ (Fig. 2).

Daí, desde que Q é uma constante e $V = Q/A$, tem-se, para o mínimo desejado:

$$dE = d\left(\frac{V^2}{2g} + h\right) = d\left(\frac{Q^2}{2gA^2} + h\right) = -\frac{Q^2}{gA^3}dA + dh = -\frac{Q^2}{gA^3}tdh + dh$$

Fazendo-se

$$\frac{dE}{dh} = 1 - \frac{Q^2}{g} \times \frac{T}{A^3} \quad \text{ou,}$$

$$\frac{dE}{dh} = 0, \quad \text{para se obter o mínimo, tem-se}$$

$$1 - \frac{Q^2}{g} \times \frac{T}{A^3} = 0$$

As grandezas do fluxo crítico são:

$$h_c = \frac{A_c}{T_c} \text{ Profundidade crítica}$$

$$Q_c = A_c \sqrt{gh_c} \text{ Vazão crítica}$$

Com a utilização de equação de continuidade a velocidade crítica será:

$$V_c = \sqrt{gh_c}$$

A expressão $V = \sqrt{gh}$ define o numero de Froude, uma grandeza adimensional que define os escoamentos subcríticos e supercríticos. Correspondendo ao escoamento crítico tem-se $F = 1$.

b) Quantificação da energia específica do fluxo crítico

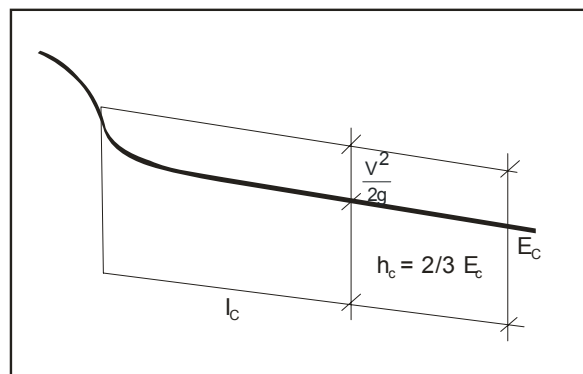
Substituindo-se na equação da energia específica.

$$E = h + \frac{V^2}{2g}, \text{ o valor da velocidade pelo da velocidade crítica } V_c = \sqrt{gh_c}, \text{ resultará em:}$$

$$E_c = \frac{3}{2} h_c$$

Esta equação é básica para o dimensionamento dos bueiros no regime crítico, como será visto mais adiante e poderá ser melhor entendida com a representação gráfica da Fig. 4.

Figura 4 - Relação entre energia e profundidade críticas



Além de ser o tipo de fluxo que se dá com o mínimo de energia, o regime crítico acontece ao longo do bueiro funcionando como canal, pelo menos, em uma seção, exercendo o controle da capacidade hidráulica da obra, desde que a declividade seja igual ou superior à crítica e as restrições a jusante não limitem tal capacidade.

c) Fórmulas empíricas que definem a velocidade nos canais.

Considerando a ocorrência de fluxo uniforme, pode-se estabelecer a correlação dos elementos de definição do escoamento com a declividade do canal.

Essa última ligação só é possível através de fórmulas empíricas como a idealizada por Chezy ou a de Manning, esta, de longo uso, é definida pela expressão:

$$V = \frac{R^{2/3} \times I^{1/2}}{n} \quad \text{ou, de outra forma:}$$

$$I = \frac{V^2 \times n^2}{R^{4/3}}$$

Onde:

V = velocidade do canal;

A = área molhada;

R = raio hidráulico (A/P, área molhada dividida pelo perímetro molhado);

I = gradiente hidráulico, considerado igual à declividade do canal se o fluxo é uniforme;

n = coeficiente de rugosidade de Manning.

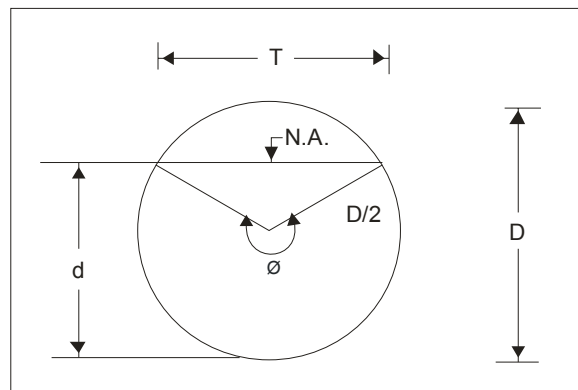
Essa fórmula, interligando Q, V, A e I, embora empírica, tem sido largamente empregada em todo mundo, conduzindo a valores aceitáveis para o dimensionamento de sistemas de drenagem.

d) Expressões das grandezas hidráulicas visando ao estabelecimento das fórmulas do regime crítico.

Caso dos bueiros tubulares

Os valores necessários ao projeto estão diretamente ligados ao nível do enchimento do respectivo conduto.

Será demonstrado mais adiante que os cálculos a serem empregados ficarão sobremodo simplificados ao se utilizar o ângulo $\emptyset$ como parâmetro representativo do referido enchimento (Fig. 5).

Figura 5 - Ângulo $\emptyset$ 

Obtém-se sua ligação com o tirante d através da fórmula:

$$\cos \frac{\emptyset}{2} = 1 - \frac{2d}{D}$$

Por outro lado,

Área molhada;

$$A = \frac{\emptyset - \text{sen}\emptyset}{8} \times D^2$$

Perímetro molhado:

$$P = \frac{\emptyset}{2} \times D$$

Raio hidráulico:

$$R = \frac{A}{p} = \frac{\emptyset - \text{sen}\emptyset}{4\emptyset} \times D$$

Largura da superfície livre do fluxo:

$$T = D \times \text{sen} \frac{\emptyset}{2}$$

Profundidade hidráulica:

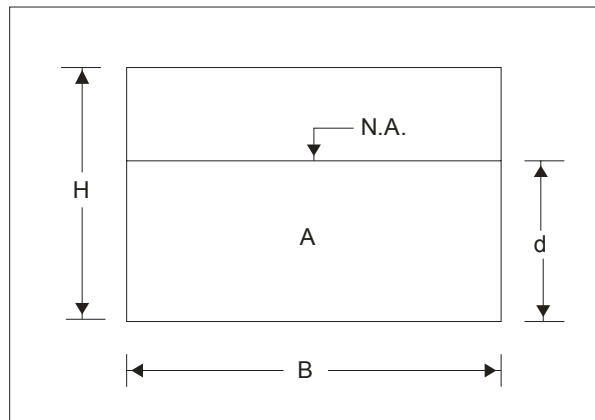
$$h = \frac{A}{T} = \frac{\emptyset - \text{sen}\emptyset}{8 \text{sen} \frac{\emptyset}{2}} \times D$$

O ângulo $\emptyset$ será sempre expresso em radianos (rad), nas fórmulas utilizadas.

Bueiros celulares

Para as fórmulas do escoamento uniforme serão utilizadas as expressões das grandezas hidráulicas consideradas na Fig. 6

Figura 6 - Grandezas hidráulicas de bueiros celulares



onde:

H = altura da seção do bueiro;

B = base da seção;

d = tirante;

A = área molhada do fluxo;

Pela figura, tem-se que:

- área molhada: $A = Bd$
- perímetro molhado: $P = B + 2d$
- raio hidráulico: $R = \frac{A}{P} = \frac{Bd}{B + 2d}$
- profundidade hidráulica: $h = \frac{A}{T} = d$

e) As fórmulas do escoamento no regime crítico, usando as expressões das grandezas hidráulicas.

Bueiros tubulares

A vazão crítica é dada pela expressão:

$$Q_c = A_c \sqrt{g \times h_c}$$

Substituindo-se a área molhada crítica pelo seu valor:

$$A_c = \frac{\varnothing_c - \text{sen}\varnothing_c}{8} \times D^2$$

e a profundidade hidráulica pelo seu valor:

$$h_c = \frac{\varnothing_c - \text{sen}\varnothing_c}{8 \text{sen} \frac{\varnothing_c}{2}}$$

ambos dados em d), obtém-se:

$$Q_c = \frac{\varnothing_c - \text{sen}\varnothing_c}{8} \times D^2 \times \sqrt{g \frac{\varnothing_c - \text{sen}\varnothing_c}{8 \text{sen} \frac{\varnothing_c}{2}} \times D}$$

ou, finalmente:

$$Q_c = \sqrt{\frac{g}{512}} \times \frac{(\varnothing_c - \text{sen}\varnothing_c)^{1,5}}{\sqrt{\text{sen} \frac{\varnothing_c}{2}}} \times D^{2,5}$$

Velocidade crítica

Para a velocidade crítica, em a):

$$V_c = \sqrt{g \times h_c}$$

Substituindo-se h_c pelo seu valor definido em função do ângulo $\varnothing$ tem-se:

$$V_c = \sqrt{\frac{\varnothing_c - \text{sen}\varnothing_c}{8 \text{sen} \frac{\varnothing_c}{2}} g \times D}$$

Declividade crítica

Como visto, no estudo das fórmulas representativas do regime crítico, foram estabelecidas as relações entre o tirante crítico e a vazão, e em consequência a velocidade. Para que aconteça o escoamento crítico no movimento uniforme é necessário que a superfície da lâmina d'água seja paralela ao fundo do canal e tenha altura igual ao tirante crítico correspondente à vazão em escoamento.

Para se determinar a declividade que proporciona o escoamento em regime crítico lança-se mão da expressão de Manning no movimento uniforme:

$$V = \frac{R^{2/3} \times I^{1/2}}{n}$$

Donde:

$$I_c = \frac{n^2 \times V_c^2}{R_c^{4/3}}$$

Substituindo-se na expressão acima I_c , os valores de R representados por funções trigonométricas do ângulo θ e de V_c dados no subitem anterior (velocidade crítica) tem-se:

$$I_c = n^2 \frac{\theta_c - \text{sen}\theta_c}{8 \text{sen} \frac{\theta_c}{2}} g \times D \times \frac{1}{\left(\frac{\theta_c - \text{sen}\theta_c}{4\theta_c} D \right)^{4/3}}$$

que simplificada torna-se:

$$I_c = \frac{n^2 \times g \theta_c}{\text{sen} \frac{\theta_c}{2}} \times \sqrt[3]{\frac{\theta_c}{2D(\theta_c - \text{sen}\theta_c)}}$$

Bueiros celulares

Para se obter as expressões da vazão, da velocidade e da declividade faz-se substituição nas fórmulas que constam do item a:

$$Q_c = A_c \sqrt{g \times h_c} \quad , \quad V_c = \sqrt{g \times h_c} \quad \text{e} \quad I_c = \frac{n^2 \times V_c^2}{R_c^{4/3}}$$

pelos valores de A , h e R , resulta:

$$Q_c = \sqrt{g \times B \times d_c^{1,5}} \quad , \quad V_c = \sqrt{g \times d_c} \quad \text{e} \quad I_c = n^2 \times g \times d_c \left(\frac{B + 2d_c}{B \times d_c} \right)$$

f) Simplificação das expressões do item anterior.

Caso dos bueiros tubulares

Efetuada-se as operações possíveis e indicadas, e tomando-se o valor para $g = 9,81 \text{ m/s}^2$, tem-se:

$$Q_c = 0,138 \frac{(\theta_c - \text{sen}\theta_c)^{1,5}}{\sqrt{\text{sen} \frac{\theta_c}{2}}} \times D^{2,5} \quad , \quad \text{em m}^3/\text{s}$$

$$V_c = 1,107 \sqrt{\frac{\theta_c - \text{sen}\theta_c}{\text{sen} \frac{\theta_c}{2}}} \sqrt[3]{D} \quad , \quad \text{em m/s}$$

onde:

D = diâmetro interno, em m.

$$I_c = \frac{7,786 n^2 \times \varnothing_c}{D^{1/3} \times \sin \frac{\varnothing_c}{2}} \sqrt[3]{\frac{\varnothing_c}{\varnothing_c - \sin \varnothing_c}}, \text{ em m/m}$$

Tirante crítico

De posse da expressão da vazão crítica em função do ângulo θ ,

$$Q_c = 0,138 \frac{(\varnothing_c - \sin \varnothing_c)^{1,5}}{\sqrt{\sin \frac{\varnothing_c}{2}}} \times D^{2,5}, \text{ em m}^3/\text{s}$$

e da expressão do ângulo $\varnothing$ em função do tirante d_c e do diâmetro D ,

$\varnothing_c = 2 \arccos \left(1 - 2 \frac{d_c}{D} \right)$ a explicitação de d_c em função de Q_c , obtida por ajustagem de curvas,

leva às duas equações abaixo:

$$d_c = 0,596 \sqrt{\frac{Q_c}{\sqrt{D}}}, \text{ em m para } \frac{d_c}{D} < 0,90$$

$$d_c = 3,023 \sqrt[5]{Q_c} \times (2,786 \sqrt{D} - \sqrt[5]{Q_c}) - 4,869 D, \quad \text{em m para } 1 > \frac{d_c}{D} > 0,65$$

Bueiros celulares

Adotando-se $n = 0,015$ e $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ e efetuando-se as operações indicadas, as fórmulas do item anterior se tornam passíveis da simplificação abaixo:

$$Q_c = 3,132 B \times d_c^{1,5}, \text{ em m}^3/\text{s}$$

$$V_c = 3,12 d_c^{0,5}, \text{ em m/s}$$

$$I_c = \frac{0,0022}{d_c^{1/3}} \left(1 + \frac{2d_c}{B} \right)^{4/3}, \text{ em m/m}$$

Do item e (bueiros celulares), tem-se:

$$Q_c = \sqrt{g} \times B \times d_c^{1,5}, \text{ em m}^3/\text{s}$$

donde:

$$d_c = \left(\frac{1}{\sqrt{g}} \right)^{2/3} \times \left(\frac{Q_c}{B} \right)^{2/3}, \text{ em m}$$

para $g = 9,81 \text{ m/s}^2$, ter-se-á:

$$d_c = 0,467 \sqrt[3]{\left(\frac{Q_c}{B}\right)^2}, \text{ em m}$$

Dimensionamento dos bueiros

Pelo exposto, destaca-se que o regime de escoamento pode ser dividido em 3 categorias: a) o crítico, ocorrendo o mínimo de energia; b) o rápido, definido por ter uma declividade superior à do regime crítico; c) subcrítico, definido por uma declividade inferior à do regime crítico.

Existem dois processos para o dimensionamento dos bueiros como canais, em função da declividade, um para o regime crítico e rápido, outro para o regime subcrítico.

– Dimensionamento nos regimes crítico e rápido

Caso de bueiros tubulares

Arbitra-se, no caso dos bueiros tubulares, que a altura representativa da energia específica do fluxo crítico seja igual à altura dos bueiros, de modo a permitir que não haja carga hidráulica a montante, isto é, que não funcione como orifício.

Deste modo,

$$E_c = D$$

como

$$E_c = \frac{3}{2} h_c \quad \text{e} \quad h_c = \frac{\theta_c - \text{sen} \theta_c}{8 \text{sen} \frac{\theta_c}{2}} \times D$$

tem-se

$$\frac{3}{2} \times \frac{\theta_c - \text{sen} \theta_c}{8 \text{sen} \frac{\theta_c}{2}} \times D = E$$

ou

$$\frac{\theta_c - \text{sen} \theta_c}{\text{sen} \frac{\theta_c}{2}} = \frac{16}{3}$$

A solução desta equação fornece:

$$\theta_c = 4,0335 \text{ rd}$$

ou

$$\theta_c = 231^\circ 06' 09''$$

correspondente a um tirante crítico

$$d_c = 0,716D$$

Substituindo-se o valor de Q nas fórmulas do item (f), chega-se as fórmulas finais para o dimensionamento dos bueiros tubulares no regime crítico:

$$Q_c = 1,538 D^{2,5}, \text{ em m}^3/\text{s}$$

$$V_c = 2,56 \sqrt{D}, \text{ em m/s}$$

$$I_c = 32,82 \frac{n^2}{\sqrt[3]{D}}, \text{ em m/m}$$

Esses valores são apresentados na Tabela 1 para as dimensões usuais dos tubos.

Regime rápido ou supercrítico

Toda vez que o escoamento no bueiro se dá em uma declividade superior à crítica (regime supercrítico), a vazão admissível está limitada a do fluxo crítico, arbitrada - conforme abordado anteriormente para a condição de energia específica igual a D ou H.

Do fluxo uniforme em regime supercrítico o tirante d'água em relação ao crítico diminui, ocorrendo concomitantemente o aumento de velocidade. No corpo do bueiro funcionando em regime supercrítico o fluxo varia desde o crítico junto a entrada do bueiro, para a descarga estabelecida, até o supercrítico uniforme, para obra de maior extensão.

Assim em termos práticos, não havendo interferência a jusante do bueiro, considera-se que para as declividades superiores a crítica, junto à boca de saída, tem-se um fluxo uniforme em regime supercrítico, o que poderá acarretar velocidades excessivas.

Há, todavia uma restrição para esta velocidade, que nos casos dos tubos de concreto, é de 4,5 m/s. Atingido o limite de início da erosão das paredes de concreto, admite-se o recurso de procurar outro tipo de tubo com maior resistência à erosão, ou investigar a declividade possível de instalação do conduto para que não seja ultrapassada a velocidade limite de erosão do material.

Através da tabela conhecida como dos "Tubos parcialmente cheios", por intermédio do argumento A/D^2 :

$$K_v = \frac{V \times n}{D^{2/3} \times I^{1/2}}$$

obtém-se a declividade procurada.

Se essa velocidade for maior do que 4,5 m/s, pode-se diminuir a declividade do bueiro ou procurar outras alternativas, dentre as que se apresentarem como mais viáveis.

Caso de bueiros celulares de seção retangular

Pelas mesmas razões anteriormente apresentadas, as expressões para dimensionamento dos bueiros celulares se apóiam na condição de que a altura representativa de energia específica do fluxo crítico seja igual à altura do bueiro,

$$E_c = H$$

porém,

$$E_c = \frac{3}{2} h_c$$

daí

$$H = \frac{3}{2} h_c \quad e$$

$$h_c = \frac{2}{3} H$$

Como, neste caso, $h_c = d_c$, tem-se:

$$d_c = \frac{2}{3} H$$

Levando-se este valor de (d) profundidade crítica às fórmulas apresentadas no item (f), chega-se às seguintes equações finais para dimensionamento dos bueiros celulares de seção retangular:

$$Q_c = 1,705 B \times H^{1,5} \quad , \text{ em m}^3/\text{s}$$

$$V_c = 2,56 \sqrt{H} \quad , \text{ em m/s}$$

$$I_c = 2,60 \frac{n^2}{\sqrt[3]{H}} \times \left(3 + \frac{4H}{B} \right)^{4/3} \quad , \text{ em m/m}$$

Caso de bueiros celulares de seção quadrada

Nos bueiros celulares de seção quadrada, como B é igual a H que por sua vez é igual ao lado do quadrado (L), tem-se que:

$$Q_c = 1,705 L^{5/2} \quad , \text{ em m}^3/\text{s}$$

$$V_c = 2,56 L^{1/2} \quad , \text{ em m/s}$$

$$I_c = 34,75 \frac{n^2}{L^{1/3}}, \text{ em m/m}$$

Estes valores são apresentados na tabela 02 para as dimensões usuais.

Caso de bueiros lenticulares metálicos corrugados.

Por terem geometrias mais complexas, envolvendo 3 raios distintos (para as partes: topo, fundo e canto), as estruturas lenticulares possuem dimensões e propriedades difíceis de serem expressas por fórmulas práticas.

Para se calcular suas capacidades e limitações faz-se a equivalência com superfícies retangulares. Esta equivalência fornece as dimensões aproximadas dos dados indispensáveis à determinação das equações para o escoamento crítico.

A partir das dimensões comerciais das estruturas lenticulares constantes em tabelas fornecidas pelos fabricantes, com o apoio das expressões genéricas que definem o fluxo crítico, para quaisquer seções, e por analogia com base nas premissas envolvendo energia e altura crítica pode-se, por tentativas, estimar o tirante crítico, recorrendo-se também ao gráfico da Fig. 9, de propriedades hidráulicas de estruturas lenticulares.

Expressões genéricas

Vazão crítica

$$Q_c = A_c \sqrt{g \times h_c} \quad (a)$$

Velocidade crítica

$$V_c = \frac{Q_c}{A_c} = \sqrt{g \times h_c} \quad (a)$$

Declividade crítica

$$I_c = \frac{n^2 \times V_c^2}{R_c^{4/3}}$$

Considerações iniciais;

Por analogia, tem-se:

$E_c = H$, onde H = altura da seção interna da estrutura

$$h_c = \frac{2}{3} H$$

Utilizando o gráfico da Fig. 9, estimando-se, por tentativas, o tirante crítico e levando-se em conta que $h_c = A_c / T_c$, obtém-se:

$$d_c \cong 0,65H$$

$$A_c \cong 0,76A, \text{ onde, } A = \text{área total da seção interna da estrutura}$$

$$R_c \cong 1,17R, \text{ R = raio hidráulico a seção plena}$$

Substituindo-se estes valores nas fórmulas genéricas obtém-se:

$$Q_c = 1,944 \times A H^{0,5}, \text{ em m}^3/\text{s}$$

$$V_c = 2,56 \times H^{0,5}, \text{ em m/s}$$

$$I_c = \frac{5,316 H n^2}{\left(\frac{A}{P}\right)^{4/3}}, \text{ em m/m}$$

Os valores de Q_c , V_c e I_c estão indicados para as dimensões usuais dos mesmos (tabelas 12 a 14).

Caso de bueiros elípticos metálicos corrugados

Para a determinação das equações que regem o escoamento crítico para bueiros de forma elíptica, seguiu-se o mesmo procedimento do adotado para as estruturas lenticulares.

Utilizou-se para auxílio à determinação, o gráfico da Fig. 9 de propriedades hidráulicas de estruturas elípticas.

Expressões genéricas

$$Q_c = A_c \sqrt{g \times h_c}, \quad V_c = \frac{Q_c}{A_c} = \sqrt{g \times h_c} \quad \text{e} \quad I_c = \frac{n^2 V_c^2}{R^{4/3}}$$

Considerações iniciais

Por analogia, tem-se:

$$E_c = H,$$

onde H = altura da seção interna da estrutura

$$h_c = \frac{2}{3} \times H$$

Por intermédio do gráfico de propriedades hidráulicas, estimando por tentativas o tirante crítico e levando-se em conta que:

$$h_c = \frac{A_c}{T_c},$$

obtém-se:

$$d_c \cong 0,72H$$

$$A_c \cong 0,816A$$

$$R_c \cong 1,26R$$

onde A - área total da seção interna da estrutura

R - raio hidráulico à seção plena

Substituindo-se estes valores nas fórmulas genéricas obtém-se:

$$Q_c = 2,086A \times H^{0,5}, \quad \text{em m}^3/\text{s}$$

$$Q_c = 1,638L \times H^{1,5}, \quad \text{onde L = vão da seção interna da estrutura}$$

$$V_c = 2,56H^{0,5}, \quad \text{em m/s}$$

$$I_c = \frac{4,816}{R^{4/3}} H \times n^2, \quad \text{em m/m}$$

Os valores de Q_c , V_c e I_c estão indicados para as suas dimensões usuais nas tabelas 15 a 17.

Fórmulas que deram origem as tabelas utilizadas para o dimensionamento dos bueiros (canal no regime crítico)

Bueiros tubulares de concreto

Vazão crítica:

$$\text{bueiro simples: } Q_1 = 1,533D^{2,5}$$

$$\text{bueiro duplo : } Q_2 = 2 \times 1,533D^{2,5}$$

$$\text{bueiro triplo : } Q_3 = 3 \times 1,533D^{2,5}$$

$$\text{Velocidade crítica: } V = 2,56\sqrt{D}$$

Declividade crítica: $I_c = \frac{0,739}{\sqrt[3]{D}}$ (%) para $n = 0,015$

Área molhada crítica:

bueiro simples: $A = \frac{\theta - \text{sen}\theta}{8} \times D^2$

bueiro duplo : $A = 2 \left(\frac{\theta - \text{sen}\theta}{8} \right) \times D^2$

bueiro triplo : $A = 3 \left(\frac{\theta - \text{sen}\theta}{8} \right) \times D^2$

Bueiros celulares de concreto

Vazão crítica:

bueiro simples: $Q_1 = 1,705B \times H^{1,5}$

bueiro duplo: $Q_2 = 2 \times 1,705B \times H^{1,5}$

bueiro triplo: $Q_3 = 3 \times 1,705B \times H^{1,5}$

Velocidade crítica: $V_c = 2,56 \times V^{0,5}$

Declividade crítica:

$$I_c = \frac{0,0585}{\sqrt[3]{H}} \left(3 + \frac{4H}{B} \right)^{4/3}, \text{ em \%}, \text{ para } n = 0,015$$

Área molhada crítica:

bueiro simples: $A = B \times \frac{2}{3}H$

bueiro duplo: $A = 2 \times B \times \frac{2}{3}H$

bueiro triplo: $A = 3 \times B \times \frac{2}{3}H$

Bueiros circulares metálicos corrugados

Declividade crítica:

$$I = 3282 \frac{n^2}{\sqrt[3]{D}} \text{ (\%)}$$

A rugosidade de bueiros metálicos corrugados é definida em função do tipo da corrugação da chapa, a saber:

$$68\text{mm} \times 13\text{mm} = 0,019$$

$$152\text{mm} \times 51\text{mm} = 0,024$$

$$76\text{mm} \times 25\text{mm} = 0,021$$

$$\text{Bueiros para processo não destrutivo} = 0,024$$

Bueiros lenticulares metálicos corrugados

Vazão crítica:

$$\text{bueiro simples: } Q_1 = 1,944 \times A \times H^{1/2}$$

$$\text{bueiro duplo: } Q_2 = 2 \times 1,944 \times A \times H^{1/2}$$

$$\text{bueiro triplo: } Q_3 = 3 \times 1,944 \times A \times H^{1/2}$$

Velocidade crítica:

$$V_c = 2,56 \times H^{1/2}$$

Declividade crítica:

$$I_c = \frac{5,316 \times H \times 0,024^2}{\left(\frac{A}{P}\right)^{4/3}}$$

Área molhada crítica:

$$\text{bueiro simples: } A = Q_1 / V$$

$$\text{bueiro duplo: } A = Q_2 / V$$

$$\text{bueiro triplo: } A = Q_3 / V$$

Bueiros elípticos metálicos corrugados

Vazão crítica:

$$\text{bueiro simples: } Q_1 = 1,638 \times L \times H^{1,5}$$

$$\text{bueiro duplo: } Q_2 = 2 \times 1,638 \times L \times H^{1,5}$$

bueiro triplo: $Q_3 = 3 \times 1,638 \times L \times H^{1,5}$

Velocidade crítica:

$$V_c = 2,56 \times H^{0,5}$$

Declividade crítica:

$$I_c = \frac{4,816 \times 0,024^2}{\left(\frac{A}{P}\right)^{4/3}}$$

Área molhada crítica:

bueiro simples: $A = Q_1/V$

bueiro duplo: $A = Q_2/V$

bueiro triplo: $A = Q_3/V$

Tabela 1 - Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros tubulares de concreto trabalhando como canal (ec = D)

TIPO	DIÂMETRO (m)	ÁREA MOLHADA CRÍTICA (m ²)	VAZÃO CRÍTICA (m ³ /s)	VELOCIDADE CRÍTICA (m/s)	DECLIVIDADE CRÍTICA (%)
BSTC	0,60	0,22	0,43	1,98	0,88
BSTC	0,80	0,39	0,88	2,29	0,80
BSTC	1,00	0,60	1,53	2,56	0,74
BSTC	1,20	0,87	2,42	2,80	0,70
BSTC	1,50	1,35	4,22	3,14	0,65
BDTC	1,00	1,20	3,07	2,56	0,74
BDTC	1,20	1,73	4,84	2,80	0,70
BDTC	1,50	2,71	8,45	3,14	0,65
BTTC	1,00	1,81	4,60	2,56	0,74
BTTC	1,20	2,60	7,26	2,80	0,70
BTTC	1,50	4,06	12,67	3,14	0,65

Tabela 2 - Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros celulares de concreto trabalhando como canal ($ec = d$)

TIPO	BASE X ALTURA (mxm)	ÁREA MOLHADA CRÍTICA (m ²)	VAZÃO CRÍTICA (m ³ /s)	VELOCIDADE CRÍTICA (m/s)	DECLIVIDADE CRÍTICA (%)
BSCC	1,0 x 1,0	0,67	1,71	2,56	0,78
BSCC	1,5 x 1,5	1,50	4,70	3,14	0,68
BSCC	2,0 x 1,5	2,00	6,26	3,14	0,56
BSCC	2,0 x 2,0	2,67	9,64	3,62	0,62
BSCC	2,0 x 2,5	3,33	13,48	4,05	0,69
BSCC	2,0 x 3,0	4,00	17,72	4,43	0,76
BSCC	2,5 x 2,5	4,17	16,85	4,05	0,58
BSCC	3,0 x 1,5	3,00	9,40	3,14	0,44
BSCC	3,0 x 2,0	4,00	14,47	3,62	0,47
BSCC	3,0 x 2,5	5,00	20,22	4,05	0,51
BSCC	3,0 x 3,0	6,00	26,58	4,43	0,54
BDCC	2,0 x 1,5	4,00	12,53	3,14	0,56
BDCC	2,0 x 2,0	5,33	19,29	3,62	0,62
BDCC	2,0 x 2,5	6,67	26,96	4,05	0,69
BDCC	2,0 x 3,0	8,00	35,44	4,43	0,76
BDCC	2,5 x 2,5	8,33	33,70	4,05	0,58
BDCC	3,0 x 1,5	6,00	17,79	3,14	0,44
BDCC	3,0 x 2,0	8,00	28,93	3,62	0,47
BDCC	3,0 x 2,5	10,00	40,44	4,05	0,51
BDCC	3,0 x 3,0	12,00	53,16	4,43	0,54
BTCC	2,0 x 2,0	8,00	28,93	3,62	0,62
BTCC	2,0 x 2,5	10,00	40,44	4,05	0,69
BTCC	2,5 x 2,5	12,50	50,55	4,05	0,58
BTCC	3,0 x 2,0	12,00	43,40	3,63	0,47
BTCC	3,0 x 2,5	15,00	60,66	4,05	0,51
BTCC	3,0 x 3,0	18,00	79,73	4,43	0,54

Tabela 3 - Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros circulares metálicos trabalhando como canal (ec = d)

TIPO	BASE X DIÂMETRO (mxm)	ÁREA MOLHADA CRÍTICA (m ²)	VAZÃO CRÍTICA (m ³ /s)	VELOCIDADE CRÍTICA (m/s)	DECLIVIDADE CRÍTICA (%)
BSTM CORRUGAÇÃO 152 x 51mm	1,50	1,35	4,22	3,14	1,65
	1,80	1,95	6,66	3,43	1,55
	1,90	2,17	7,63	3,53	1,53
	2,15	2,78	10,39	3,75	1,46
	2,30	3,18	12,30	3,88	1,43
	2,65	4,23	17,52	4,17	1,37
	2,75	4,55	19,23	4,25	1,35
	3,05	5,60	24,91	4,47	1,30
	3,20	6,16	28,08	4,58	1,28
	3,40	6,96	32,68	4,72	1,26
	3,65	8,02	39,02	4,89	1,23
	3,75	8,46	41,75	4,96	1,22
	3,80	8,69	43,15	4,99	1,21
	4,10	10,12	52,18	5,18	1,18
	4,20	10,62	55,42	5,25	1,17
	4,30	11,13	58,78	5,31	1,16
	4,60	12,73	69,57	5,49	1,14
	4,80	13,86	77,38	5,61	1,12
	4,95	14,75	83,57	5,70	1,11
	5,00	15,04	85,70	5,72	1,11
	5,35	17,22	101,49	5,92	1,08
	5,50	18,20	108,75	6,00	1,07
	5,70	19,55	118,91	6,11	1,06
	5,85	20,59	126,89	6,19	1,05
	5,95	21,30	132,38	6,24	1,04
	6,10	22,39	140,89	6,32	1,03
	6,40	24,65	158,85	6,48	1,02
	6,50	25,43	165,13	6,53	1,01
	6,85	28,24	188,26	6,70	1,00
	6,95	29,07	195,21	6,75	0,99
	7,25	31,63	216,96	6,89	0,98
	7,30	32,07	220,72	6,92	0,97
	7,45	33,40	232,24	6,99	0,97
	7,60	34,76	244,10	7,06	0,96
	7,80	36,61	260,48	7,15	0,95

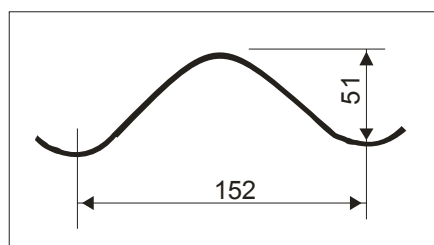


Tabela 4 - Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros circulares metálicos corrugados trabalhando como canal ($e_c = d$)

TIPO	BASE X DIÂMETRO (m x m)	ÁREA MOLHADA CRÍTICA (m ²)	VAZÃO CRÍTICA (m ³ /s)	VELOCIDADE CRÍTICA (m/s)	DECLIVIDADE CRÍTICA (%)
BDTM CORRUGAÇÃO 152 x 51mm	1,50	2,71	8,45	3,14	1,65
	1,80	3,90	13,33	3,43	1,55
	1,90	4,34	15,26	3,53	1,53
	2,15	5,56	20,78	3,75	1,46
	2,30	6,37	24,60	3,88	1,43
	2,65	8,45	35,05	4,17	1,37
	2,75	9,10	38,45	4,25	1,35
	3,05	11,20	49,81	4,47	1,30
	3,20	12,32	56,16	4,58	1,28
	3,40	13,91	65,35	4,72	1,26
	3,65	16,05	78,04	4,89	1,23
	3,75	16,93	83,49	4,96	1,22
	3,80	17,38	86,30	4,99	1,21
	4,10	20,23	104,36	5,18	1,18
	4,20	21,23	110,84	5,25	1,17
	4,30	22,25	117,56	5,31	1,16
	4,60	25,47	139,14	5,49	1,14
	4,80	27,73	154,77	5,61	1,12
	4,95	29,49	167,14	5,70	1,11
	5,00	30,09	171,39	5,72	1,11
	5,35	34,45	202,98	5,92	1,08
	5,50	36,41	217,51	6,00	1,07
	5,70	39,10	237,83	6,11	1,06
	5,85	41,19	253,78	6,19	1,05
	5,95	42,61	264,77	6,24	1,04
	6,10	44,78	281,77	6,32	1,03
	6,40	49,30	317,70	6,48	1,02
	6,50	50,85	330,26	6,53	1,01
	6,85	56,47	376,53	6,70	1,00
	6,95	58,13	390,42	6,75	0,99
	7,25	63,26	433,93	6,89	0,98
	7,30	64,14	441,45	6,92	0,97
	7,45	66,80	464,48	6,99	0,97
	7,60	69,52	488,21	7,06	0,96
	7,80	73,32	520,97	7,15	0,95

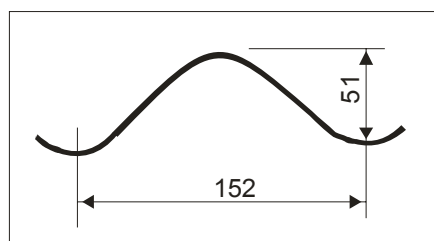


Tabela 5 - Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros circulares metálicos corrugados trabalhando como canal (ec = d)

TIPO	BASE X DIÂMETRO (m x m)	ÁREA MOLHADA CRÍTICA (m ²)	VAZÃO CRÍTICA (m ³ /s)	VELOCIDADE CRÍTICA (m/s)	DECLIVIDADE CRÍTICA (%)
BTTM CORRUGAÇÃO 152 x 51mm	1,50	4,06	12,67	3,14	1,65
	1,80	5,85	19,99	3,43	1,55
	1,90	6,52	22,88	3,53	1,53
	2,15	8,35	31,17	3,75	1,46
	2,30	9,55	24,60	3,88	1,43
	2,65	12,68	52,57	4,17	1,37
	2,75	13,65	57,68	4,25	1,35
	3,05	16,79	74,72	4,47	1,30
	3,20	18,49	84,24	4,58	1,28
	3,40	20,87	98,03	4,72	1,26
	3,65	24,05	117,06	4,89	1,23
	3,75	25,39	125,24	4,96	1,22
	3,80	26,07	129,46	4,99	1,21
	4,10	30,35	156,54	5,18	1,18
	4,20	31,85	166,26	5,25	1,17
	4,30	33,38	176,33	5,31	1,16
	4,60	38,20	208,72	5,49	1,14
	4,80	41,59	232,15	5,61	1,12
	4,95	44,24	250,71	5,70	1,11
	5,00	45,13	257,09	5,72	1,11
	5,35	51,67	304,47	5,92	1,08
	5,50	54,61	326,26	6,00	1,07
	5,70	58,66	356,74	6,11	1,06
	5,85	61,78	380,67	6,19	1,05
	5,95	63,91	397,15	6,24	1,04
	6,10	67,18	422,66	6,32	1,03
	6,40	73,95	476,66	6,48	1,02
	6,50	76,28	495,39	6,53	1,01
	6,85	84,71	564,79	6,70	1,00
	6,95	87,20	585,63	6,75	0,99
	7,25	94,89	650,89	6,89	0,98
	7,30	96,21	662,17	6,92	0,97
	7,15	100,20	628,68	6,99	0,97
	7,60	104,28	732,31	7,06	0,96
	7,80	109,84	781,45	7,15	0,95

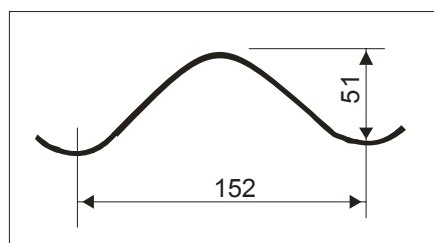


Tabela 6 - Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros circulares metálicos corrugados trabalhando como canal ($ec = d$)

TIPO	BASE X DIÂMETRO (m x m)	ÁREA MOLHADA CRÍTICA (m ²)	VAZÃO CRÍTICA (m ³ /s)	VELOCIDADE CRÍTICA (m/s)	DECLIVIDADE CRÍTICA (%)
BSTM BUEIRO PARA PROCESSO NÃO DESTRUTIVO	1,20	0,87	2,42	2,80	1,78
	1,40	1,18	3,56	3,03	1,69
	1,60	1,54	4,96	3,24	1,62
	1,80	1,95	6,66	3,43	1,55
	2,00	2,41	8,67	3,62	1,50
	2,20	2,91	11,01	3,80	1,45
	2,40	3,47	13,68	3,97	1,41
	2,60	4,07	16,71	4,13	1,37
	2,80	4,72	20,11	4,28	1,34
	3,00	5,42	23,90	4,43	1,31
	3,20	6,16	28,08	4,58	1,28
	3,40	6,96	32,68	4,72	1,26
	3,60	7,80	37,70	4,86	1,23
	3,80	8,69	43,15	4,99	1,21
	4,00	9,63	49,06	5,12	1,19
	4,20	10,62	55,42	5,25	1,17
	4,40	11,65	62,25	5,37	1,15
	4,60	12,73	69,57	5,49	1,14
	4,80	13,86	77,38	5,61	1,12
	5,00	15,04	85,70	5,72	1,11

Tabela 7 - Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros circulares metálicos corrugados trabalhando como canal ($ec = d$)

TIPO	BASE X DIÂMETRO (m x m)	ÁREA MOLHADA CRÍTICA (m ²)	VAZÃO CRÍTICA (m ³ /s)	VELOCIDADE CRÍTICA (m/s)	DECLIVIDADE CRÍTICA (%)
BDTM BUEIRO PARA PROCESSO NÃO DESTRUTIVO	1,20	1,73	4,84	2,80	1,78
	1,40	2,63	7,11	3,03	1,69
	1,60	3,08	9,93	3,24	1,62
	1,80	3,90	13,33	3,43	1,55
	2,00	4,81	17,34	3,62	1,50
	2,20	5,83	22,01	3,80	1,45
	2,40	6,93	27,36	3,97	1,41
	2,60	8,14	33,42	4,13	1,37
	2,80	9,44	40,22	4,28	1,34
	3,00	10,83	47,79	4,43	1,31
	3,20	12,32	56,16	4,58	1,28
	3,40	13,91	65,35	4,72	1,26
	3,60	15,60	75,39	4,86	1,23
	3,80	17,38	86,30	4,99	1,21
	4,00	19,26	98,11	5,12	1,19
	4,20	21,23	110,84	5,25	1,17
	4,40	23,30	124,51	5,37	1,15
	4,60	25,47	139,14	5,49	1,14
	4,80	27,73	154,77	5,61	1,12
	5,00	30,09	171,39	5,72	1,11

Tabela 8 - Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros circulares metálicos corrugados trabalhando como canal ($e_c = d$)

TIPO	BASE X DIÂMETRO (m x m)	ÁREA MOLHADA CRÍTICA (m ²)	VAZÃO CRÍTICA (m ³ /s)	VELOCIDADE CRÍTICA (m/s)	DECLIVIDADE CRÍTICA (%)
BTTM BUEIRO PARA PROCESSO NÃO DESTRUTIVO	1,20	2,60	7,25	2,80	1,78
	1,40	3,54	10,67	3,03	1,69
	1,60	4,62	14,89	3,24	1,62
	1,80	5,85	19,89	3,43	1,55
	2,00	7,22	26,02	3,62	1,50
	2,20	8,74	33,02	3,80	1,45
	2,40	10,40	41,04	3,97	1,41
	2,60	12,20	50,13	4,13	1,37
	2,80	14,15	60,33	4,28	1,34
	3,00	16,25	71,69	4,43	1,31
	3,20	18,49	84,24	4,58	1,28
	3,40	20,87	98,03	4,72	1,26
	3,60	23,40	113,09	4,86	1,23
	3,80	26,07	129,46	4,99	1,21
	4,00	28,89	147,17	5,12	1,19
	4,20	31,85	166,26	5,25	1,17
	4,40	34,95	186,76	5,37	1,15
	4,60	38,20	208,72	5,49	1,14
	4,80	41,59	232,15	5,61	1,12
	5,00	45,13	257,09	5,72	1,11

Tabela 9 - Vazão, velocidade e declividade crítica para bueiros circulares metálicos corrugados trabalhando como canal ($ec = d$)

TIPO	BASE X DIÂMETRO (m x m)	ÁREA MOLHADA CRÍTICA (m ²)	VAZÃO CRÍTICA (m ³ /s)	VELOCIDADE CRÍTICA (m/s)	DECLIVIDADE CRÍTICA
BSTM CORRUGAÇÃO 68 x 13 mm	0,60	0,22	0,43	1,98	1,40
	0,80	0,39	0,88	2,29	1,28
	1,00	0,60	1,53	2,56	1,18
	1,10	0,73	1,95	2,68	1,15
	1,20	0,87	2,42	2,80	1,11
	1,30	1,02	2,95	2,92	1,09
	1,40	1,18	3,56	3,03	1,06
	1,50	1,35	4,22	3,14	1,04
	1,60	1,54	4,96	3,24	1,01
	1,70	1,74	5,78	3,34	0,99
	1,80	1,95	6,66	3,43	0,97
	1,90	2,17	7,63	3,53	0,96
	2,00	2,41	8,67	3,62	0,94
	1,00	1,20	3,07	2,56	1,18
	1,10	1,46	3,89	2,68	1,15
BDTM CORRUGAÇÃO 68 x 13 mm	1,20	1,73	4,84	2,80	1,11
	1,30	2,03	5,91	2,92	1,09
	1,40	2,36	7,11	3,03	1,06
	1,50	2,71	8,45	3,14	1,04
	1,60	3,08	9,93	3,24	1,01
	1,70	3,48	11,55	3,34	0,99
	1,80	3,90	13,33	3,43	0,97
	1,90	4,34	15,26	3,53	0,96
	2,00	4,81	17,34	3,62	0,94

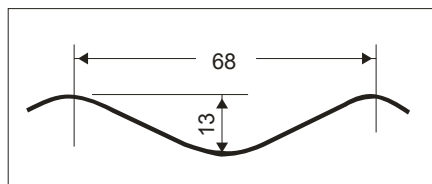


Tabela 10 - Vazão, velocidade e declividade crítica para bueiros circulares metálicos corrugados trabalhando como canal ($e_c = d$)

TIPO	BASE X DIÂMETRO (m x m)	ÁREA MOLHADA CRÍTICA (m ²)	VAZÃO CRÍTICA (m ³ /s)	VELOCIDADE CRÍTICA (m/s)	DECLIVIDADE CRÍTICA (%)
BTTM CURRUGAÇÃO 68 x 13 mm	1,00	1,81	4,60	2,56	1,18
	1,10	2,18	5,84	2,68	1,15
	1,20	2,60	7,25	2,80	1,11
	1,30	3,05	8,86	2,92	1,09
	1,40	3,54	10,67	3,03	1,06
	1,50	4,06	12,67	3,14	1,04
	1,60	4,62	14,89	3,24	1,01
	1,70	5,22	17,33	3,34	0,99
	1,80	5,85	19,99	3,43	0,97
	1,90	6,52	22,88	3,53	0,96
	2,00	7,22	26,02	3,62	0,94

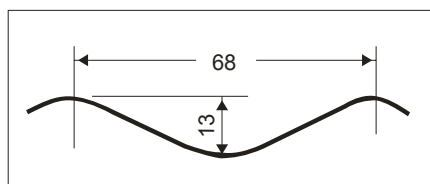


Tabela 11 - Vazão, velocidade e declividade crítica para bueiros circulares metálicos corrugados trabalhando como canal ($ec = d$)

TIPO	BASE X DIÂMETRO (m x m)	ÁREA MOLHADA CRÍTICA (m ²)	VAZÃO CRÍTICA (m ³ /s)	VELOCIDADE CRÍTICA (m/s)	DECLIVIDADE CRÍTICA (%)
BSTM CORRUGAÇÃO 76 x 25mm	1,30	1,02	2,95	2,92	1,33
	1,40	1,18	3,56	3,03	1,29
	1,50	1,35	4,22	3,14	1,26
	1,60	1,54	4,96	3,24	1,24
	1,80	1,95	6,66	3,43	1,19
	2,00	2,41	8,67	3,62	1,15
	2,30	3,18	12,30	3,88	1,10
	2,50	3,76	15, 15	4,05	1,07
	2,70	4,39	18,36	4,21	1,04
	3,00	5,42	23,90	4,43	1,00
	1,30	2,03	5,91	2,92	1,33
BDTM CORRUGAÇÃO 76 x 25mm	1,40	2,36	7,11	3,03	1,29
	1,50	2,71	8,45	3,14	1,26
	1,60	3,08	9,93	3,24	1,24
	1,80	3,90	13,33	3,43	1,19
	2,00	4,81	17,34	3,62	1,15
	2,30	6,37	24,60	3,88	1,10
	2,50	7,52	30,60	4,05	1,07
	2,70	8,77	36,73	4,21	1,04
	3,00	10,83	47,79	4,43	1,00
	1,30	3,05	8,86	2,92	1,33
	1,40	3,54	10,67	3,03	1,29
BTTM CORRUGAÇÃO 76 x 25mm	1,50	4,06	12,67	3,14	1,26
	1,60	4,62	14,89	3,24	1,24
	1,80	5,85	19,99	3,43	1,19
	2,00	7,22	26,02	3,62	1,15
	2,30	9,55	36,90	3,88	1,10
	2,50	11,28	45,45	4,05	1,07
	2,70	13,16	55,09	4,21	1,04
	3,00	16,25	71,69	4,43	1,00

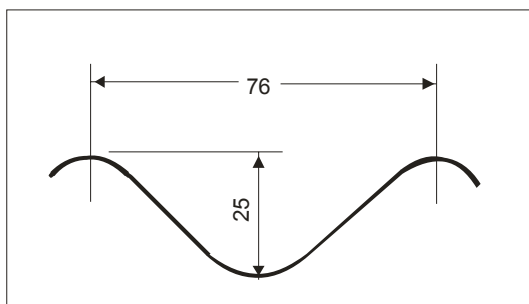


Tabela 12 - Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros lenticulares metálicos corrugados trabalhando como canal ($ec = d$)

TIPO	VÃO x ALTURA (mxm)	ÁREA MOLHADA CRÍTICA (m ²)	VAZÃO CRÍTICA (m ³ /s)	VELOCIDADE CRÍTICA (m/s)	DECLIVIDADE CRÍTICA (%)
BSLM CORRUGAÇÃO 152 x 51mm	1,85x1,40	1,56	4,72	3,03	1,51
	2,20x1,70	2,19	7,30	3,34	1,45
	2,85x1,85	3,03	10,55	3,48	1,30
	3,25x2,25	4,10	15,72	3,84	1,29
	3,75x2,30	5,02	19,46	3,88	1,16
	4,05x2,85	6,93	29,93	4,32	1,12
	4,20x2,90	7,21	31,42	4,36	1,11
	4,40x3,05	8,13	36,33	4,47	1,08
	4,55x3,10	8,41	37,89	4,51	1,08
	4,70x3,15	8,77	39,82	4,54	1,07
	5,00x3,35	10,11	47,32	4,69	1,04
	5,20x3,40	10,47	49,36	4,72	1,01
	5,30x3,50	11,17	53,46	4,79	1,02
	5,72x3,70	12,65	62,26	4,92	0,99
	5,95x3,80	13,43	66,96	4,99	0,98
	6,00x3,86	13,85	69,63	5,03	0,98
	6,22x3,95	14,71	74,76	5,09	0,96
	6,27x4,00	15,12	77,37	5,12	0,96

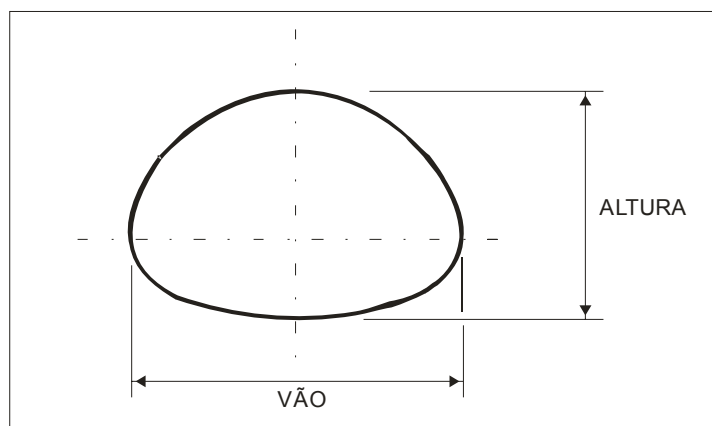


Tabela 13 - Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros lenticulares metálicos corrugados trabalhando como canal ($ec = d$)

TIPO	VÃO X ALTURA (mxm)	AREA MOLHADA CRÍTICA (m ²)	VAZÃO CRÍTICA (m ³ /s)	VELOCIDADE CRÍTICA (m/s)	DECLIVIDADE CRÍTICA (%)
BDLM CORRUGAÇÃO 152 x 51mm	1,85x1,40	3,12	9,43	3,03	1,51
	2,20x1,70	4,38	14,60	3,34	1,45
	2,85x1,85	6,06	21,10	3,48	1,30
	3,25x2,25	8,19	31,43	3,84	1,29
	3,75x2,30	10,03	38,92	3,88	1,16
	4,05x2,85	13,86	59,86	4,32	1,12
	4,10x2,90	14,42	62,83	4,36	1,11
	4,40x3,05	16,26	72,65	4,47	1,08
	4,55x3,10	16,83	75,78	4,51	1,08
	4,70x3,15	17,54	79,63	4,54	1,07
	5,00x3,35	20,22	94,65	4,69	1,04
	5,20x3,40	20,93	98,72	4,72	1,01
	5,30x3,50	22,34	106,92	4,79	1,02
	5,72x3,70	25,31	124,52	4,92	0,99
	5,95x3,80	26,86	133,92	4,99	0,98
	6,00x3,86	27,71	139,25	5,03	0,98
	6,22x3,95	29,41	149,52	5,09	0,96
	6,27x4,00	30,25	154,74	5,12	0,96

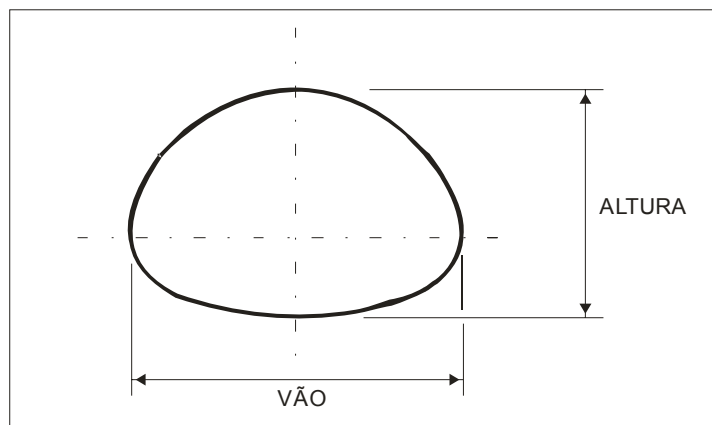


Tabela 14 - Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros lenticulares metálicos corrugados trabalhando como canal ($ec = d$)

TIPO	VÃO X ALTURA (mxm)	ÁREA MOLHADA CRÍTICA (m^2)	VAZÃO CRÍTICA (m^3/s)	VELOCIDADE CRÍTICA (m/s)	DECLIVIDADE CRÍTICA (%)
BTLM CORRUGAÇÃO 152 x 51mm	1,85x1,40	4,67	14,15	3,03	1,51
	2,20x1,70	6,57	21,90	3,34	1,45
	2,85x1,85	9,10	31,65	3,48	1,30
	3,25x2,25	12,29	47,15	3,84	1,29
	3,75x2,30	15,05	58,37	3,88	1,16
	4,05x2,85	20,79	89,79	4,32	1,12
	4,10x2,90	21,64	94,25	4,36	1,11
	4,40x3,05	24,40	108,98	4,47	1,08
	4,55x3,10	25,24	113,67	4,51	1,08
	4,70x3,15	26,31	119,45	4,54	1,07
	5,00x3,35	30,32	141,97	4,69	1,04
	5,20x3,40	31,40	148,08	4,72	1,01
	5,30x3,50	33,52	160,39	4,79	1,02
	5,72x3,70	37,96	186,78	4,92	0,99
	5,95x3,80	40,29	200,88	4,99	0,98
	6,00x3,86	41,56	208,88	5,03	0,98
	6,22x3,95	44,12	224,28	5,09	0,96
	6,27x4,00	45,37	232,11	5,12	0,96

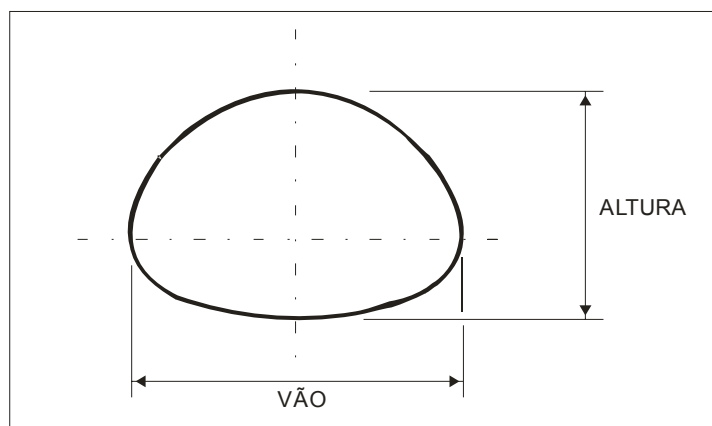


Tabela 15 - Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros elípticos metálicos corrugados trabalhando como canal ($ec = d$)

TIPO	VÃO X ALTURA (mxm)	ÁREA MOLHADA CRÍTICA (m ²)	VAZÃO CRÍTICA (m ³ /s)	VELOCIDADE CRÍTICA (m/s)	DECLIVIDADE CRÍTICA (%)
BSEM CORRUGAÇÃO 152 x 51mm	5,89x3,89	14,78	74,50	5,04	0,86
	6,12x3,96	15,60	79,41	5,09	0,85
	6,15x3,63	14,17	69,03	4,87	0,85
	6,35x3,71	14,99	73,88	4,93	0,84
	6,40x4,62	19,15	105,36	5,50	0,84
	6,68x4,24	17,03	89,77	5,27	0,83
	6,86x4,78	21,22	118,62	5,59	0,82
	7,01x4,29	19,23	101,92	5,30	0,81
	7,09x4,85	22,20	125,00	5,63	0,81
	7,42x5,16	24,60	143,03	5,81	0,80
	7,47x4,47	21,20	114,71	5,41	0,79
	7,67x4,55	22,17	121,07	5,46	0,79
	7,75x5,11	25,46	147,16	5,78	0,78
	7,95x5,54	28,41	171,01	6,02	0,78
	8,00x4,83	24,69	138,81	5,62	0,77
	8,23x4,93	25,75	146,26	5,68	0,77
	8,28x5,82	31,13	192,13	6,17	0,77
	8,51x5,92	32,36	201,29	6,22	0,77
	8,56x5,21	28,40	165,83	5,84	0,76
	8,79x5,31	29,57	174,15	5,89	0,75
	8,97x6,07	34,93	220,06	6,30	0,75
	9,17x6,15	36,23	229,68	6,34	0,75
	9,22x5,46	31,95	191,07	5,98	0,74
	9,50x6,45	39,29	255,40	6,50	0,74
	9,55x5,77	34,94	214,56	6,14	0,73
	9,78x5,84	36,22	223,82	6,18	0,72
	9,83x6,76	42,57	283,11	6,65	0,72
	10,06x6,84	44,01	294,43	6,69	0,72
	10,11x6,12	39,30	248,78	6,33	0,72
	10,39x7,11	47,43	323,44	6,82	0,71
	10,54x6,50	42,04	269,90	6,42	0,71
	10,64x6,50	44,02	287,02	6,52	0,70
	10,69x7,42	50,97	355,25	6,97	0,71
	10,90x7,85	55,05	394,68	7,17	0,71
	10,97x6,81	47,46	317,03	6,68	0,70
	11,25x7,80	56,32	402,10	7,14	0,70
	11,33x6,76	48,41	321,94	6,65	0,69
	11,58x8,10	60,15	437,90	7,28	0,69
	11,79x8,51	64,56	481,64	7,46	0,69
	12,19x9,02	70,93	544,73	7,68	0,68

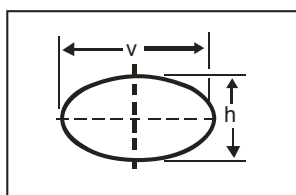


Tabela 16 - Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros elípticos metálicos corrugados trabalhando como canal ($ec = d$)

TIPO	VÃO X ALTURA (m/m)	ÁREA MOLHADA CRÍTICA (m ²)	VAZÃO CRÍTICA (m ³ /s)	VELOCIDADE CRÍTICA (m/s)	DECLIVIDADE CRÍTICA (%)
BDEM CORRUGAÇÃO 152 x 51mm	5,89x3,89	29,56	149,00	5,04	0,86
	6,12x3,96	31,20	158,82	5,09	0,85
	6,15x3,63	28,34	138,06	4,87	0,85
	6,35x3,71	29,98	147,76	4,93	0,84
	6,40x4,62	38,30	210,72	5,50	0,84
	6,68x4,24	34,06	179,54	5,27	0,83
	6,86x4,78	42,44	237,24	5,59	0,82
	7,01x4,29	38,46	203,84	5,30	0,81
	7,09x4,85	44,40	250,00	5,63	0,81
	7,42x5,16	49,20	286,06	5,81	0,80
	7,47x4,47	42,40	229,42	5,41	0,79
	7,67x4,55	44,34	242,14	5,46	0,79
	7,75x5,11	50,92	294,32	5,78	0,78
	7,95x5,54	56,82	342,02	6,02	0,78
	8,00x4,83	49,38	277,62	5,62	0,77
	8,23x4,93	51,50	292,52	5,68	0,77
	8,28x5,82	62,26	384,26	6,17	0,77
	8,51x5,92	64,72	402,58	6,22	0,77
	8,56x5,21	56,80	331,66	5,84	0,76
	8,79x5,31	59,14	348,30	5,89	0,75
	8,97x6,07	69,86	440,12	6,30	0,75
	9,17x6,15	72,46	459,36	6,34	0,75
	9,22x5,46	63,90	382,04	5,98	0,74
	9,50x6,45	78,58	510,80	6,50	0,74
	9,55x5,77	69,88	429,12	6,14	0,73
	9,78x5,84	72,44	447,64	6,18	0,72
	9,83x6,76	85,14	566,22	6,65	0,72
	10,06x6,84	88,02	588,86	6,69	0,72
	10,11x6,12	78,60	497,56	6,33	0,72
	10,39x7,11	94,86	646,88	6,82	0,71
	10,54x6,30	84,08	539,80	6,42	0,71
	10,64x6,50	88,04	574,04	6,52	0,70
	10,69x7,42	101,94	710,50	6,97	0,71
	10,90x7,85	110,10	789,36	7,17	0,71
	10,97x6,81	94,92	634,06	6,68	0,70
	11,25x7,80	112,64	804,20	7,14	0,70
	11,33x6,76	96,82	643,88	6,65	0,69
	11,58x8,10	120,30	875,80	7,28	0,69
	11,79x8,51	129,12	963,28	7,46	0,69
	12,19x9,02	141,86	1089,46	7,68	0,68

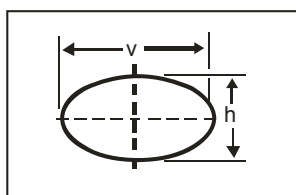
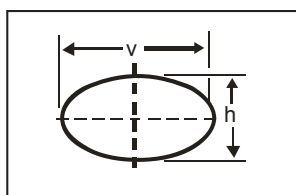


Tabela 17 - Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros elípticos metálicos corrugados trabalhando como canal (ec = d)

TIPO	VÃO X ALTURA (mxm)	ÁREA MOLHADA CRÍTICA (m ²)	VAZÃO CRÍTICA (m ³ /s)	VELOCIDADE CRÍTICA (m/s)	DECLIVIDADE CRÍTICA (%)
BDEM CORRUGAÇÃO 152 x 51mm	5,89x3,89	44,34	223,50	5,04	0,86
	6,12x3,96	46,80	238,23	5,09	0,85
	6,15x3,63	42,51	207,09	4,87	0,85
	6,35x3,71	44,97	221,64	4,93	0,84
	6,40x4,62	57,45	316,08	5,50	0,84
	6,68x4,24	51,09	269,31	5,27	0,83
	6,86x4,78	63,66	355,86	5,59	0,82
	7,01x4,25	57,69	305,76	5,30	0,81
	7,09x4,85	66,60	375,00	5,63	0,81
	7,42x5,16	73,80	429,09	5,81	0,80
	7,47x4,47	63,60	344,13	5,41	0,79
	7,67x4,55	66,51	363,21	5,46	0,79
	7,75x5,11	76,38	441,48	5,78	0,78
	7,95x5,54	85,23	513,03	6,02	0,78
	8,00x4,83	74,07	416,43	5,62	0,77
	8,23x4,93	77,25	438,78	5,68	0,77
	8,28x5,82	93,39	576,39	6,17	0,77
	8,51x5,92	97,08	603,87	6,22	0,77
	8,56x5,21	85,20	497,49	5,84	0,76
	8,79x5,31	88,71	522,45	5,89	0,75
	8,97x6,07	104,79	660,18	6,30	0,75
	9,17x6,15	108,69	689,04	6,34	0,75
	9,22x5,46	95,85	573,21	5,98	0,74
	9,50x6,45	117,87	766,20	6,50	0,74
	9,55x5,77	104,82	643,68	6,14	0,73
	9,78x5,84	108,66	671,46	6,18	0,72
	9,83x6,76	127,71	849,33	6,65	0,72
	10,06x6,84	132,03	833,29	6,69	0,72
	10,11x6,12	117,90	746,34	6,33	0,72
	10,39x7,11	142,29	970,32	6,82	0,71
	10,54x6,30	126,12	809,70	6,42	0,71
	10,64x6,50	132,06	861,06	6,52	0,70
	10,69x7,42	152,91	1065,75	6,97	0,71
	10,90x7,85	165,15	1184,04	7,17	0,71
	10,97x6,81	142,38	951,09	6,68	0,70
	11,25x7,80	158,96	1206,30	7,14	0,70
	11,33x6,76	145,23	965,82	6,65	0,69
	11,58x8,10	180,45	1313,70	7,28	0,69
	11,79x8,51	193,68	1444,92	7,46	0,69
	12,19x9,02	212,79	1634,19	7,68	0,68



– Dimensionamento no regime subcrítico

Sempre que a declividade do bueiro for inferior à crítica, o dimensionamento (seção e velocidade do fluxo) será obtido por intermédio das equações gerais do fluxo.

Equações gerais do fluxo

Apresentam-se a seguir as equações gerais do fluxo para os bueiros tubulares (seção circular) e celulares (seção quadrada ou retangular).

Para os bueiros de seção lenticular ou elíptica que não dispõem de fórmulas simples que relacionem suas grandezas hidráulicas, o procedimento para seu dimensionamento no regime subcrítico é apresentado adiante, no roteiro para dimensionamento.

Bueiros tubulares

Usando-se os valores obtidos em (d), e substituindo-os na fórmula de item (c) com recurso à equação da continuidade obtêm-se as equações gerais do fluxo para uma declividade estabelecida

Velocidade:

$$V = \sqrt[3]{\left(\frac{\varnothing - \text{sen}\varnothing}{4\varnothing}\right)^2} \times D^{2/3} \times \frac{l^{1/2}}{n}$$

e vazão:

$$Q = \frac{\varnothing - \text{sen}\varnothing}{8} \times D^2 \times \sqrt[3]{\frac{\varnothing - \text{sen}\varnothing}{4\varnothing}} \times D^2 \times \frac{l^{1/2}}{n}$$

ou

$$Q = \frac{1}{16} \sqrt[3]{\frac{(\varnothing - \text{sen}\varnothing)^5}{2\varnothing^2}} \times D^{8/3} \times \frac{l^{1/2}}{n}$$

Na expressão da velocidade,

$$V = K_v \times D^{2/3} \times \frac{l^{1/2}}{n}$$

fazendo-se:

$$\sqrt[3]{\left(\frac{\varnothing - \text{sen}\varnothing}{4\varnothing}\right)^2} = K_v$$

tem-se:

$$K_v = \frac{V \times n}{D^{2/3} \times l^{1/2}}$$

ou:

Na expressão de vazão, fazendo-se:

$$\frac{1}{16} \sqrt[3]{\frac{(\emptyset - \text{sen}\emptyset)^5}{2\emptyset^2}} = K_Q$$

tem-se;

$$Q = K_Q \times D^{8/3} \times \frac{l^{1/2}}{n}$$

ou:

$$K_Q = \frac{Q \times n}{D^{8/3} \times l^{1/2}}$$

ou ainda;

$$D = \sqrt[8]{\left(\frac{Q \times n}{K_Q \times l^{1/2}}\right)^3}$$

Coeficientes K_v e K_Q

Os coeficientes K_v e K_Q , como se pode verificar, são funções exclusivas do ângulo $\emptyset$, o qual, por sua vez, está ligado ao tirante “d” e ao diâmetro D através da equação:

$$\cos \frac{\emptyset}{2} = 1 - \frac{2d}{D} \quad (d)$$

ou

$$\emptyset = 2 \arccos \left(1 - \frac{2d}{D} \right)$$

Assim, como $\emptyset$, K_Q e K_v estão ligados ao tirante “d” e ao diâmetro D, pode-se tabelá-los em função da relação d/D. É a tabela dos parcialmente cheios, já citada, de grande utilidade no estudo dos bueiros nos regimes subcrítico e rápido, utilizada no item (a) e apresentada adiante, na tabela 18.

Bueiros celulares

Usando-se os valores das grandezas hidráulicas obtidas em “d”, a fórmula de Manning e com auxílio da equação da continuidade, obtêm-se as equações do fluxo nos bueiros celulares para uma declividade estabelecida:

Velocidade:

$$V = \sqrt[3]{\left(\frac{Bd}{B+2d}\right)^2} \times \frac{l^{1/2}}{n}, \quad \text{em m/s}$$

Vazão:

$$Q = Bd \left(\frac{Bd}{B+2d}\right)^{2/3} \times \frac{l^{1/2}}{n}, \quad \text{em m}^3/\text{s}$$

ou:

$$Q = \sqrt[3]{\frac{(B \times d)^5}{(B+2d)^2}} \times \frac{l^{1/2}}{n}, \quad \text{em m}^3/\text{s}$$

Na expressão da velocidade, fazendo-se:

$$\left(\frac{Bd}{B+2d}\right)^{2/3} = K_v$$

tem-se:

$$V = K_v \times \frac{l^{1/2}}{n}$$

ou:

$$K_v = \frac{n \times V}{l^{1/2}}$$

Na expressão da vazão, fazendo-se:

$$\sqrt[3]{\frac{(Bd)^5}{(B+2d)^2}} = K_Q$$

tem-se;

$$Q = K_Q \times \frac{l^{1/2}}{n}$$

OU:

$$K_Q = \frac{Q \times n}{l^{1/2}}$$

Existem nos bueiros celulares três grandezas a serem consideradas: a largura B, o tirante d e a altura H.

Para se chegar a uma solução deve-se fixar uma delas, em geral B, para determinar a outra, d. A terceira, H, é uma consequência de d, pois admite-se uma folga, isto é, uma altura livre entre a lâmina d'água e a laje superior do bueiro, relacionada ao tirante.

O DNIT tem adotado uma folga mínima de 25 % sobre d; desse modo a altura do bueiro passa a ser:

$$H = \frac{d}{0,80}$$

Coeficientes K_v e K_Q

Esses coeficientes são funções de B e d, portanto de duas variáveis. As curvas das Fig. 7 e 8 correlacionam B e d respectivamente a K_Q e K_v

Nessas curvas o valor de B varia de 1,00 m a 3,00 m com intervalos de 0,50 m e o valor de (d) varia de 0,20 m até 3,00 m.

Roteiro para dimensionamento

Dados

- O valor de Q é conhecido porque é a descarga da bacia a ser drenada , calculada nos estudos hidrológicos do projeto;
- O valor de I é conhecido pelo levantamento topográfico do local onde o bueiro deverá ser implantado;
- O valor n (coeficiente de Manning) é conhecido pois depende da natureza do material de que será feito o bueiro (concreto, chapa metálica, corrugada etc).

Seqüência das operações

Bueiros tubulares

- admite-se inicialmente um valor para a relação d/D, variando de 0,20 a 0,80, optando-se em geral pelo valor máximo;
- com o valor adotado para a relação d/D, entra-se na tabela dos parcialmente cheios, para obtenção do coeficiente K_Q
- com K_Q determina-se o valor do diâmetro teórico e se este mostrar-se inadequado pelas restrições do local de assentamento ou por não existir comercialmente tubo com diâmetro de tal porte, deverá ser considerado bueiro de seção múltipla, dividindo-se a descarga de projeto pelo número de linhas de tubo a adotar. Ao final será fixado para a linha de tubos simples ou múltipla o diâmetro mais próximo comercialmente disponível;
- com o diâmetro comercial calcula-se o novo valor de K_Q obtendo-se na tabela a relação d/D, e o valor de K_v , que fornecerá o valor de V, comparando a velocidade de

escoamento com os valores mínimo e máximo aceitáveis, função da sedimentação das partículas em suspensão e da erosão das paredes dos tubos;

- e) se os valores acima estiverem dentro dos limites estabelecidos, o dimensionamento é concluído; caso contrário, faz-se nova tentativa com outra relação d/D , procurando-se aumentar ou diminuir a velocidade.

Bueiros celulares

Com os valores de Q , I e n , calcula-se K_Q e com o valor de K_Q obtém-se o valor de d , definindo-se conseqüentemente o valor B escolhido. Com os valores de B e d , na curva de K_v , obtém-se K_v e conseqüentemente V .

Estando o valor de V entre os limites permitidos e atendendo às condições locais, dá-se o dimensionamento como aceito, caso contrário, procura-se, mediante novas tentativas, dimensões que conduzam a valores aceitáveis.

Quando o valor de Q conduz a um valor de K_Q acima do limite superior das curvas, isso significa a necessidade da adoção de bueiros duplos e triplos. O cálculo é então refeito com o valor de Q dividido por 2 ou 3, conforme o número de linhas dos tubos.

Bueiros lenticulares ou elípticos metálicos corrugados

Tanto para os bueiros lenticulares como para aqueles de seção elíptica, por não se dispor de formulas simples que expressam o fluxo conforme a variação de lâmina d'água, o procedimento de cálculo atendendo a uma declividade de assentamento preestabelecida será diferente.

Primeiramente deve-se calcular a vazão à seção plena para a declividade estabelecida e também a altura crítica relativa à descarga dada para conhecer o regime a que se refere.

A vazão à plena seção é determinada com o auxílio das tabelas 19 ou 20 de onde são extraídos a área e o perímetro molhado da seção plena. Definido o coeficiente n a partir do tipo de corrugação escolhidos, determina-se, através da expressão de Manning e da equação da continuidade, a vazão à plena seção.

Igualando a descarga de projeto à vazão escoada pelo bueiro, obtém-se através em um dos gráficos do diagrama 19 o tirante crítico correspondente que servirá de referência para definir o regime de funcionamento do fluxo na seção escolhida e a necessidade de ampliação da área da seção considerada.

Se o tirante crítico superar a 65 % da altura da seção para os bueiros lenticulares e a 72 % da altura nos bueiros elípticos, deverá ser ensaiada seção maior ou seção múltipla, considerando-se nesta última a descarga, e correspondentemente a vazão de projeto, como sendo a descarga total dividida pelo número de linhas.

Definida a vazão à plena seção e a altura crítica referente à descarga de projeto, passa-se ao dimensionamento hidráulico do bueiro funcionando parcialmente cheio.

O tirante para a descarga de projeto dada é obtido através da utilização dos ábacos da Fig. 9, que define as propriedades hidráulicas desses tipos de estruturas; entrando-se com a relação entre a vazão a escoar e a vazão à seção plena, obtendo-se o valor percentual do tirante em relação à altura total da seção e daí o seu valor para o fluxo normal.

Semelhantemente ao adotado para os demais bueiros, admite-se uma lâmina d'água máxima de 80 % da altura total da seção e uma lâmina mínima de 20%.

Se o tirante encontrado situar-se fora desses limites deverá ser ensaiada uma nova seção ou seção múltipla.

Ainda através da Fig. 9 pode-se verificar que a vazão máxima para os bueiros lenticulares é obtida para um tirante de 88 % da altura total da estrutura, sendo aproximadamente 8 % superior à vazão à plena seção e que nos bueiros elípticos a vazão máxima se dá com um tirante de 92 % da altura total, representando aproximadamente 10 % a mais que a vazão à plena seção.

- Velocidades e vazões máximas para bueiros tubulares com declividades fixadas

Substituindo-se na Formula de Manning:

$$V = \frac{R^{2/3} \times I^{1/2}}{n}$$

o raio hidráulico R pela sua expressão A/P, tem-se;

$$V = \frac{I^{1/2}}{n} \times \left(\frac{A}{P} \right)^{2/3}$$

Para I constante, a velocidade será máxima quando a derivada de A/P, for nula.

A e P, porém, são funções de ($\emptyset$), sendo a condição de velocidade máxima dada pelos valores dessas variáveis que anulem a derivada da função f ($\emptyset$), ou seja:

$$\frac{P \frac{dA}{d\emptyset} - A \frac{dP}{d\emptyset}}{P^2} = 0$$

ou ainda,

$$P \frac{dA}{d\emptyset} = A \frac{dP}{d\emptyset} \quad (1)$$

De (d),

$$P = \frac{\emptyset}{2} \times D, \text{ donde } \frac{dP}{d\emptyset} = \frac{D}{2}$$

e

$$A = \frac{\varnothing - \text{sen}\varnothing}{8} \times D^2, \text{ donde}$$

$$\frac{dA}{d\varnothing} = \frac{1 - \cos\varnothing}{8} \times D^2$$

Substituindo-se os valores de P, A, $\frac{dP}{d\varnothing}$ e $\frac{dA}{d\varnothing}$ na igualdade (1), tem-se;

$$\varnothing D - \varnothing \cos \varnothing \times D^3 = \varnothing D - \text{sen}\varnothing \times D^3$$

$$\varnothing \cos \varnothing \times D^3 = \text{sen}\varnothing \times D^3 \quad \text{ou}$$

$$\text{tg } \varnothing = \varnothing$$

equação cuja solução é:

$$\varnothing = 4,4934 \text{ rad,}$$

$$\varnothing = 257^{\circ}27'10'' \quad \text{ou}$$

$$\text{Como, porém, } \varnothing_c = 2 \arccos \left(1 - \frac{2d}{D} \right)$$

$$\cos \frac{\varnothing_c}{2} = -0,626$$

$$1 - \frac{2d}{D} = -0,626$$

daí, $d = 0,813D$ que corresponde ao tirante para a condição da velocidade máxima.

Esse valor de $\varnothing$ levado às equações gerais do fluxo para velocidade e vazão fornece:

a velocidade máxima

$$V_{\text{máx}} = 0,452 \frac{D^{2/3} \times I^{1/2}}{n}$$

e a vazão correspondente a esta velocidade

$$Q = 0,309 \frac{D^{8/3} \times I^{1/2}}{n}$$

Vazão máxima

Associando-se a fórmula de Manning;

$$V = \frac{I^{1/2}}{n} \times \left(\frac{A}{P} \right)^{2/3}$$

a equação de continuidade, tem-se:

$$Q = \frac{I^{1/2}}{n} \times \left(\frac{A^{5/2}}{P} \right)^{2/3}$$

A vazão máxima se verificará quando $A/P^{5/2}$, função de $\emptyset$, for máxima;

vale dizer, quando sua derivada em relação a $\emptyset$ for nula, isto é,

$$\frac{\frac{5}{2} P \times A^{3/2} \frac{dA}{d\emptyset} - A^{5/2} \frac{dP}{d\emptyset}}{P^2} = 0$$

ou

$$5P \times \frac{dA}{d\emptyset} = 2A \times \frac{dP}{d\emptyset}$$

Substituindo-se P , A , $\frac{dA}{d\emptyset}$ e $\frac{dP}{d\emptyset}$ por suas expressões obtidas no item anterior, tem-se:

$$\frac{5\emptyset D}{2} \times \frac{(1 - \cos\emptyset)}{8} D^2 = 2 \frac{(\emptyset - \sin\emptyset)}{8} \times D^2 \times \frac{D}{2}$$

ou

$$5\emptyset (1 - \cos\emptyset) = 2(\emptyset - \sin\emptyset)$$

ou ainda,

$$3\emptyset - 5\emptyset \cos\emptyset + 2 \sin\emptyset = 0$$

cuja solução é

$$\emptyset = 5,2781 \text{ rad ou } \emptyset = 302^{\circ}24'46'', \text{ que corresponde a um tirante de } d = 0,938 D$$

Esse valor de $\emptyset$ levado às equações gerais do fluxo para vazão e velocidade fornece:

para vazão máxima

$$Q_{\text{máx}} = 0,335 D^{8/3} \times \frac{I^{1/2}}{n}$$

e para a velocidade correspondente a essa vazão

$$V = 0,438 D^{2/3} \times \frac{I^{1/2}}{n}$$

A observação dos dados encontrados permite chegar a uma importante conclusão:

"A velocidade máxima não corresponde à vazão máxima".

Área Molhada, Raio Hidráulico, K_V e K_Q , para Bueiros de Seção Circular, em função da altura relativa do tirante.

d = Tirante d'água

D = Diâmetro do bueiro

A = Área molhada

R = Raio Hidráulico

Q = Vazão (m^3/s)

n = Coeficiente de rugosidade de Manning

I = declividade do bueiro (m/m)

$$K_V = \frac{V \times n}{D^{2/3} \times I^{1/2}}$$

$$K_Q = \frac{Q \times n}{D^{8/3} \times I^{1/2}}$$

Tabela 18 - Tabela dos circulares parcialmente cheios

d/D	A/D²	R/D	K_v	K_Q
0,01	0,0013	0,0066	0,0353	0,00005
0,02	0,0037	0,0132	0,0559	0,00021
0,03	0,0069	0,0197	0,0730	0,00050
0,04	0,0105	0,0262	0,0881	0,00093
0,05	0,0147	0,0326	0,1019	0,00150
0,06	0,0192	0,0389	0,1147	0,00221
0,07	0,0242	0,0451	0,1267	0,00306
0,08	0,0294	0,0513	0,1381	0,00406
0,09	0,0350	0,0575	0,1489	0,00521
0,10	0,0409	0,0635	0,1592	0,00651
0,11	0,0470	0,0695	0,1691	0,00795
0,12	0,0534	0,0755	0,1786	0,00953
0,13	0,0600	0,0813	0,1877	0,01126
0,14	0,0668	0,0871	0,1965	0,01313
0,15	0,0739	0,0929	0,2051	0,0152
0,16	0,0811	0,0986	0,2133	0,0173
0,17	0,0885	0,1042	0,2214	0,0196
0,18	0,0961	0,1097	0,2291	0,0220
0,19	0,1039	0,1152	0,2367	0,0246
0,20	0,1118	0,1206	0,2441	0,0273
0,21	0,1199	0,1259	0,2512	0,0301
0,22	0,1281	0,1312	0,2582	0,0331
0,23	0,1365	0,1364	0,2650	0,0362
0,24	0,1449	0,1416	0,2716	0,0394
0,25	0,1535	0,1466	0,2780	0,0427
0,26	0,1623	0,1516	0,2843	0,0461
0,27	0,1711	0,1566	0,2905	0,0497
0,28	0,1800	0,1614	0,2965	0,0534
0,29	0,1890	0,1662	0,3023	0,0571
0,30	0,1982	0,1709	0,3080	0,0610
0,31	0,2074	0,1756	0,3136	0,0650
0,32	0,2167	0,1802	0,3190	0,0691
0,33	0,2260	0,1847	0,3243	0,0733
0,34	0,2355	0,1891	0,3295	0,0776
0,35	0,2450	0,1935	0,3345	0,0820
0,36	0,2546	0,1978	0,3394	0,0864
0,37	0,2642	0,2020	0,3443	0,0910
0,38	0,2739	0,2062	0,3490	0,0956
0,39	0,2836	0,2102	0,3535	0,1003
0,40	0,2934	0,2142	0,3580	0,1050
0,41	0,3032	0,2182	0,3624	0,1099
0,42	0,3130	0,2220	0,3666	0,1148
0,43	0,3229	0,2258	0,3708	0,1197
0,44	0,3328	0,2295	0,3748	0,1247
0,45	0,3428	0,2331	0,3787	0,1298
0,46	0,3527	0,2366	0,3825	0,1349
0,47	0,3627	0,2401	0,3863	0,1401
0,48	0,3727	0,2435	0,3899	0,1453
0,49	0,3827	0,2468	0,3934	0,1506
0,50	0,3927	0,2500	0,3968	0,1558
0,51	0,4027	0,2531	0,4002	0,1611
0,52	0,4127	0,2562	0,4034	0,1665
0,53	0,4227	0,2592	0,4065	0,1718
0,54	0,4327	0,2621	0,4095	0,1772
0,55	0,4426	0,2649	0,4124	0,1825

**Tabela 18 - Tabela dos circulares parcialmente cheios
(Continuação)**

d/D	A/D ²	R/D	K _v	K _Q
0,56	0,4526	0,2676	0,4153	0,1879
0,57	0,4625	0,2703	0,4180	0,1933
0,58	0,4724	0,2728	0,4206	0,1987
0,59	0,4822	0,2753	0,4231	0,2040
0,60	0,4920	0,2776	0,4256	0,2094
0,61	0,5018	0,2799	0,4279	0,2147
0,62	0,5115	0,2821	0,4301	0,2200
0,63	0,5212	0,2842	0,4323	0,2253
0,64	0,5308	0,2862	0,4343	0,2306
0,65	0,5404	0,2881	0,4362	0,2358
0,66	0,5499	0,2900	0,4381	0,2409
0,67	0,5594	0,2917	0,4398	0,2460
0,68	0,5687	0,2933	0,4414	0,2511
0,69	0,5780	0,2948	0,4429	0,2560
0,70	0,5872	0,2962	0,4444	0,2609
0,71	0,5964	0,2975	0,4457	0,2658
0,72	0,6054	0,2987	0,4469	0,2705
0,73	0,6143	0,2998	0,4480	0,2752
0,74	0,6231	0,3008	0,4489	0,2797
0,75	0,6319	0,3017	0,4498	0,2842
0,76	0,6405	0,3024	0,4505	0,2886
0,77	0,6489	0,3031	0,4512	0,2928
0,78	0,6573	0,3036	0,4517	0,2969
0,79	0,6655	0,3039	0,4520	0,3008
0,80	0,6736	0,3042	0,4523	0,3047
0,81	0,6815	0,3043	0,4524	0,3083
0,82	0,6893	0,3043	0,4524	0,3118
0,83	0,6969	0,3041	0,4522	0,3151
0,84	0,7043	0,3038	0,4519	0,3182
0,85	0,7115	0,3033	0,4514	0,3212
0,86	0,7186	0,3026	0,4507	0,3239
0,87	0,7254	0,3018	0,4499	0,3263
0,88	0,7320	0,3007	0,4489	0,3286
0,89	0,7384	0,2995	0,4476	0,3305
0,90	0,7445	0,2980	0,4462	0,3322
0,91	0,7504	0,2963	0,4445	0,3335
0,92	0,7560	0,2944	0,4425	0,3345
0,93	0,7612	0,2921	0,4402	0,3351
0,94	0,7662	0,2895	0,4376	0,3353
0,95	0,7707	0,2865	0,4345	0,3349
0,96	0,7749	0,2829	0,4309	0,3339
0,97	0,7785	0,2787	0,4267	0,3322
0,98	0,7816	0,2735	0,4213	0,3293
0,99	0,7841	0,2666	0,4142	0,3247
1,00	0,7854	0,2500	0,3968	0,3117

$$\frac{A}{D^2} = \frac{\emptyset - \text{sen}\emptyset}{8}$$

$$\frac{R}{D} = \frac{\emptyset - \text{sen}\emptyset}{40}$$

$$K_V = \left(\frac{R}{D}\right)^{2/3} = \sqrt[3]{\left(\frac{\varnothing - \text{sen}\varnothing}{4\varnothing}\right)^2}$$

$$K_Q = \frac{A}{D^2} \times \left(\frac{R}{D}\right)^{2/3} - \frac{1}{16} \times \sqrt[3]{\frac{(\varnothing - \text{sen}\varnothing)^5}{2\varnothing^2}}$$

$$\varnothing = 2\text{arc} \cdot \cos \cdot \left(1 - \frac{2d}{D}\right)$$

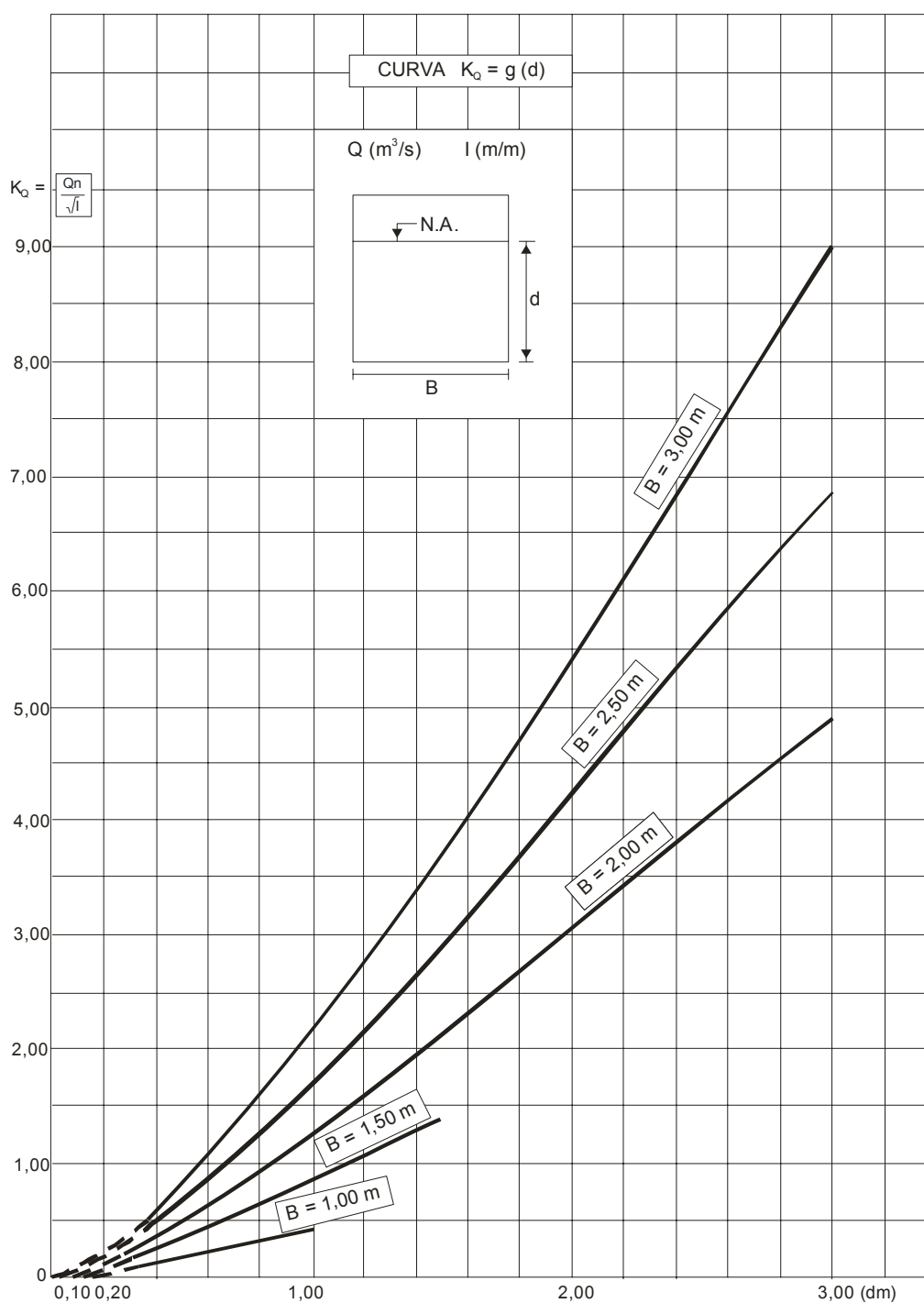
Figura 7 - Curva $K_Q = g(d)$ 

Figura 8 - Curva $K_v = f(d)$

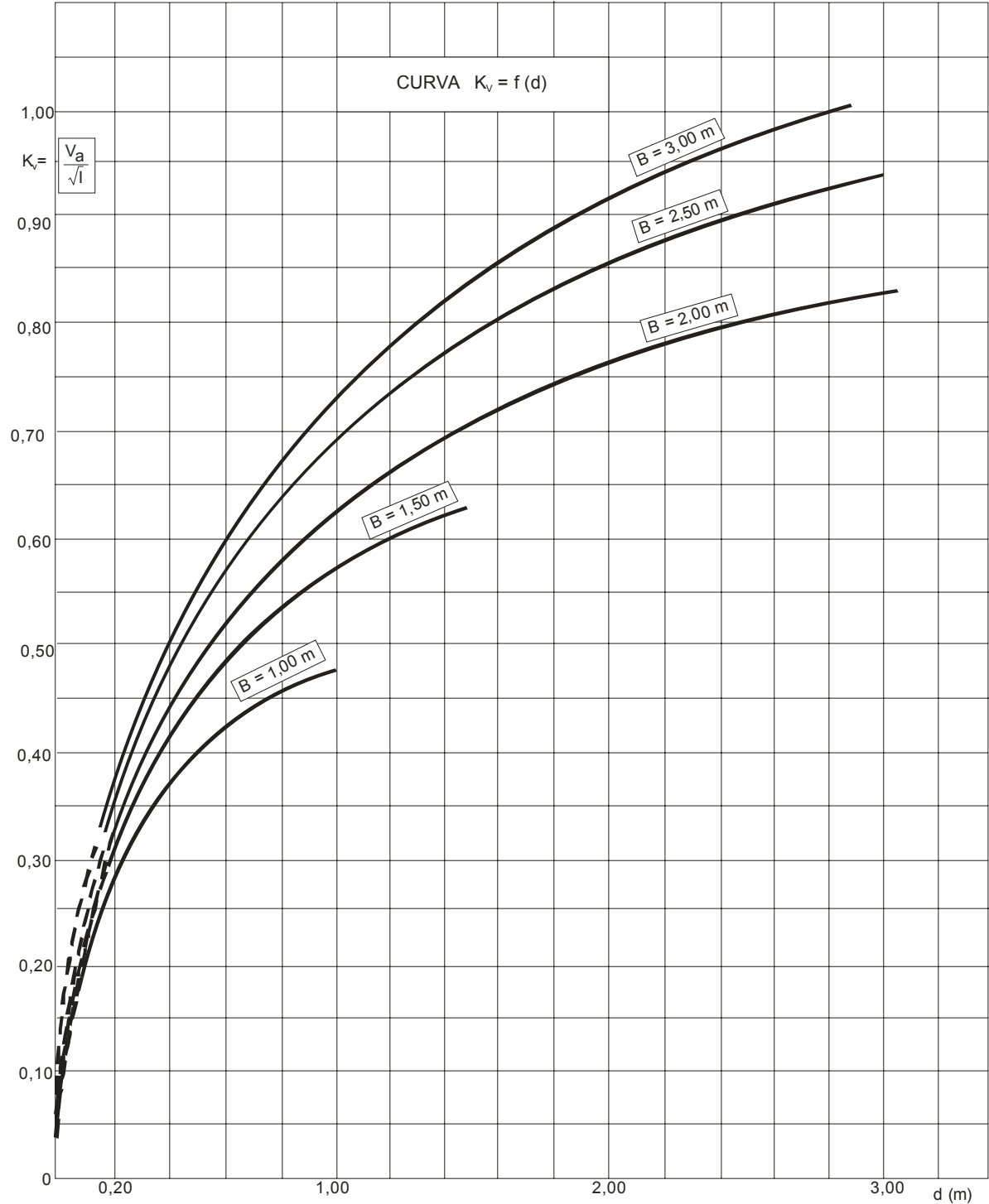


Figura 9 - Propriedades hidráulicas de estruturas lenticulares e elípticas

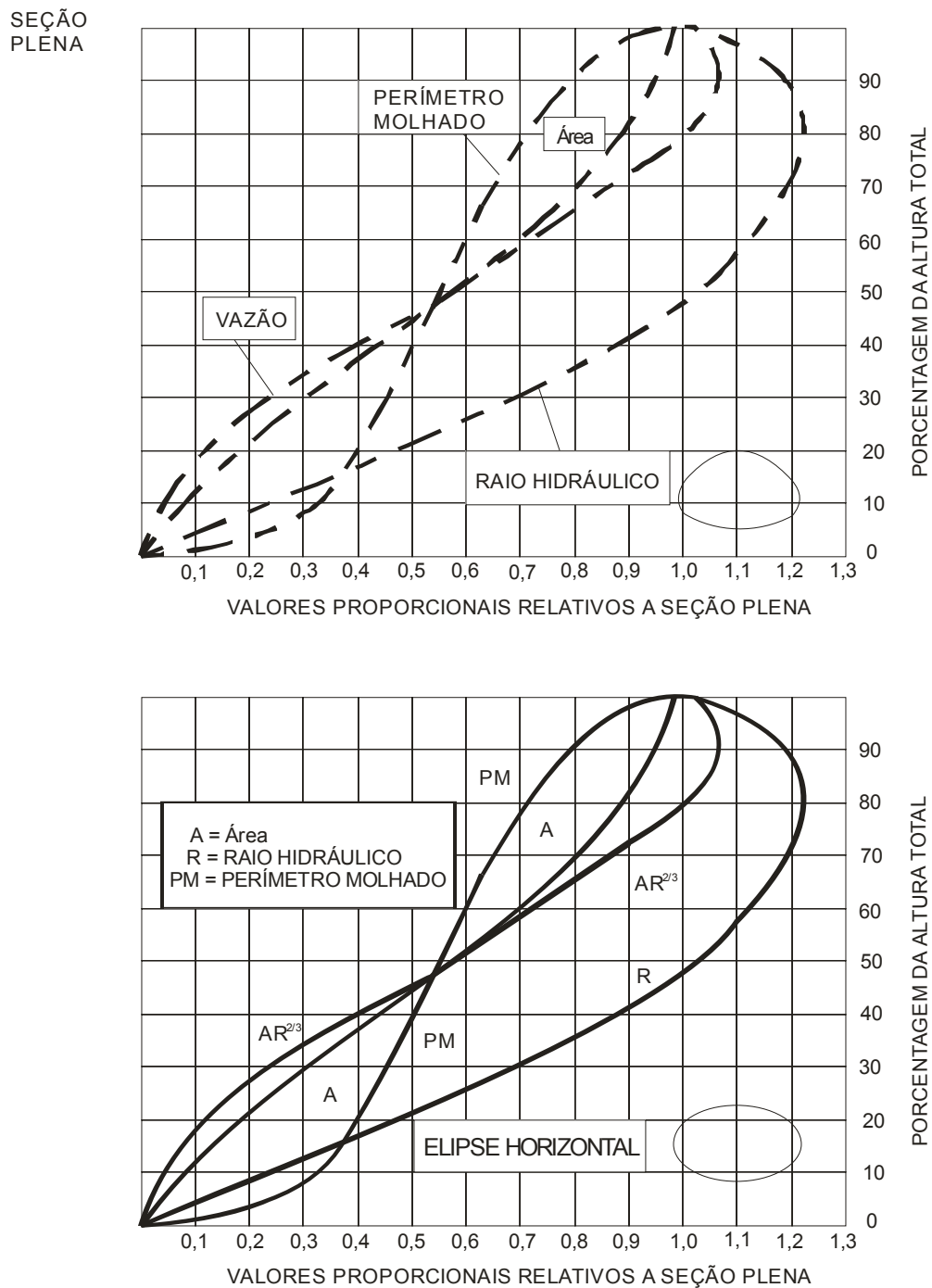


Tabela 19 - Perímetro molhado e área da seção plena de bueiros lenticulares metálicos corrugados

DIMENSÕES		PERÍMETRO (m)	ÁREA (m ²)
VÃO	ALTURA		
1,85	1,40	5,27	2,05
2,20	1,70	6,22	2,88
2,85	1,85	7,42	3,99
3,25	2,25	8,62	5,39
3,75	2,30	9,58	6,60
4,05	2,85	11,01	9,12
4,10	2,90	11,25	9,49
4,40	3,05	11,97	10,70
4,55	3,10	12,21	11,07
4,70	3,15	12,45	11,54
5,00	3,35	13,41	13,30
5,20	3,40	13,65	13,77
5,30	3,50	14,12	14,70
5,72	3,70	15,08	16,65
5,95	3,80	15,56	17,67
6,00	3,86	15,80	18,23
6,22	3,95	16,28	19,35
6,27	4,00	16,52	19,90

Tabela 20 - Perímetro e área da seção plena de bueiros elípticos metálicos corrugados

DIMENSÕES		PERÍMETRO (m)	ÁREA (m ²)
VÃO (m)	ALTURA (m)		
5,89	3,89	15,32	18,11
6,12	3,96	15,80	19,13
6,15	3,63	15,32	17,37
6,35	3,71	15,80	18,39
6,40	4,62	17,24	23,50
6,68	4,24	16,76	20,90
6,86	4,78	18,19	26,01
7,01	4,29	17,71	23,59
7,09	4,85	18,67	27,21
7,42	5,16	19,63	30,19
7,47	4,47	18,67	26,01
7,67	4,55	19,15	27,21
7,75	5,11	20,11	31,21
7,95	5,54	21,07	34,83
8,00	4,83	20,11	30,28
8,23	4,93	20,59	31,58
8,28	5,82	22,02	38,18
8,51	5,92	22,50	39,66
8,56	5,21	21,55	34,83
8,79	5,31	22,02	36,23
8,97	6,07	23,46	42,82
9,17	6,15	23,94	44,40
9,22	5,46	22,98	39,20
9,50	6,45	24,90	48,21
9,55	5,77	23,94	42,82
9,78	5,84	24,42	44,40
9,83	6,76	25,85	52,20
10,06	6,84	26,33	53,97
10,11	6,12	25,38	48,21
10,39	7,11	27,29	58,15
10,54	6,30	26,33	51,55
10,64	6,50	26,81	53,97
10,69	7,42	28,24	62,52
10,90	7,85	29,21	67,53
10,97	6,81	27,77	58,24
11,25	7,80	29,68	69,02
11,33	6,76	28,25	59,36
11,58	8,10	30,64	73,76
11,79	8,51	31,60	79,15
12,19	9,02	33,04	86,95

Bueiros trabalhando como vertedores

Objetivo e características

Denominam-se vertedores as aberturas projetadas na parte superior das paredes de um reservatório qualquer através das quais possa se escoar o líquido represado.

Na drenagem rodoviária o vertedor desempenha uma grande função no escoamento da água acumulada nas várzeas extensas ou em terrenos alagadiços.

O tempo de escoamento vai ser estabelecido em função da largura L dos vertedores projetados.

Dimensionamento hidráulico

Cálculo da largura L

A solução do problema é, pois, calcular o tempo em que se deseja fazer a drenagem e escolher o número e a largura L dos vertedores.

O número dos vertedores, escolhido pela prática ou resultante de tentativas a serem feitas, será o resultado da divisão da descarga total registrada pela descarga de cada vertedor.

Os vertedores podem ser considerados orifícios em que a altura da parede sobre a borda superior é nula. Então, o cálculo de L, para o vertedor, pode começar pela fórmula da vazão dos orifícios:

$$Q = \frac{2}{3} c b \sqrt{2g} \left[\left(h_2 + \alpha \frac{V^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(h_1 + \alpha \frac{V^2}{2g} \right)^{3/2} \right]$$

onde h_1 e h_2 são as alturas d'água nas bordas do orifício(inferior e superior), b sua largura, α , o coeficiente de Coriolis e o coeficiente de descarga do orifício.

Fazendo $h_1 = 0$ e $h_2 = H$, a altura d'água sobre a soleira do vertedor, L a sua largura, obtém-se a fórmula básica da vazão dos vertedores retangulares,devida a WEISSBACH:

$$Q = \frac{2}{3} C_L \sqrt{2g} \left[\left(H + \alpha \frac{V^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\alpha \frac{V^2}{2g} \right)^{3/2} \right]$$

como

$$\frac{2}{3} C_L \sqrt{2g} = 1,838, \text{ para } c = 0,622,$$

e tomando $L=1$, têm-se:

$$Q = 1,838 \left[\left(H + \alpha \frac{V^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\frac{V^2}{2g} \right)^{3/2} \right] \times L$$

Desprezando-se a velocidade de aproximação V, têm-se

$$Q = 1,838 \times LH^{3/2}$$

ou

$$L = \frac{Q}{1,838H^{3/2}}$$

que é a Fórmula de Francis, muito usada na Inglaterra e nos Estados Unidos e recomendada para uso no Brasil (Dilson F. Pinto).

Vertedores retangulares em parede delgada e sem contrações.

Usando a Fórmula de Francis pode-se tabelar a vazão por metro linear de soleira como a seguir.

Tabela 21 - Vazão por metro linear de soleira*

ALTURA H (cm)	Q (l/s)	ALTURA H (cm)	Q (l/s)
3	9,57	25	230,0
4	14,72	30	302,3
5	20,61	35	381,1
6	27,05	40	465,5
7	34,04	45	555,5
8	41,58	50	650,6
9	49,68	55	750,5
10	58,14	60	855,2
11	67,12	65	964,2
12	76,53	70	1077,7
13	86,24	75	1195,1
14	96,34	80	1316,5
15	106,90	85	1442,0
20	164,50	90	1 571,0

**Para os vertedores com largura menor ou maior que um metro, multiplicam-se os valores indicados de vazão pela largura real.*

Influência da contração

As contrações ocorrem nos vertedores de represamentos e naqueles cuja largura é inferior às dos canais onde se acham instalados.

De acordo com Francis, deve-se considerar na fórmula do item anterior uma correção para o valor de L, que passaria a ser tomado igual a $L - 0,2H$, para a contração bilateral, a mais comum nas rodovias.

Desse modo, a Fórmula de Francis passa a ser:

$$Q = 1,838 \left(L - \frac{2H}{10} \right) H^{3/2}$$

Bueiros trabalhando como orifício

Objetivo e características

Diz-se que um bueiro trabalha como orifício quando o nível d'água a montante (H_W) atende à condição:

$$H_W \geq 1,2D \text{ ou } H_W \geq 1,2H$$

sendo D o diâmetro e H a altura do bueiro.

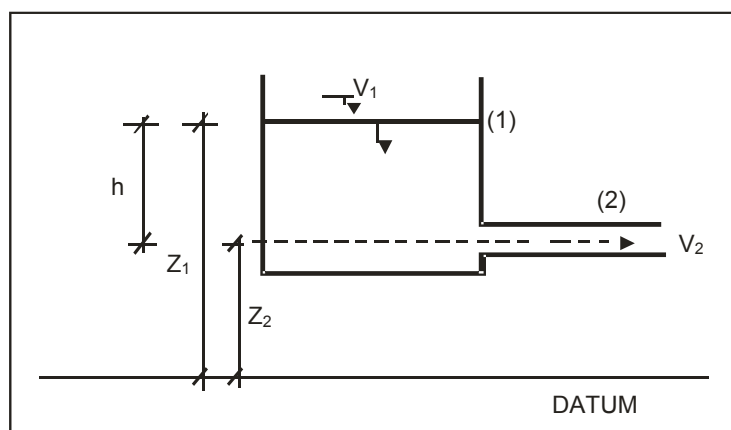
Diz-se, nesse caso, que a vazão depende de sua carga a montante, vale dizer, da diferença de cotas dos níveis d'água a montante e a jusante, sendo independente da rugosidade das paredes, do comprimento e da declividade do bueiro.

Dimensionamento hidráulico

Estudo do fluxo

Considerando-se o escoamento indicado na Fig. 10:

Figura 10 - Esquema de escoamento por orifício



em que:

V_1 e V_2 - velocidades nas seções S_1 e S_2 ;

P_1 e P_2 - pressões nessas seções respectivamente;

Z_1 e Z_2 - cotas das seções S_1 e S_2 relativas a um plano de referência (datum).

Como se trata do deslocamento de uma partícula d'água no regime permanente entre S_1 , e S_2 , aplicando-se o teorema de Bernoulli, tem-se:

$$z + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g}$$

Considerando-se, porém, que

$P_1 = P_2$, porque é a pressão atmosférica atuando nas seções S_1 e S_2 ;

$Z_1 - Z_2 = h$, carga hidráulica da seção S_2 (eixo)

tem-se:

$$\frac{V_2^2}{2g} = \frac{V_1^2}{2g} + h$$

ou

$$V_2 = \sqrt{V_1^2 + 2g \times h}$$

Como a área da seção S_1 (superfície da água acumulada a montante do bueiro) é muito superior à área da seção S_2 (orifício), V_1 será muito inferior a V_2 e poderá ser desprezada, sem que se cometa erro apreciável.

Desse modo, obtém-se:

$$V = \sqrt{2g \times h}$$

A vazão do orifício seria, então, de acordo com a lei de continuidade:

$$Q = AV = A\sqrt{2g \times h}$$

Acontece que, devido à viscosidade do líquido, a velocidade real do jato sofre uma redução que costuma ser representada por um coeficiente C_V , cujo valor é 0,97 ou 0,98.

Por outro lado, foi verificado que o jato sofre uma contração tornando-se inferior à seção do orifício. Essa contração é habitualmente representada por outro coeficiente, C_C , que, segundo Weissbach, oscila entre 0,62 e 0,64.

A vazão através do orifício seria então:

$$Q = C_V \times C_C \times A\sqrt{2g \times h}$$

ou fazendo

$$C_V \times C_C = C$$

$$Q = CA\sqrt{2g \times h}$$

sendo que C, coeficiente de vazão, atinge valores entre 0,62 e 0,63.

Deve-se considerar, no entanto, que, nos livros de Hidráulica mais comuns em nosso país, as paredes dos orifícios são divididas em delgadas e espessas, não podendo ultrapassar 1,5 vezes o diâmetro do orifício.

Desse modo, no caso dos bueiros, a estrutura comumente empregada, seria a de um bocal e não de um orifício.

Porém, como os processos de cálculo de vazões são os mesmos para os dois casos, a diferença depende do coeficiente de vazão.

Verifica-se, que para as alturas médias comuns de aterro em torno de 15 metros, os coeficientes de vazão C, para os dois modelos (orifícios e bocais) são próximos um do outro, variando de 0,60 a 0,63, o que excluiria a opção do modelo.

Chamando L o comprimento do bueiro e D o seu diâmetro, MANNING recomenda para $L/D = 75$ e $L/D = 100$, respectivamente, os coeficientes de vazão 0,588 e 0,548. Esses dois valores, para o diâmetro do bueiro de 1,0 metro, representam alturas de aterro de, respectivamente, 20 e 30 metros, mais ou menos.

Em resumo, os Coeficientes de Vazão C, para o caso dos bueiros tubulares, segundo MANNING, são os seguintes:

Tabela 22 - Coeficientes de vazão

$\frac{L}{D}$	10	25	50	75	100
C	0,770	0,674	0,643	0,588	0,548

Carga hidráulica

Toda a conceituação exposta presuppõe que a carga hidráulica, a contar do centro de gravidade da seção do bueiro, não seja maior do que duas vezes o diâmetro ou a sua altura.

A velocidade máxima para a obra deverá ser inferior ao limite de erosão das paredes dos bueiros.

O nível d'água a montante não poderá ultrapassar a cota de nível mínimo admissível fixada em função da altura do aterro e das restrições de alagamento a montante por ventura existentes.

Tabela 23 - Vazão, velocidade e carga hidráulica de bueiros tubulares trabalhando como orifício com $c = 0,63$

TIPO	DIÂMETRO (m)	h = 1,2 D		h = 1,5 D		h = 2D	
		Q (m³/s)	V (m/s)	Q (m³/s)	V (m/s)	Q (m³/s)	V (m/s)
BSTC OU BSTM	0,60	0,67	2,37	0,75	2,65	0,86	3,06
	0,80	1,37	2,73	1,54	3,06	1,77	3,53
	1,00	2,40	3,06	2,68	3,42	3,10	3,95
	1,10	3,05	3,21	3,41	3,58	3,93	4,14
	1,20	3,79	3,35	4,23	3,74	4,89	4,32
	1,30	4,63	3,48	5,17	3,90	5,97	4,50
	1,40	5,57	3,62	6,23	4,04	7,19	4,67
	1,50	6,62	3,74	7,40	4,19	8,54	4,83
	1,60	7,78	3,87	8,69	4,32	10,04	4,99
	1,70	9,05	3,98	10,12	4,46	11,68	5,14
	1,80	10,44	4,10	11,67	4,58	13,48	5,29
	1,90	11,95	4,21	13,36	4,71	15,43	5,44
	2,00	13,58	4,32	15,19	4,83	17,54	5,58

Vazão:

$$\text{bueiro simples: } Q_1 = \frac{c\sqrt{2g}}{4} \times D^2 \times 3,14159 \sqrt{h} \quad \text{e} \quad Q_1 = 2,192 \times D^2 \sqrt{h}$$

Velocidade:

$$V = c\sqrt{2g \times h} \quad \text{e} \quad V = 2,79 \sqrt{h}$$

h = carga hidráulica

Tabela 24 - Vazão, velocidade e carga hidráulica de bueiros tubulares trabalhando como orifício com $c = 0,63$

TIPO	DIÂMETRO	h = 1,2 D		h = 1,5 D		h = 2D	
		Q (m³/s)	V (m/s)	Q (m³/s)	V (m/s)	Q (m³/s)	V (m/s)
BDTC OU BDTM	0,80	2,75	2,73	2,92	3,06	3,37	3,53
	1,00	4,80	3,06	5,37	3,42	6,20	3,95
	1,10	6,09	3,21	6,81	3,58	7,87	4,14
	1,20	7,58	3,85	8,47	3,74	9,78	4,32
	1,30	9,25	3,48	10,35	3,90	11,95	4,50
	1,40	11,14	3,62	12,45	4,04	14,38	4,67
	1,50	13,23	3,74	14,80	4,18	17,08	4,83
	1,60	15,55	3,87	17,39	4,32	20,08	4,99
	1,70	18,10	3,98	20,23	4,46	23,36	5,14
	1,80	20,88	4,10	23,34	4,58	26,95	5,25
	1,90	23,90	4,21	26,72	4,71	30,85	5,44
	2,00	27,17	4,32	30,37	4,83	35,07	5,58
BTTC OU BTM	1,00	7,20	3,06	8,05	3,42	9,30	3,95
	1,10	9,14	3,21	10,22	3,58	11,80	4,14
	1,20	11,36	3,35	12,70	3,74	14,67	4,32
	1,30	13,88	3,48	15,52	3,90	17,92	4,50
	1,40	16,71	3,62	18,68	4,04	21,57	4,67
	1,50	19,85	3,74	22,19	4,18	25,63	4,83
	1,60	23,33	3,87	26,08	4,32	30,11	4,99
	1,70	27,14	3,98	30,35	4,46	35,04	5,14
	1,80	31,31	4,10	35,01	4,58	40,43	5,29
	1,90	35,85	4,21	40,08	4,71	46,28	5,44
	2,00	40,75	4,32	45,56	4,83	52,61	5,58

Vazão:

$$\text{bueiro duplo: } Q_2 = 2Q_1 = 4,384 \times D^2 \sqrt{h}$$

$$\text{bueiro triplo: } Q_3 = 3Q_1 = 6,576 \times D^2 \sqrt{h}$$

Velocidade:

$$V = 2,79 \sqrt{h}$$

h = carga hidráulica

Tabela 25 - Vazão e velocidade dos bueiros celulares trabalhando como orifício para cargas hidráulicas em relação à altura do bueiro

TIPO	B	H	h = 1,2 H		h = 1,5 H		h = 2,0 H	
			Q	V	Q	V	Q	V
BSCC	1,00	1,00	3,06	3,06	3,42	3,42	3,95	3,95
	1,50	1,50	8,43	3,74	9,42	4,19	10,88	4,83
	2,00	1,50	11,23	3,74	12,56	4,19	14,50	4,83
	2,00	2,00	17,30	4,32	19,34	4,83	22,33	5,58
	2,00	2,50	24,17	4,83	27,02	5,40	31,20	6,24
	2,00	3,00	31,77	5,30	35,52	5,92	41,02	6,84
	2,50	2,50	30,21	4,83	33,78	5,40	39,01	6,24
	3,00	1,50	16,85	3,74	18,84	4,19	21,75	4,83
	3,00	2,00	25,94	4,32	29,00	4,83	33,49	5,58
	3,00	2,50	36,26	4,83	40,54	5,40	46,81	6,24
	3,00	3,00	47,66	5,30	53,29	5,92	61,53	6,84
BDCC	2,00	2,00	34,59	4,32	38,67	4,83	44,66	5,58
	2,00	2,50	48,34	4,83	54,05	5,40	62,41	6,24
	2,00	3,00	63,55	5,30	71,05	5,92	82,04	6,84
	2,50	2,50	60,43	4,83	67,56	5,40	78,01	6,24
	3,00	2,00	51,89	4,32	58,01	4,83	66,98	5,58
	3,00	2,50	72,51	4,83	81,07	5,40	93,61	6,24
	3,00	3,00	95,32	5,30	106,57	5,92	123,06	6,84
BTCC	2,00	2,00	51,89	4,32	58,01	4,83	66,98	5,58
	2,00	2,50	72,51	4,83	81,07	5,40	93,61	6,24
	2,50	2,50	90,64	4,83	101,34	5,40	117,02	6,24
	3,00	2,00	77,83	4,32	87,01	4,83	100,48	5,58
	3,00	2,50	108,77	4,83	121,61	5,40	140,42	6,24
	3,00	3,00	142,98	5,30	159,86	5,92	184,59	6,84

Vazão:

bueiro simples: $Q_1 = 2,791BH\sqrt{h}$

bueiro duplo: $Q_2 = 2 \times Q_1$

bueiro triplo: $Q_3 = 3 \times Q_1$

B = Base, H = altura do bueiro e h = carga hidráulica

Velocidade: $V = 2,79\sqrt{h}$

* A velocidade excede o valor limite de erosão do concreto (4,5 m/s), significando nesses casos que a vazão do bueiro corresponderá à carga hidráulica que satisfaça a velocidade admissível.

Dimensionamento de bueiro segundo a Circular nº 5 do “Bureau of Public Roads”

Generalidades

Os norte-americanos vêm, há muito tempo, se dedicando ao estudo de novas técnicas para a solução dos problemas de drenagem, denotando grande interesse em fugir ao empirismo reinante.

Os bueiros, em pesquisas de campo e laboratório, inclusive com uso de modelos reduzidos, têm merecido especial atenção pela importância que essas estruturas representam para o corpo estradal, dada a frequência de sua repetição.

A engenharia busca a melhor obra ao menor custo. Partindo dessa premissa, no caso dos bueiros, não há inconveniente no represamento ou aumento da profundidade do curso d'água a montante da obra, se isso for tecnicamente viável, em todos os seus aspectos (funcional, segurança, econômico e ambiental)

Tipos de funcionamento de bueiros

Com essa orientação, os bueiros são tratados, quanto ao fluxo, de duas formas:

- Com controle de entrada;
- Com controle de saída.

Controle de entrada

Controle de entrada significa que a capacidade de descarga do bueiro é controlada na sua entrada pela profundidade da água represada a montante (H_W), pela geometria da boca de entrada e pela seção transversal do conduto.

A profundidade da água represada, no caso (H_W), é a distância vertical da soleira do bueiro à linha energética na sua entrada.

Devido às baixas velocidades geralmente verificadas na maioria dos represamentos, a superfície da água e a linha energética na boca de montante dos bueiros são consideradas coincidentes.

As relações entre profundidade de represamento e altura ou diâmetro do bueiro (H_W/D) para os vários tipos de bueiros circulares e em arco, com controle de entrada, foram obtidas através de pesquisas em modelos nos laboratórios e verificadas, em alguns casos, com protótipos.

Essas pesquisas serviram de base para a confecção de nomogramas que permitem determinar a capacidade dos bueiros com controle de entrada. Eles dão a altura da água represada (H_W), que é o parâmetro dimensionante da capacidade da obra. Em outras palavras: o bueiro com controle de entrada deve ter seção transversal mínima e condições de boca que permitam escoar a vazão desejada com o máximo de represamento permitido pelo projeto.

Controle de saída

O escoamento de bueiros com controle de saída pode ocorrer com o conduto total ou parcialmente cheio, em parte ou em todo o seu comprimento.

Se a seção do bueiro está cheia em todo o seu comprimento, diz-se que o bueiro está trabalhando a seção plena, conforme Figuras 11A e 11B. Nas Figuras 11C e 11D os bueiros estão escoando à seção parcialmente cheia e com controle de saída. Os procedimentos da Circular nº 5 fornecem os métodos para a determinação precisa da profundidade da água na entrada para as condições de escoamento mostrados nas figuras 11A, 11B e 11C. Para o caso indicado pela figura 11D a precisão do método diminui, sendo aceitável, entretanto, até o valor de 0,75D.

A carga H , necessária para o escoamento através de um bueiro, enchendo-o completamente em todo seu comprimento, é composta por três parcelas importantes. Essas parcelas, usualmente expressas em metros de altura d'água são: a parcela H_v , correspondente à velocidade; a parcela H_e , necessária para vencer as resistências de entrada e a H_f , decorrente das perdas ao longo do corpo do bueiro.

A energia consumida provém da carga represada a montante e é expressa pela equação:

$$H = H_v + H_e + H_f \text{ (equação 2.02)}$$

Onde:

$H_v = V^2/2g$, é a parte da carga que produz velocidade.

$H_e = K_e (V^2/2g)$, é a perda na entrada da boca que depende da sua geometria. No apêndice B são encontrados valores de K_e para vários tipos de boca, quando o regime do fluxo é de controle de saída.

$H_f = [(2gn^2 L)/R^{1,33}] \cdot (V^2/2g)$, é a energia consumida no atrito ao longo do bueiro:

n = Coeficiente de rugosidade de Manning;

L = Comprimento do corpo do bueiro; (m)

V = Velocidade média do fluxo no corpo do bueiro; (m/s)

g = Aceleração da gravidade; e (m/s²)

R = Raio hidráulico. (m)

Substituindo-se os valores de H_v , H_e e H_f , na equação (2.02) obtém-se:

$$H = \left[1 + K_e + \frac{2g \times n^2 \times L}{R^{1,33}} \right] \frac{V^2}{2g} \text{ (equação 2.03)}$$

A equação (2.03) pode ser resolvida facilmente com auxílio dos nomogramas de 8 a 14. Cada um deles diz respeito a uma seção definida do corpo do bueiro e a um valor do coeficiente n , para bueiro descarregando a plena seção.

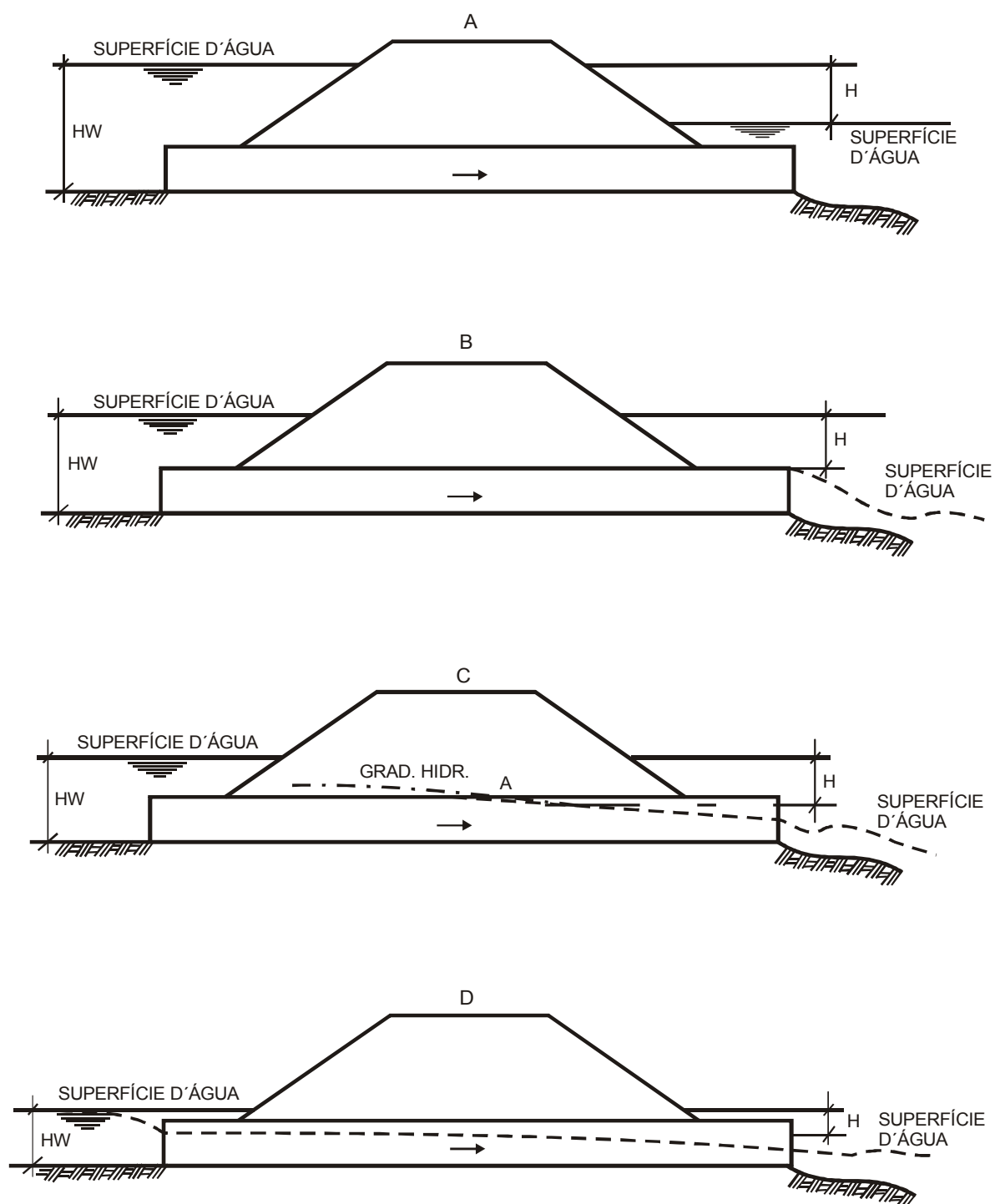
O dimensionamento consiste, portanto, na definição de H_w , ou seja, a altura da água a montante, pois, é ela que vai definir o bueiro, indicando a dimensão mínima que atenda às imposições do projeto.

Estas considerações dizem respeito aos bueiros operando à plena seção. Entretanto, nem sempre, como é o caso das verificações e alterações de projetos, as descargas fluem a seção plena, ocorrendo alturas d'água superiores e, às vezes, inferiores, à altura dos bueiros na entrada.

Quando o nível d'água a jusante do bueiro submerge sua boca de jusante ou quando o bueiro flui na boca de saída a seção plena, a perda de carga H (Fig. 11B) é contada a partir da altura d'água na boca de jusante, sendo H a diferença entre esse nível e o de H_w a montante.

Quando a altura d'água na boca de saída é inferior à altura do bueiro, (Fig. 11C e 11D) exige-se o traçado das curvas de remanso, quando se exige rigor nas soluções. Para os casos comuns este método permite soluções aceitáveis, como se verá a seguir.

Figura 11 - Controle de saída



Equação geral para controle de saída

A altura do tirante hidráulico H_W é obtido com a introdução de um fator h_o , altura entre a soleira do bueiro, na boca de jusante, e o ponto da linha piezométrica equivalente, a partir do qual H deverá ser medido, como pode ser observado na Fig.12. A relação de H_W com H é dada, pela equação:

$$H_W = H + h_o - L \times I_o \text{ (equação 2.04)}$$

onde L é o comprimento do bueiro e I_0 a sua declividade em metros por metro.

Pesquisa de H_W

Quando o nível d'água na saída está acima da crista do bueiro (Fig. 11A), obtém-se a altura do represamento a montante (H_W) somando-se H ao nível d'água na saída (T_W), isto é, h_0 é igual à profundidade da água na saída.

Se o nível d'água na saída está em nível ou abaixo da crista do bueiro na boca de jusante (Fig. 11B, 11C e 11D), a definição de h_0 torna-se mais complexa, uma vez que devem ser levadas em consideração a descarga, as dimensões e forma do bueiro e a profundidade da água na saída (T_W). Nesse caso, h_0 é o maior dos dois seguintes valores:

T_W (profundidade d'água na saída) ou

$$\frac{d_c + D}{2}$$

2

h_0 , nesta última expressão é a distância vertical desde a soleira até a linha piezométrica equivalente, d_c é a profundidade crítica, extraída dos nomogramas 15 a 20, e D é o diâmetro ou altura do bueiro.

Quando T_W é o valor de h_0 (maior dos valores), o ponto correspondente à profundidade crítica está suficientemente submerso de modo a não afetar H_W .

O valor de d_c não pode exceder ao valor de D , sendo este o limite superior daquele.

A Fig. 12 fornece a visualização gráfica do que foi dito anteriormente.

Cálculo da profundidade da água na saída (T_W)

Sendo um fator externo, em bueiros escoando com controle de saída, a profundidade da água na saída (T_W) pode ser um fator importante para o cálculo da altura d'água represada a montante H_W e da capacidade hidráulica do bueiro.

T_W pode ser controlado através de obstrução na saída, por níveis d'água de outros cursos ou por influência de marés.

Na maioria das vezes os canais naturais de saída são mais largos que os bueiros, e a profundidade da água (T_W) é bem menor que a profundidade crítica, não influenciando no cálculo da altura d'água a montante H_W .

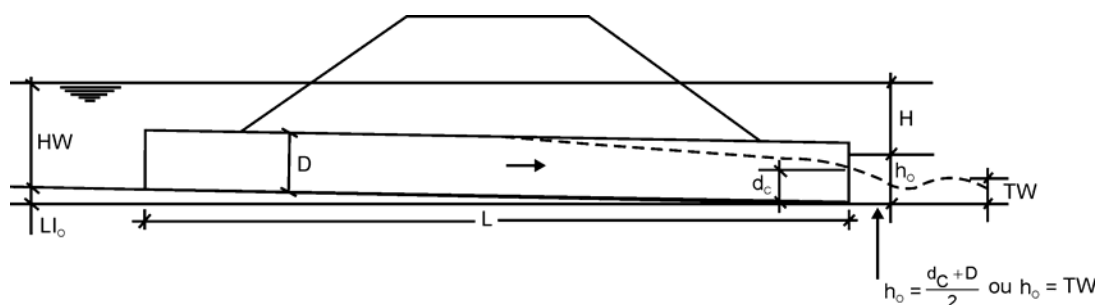
Todavia, sendo necessário efetuar os cálculos e tendo o canal de saída seção transversal, declividade e rugosidade razoavelmente uniformes, pode-se determinar aproximadamente a profundidade do fluxo no canal de saída pela fórmula de Manning.

Sendo T_W influenciado pelo nível d'água de outros cursos, ou marés, recomenda-se a utilização das equações da dinâmica do movimento uniformemente variado, "Curva de Remanso", apresentado no item 1.4.

Velocidade do fluxo

A velocidade da água no corpo dos bueiros é superior à dos canais naturais. Por isso, pode haver necessidade, muitas vezes, do uso de dissipadores de energia no canal de descarga.

Figura 12 - Cotas hidráulicas no levantamento de H_w



L = comprimento do bueiro;

i_0 = declividade do bueiro

H = obtido através de nomograma, de acordo com o tipo de material de que é constituído o bueiro e sua seção transversal;

H_w = profundidade hidráulica a montante do bueiro;

D = diâmetro ou altura do bueiro

TW = profundidade do fluxo de descarga

d_c = profundidade crítica.

h_0 = altura piezométrica equivalente

As informações locais e a observação do comportamento de outras obras na região podem ser de grande ajuda na solução do problema. Um elemento importante para isso, é o conhecimento da velocidade da água na boca de jusante.

As velocidades calculadas podem ser comparadas com as de outras existentes ou com as de correntes naturais.

Deve-se ter em conta que, geralmente, a velocidade máxima do fluxo no centro do canal é consideravelmente mais alta do que a velocidade média do fluxo considerando toda a seção.

A velocidade na saída do bueiro deve ser comparada com a velocidade máxima da corrente, para definir a necessidade de proteção do canal de saída.

Na determinação da velocidade média na seção transversal, na boca de jusante dos fluxos com controle de entrada, pode ser usada a fórmula de Manning:

$$V = \frac{R^{2/3} \times I^{1/2}}{n}$$

Como a solução se faz por tentativa, o uso de ábacos pode ser útil para resolver essa equação, uma vez que, não sendo conhecida a profundidade do fluxo, o valor de R passa a ser desconhecido.

No caso do controle de saída a velocidade média na boca de jusante será a descarga dividida pela área da seção transversal do fluxo.

Essa área pode ser tanto aquela correspondente à profundidade crítica como a profundidade a jusante, no caso de funcionamento a plena seção.

Roteiro para dimensionar bueiros

Etapa I - Coletar os elementos necessários ao projeto que são os seguintes:

- a) descarga Q de projeto, em m³/s, para os tempos de recorrência exigidos;
- b) comprimento L aproximado do bueiro em m;
- c) declividade definida do bueiro em m/m;
- d) altura admissível de represamento na entrada H_w, em m;
- e) velocidade média e máxima das águas no talvegue, em m/s;
- f) características do bueiro para a 1ª tentativa, incluindo seção transversal e tipo de boca de montante.

Etapa II - Na primeira tentativa para seleção das dimensões da seção transversal do bueiro adotam-se um dos seguintes critérios:

- a) seleção arbitrária;
- b) utilização das tabelas do fluxo crítico;
- c) uso dos nomogramas para controle de entrada, admitindo-se um valor arbitrado como, por exemplo: H_w = 1,5 a 2,0 D

No caso de restrição de recobrimento dos bueiros nos aterros pode-se aumentar o número de linhas o que pode redundar em menores alturas de aterro ou maiores recobrimentos. O aumento da altura dos aterros, o uso de várias linhas de tubos e de bueiros celulares, lenticulares, elípticos ou arcos metálicos corrugados com largura maior do que a altura são soluções que devem ser consideradas. A solução final deve resultar da análise econômica.

Etapa III - Definição de H_w

a) Supondo controle de entrada

Usando os dimensionamentos obtidos na etapa II, procurar o H_W nos nomogramas de controle de entrada apropriados de n^0 1 a 7. H_W é definido pelo produto de H_W/D , obtido nos nomogramas, pela altura ou diâmetro do bueiro, D .

Se H_W é maior do que o permitido pelo projeto, deve-se fazer nova tentativa, aumentando a seção ou o número de linhas de bueiros até obter valor aceitável antes de tentar valores pelo controle de saída.

b) Supondo Controle de Saída.

Calcular aproximadamente a profundidade da lâmina d'água (T_W) na boca de jusante, para as condições de cheias do projeto.

Para T_W de elevação igual ou maior do que o topo do bueiro na saída d'água, fazer h_o igual a T_W e achar H_W pela equação:

$$H_W = H + h_o - I_o \times L$$

Para T_W de elevação menor do que o topo do bueiro de jusante, achar H_W pela equação anterior, como descrito no parágrafo acima, tomando, porém, h_o igual ao maior entre estes dois valores:

$$\frac{d_c + D}{2} \quad \text{ou} \quad T_W$$

Nota - o valor de H_W , assim obtido, torna-se muito menos preciso quando se situar abaixo de $0,75D$.

Etapa IV - Através da comparação dos valores de H_W obtidos na etapa IIIa e IIIb (controle de entrada e de saída), valor mais alto indicará o tipo de fluxo a ser considerado para a situação de funcionamento de projeto.

Etapa V - Verificando-se a existência de um fluxo de controle de saída e obtido um valor de H_W maior do que aceitável, adota-se um bueiro com maior seção transversal ou linhas múltiplas, como explicado na Etapa IIIb

Etapa VI - Computar a velocidade de saída para o tamanho e forma dos bueiros a serem testados.

- a) Se ocorrer o controle de saída na etapa IV, a velocidade de saída, na boca de jusante, é igual a Q/A_o , sendo A_o a área molhada. Essa área será a total da seção do bueiro se a boca de jusante estiver submersa;
- b) Verificado o controle de entrada na etapa IV, a velocidade de saída na boca de jusante deverá ser suposta igual à velocidade média no corpo do bueiro calculada pela fórmula de Manning.

Orientação para utilização dos nomogramas para cálculo dos bueiros com controle de entrada.

Determinação da elevação d'água na entrada H_W (m)

– Dados:

descarga Q , em m^3/s ;

dimensões: de D ou B , em m.

tipo de bueiro (concreto ou metálico).

- Selecionar o nomograma de acordo com o tipo de bueiro.
- Unir por linha reta o diâmetro do bueiro ou a altura (D), e a descarga (Q), ou Q/B quando se tratar de bueiro celular; marcar a interseção dessa reta na escala (1) de H_W/D .
- Se a escala (1) de H_W/D representar o tipo de entrada utilizada, ler H_W/D na escala (1); se outro tipo de entrada entre as indicadas nos nomogramas for a indicada, estender horizontalmente o ponto de interseção em (1) para (2) ou (3) e ler H_W/D .
- Calcular H_W , multiplicando H_W/D por D .

Determinação da vazão Q

– Dados:

- elevação d'água na entrada, H_W ; em m (admissível ou pretendida);
- dimensões: de D ou B , em m.
- tipo de bueiro (concreto ou metálico).
 - Selecionar o nomograma de acordo com o tipo de bueiro.
 - Calcular H_W/D .
 - Assinalar H_W/D na escala adequada; se for usada a (2) ou (3) estender horizontalmente até (1).
 - Ligar o ponto determinado (1) à dimensão do bueiro na escala à esquerda; ler Q ou Q/B na escala da descarga.

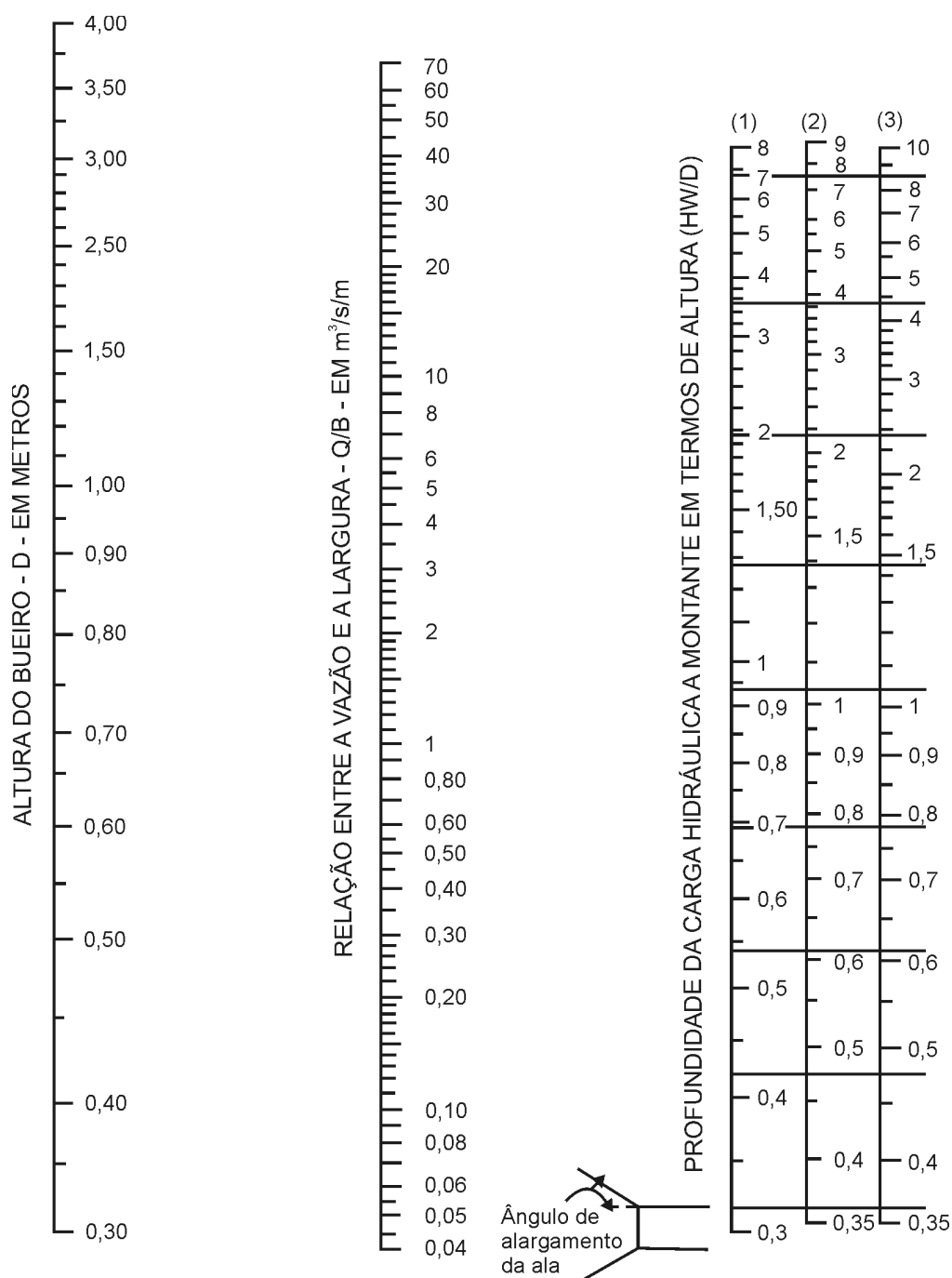
Determinação da seção do bueiro

– Dados:

- descarga Q , em m^3/s ;
- elevação admissível da água na entrada H_W , em m;

- tipo do bueiro (de concreto ou metálico).
 - Selecionar o nomograma de acordo com o tipo de bueiro. Calcular H_W/D para uma dimensão arbitrária.
 - Assinalar a posição de H_W/D sobre a escala adequada ao tipo de entrada. Estender o valor de H_W até a escala (1).
 - Unir o ponto determinado acima à descarga de projeto marcada na escala de vazão e obter na escala do diâmetro o valor correspondente.
 - Se o valor de D , ou base (vão) x altura, obtidos acima, não coincidirem com o valor inicialmente adotado, repetir o procedimento com outro valor.

Figura 13 - Profundidade da carga hidráulica a montante para bueiros em célula de concreto com controle de entrada

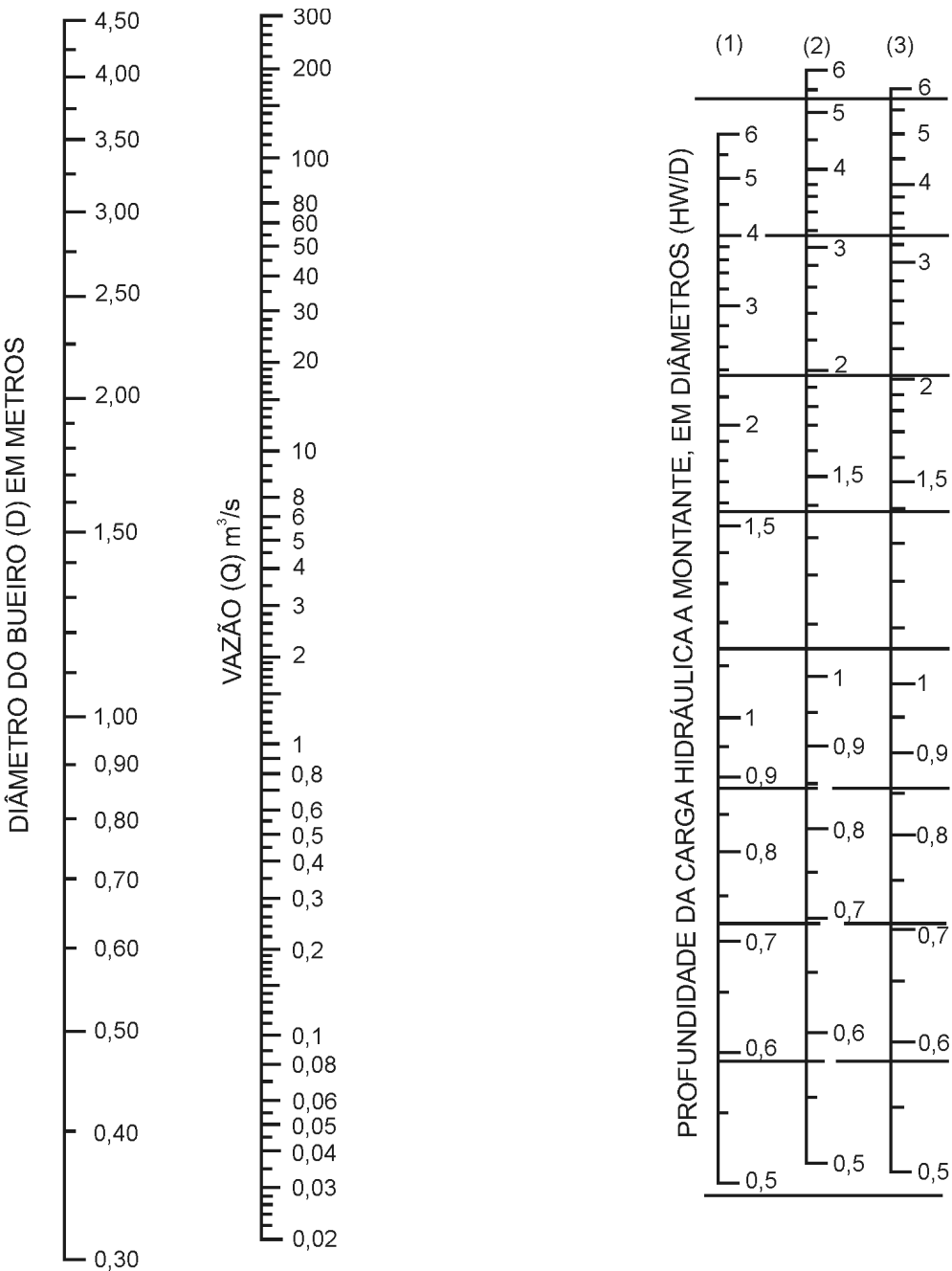


PARA USAR A ESCALA (2) OU (3) FAÇA UMA PROJEÇÃO HORIZONTAL PARA A ESCALA (1) EM EM OBLÍQUA ATRAVÉS DAS ESCALAS DE "D" E "Q", OU EM SENTIDO INVERSO.

ESCALA
HW/D
(1)
(2)
(3)

ALARGAMENTO
DO MURO DA ALA
30° a 75°
90° a 15°
0°

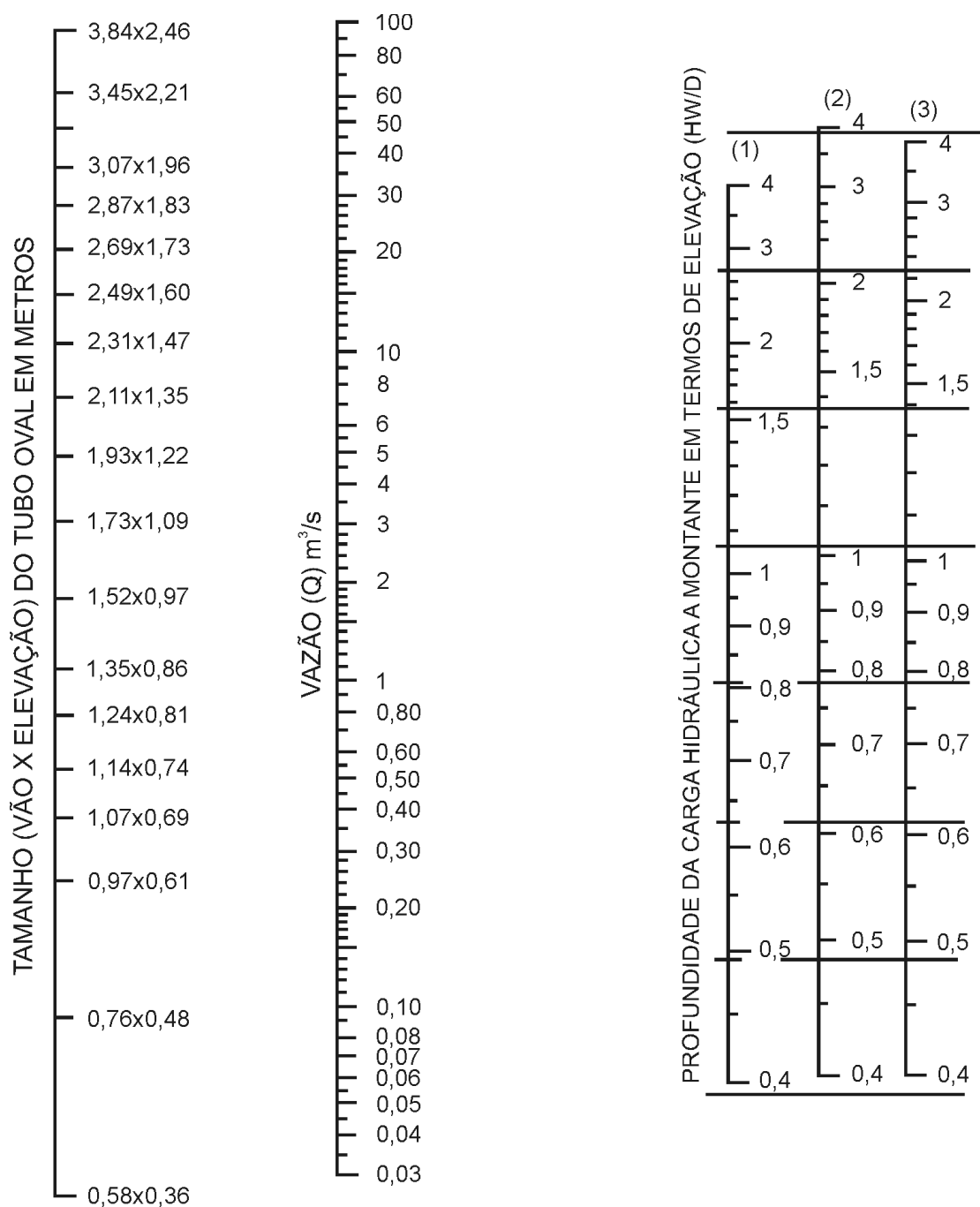
Figura 14 - Profundidade da carga hidráulica a montante para bueiros de tubo de concreto e controle de entrada



PARA USAR A ESCALA (2) OU (3) FAÇA UMA PROJEÇÃO HORIZONTAL PARA A ESCALA (1) E EM SEGUIDA TRACE UMA LINHA OBLÍQUA ATRAVÉS DAS ESCALAS "D" E "Q", OU EM SENTIDO INVERSO

ESCALA HW/D	TIPO DE ENTRADA
(1)	SEÇÃO QUADRADA COM TESTA
(2)	TERMINAL RANHURADO COM TESTA
(3)	TERMINAL RANHURADO COM SALIENTE

Figura 15 - Profundidade da carga hidráulica a montante para bueiros de tubulação oval de concreto, com eixo longo horizontal e controle de entrada



PARA USAR A ESCALA (2) ou (3) TRACE UMA LINHA RETA ATRAVÉS DOS VALORES DADOS DE TAMANHO E VAZÃO, PARA INTERCEPTAR A ESCALA (1); DESTE PONTO NA ESCALA (1) FAÇA UMA PROJEÇÃO HORIZONTAL PARA A SOLUÇÃO DA ESCALA (2) ou (3).

ESCALA HW/D	TIPO DE ENTRADA
(1)	SEÇÃO QUADRADA COM TESTA
(2)	TERMINAL RANHURADO COM TESTA
(3)	TERMINAL RANHURADO SALIENTE

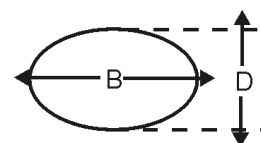
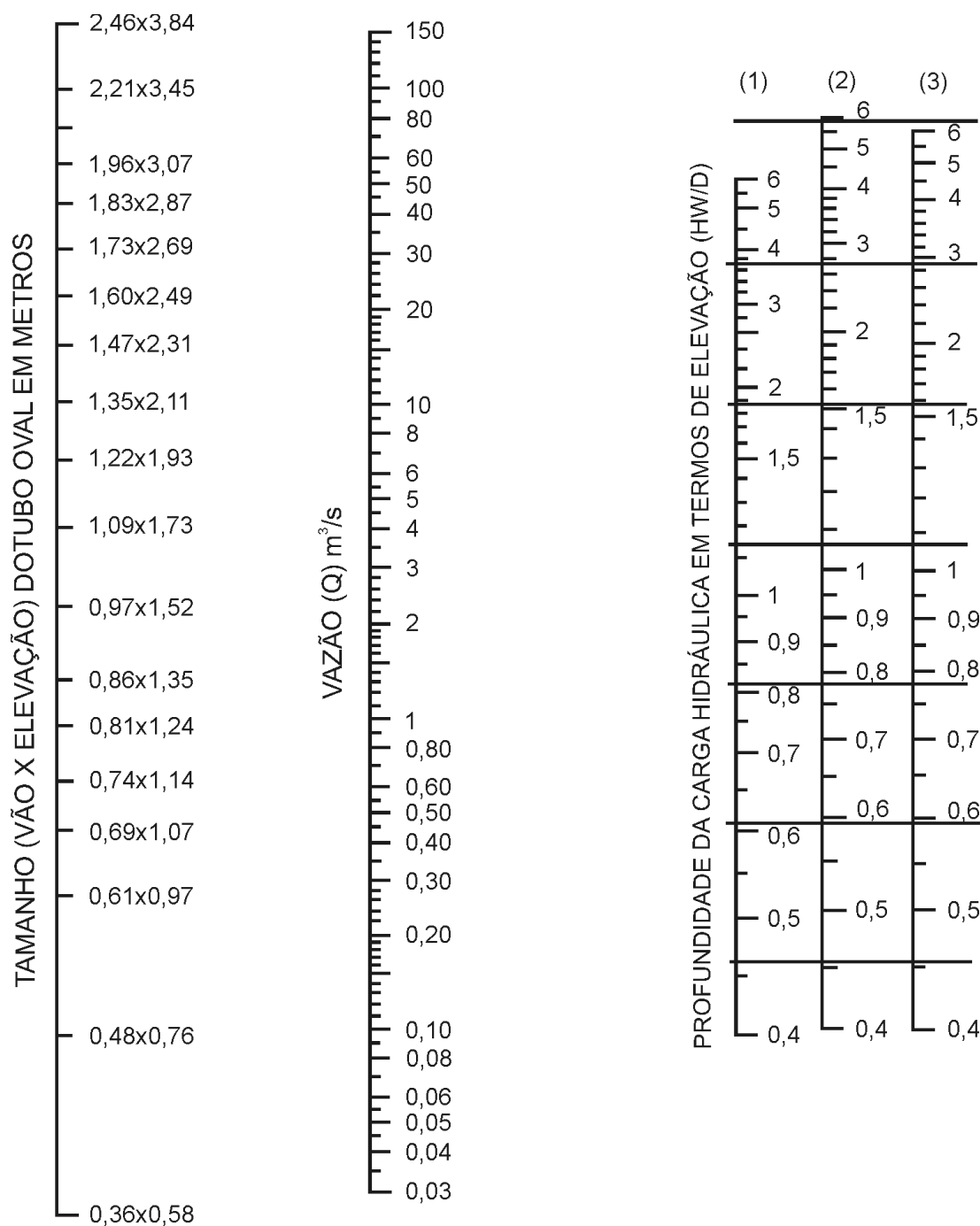


Figura 16 - Profundidade da carga hidráulica a montante para bueiros de tubulação oval de concreto com eixo longo vertical e controle de entrada



PARA USAR AS ESCALAS (2) ou, (3) TRACE UMA LINHA ATRAVÉS DOS VALORES DADOS EM TAMANHO E VAZÃO PARA INTERCEPTAR A ESCALA (1); DESTE PONTO NA ESCALA FAÇA UMA PROJEÇÃO HORIZONTAL PARA ENCONTRAR A SOLUÇÃO NA ESCALA (2) ou NA (3).

ESCALA
 H_w/D

(1)

(2)

(3)

TIPO DE
ENTRADA

- SEÇÃO QUADRADA
COM TESTA

- TERMINAL RANHURADO
COM TESTA

- TERMINAL RANHURADO
SALIENTE

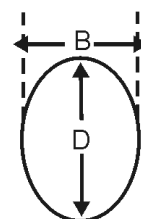
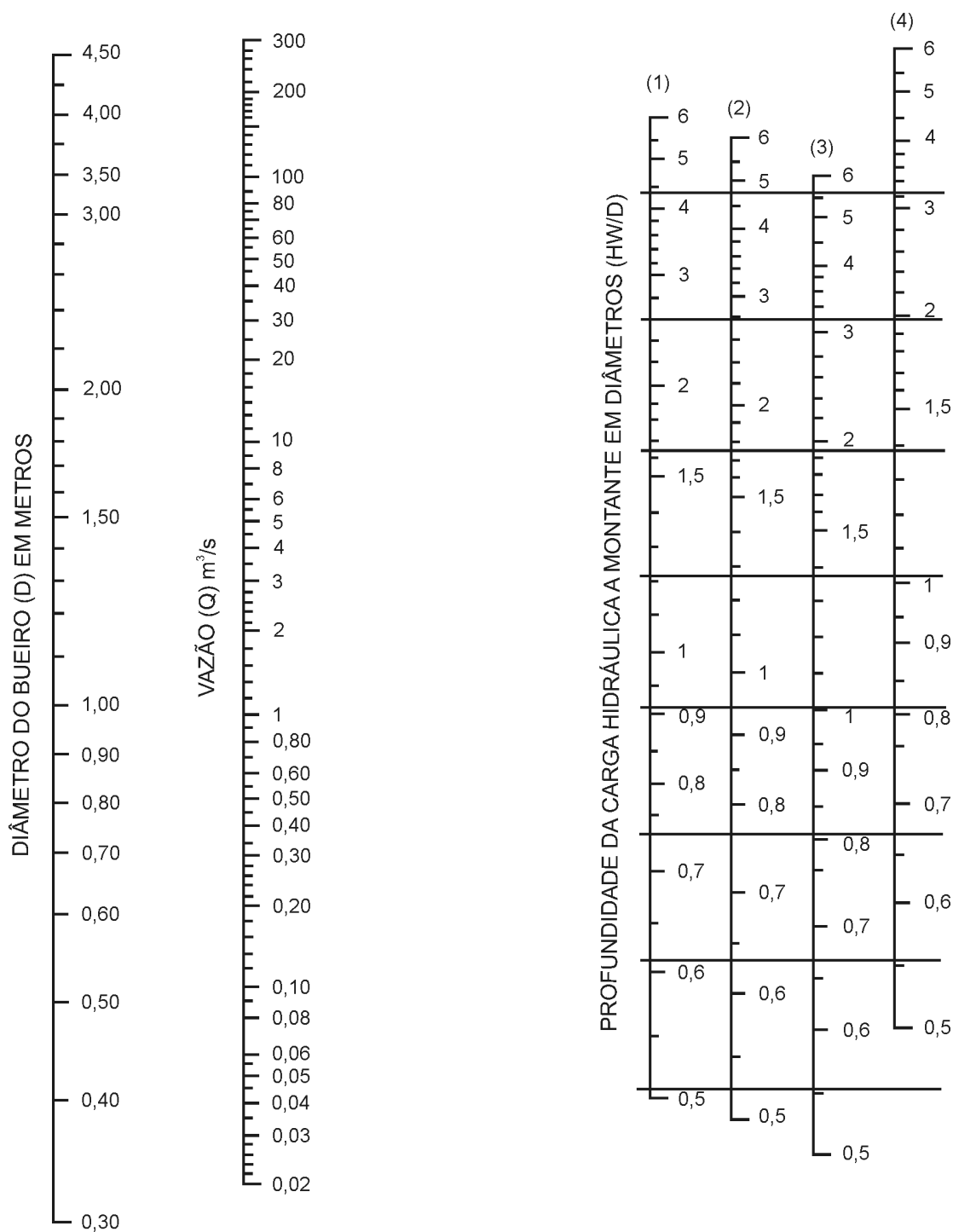


Figura 17 - Profundidade da carga hidráulica a montante para bueiros com tubo de chapa metálica corrugada, com controle de entrada.

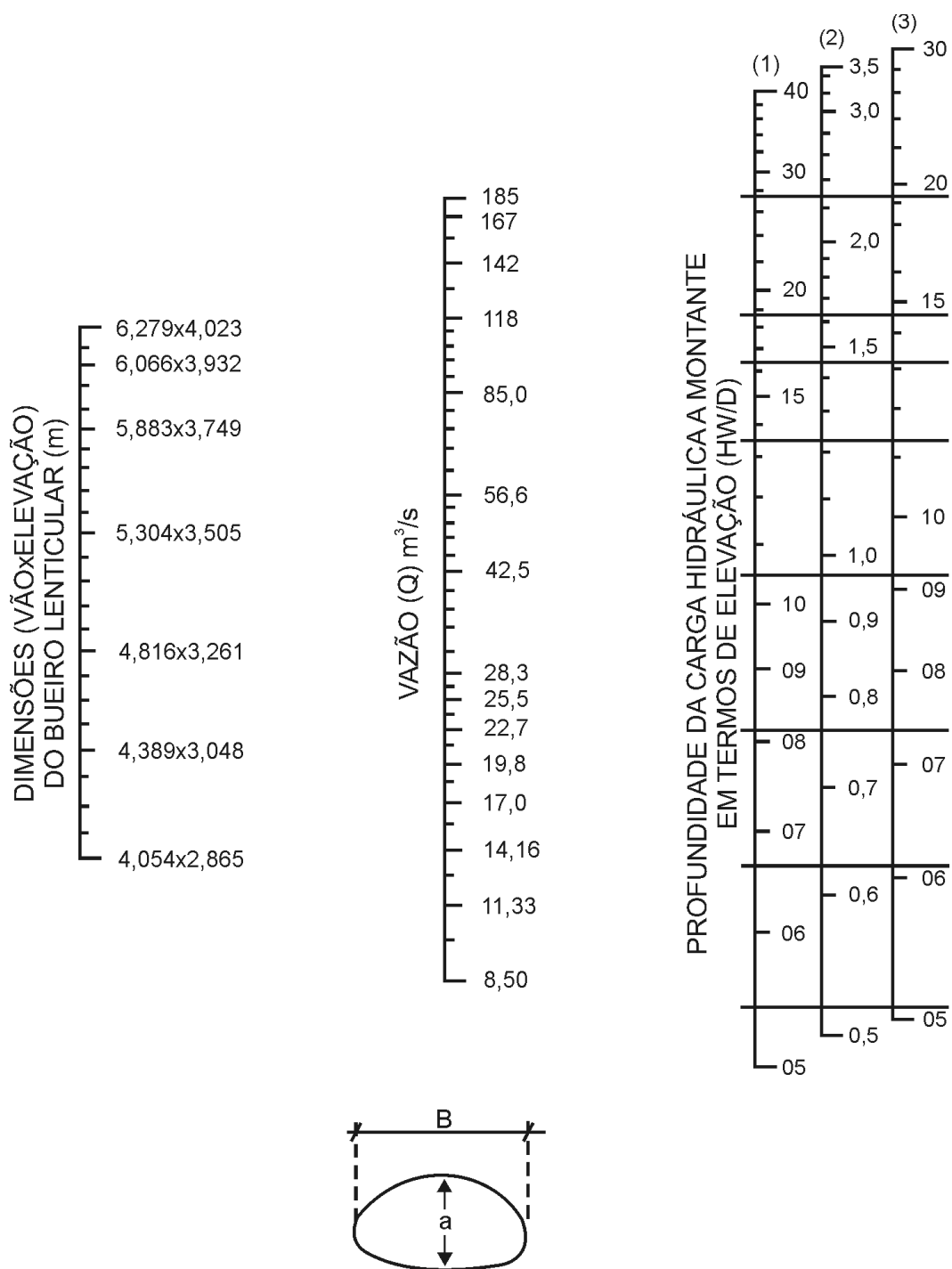


PARA USAR A ESCALA (2) OU (3) FAÇA UMA PROJEÇÃO HORIZONTAL PARA A ESCALA (1) E TRACE EM SEGUIDA UMA LINHA OBLÍQUA ATRAVÉS DAS ESCALAS "D" e "Q", OU EM SENTIDO INVERSO.

ESCALA H_w/D TIPO DE ENTRADA

- (1) 0,5 - MURO DE TESTA
- (2) 0,7 - CHANFRADO PARA ADAPTAR-SE AO TALUDE DO ATERRO
- (3) 0,9 - SALIENTE
- (4) 0,2 - MURO DE TESTA PARALELO AO ATERRO (SEM MUROS DE ALA) COM BORDAS ARREDONDADAS OU MUROS DE ALA EM ÂNGULO, ENTRE 30° E 75° COM GERATRIZ ARREDONDADA

Figura 18 - Profundidade da carga hidráulica a montante para bueiros com arco em abóbada de chapa metálica corrugada, com controle de entrada

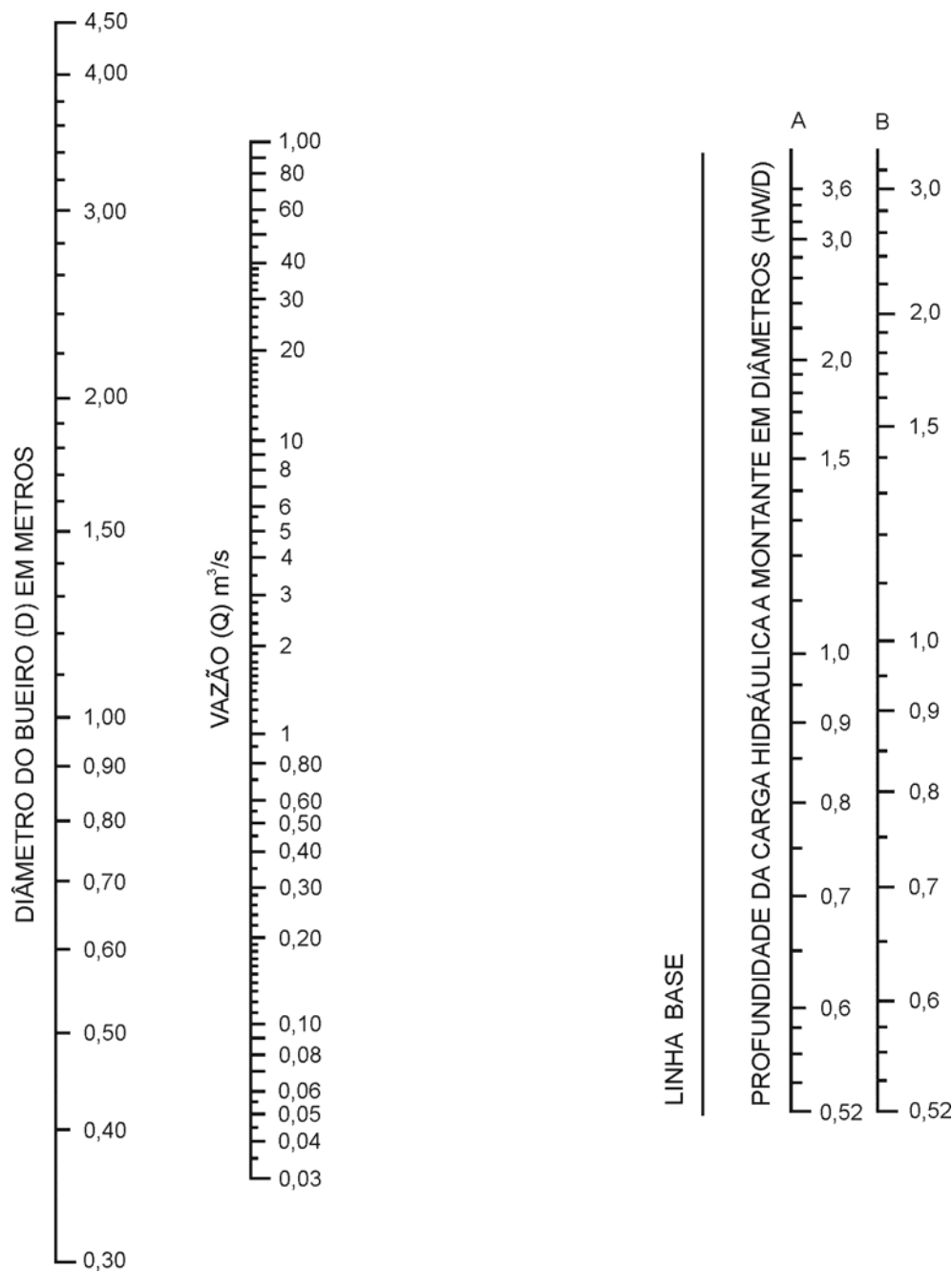


PARA USAR A ESCALA (2) OU (3) FAÇA UMA PROJEÇÃO HORIZONTAL PARA A ESCALA (1) E TRACE EM SEGUIDA UMA LINHA OBLÍQUA ATRAVÉS DAS ESCALAS "D" E "Q", OU EM SENTIDO INVERSO.

ESCALA H_w/D TIPO DE ENTRADA

- (1) 0,5 - MURO DE TESTA
- (2) 0,7 - CHANFRADO PARA ADAPTAR-SE AO TALUDE DO ATERRO
- (3) 0,9 - SALIENTE

Figura 19 - Profundidade da carga hidráulica para bueiros circulares com controle de entrada com anel biselado



$\frac{b}{D}$	$\frac{a}{D}$	$\frac{c}{D}$	$\frac{d}{D}$	TIPO DE EMBOCAD.
0,042	0,063	0,042	0,083	A
0,083	0,125	0,042	0,125	B

ENTRADA	$H_{w/D}$	$H_{w(m)}$
A	0,90	0,54
B	0,88	0,53



Utilização dos nomogramas para o cálculo de H_W nos bueiros com controle de saída.

Os nomogramas para bueiros com controle de saída são utilizados para a determinação do valor de H (perda de carga a jusante, nos casos de bueiro operando a seção plena em toda a sua extensão. Poderão ser usados, ainda, para algumas condições de funcionamento parcialmente cheios. Observe-se que os nomogramas em estudo não levam à solução final da altura d'água a montante (H_W) uma vez que dão apenas o valor de H na equação:

$$H_W = H + h_o - L \times I_o$$

onde h é obtido conforme o seguinte procedimento:

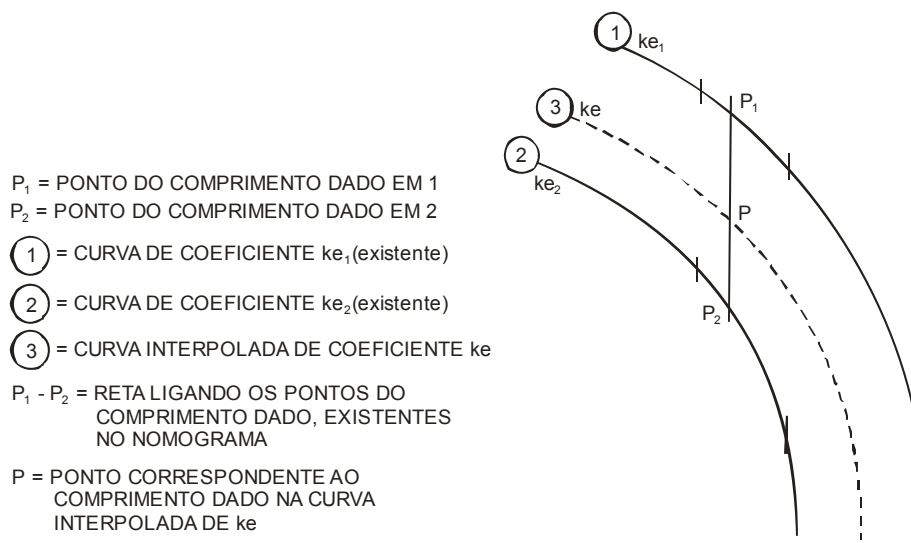
- se o nível d'água na saída for igual ou maior que o do topo de bueiro, igualar h_o a T_W ;
- se o nível d'água na saída se situar abaixo do topo do bueiro, h_o é obtido adotando-se o maior dos valores seguintes:

$$h_o = \frac{d_c + D}{2}$$

$$h_o = T_W$$

Determinação da perda da carga a jusante H

- Dados:
 - descarga Q , em m^3/s ;
 - tipo do bueiro (de concreto ou metálico) .
 - Escolher o nomograma adequado ao bueiro utilizado. Determinar o coeficiente de entrada (K_e) conforme o seu tipo e de acordo com a tabela constante no final do texto.
 - Assinalar no nomograma o comprimento do bueiro (na escala L), conforme as instruções a seguir:
 - se os valores de n e K_e adotados enquadram-se naqueles do nomograma, assinala-se na curva correspondente ao K_e o comprimento do bueiro;
 - se o valor de n adotado enquadra-se naqueles do nomograma, mas o valor de K_e é intermediário aos das curvas aí existentes, interpola-se uma curva para o K_e adotado e liga-se por uma reta o comprimento dado, assinalado nas duas curvas adjacentes de K_e , determinando-se assim o ponto que corresponde ao comprimento do bueiro na curva do K_e adotado (Fig. 20).

Figura 20 - Interpolação de curva de coeficiente K_e 

- se o n adotado não se enquadra nos definidos pelo nomograma, utiliza-se um comprimento corrigido (L_1) dado por:

$$L_1 = \left(\frac{n_1}{n_2} \right)^2 \times L$$

onde:

L = comprimento real do bueiro;

n_1 = coeficiente de Manning do bueiro; e

n_2 = coeficiente de Manning do nomograma,

Para os casos em que forem empregados bueiros elípticos metálicos corrugados, utilizar os nomogramas para estruturas elípticas em concreto, com o valor do comprimento corrigido devido à diferença entre os coeficientes de rugosidade.

- Ligar o valor (L_1), como obtido anteriormente, por meio de uma linha reta, à escala das dimensões do bueiro (D para bueiros tubulares ou $B \times H$ no caso dos celulares, lenticulares e elípticos). Marcar o cruzamento dessa com a linha de base.
- Ligar o ponto da linha de base à descarga de projeto, marcada na escala de vazão e ler o valor da perda de carga a jusante na escala (H).

Calcular H_w pela equação:

$$H_w = H + h_o - L \times I_o$$

Valores de n para materiais normalmente usados:

Tabela 26 - Valores de n para concreto

MATERIAL	TIPOS	n
Concreto	Tubos e Células	0,015

Tabela 27 - Valores de n para metal

MATERIAL	CORRUGAÇÕES (mm)	n
Metálicos Aço Corrugado	66 x 12,7	0,019
	76 x 25,4	0,021
	152 x 51	0,024
	Bueiros para processo não destrutivo	0,024

Cálculo da seção transversal da célula retangular.

Ligar o ponto apropriado (ver instrução 1) na escala do comprimento do bueiro à sua área e marcar o ponto de interseção na linha de base. Fixar esse ponto e ligar à descarga dada indicada na escala de vazão. Ler a altura d'água na escala H.

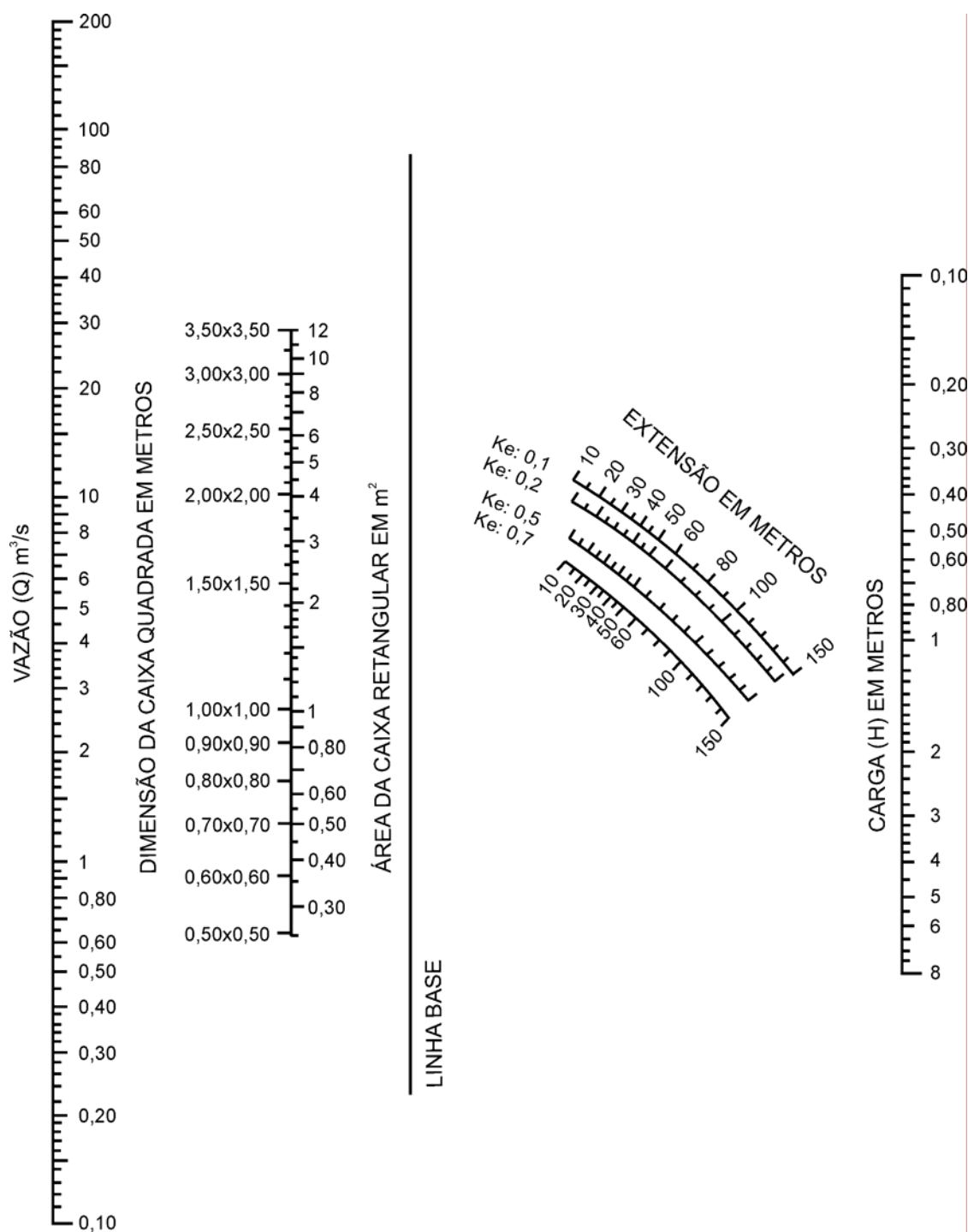
Os bueiros metálicos corrugados podem ser revestidos após sua montagem com concreto, asfalto ou outro material, melhorando sua rugosidade e conseqüentemente sua capacidade. Para avaliar essa variação, utiliza-se a equação de ponderação dada por Azevedo Netto:

$$\eta_{\text{médio}} = \sqrt{\frac{\sum_{n=1}^n P_n \times \eta_n^2}{\sum_{n=4}^n P_n}}$$

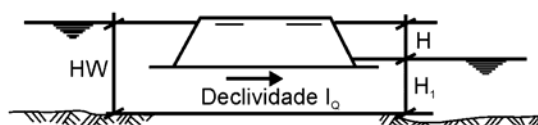
$$\sum_{n=1}^n P_n \times \eta_n^2$$

Onde P equivale aos perímetros molhados correspondentes às rugosidades n dos materiais de uma seção transversal de um bueiro em contato com o escoamento.

Figura 21 - Carga para bueiros em célula de concreto, à seção plena, com controle de saída $n = 0.012$



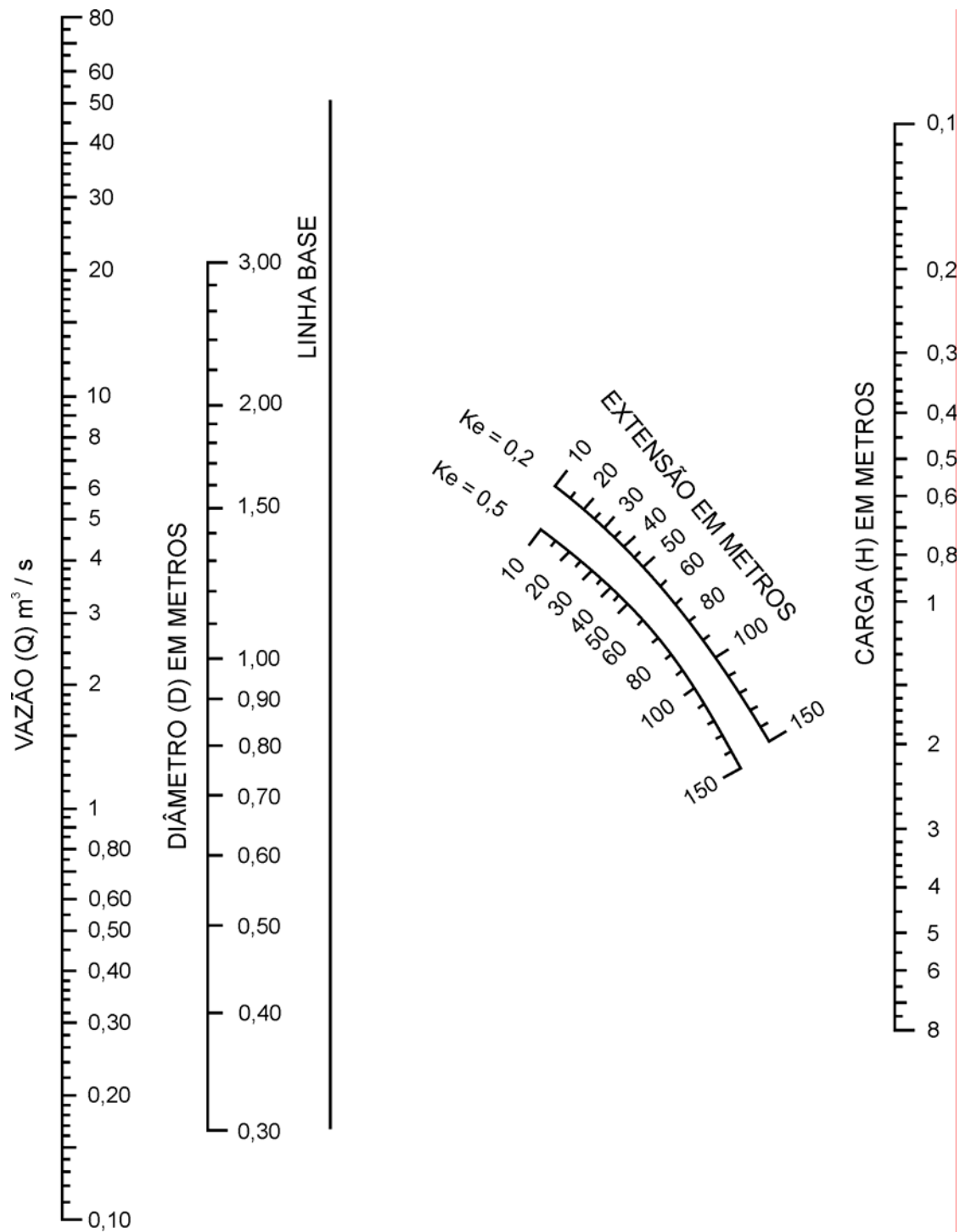
BUEIRO COM SAÍDA SUBMERSA, A SEÇÃO PLENA



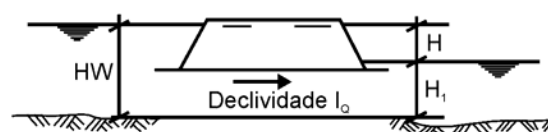
$$HW = H + H_1 - L I_0$$

Nota: No caso da geratriz de saída sem afogamento, calcule H_W pelos métodos descritos.

Figura 22 - Carga para bueiros em tubulação de concreto, à seção plena com controle de saída $n = 0.012$



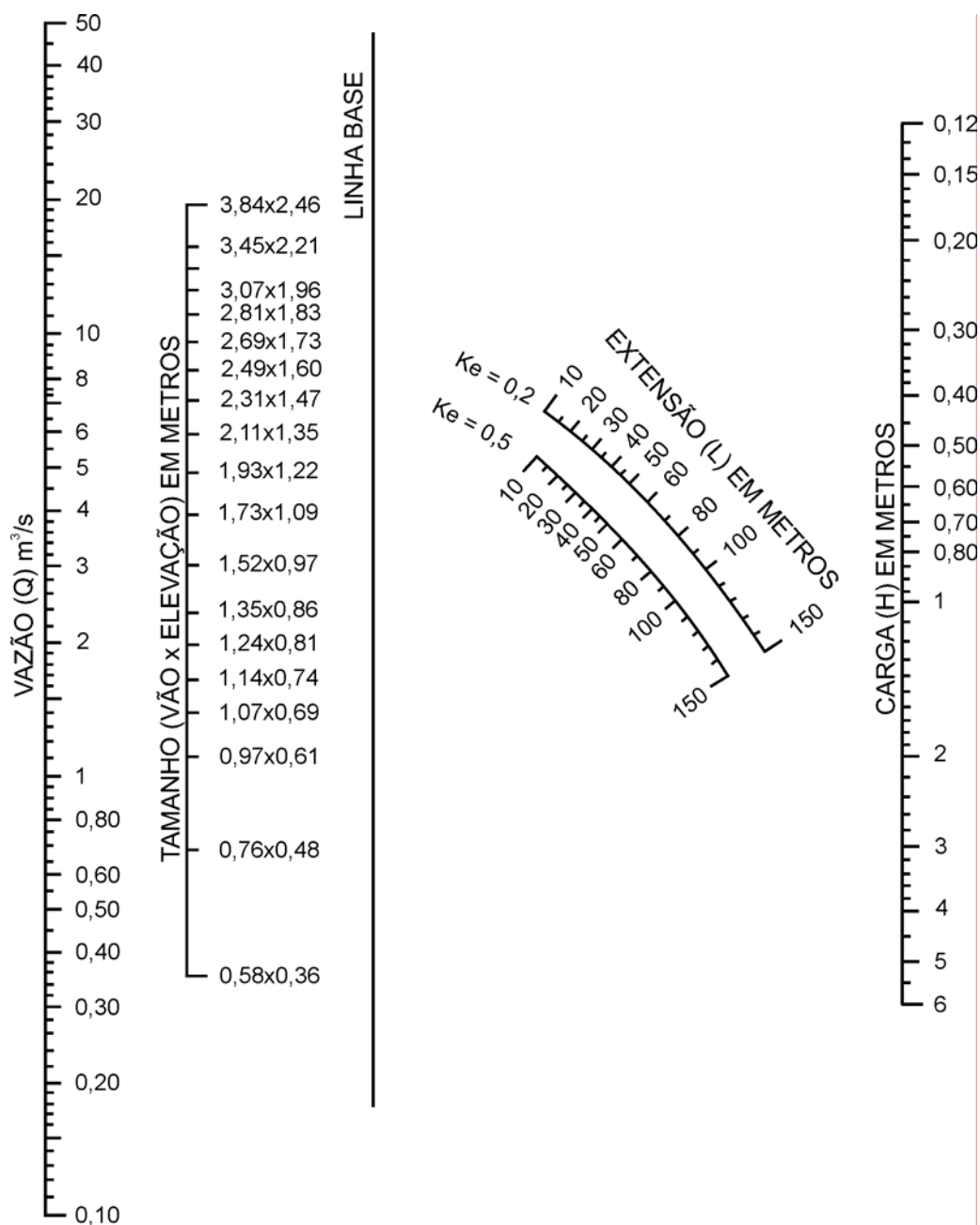
BUEIRO COM SAÍDA SUBMERSA, A SEÇÃO PLENA



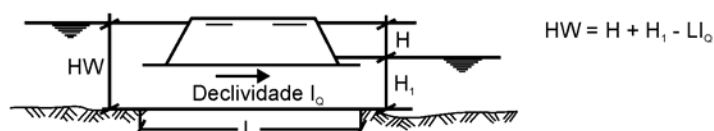
$$HW = H + H_1 - LI_0$$

Nota: No caso da geratriz de saída sem afogamento, calcule H_w pelos métodos descritos.

Figura 23 - Carga para bueiros em tubulação oval de concreto, com eixo longo vertical ou horizontal, à seção plena, com controle de saída $n = 0.012$



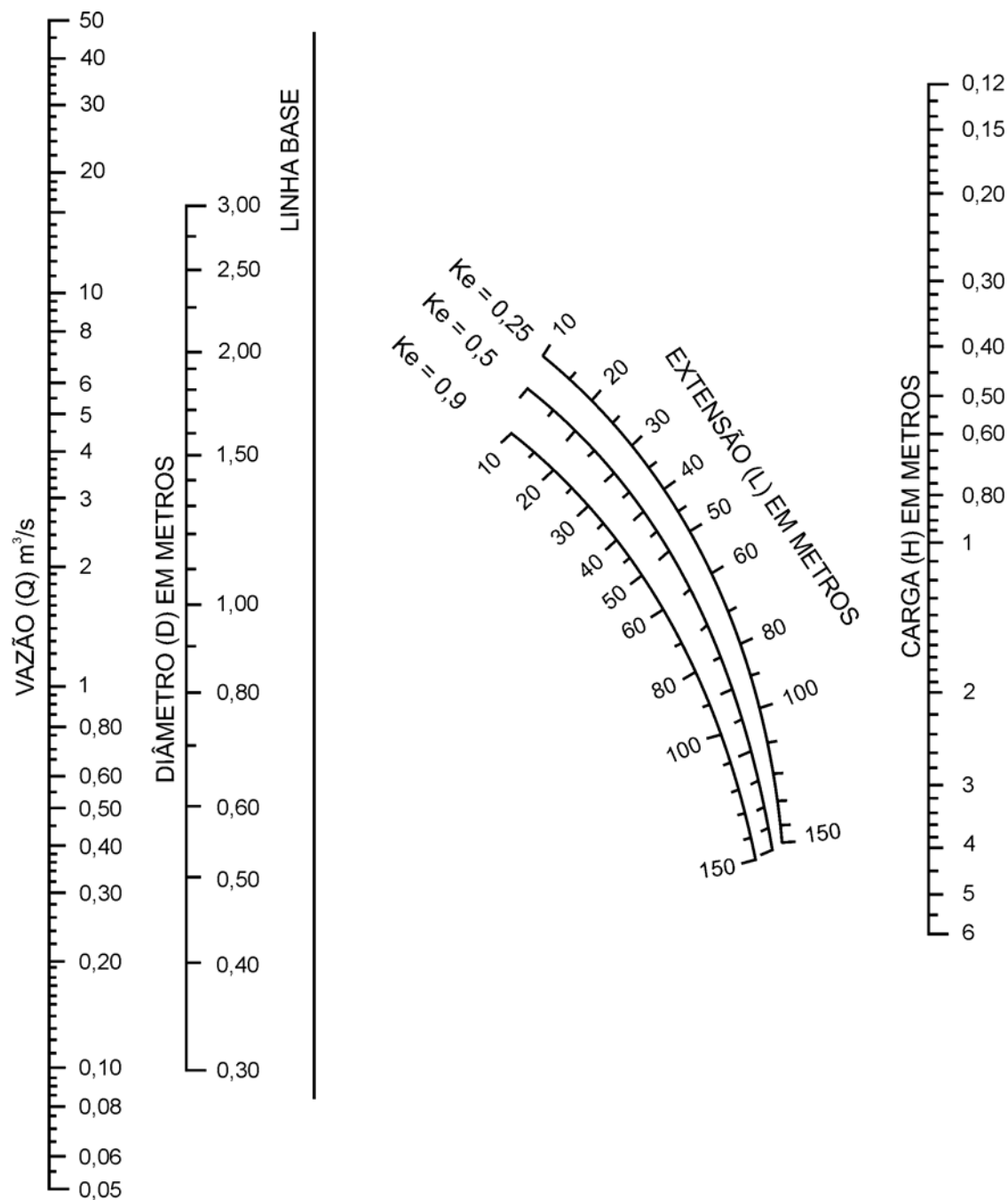
BUEIRO COM SAÍDA SUBMERSA, A SEÇÃO PLENA



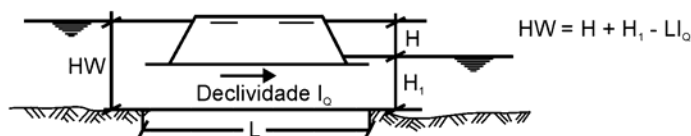
Nota: No caso da geratriz de saída sem afogamento, calcule H_w pelos métodos descritos.

Obs: As dimensões em escala de tamanho estão ordenadas para instalação com eixo longo horizontal. Devem ser invertidas no caso de eixo longo vertical.

Figura 24 - Carga para bueiros circulares em chapa metálica corrugada, à seção plena n = 0.024



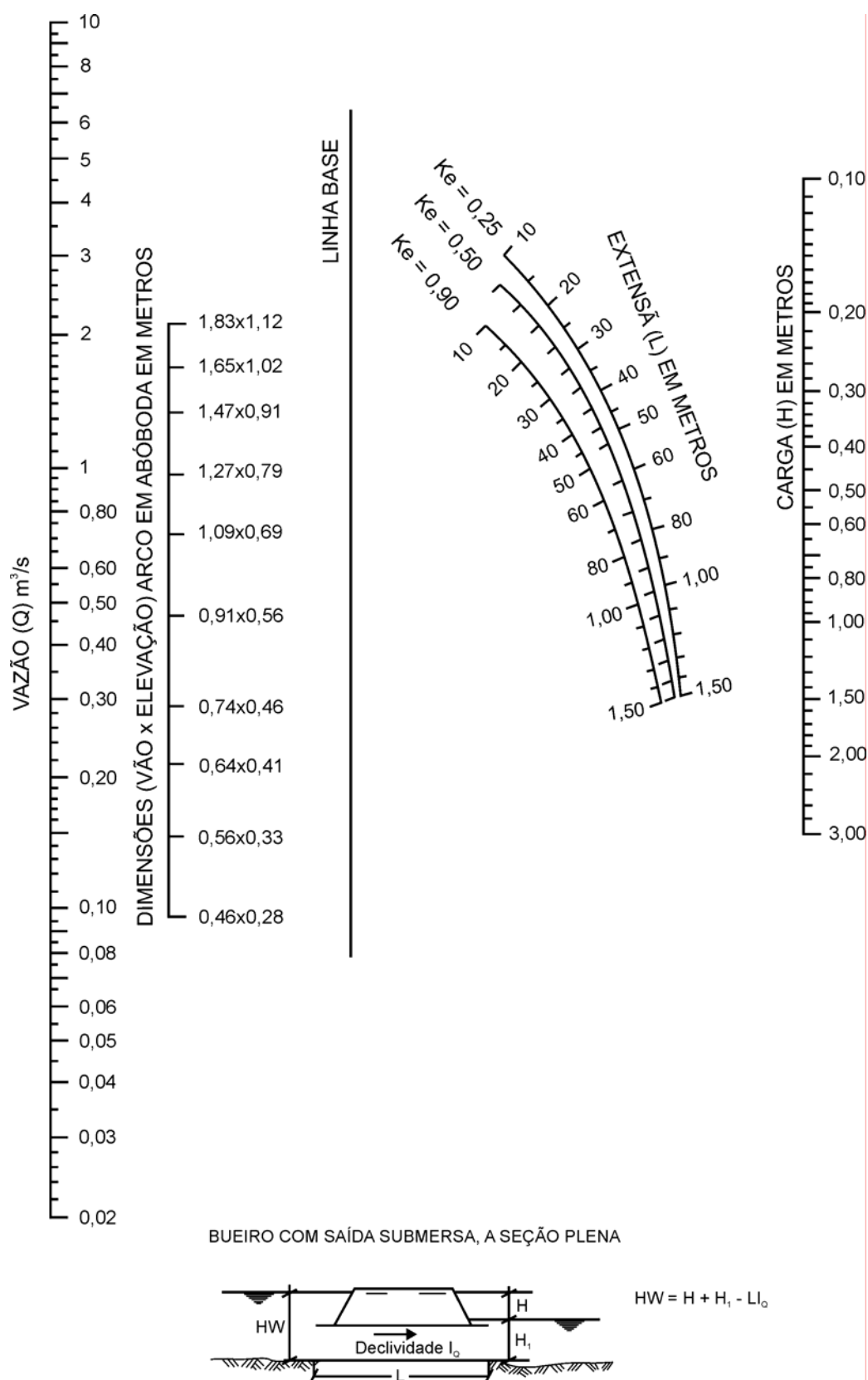
BUEIRO COM SAÍDA SUBMERSA, A SEÇÃO PLENA



Tipo de Estrutura	Rugosidade Real (n)	Fator de Ajuste (n'/n) ²
Corrugação 68x13mm	0,019	0,61
Corrugação Helicoidal 68x13mm	0,019	0,61
Corrugação Helicoidal 76x25mm	0,021	0,76

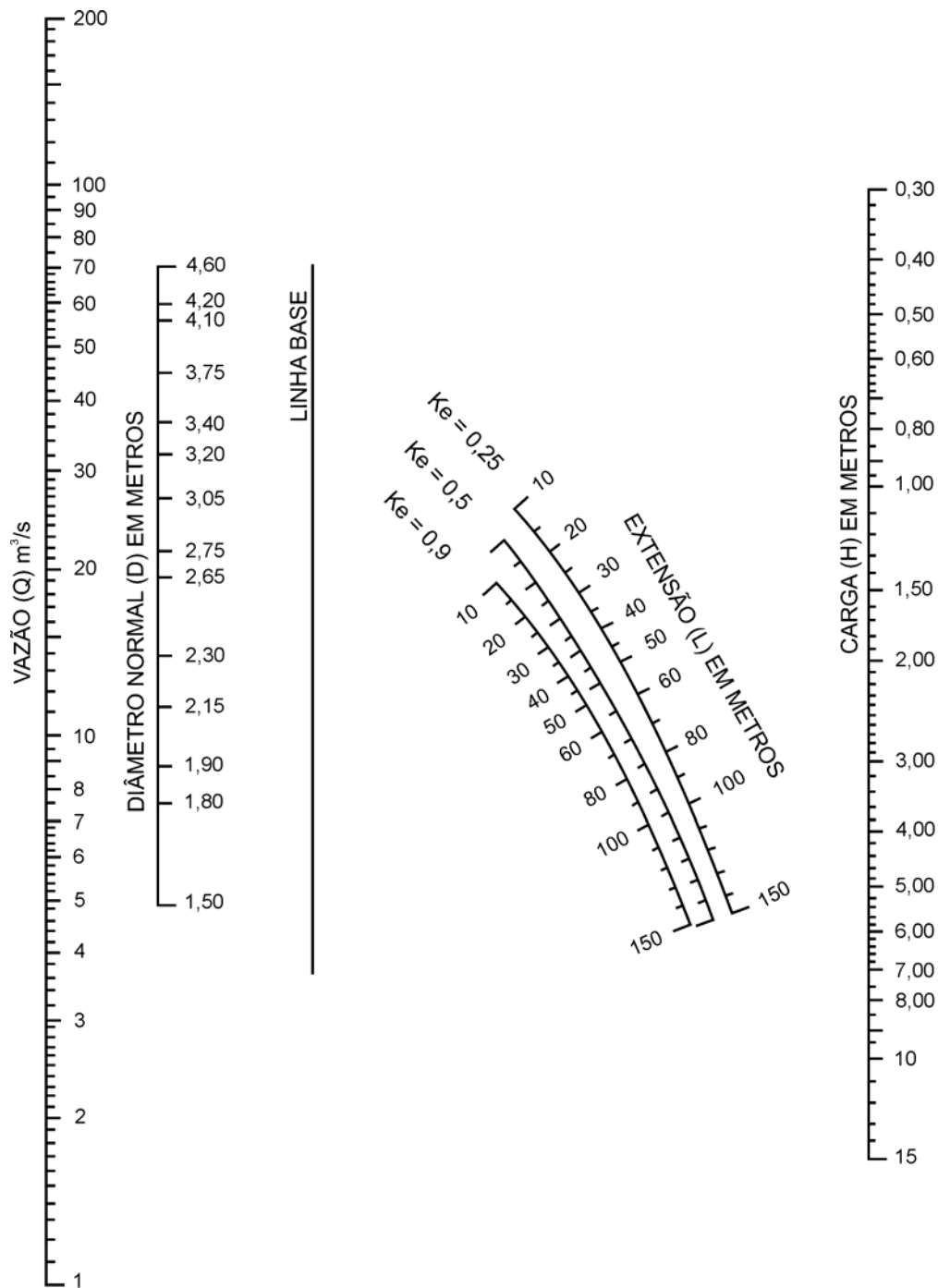
Nota: No caso da geratriz de saída sem afogamento, calcule H_w pelos métodos descritos.

Figura 25 - Carga para bueiros em chapa metálica corrugada, à seção plena
 $n = 0.024$



Nota: No caso da geratriz de saída sem afogamento, calcule H_w pelos métodos descritos.

Figura 26 - Carga para bueiros circulares em chapa metálica corrugada, à seção plena $n = 0.024$



BUEIRO COM SAÍDA SUBMERSA, A SEÇÃO PLENA

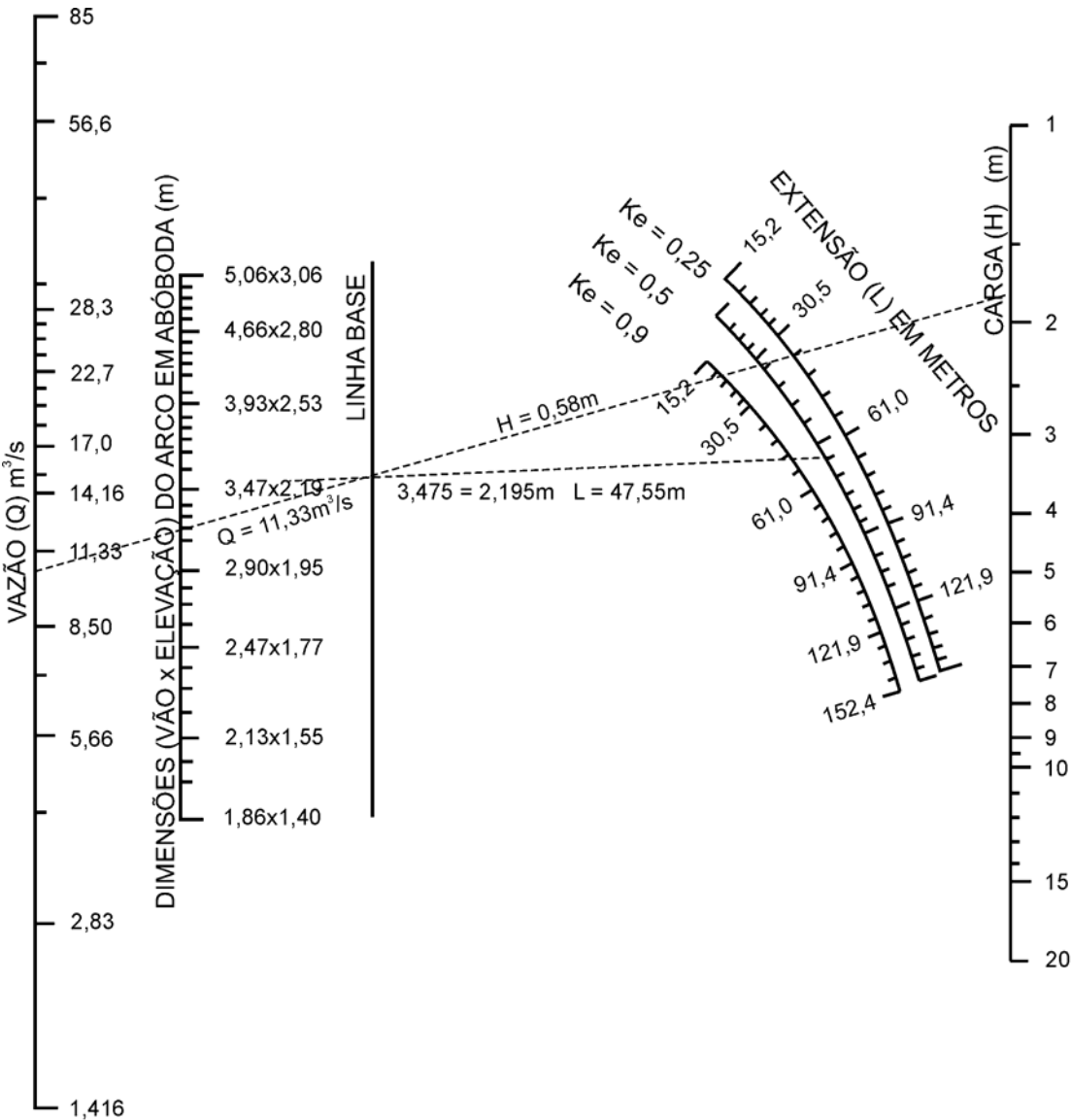


Dimensão da Estrutura	Rugosidade considerada no Abaco	Rugosidade real	Fator de ajuste
1,50	0,0328	0,024	0,54
2,15	0,0320	0,024	0,56
3,05	0,0311	0,024	0,60
4,60	0,0302	0,024	0,63

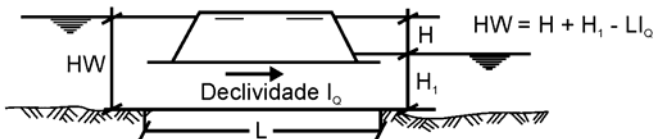
PARA DIMENSÕES INTERMEDIÁRIAS UTILIZAR VALORES DE N INTERPOLADOS

Nota: No caso da geratriz de saída sem afogamento, calcule H_W pelos métodos descritos.

Figura 27 - Carga para bueiros lenticulares em chapa metálica corrugada, a seção plena $n = 0.024$



BUEIRO COM SAÍDA SUBMERSA, A SEÇÃO PLENA

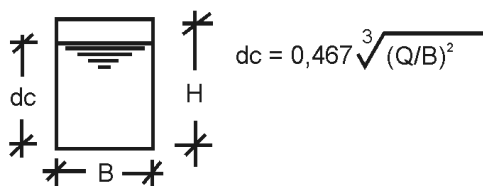
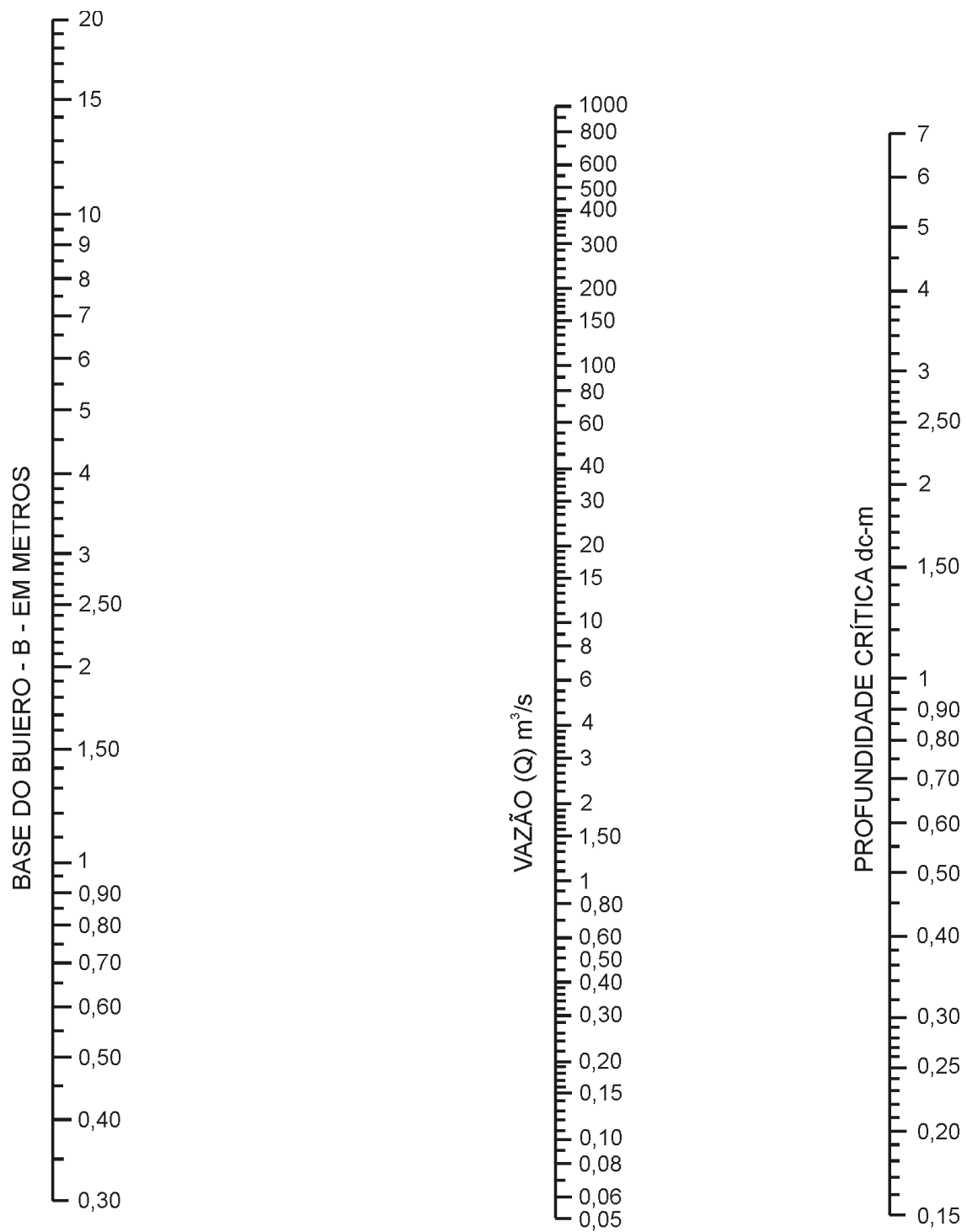


Dimensão da Estrutura	Rugosidade considerada no Abaco	Rugosidade real	Fator de ajuste
2,20x1,70	0,0327	0,024	0,54
2,85x1,85	0,0320	0,024	0,56
3,75x2,30	0,0310	0,024	0,60
5,00x3,35	0,0300	0,024	0,64

Nota: No caso da geratriz de saída sem afogamento, calcule H_w pelos métodos descritos.

Obs: Para dimensões intermediárias deve-se fazer a interpolação das rugosidades.

Figura 28 - Profundidade crítica seção retangular



NOTA: dc NÃO PODE EXCEDER A ALTURA H

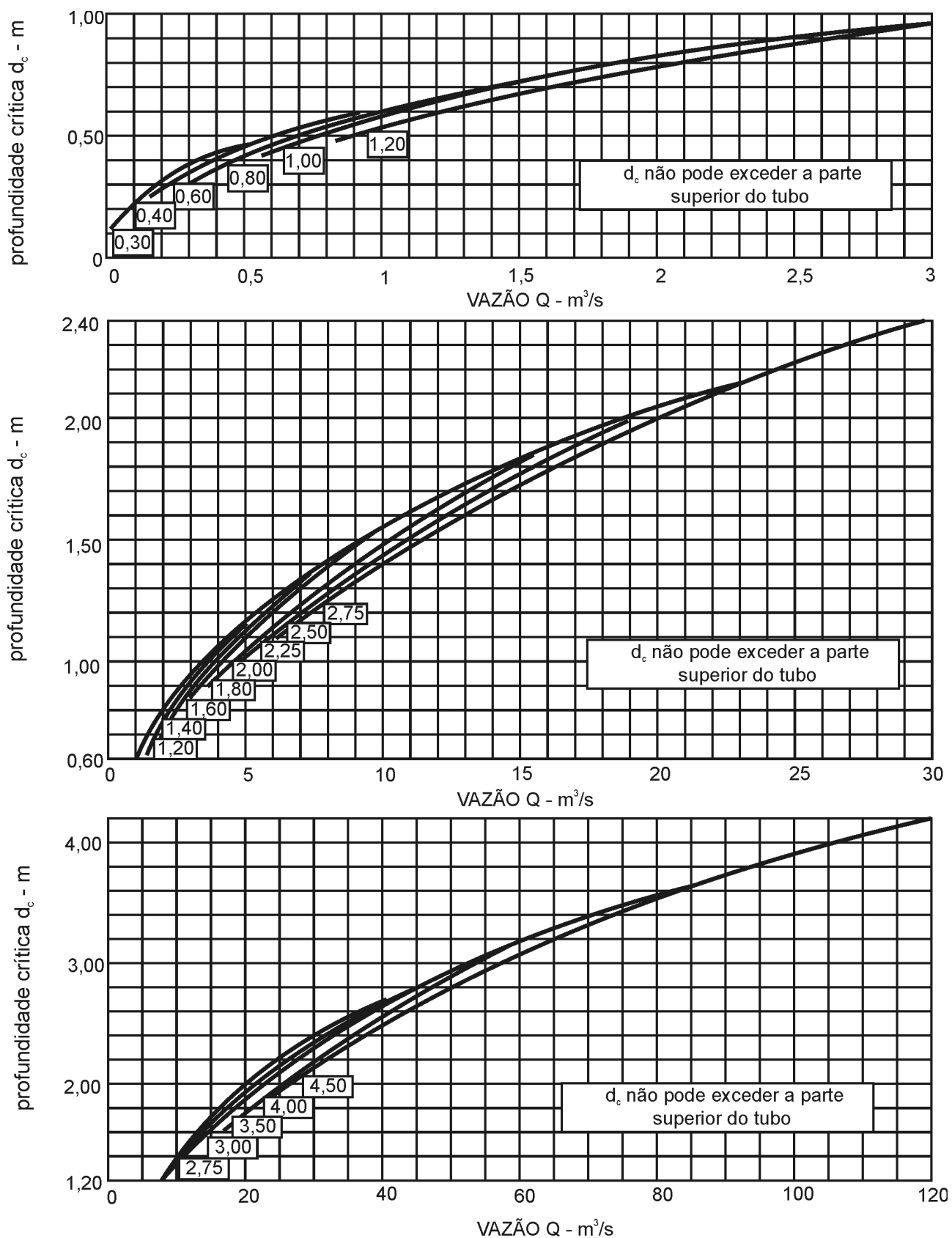
Figura 29 - Profundidade crítica para bueiros circulares metálicos corrugados

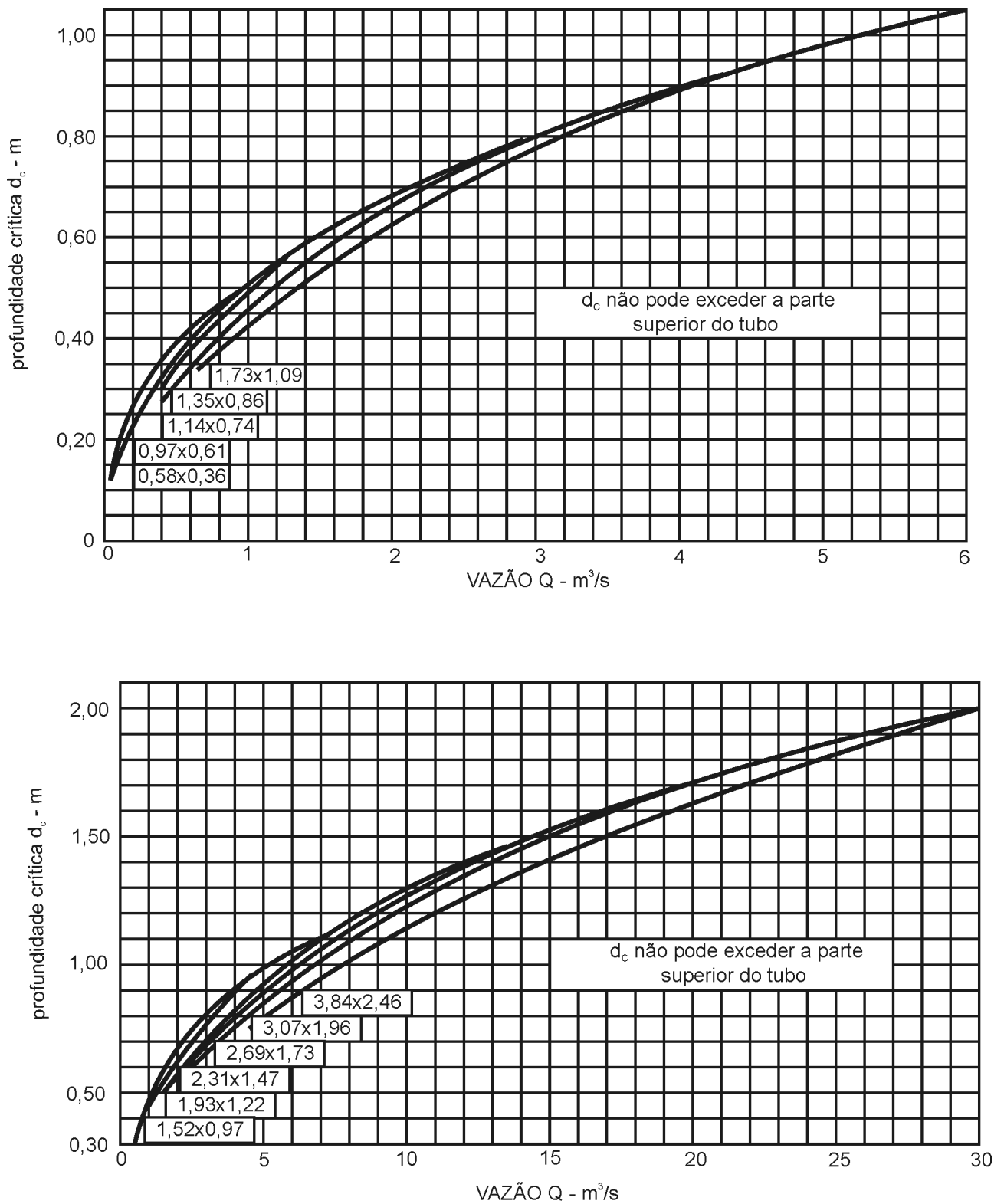
Figura 30 - Profundidade crítica tubulação oval de concreto de eixo longo horizontal

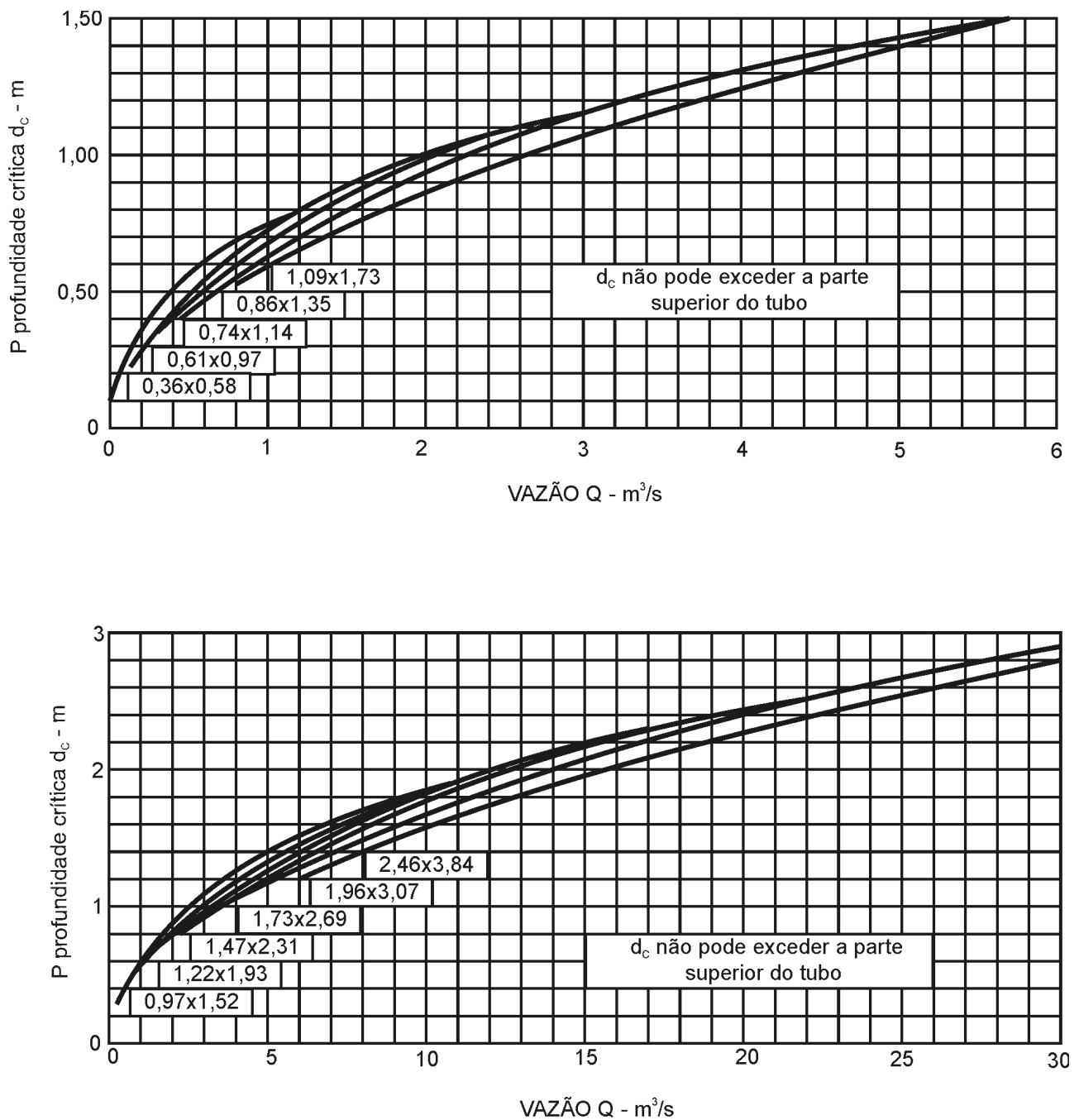
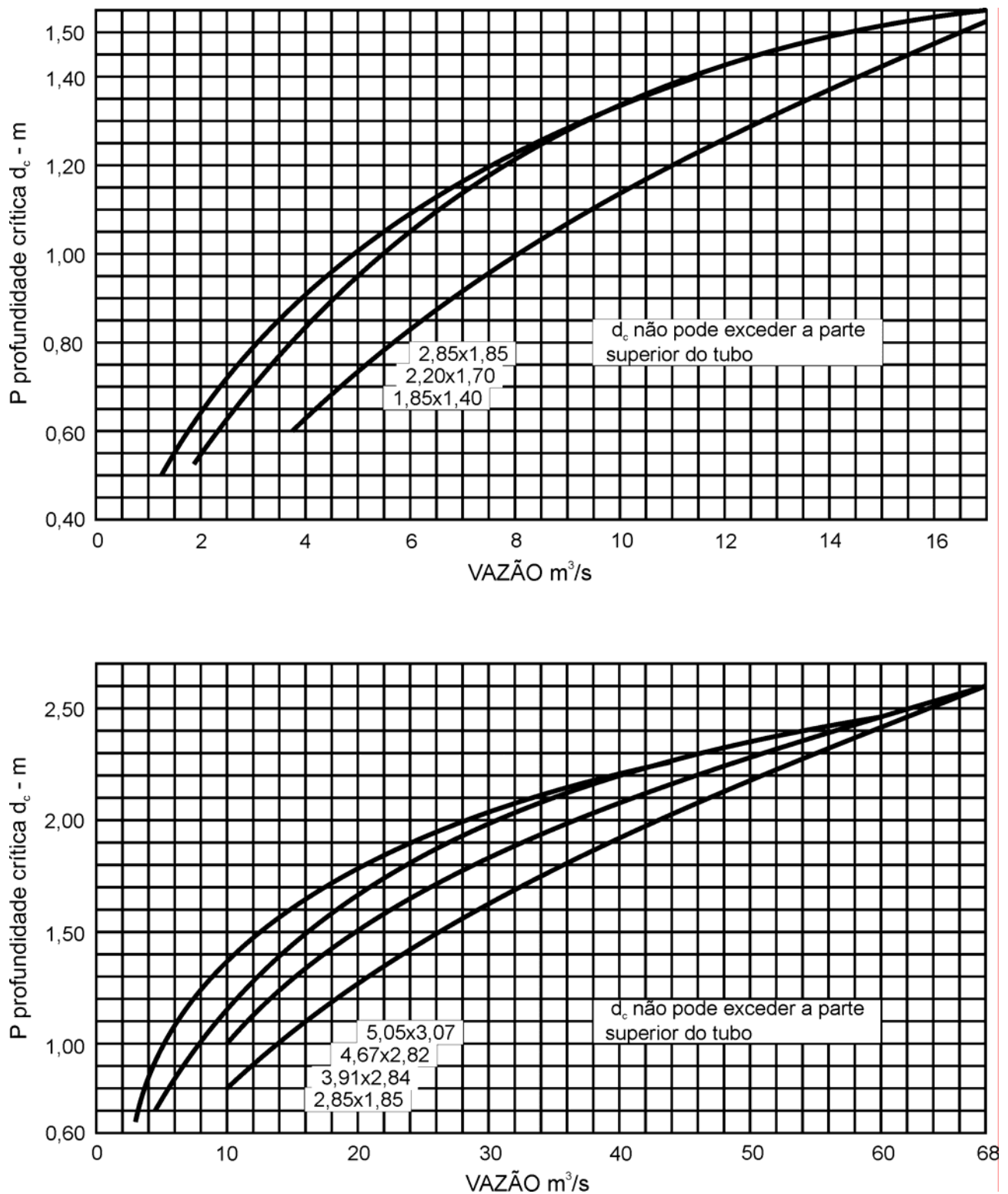
Figura 31 - Profundidade crítica tubulação oval de concreto de eixo longo vertical

Figura 32 - Profundidade crítica para bueiro lenticular em aço corrugado

2.1.4 CURVAS DE COMPORTAMENTO

Quando os projetos dos bueiros não exigem grande rigor no dimensionamento, este pode ser feito mais rapidamente apoiado nas "curvas de comportamento".

Estas curvas são aplicáveis, dentro de certos limites de alturas de represamento (H_W) e de descargas, para cada comprimento e tipo de bueiro.

As curvas da Fig. 33 foram traçadas para um bueiro de 1,20 m de diâmetro e 60 m de comprimento. Usualmente os gráficos são feitos para intervalos de comprimentos de 7,5 a 15 m. Os traçados foram obtidos com emprego dos nomogramas constantes neste Capítulo. A primeira relação de valores, pelos nomogramas para Controle de Entrada, e a segunda, para Controle de Saída.

Tabela 28 - Dados para curva de controle de entrada

$\frac{HW^*}{D}$	$Q^* (m^3/s)$	$H_W = \frac{H_W}{D} \times 1,2$
0,15	0,59	0,61
0,18	0,81	0,73
0,21	1,04	0,85
0,24	1,29	0,98
0,27	1,57	1,10
0,30	1,82	1,22
0,34	2,07	1,34
0,40	2,52	1,59
0,46	2,86	1,83
0,52	3,14	2,07
0,61	3,53	2,44
0,76	4,06	3,05
0,91	4,62	3,66

*Nom. 5 - Tubo com boca de montante saliente (3)

Figura 33 - Curvas do comportamento hidráulico para bueiro circulares de chapa corrugada para processo não destrutivo com 1.2 m de diâmetro e boca de montante saliente

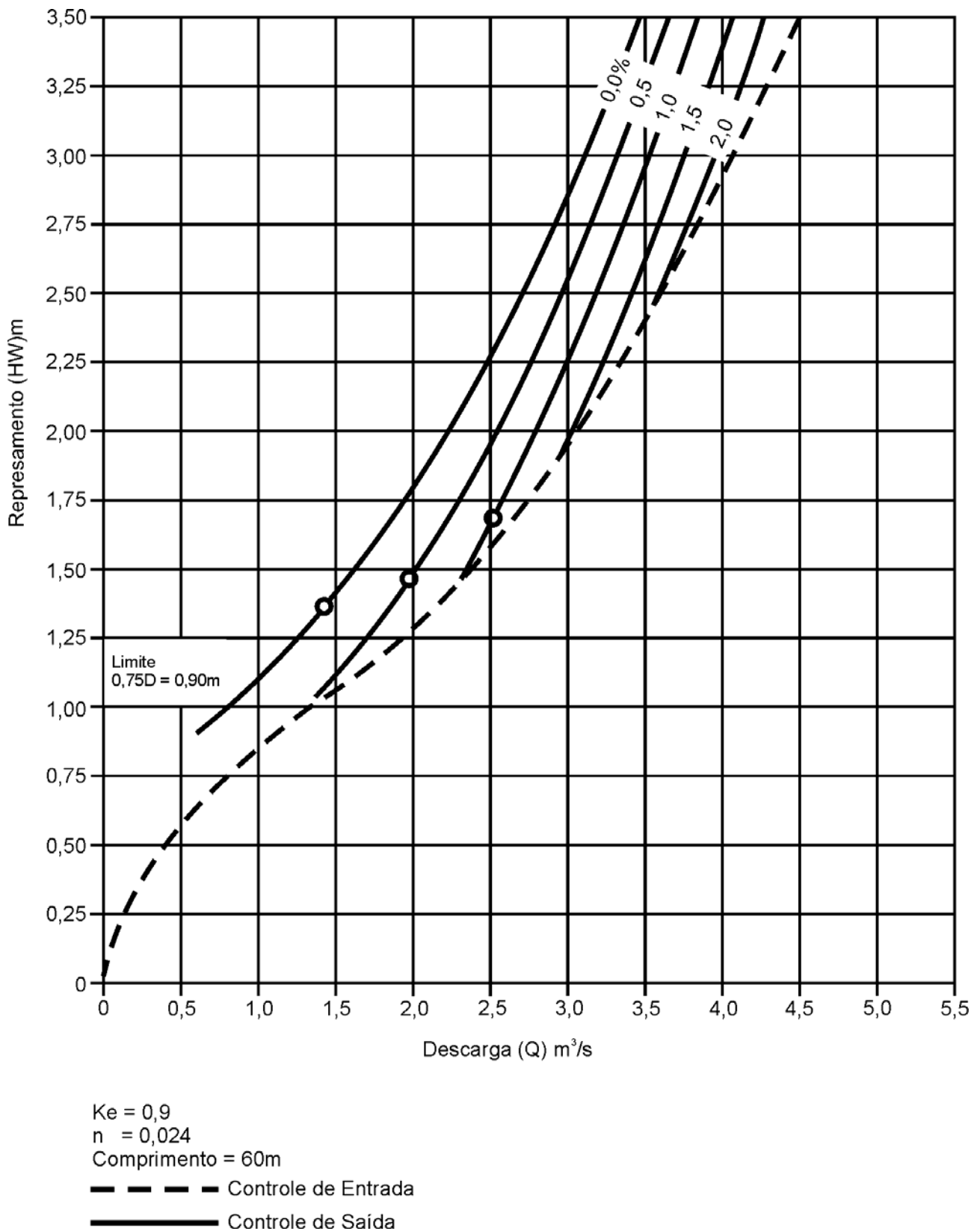


Tabela 29 - Dados para as curvas de controle de saída

Q	d _c	$\frac{d_c + D}{2}$	H	H _w para vários I _o				
(m³/s)	Nom. 16 (m)	(m)	Nom. 11 (m)	0%	0,5%	1%	1,5%	2,0%
0,56	0,40	0,79	0,06*	0,85	-	-	-	-
1,12	0,58	0,91	0,24	1,16	0,85	0,55	0,24	-
1,68	0,70	0,98	0,60	1,55	1,25	0,95	0,64	0,34
2,24	0,82	1,04	1,01	2,04	1,74	1,43	1,13	0,82
2,80	0,95	1,10	1,59	2,68	2,38	2,07	1,77	1,46
3,36	1,01	1,10	2,29	3,38	3,08	2,77	2,47	2,16
3,92	1,07	1,16	3,11	4,27	3,96	3,66	3,35	3,05
4,48	1,13	1,16	4,15	5,30	5,00	4,69	4,39	4,08

$$H_W = H + h_o - L \times I_o \text{ onde, } h_c \frac{d_c + D}{2}$$

*Nom. 11 - ou pela equação 2.02

2.1.5 TABELAS DIVERSAS

Coeficiente de perdas da entrada

Coeficiente K_e para determinação de perda na entrada de uma estrutura, seja bueiro, seja um conduto, operando cheio ou parcialmente cheio, com controle de saída:

$$\text{Perda na entrada: } H_e = K_e \times \frac{v^2}{2g}$$

Tabela 30 - Coeficientes de perda em entradas de estruturas: K_e

TIPO DE ESTRUTURA E DE ENTRADA	Coeficiente K_e
Tubo de concreto	
Bolsa projetando-se para fora do aterro.	0,2
Ponta projetando-se para fora do aterro.	0,5
Muro de testa ou muro de testa com muros de ala - Final do tubo	
Em bolsa	0,2
Em ponta	0,5
Arredondado ($R = 1/2 D$)	0,2
Final do tubo em bisel para adaptar -se à saia do aterro.	0,7
Com seção terminal de entrada conformada com a saia do aterro.	0,5
Bueiro metálico corrugado e Bueiro Celular de Concreto	
Projetando-se para fora do aterro (sem muro de testa).	0,9
Muro de testa ou muro de testa com muros de ala e final do tubo em ângulo reto	0,5
Final do tubo em bisel para adaptar -se à saia do aterro (somente para bueiros metálicos corrugados)	0,7
Seção terminal de entrada conformada com a saia do aterro	0,5
Muro de testa paralelo ao aterro (sem muros de ala). Borda em ângulo reto - Bordas arredondadas ($R = 1/12 D$)	0,5
Muros de ala em ângulos entre 30° e 75° em relação ao bueiro	
Geratriz reta	0,4
Geratriz arredondada	0,2
Muros de ala em ângulo entre 10° e 20° em relação ao bueiro	
Geratriz reta	0,5
Muros de Ala Paralelos	
Geratriz reta	0,2

Tabela 31 - Velocidades máximas admissíveis para a água

COBERTURA SUPERFICIAL	Velocidade máxima m/s
Gramma comum firmemente implantada	1,50 – 1,80
Tufos de grama com solo exposto	0,60 – 1,20
Argila	0,80 – 1,30
Argila coloidal	1,30 – 1,80
Lodo	0,35 – 0,85
Areia fina	0,30 – 0,40
Areia média	0,35 – 0,45
Cascalho fino	0,50 – 0,80
Silte	0,70 – 1,20
Alvenaria de tijolos	2,50
Concreto de cimento portland	4,50
Aglomerados consistentes	2,00
Revestimento betuminoso	3,00 – 4,00

**Tabela 32 - Valores dos coeficientes de rugosidade n para cursos d'água natural
- Arroios Menores –
Largura à superfície no estágio de inundação menor que 30,00m**

Cursos d'água em região plana		
Limpo, regular, cheio e de fundo regular	0,025	0,030
Idem, mas com pedras e vegetação	0,030	0,035
Limpo, sinuoso, algumas piscinas e bancos de areia	0,033	0,040
Idem, alguma vegetação e pedras	0,035	0,045
Alguma vegetação, plantas livres nas margens	0,040	0,048
Alguma vegetação, plantas pesadas nas margens	0,050	0,070
Correntes muito lentas, cheias de plantas e piscinas profundas	0,050	0,070
Alguma vegetação, densos salgueiros nas margens	0,060	0,080
Para árvores dentro do canal com ramos submersos no estágio alto todos os valores acima devem ser acrescidos de	0,01	0,02
Para seção irregular, com charcos, meandros suaves, aumente os valores acima de	0,01	0,02
Correntes montanhosas, sem vegetação no canal, margens íngremes, árvores e plantas ao longo das margens submersas no alto estágio		
Fundo de cascalho, seixo rolado e poucos matacões	0,040	0,050
Fundo de seixos com grandes matacões	0,050	0,070
Várzeas (adjacente ao curso d'água natural)		

Pasto sem arbustos:		
Capim baixo	0,025	0,030
Capim alto	0,030	0,040
Áreas cultivadas		
Semeadura	0,030	0,040
Vegetação rasteira alinhada	0,035	0,045
Vegetação rasteira não alinhada	0,040	0,050
Mato cerrado, arbustos dispersos	0,050	0,070
Arbustos pequenos e árvores	0,050	0,080
Vegetação de média a densa	0,070	0,110
Árvores de grande porte		
Salgueiros densos em verão	0,115	0,200
Terra limpa com tocos de árvores (250 a 400 por Ha sem renovos)	0,040	0,050
Idem, mas com grande crescimento de renovos	0,060	0,080
Arvoredo denso, algumas árvores baixas, pouca vegetação rasteira, estágio caudaloso sob os ramos	0,100	0,120
Idem, mas com o estágio caudaloso atingindo os ramos	0,120	0,160

Tabela 33 - Valores dos coeficientes de rugosidade n para cursos d'água natural - Arroios Maiores –

Largura à superfície no estágio de inundação maior que 30,00m

(O valor de n é menor que aqueles para arroios menores de características equivalentes uma vez que as margens são **relativamente** menos influentes)

Seção regular sem matações ou arbustos	0,025	0,060
Seção irregular e não trabalhada	0,035	0,100

Tabela 34 - Valores dos coeficientes de rugosidade n

Condutos		
Ferro Fundido		
Revestido	0,010	0,011
Não revestido	0,011	0,014
Metálico com corrugação de 68 x 13mm	0,019	0,021
Metálico com corrugação de 76 x 25mm	0,021	0,025
Metálico com corrugação de 152 x 51mm	0,024	0,028
Bueiros para processo não destrutivo	0,024	0,028

Continuação da tabela 34

Cimento		
Superfície acabada	0,010	0,013
Argamassa	0,011	0,013
Canais abertos revestidos		
Concreto, com superfície de:		
Acabamento a colher	0,011	0,012
Acabamento a desempenadeira	0,013	0,015
Acabamento com cascalhos no fundo	0,015	0,017
Sem acabamento	0,014	0,017
Sobre escavação em rocha boa	0,017	0,020
Sobre escavação em rocha irregular	0,022	0,027
Fundo em concreto acabado com desempenadeira e paredes com:		
Pedra aparelhada em argamassa	0,015	0,017
Pedra irregular em argamassa	0,017	0,020
Alvenaria de pedra rebocada	0,016	0,020
Alvenaria de pedra rejuntada	0,020	0,025
Fundo em cascalho, paredes em:		
Concreto conformado	0,017	0,020
Pedra irregular em argamassa	0,020	0,023
Pedra seca (rip-rap)	0,023	0,033
Tijolo		
Envernizado	0,011	0,013
Em argamassa de cimento	0,012	0,015
Alvenaria revestida	0,013	0,015
Asfalto		
Liso	0,013	0,013
Áspero	0,016	0,016
Cobertura vegetal		
Madeira aplainada	0,030	-
Sem tratamento	0,010	0,012

Continuação da tabela 34

Canais abertos não revestidos		
Terra em segmento reto e uniforme		
Limpa, recentemente com pletada	0,016	0,018
Limpa, após intempérie	0,018	0,022
Saibro, seção uniforme, limpa	0,022	0,025
Com grama curta, pouca vegetação	0,022	0,027
Em solo pedregulhoso, limpo	0,022	0,025
Terra, em segmento sinuoso		
Sem vegetação	0,023	0,025
Grama, alguma vegetação	0,026	0,030
Vegetação densa ou plantas aquáticas em canais profundos	0,030	0,035
Fundo em terra, paredes em pedra	0,028	0,030
Fundo em pedra e margens cobertas de vegetação	0,025	0,035
Fundo em seixos, e paredes limpas	0,030	0,040
Escavado com dragline ou dragado		
Sem vegetação	0,025	0,028
Arbustos nas margens	0,035	0,50
Cortes em rocha		
Baseada na seção do projeto	-	0,035
Lisa e uniforme	0,025	0,035
Áspera e irregular	0,035	0,040
Canais não conservados, vegetação e arbustos sem cortar		
Vegetação densa, altura igual à profundidade do fluxo	0,080	0,120
Fundo limpo, e arbustos nas paredes	0,050	0,080
Idem, maior altura do fluxo	0,070	0,110
Arbustos em quantidade, altura elevada	0,100	0,140

2.2 PONTILHÕES E PONTES

2.2.1 PONTILHÕES

Objetivo e características

Os pontilhões são obras usadas para a transposição de talvegues nos casos em que, por imposição da descarga de projeto ou do greide projetado, não possam ser construídos bueiros.

Elementos de projeto

Os elementos necessários ao projeto dos pontilhões são os mesmos das pontes com exceção do tempo de recorrência que, no caso dos pontilhões, se considera em geral inferior ao das pontes.

Esse valor está relacionado ao menor risco a temer com referência à destruição da obra ou interrupção do tráfego.

2.2.2 PONTES

Objetivo e características

São obras-de-arte destinadas a vencer os talwegues formados pelos cursos d'água, cuja transposição não pode ser feita por bueiros e pontilhões.

Por sua maior importância e pelas suas extensões estas obras exigem estruturas mais complexas do que as usadas nos pontilhões e, por esta razão, no seu dimensionamento os procedimentos de cálculo deverão ser mais rigorosas.

Elementos de projeto

Tempo de recorrência

O tempo de recorrência a adotar na determinação da descarga de projeto deve ser compatível com o porte da obra e sua vida útil, com a importância da rodovia e com o risco a temer de sua interrupção ou da destruição da obra, de vidas humanas e de propriedades adjacentes.

Dimensionamento hidráulico

Inicialmente devem ser obtidos os seguintes elementos:

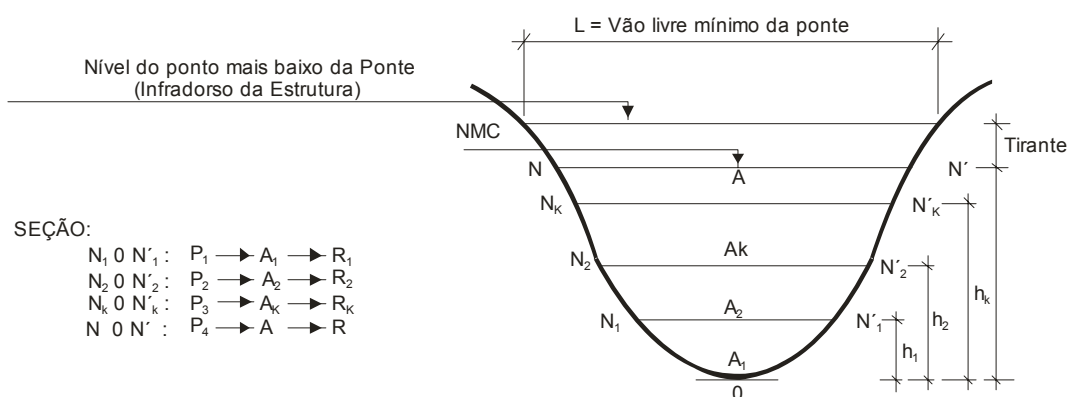
- Descarga do projeto, obtida pelos estudos hidrológicos, levando em conta o tempo de recorrência adotado e os métodos de cálculo recomendados para o caso, de preferência os estatísticos, sempre que possível;
- Declividade do leito do rio, ou do seu gradiente, determinada entre dois pontos distantes no mínimo de 200m, sendo um a montante e outro a jusante do eixo da rodovia, do qual devem distar 100m cada um;
- Levantamento de seções normais ao curso do rio no local de sua travessia pelo eixo da rodovia a montante e jusante;
- Fixação do coeficiente de Manning a adotar para o curso d'água após inspeção local e exame da tabela própria constante de Apêndice B, apresentado no capítulo 2 deste Manual.

Método de determinação da cota de máxima cheia e vão da obra.

Para cada altura h do nível d'água, corresponde uma área molhada (A), um perímetro molhado (P) e, em consequência, raio hidráulico (R) e velocidade (V), que, são relacionados através da fórmula de Manning:

$$V = \frac{R^{2/3} \times I^{1/2}}{n}$$

Figura 34 - Seção transversal de um rio



Substituindo V pelo seu valor Q/A (equação de continuidade), obtém-se:

$$Q = \frac{AR^{2/3} \times I^{1/2}}{n}$$

Quando o nível for N_1 , correspondendo à altura h_1 , ter-se-á:

$$V_1 = \frac{R_1^{2/3} \times I^{1/2}}{n} \text{ e}$$

$$Q_1 = \frac{A_1 R_1^{2/3} \times I^{1/2}}{n}$$

Para o nível N_2 (altura h_2) ter-se-á:

$$V_2 = \frac{R_2^{2/3} \times I^{1/2}}{n} \text{ e}$$

$$Q_2 = \frac{A_2 R_2^{2/3} \times I^{1/2}}{n}$$

Para o nível N_k (altura K) ter-se-á:

$$V_k = \frac{R_k^{2/3} \times I^{1/2}}{n} \text{ e}$$

$$Q_k = \frac{A_k R_k^{2/3} \times I^{1/2}}{n}$$

Para qualquer nível d'água, portanto, referente a uma travessia, verifica-se sempre:

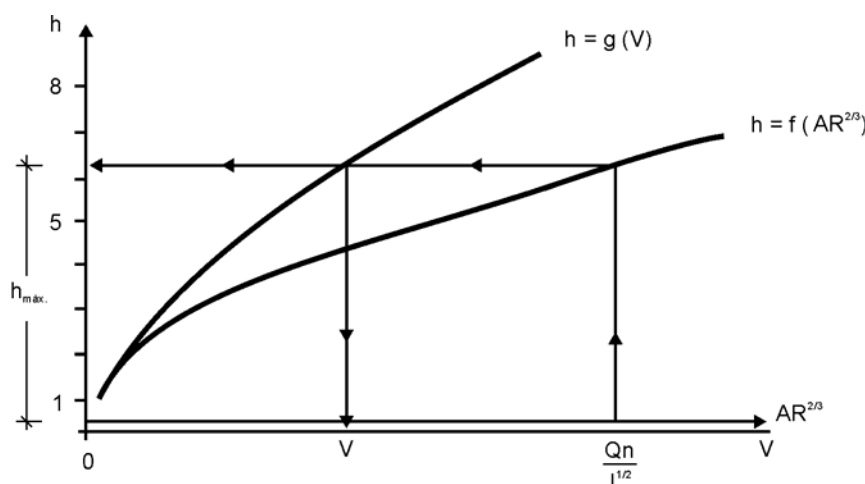
$$AR^{2/3} = \frac{Q \times n}{I^{1/2}}$$

Determinação do vão da ponte

Sendo I e n constantes e independentes da altura do nível d'água, verifica-se que V e Q são função apenas de h .

Variando-se, então, os valores de h entre os praticamente aconselháveis, traçam-se duas curvas referidas a dois eixos cartesianos (Fig. 35).

Figura 35 - Gráficos de $h = f(AR^{2/3})$ e $h = g(V)$



No eixo das abcissas, em duas escalas, para simplificação dos desenhos, marcam-se os valores de $AR^{2/3}$ e V . No eixo das ordenadas, os valores de h acima especificados.

Com o valor do $Q_{máx}$, fornecido pelos estudos hidrológicos, obtém-se o valor da expressão:

$$\frac{Q_{máx} \times n}{I^{1/2}}$$

que é igual, em valor, a $AR_{máx}^{2/3}$. A partir deste vai se obter, no eixo das ordenadas, o valor de $h_{máx}$ e na curva de V o valor da velocidade para a seção de cheia máxima prevista.

Considerações complementares

a) Vão livre

No caso dos rios espalhados, isto é, aqueles que não apresentam caixas definidas, a seção de vazão deve ser fixada, considerando-se:

- a imposição do greide da rodovia;
- o inconveniente da erosão dos aterros próximos à ponte, quando do abaixamento rápido das águas;
- a pressão provável das águas sobre os aterros da rodovia.

Nesses casos recomenda-se, se possível, a construção de bueiros de alívio calculados como orifício, no caso de aterros altos, e como vertedores no caso de aterros de baixa altura, adotando-se os procedimentos antes apresentados.

b) Influência de remansos e marés

Deve ser verificado se o rio para o qual se cogita a construção da ponte deságua em outro curso d'água ou barragem, Nesse caso necessita-se de estudo de remanso acrescentando-se ao nível de máxima cheia do rio, no qual a ponte está sendo projetada, a elevação do nível d'água devido ao remanso.

Igual precaução deve ser tomada em relação à elevação das marés, no estudo das pontes em rios próximos ao litoral, pois poderá coincidir uma máxima cheia do rio com a maré no nível máximo.

c) Verificação do vão

Após a concepção estrutural, deve ser confirmada a seção de vazão considerando-se a largura e forma dos pilares, a fim de que se verifique a ocorrência de alguma variação apreciável na seção de vazão com comprometimento inclusive da velocidade da água.

d) Verificação da velocidade

Tendo em vista o comprimento das pontes, às vezes há necessidade de verificação das velocidades na "caixa do rio" dentro da pesquisa da probabilidade de ocorrência de erosão do terreno nas margens e no fundo do rio.

A constatação da probabilidade de erosão nas margens do rio exigirá obras de proteção e a probabilidade de erosão no fundo do rio levará à estimativa da cota final da erosão, definindo assim o limite das fundações da ponte.

e) Apresentação

Além do projeto estrutural, as pontes são apresentadas no Projeto Geométrico, em planta e perfil, com as seguintes características:

- estacas iniciais;
- vão livre;
- cota de máxima cheia;

- nível d'água na época do estudo de campo.

2.3 OBSTRUÇÕES PARCIAIS DE VAZÃO

2.3.1 OBJETIVO E CARACTERÍSTICAS

O objetivo deste item é determinar os efeitos das obstruções parciais sobre o funcionamento hidráulico das pontes e bueiros, uma vez que muitos são os casos de obstruções que interferem com o dimensionamento dessas obras. Todavia, o efeito do remanso provocado pelas barragens, hoje freqüentes em nosso país, e pelas marés, merece especial atenção.

No caso dos bueiros, conforme descrito no item de transposição de talvegues, a fixação do nível d'água a jusante é importante no dimensionamento. No caso das pontes, o nível d'água máximo provável, calculado conforme descrito, pode sofrer variações consideráveis devido aos efeitos do remanso.

Tornam-se necessárias para este estudo algumas considerações teóricas sobre o escoamento gradualmente variado em canais, visando à determinação do perfil hidráulico teórico, ou da forma como é mais conhecido, o "remanso".

2.3.2 REMANSOS

Escoamento gradualmente variado em canais

Denomina-se movimento gradualmente variado em canais ao escoamento que se dá em regime permanente, cuja profundidade varia gradualmente ao longo da extensão do canal.

Essa definição implica na observância de duas condições:

O escoamento é permanente, isto é, as suas características hidráulicas permanecem constantes ao longo do intervalo de tempo sob consideração, e, em consequência, linhas de corrente são praticamente paralelas, isto é, a distribuição hidrostática das pressões é verificada em uma seção.

O desenvolvimento teórico apresentado a seguir parte das seguintes premissas:

- a) A fórmula correspondente ao escoamento uniforme pode ser usada para avaliar a declividade da linha de energia do escoamento gradualmente variado, desde que sejam levadas em conta os valores da velocidade e do raio hidráulico que ocorrem na seção em estudo.
- b) A declividade é pequena, logo:
 - a profundidade do escoamento pode ser medida, indiferentemente, na vertical ou na normal ao fundo;

- a lei hidrostática da distribuição de pressões pode ser aplicada;
 - não há admissão de ar no escoamento.
- c) O canal é prismático, conseqüentemente a forma é constante
- d) A distribuição de velocidades na seção do canal é fixa, logo os coeficientes de distribuição e de velocidades são constantes.
- e) O "fator de condução" K, e o "fator de seção" Z, adiante definidos, são funções exponenciais da profundidade.
- f) O coeficiente de rugosidade é independente da profundidade de escoamento, logo, constante ao longo do canal. No caso de revestimentos diversos adota-se a média ponderada dos diversos coeficientes.

Equação dinâmica do movimento gradualmente variado

A carga total acima do plano de referência é dada pela equação de Bernoulli:

$$H = Z + d \times \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g}$$

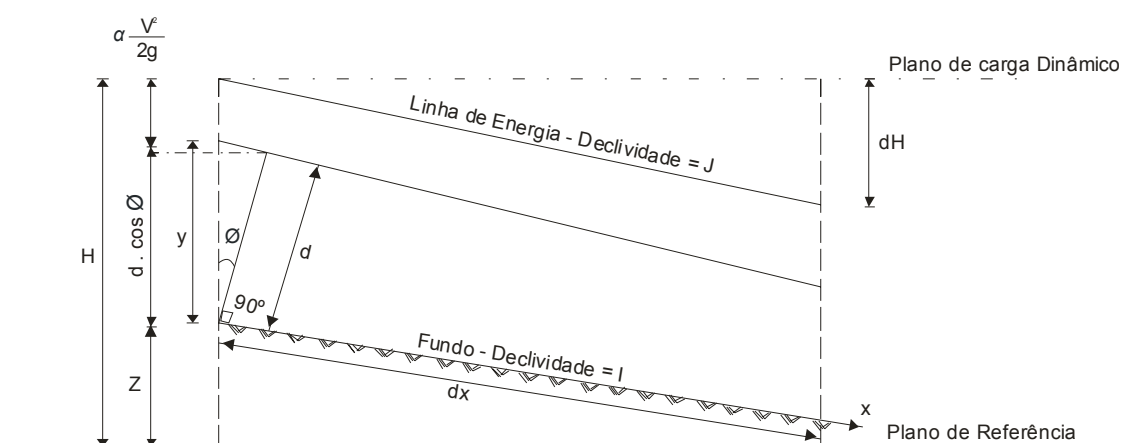
onde:

α = coeficiente de Coriolis

V = velocidade média da seção

Os outros termos da equação encontram-se definidos na Fig. 36.

Figura 36 - Termos da equação de Bernoulli



Na Fig. 37, dx representa um comprimento elementar medido ao longo do fundo do canal. Adotando o fundo do canal como eixo do x e derivando-se em relação a x , tem-se:

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dZ}{dx} + \cos \varnothing \frac{dd}{dx} + \alpha \times \frac{d}{dx} \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

α e $\varnothing$ supostos constantes.

Pode-se verificar que:

$$-J = \frac{dH}{dx} \text{ (declividade da linha de energia)}$$

$$-I = \frac{dZ}{dx}$$

Substituindo os valores de J e I na equação anterior, e explicitando -se a relação dd/dx , tem-se:

$$-J = -I + \cos \varnothing \frac{dd}{dx} + \alpha \times \frac{d}{dx} \left(\frac{V^2}{2g} \right) \times \frac{dd}{dx} \times \frac{dx}{dd}$$

$$\frac{dd}{dx} = \frac{I - J}{\cos \varnothing + \alpha \times \frac{d}{dd} \left(\frac{V^2}{2g} \right)} \text{ (equação 2.05)}$$

A equação 01 é chamada de "equação dinâmica do movimento gradualmente variado".

É fácil constatar que dd/dx representa a declividade de linha d'água, e que, se $dd/dx = 0$, a declividade da linha da lâmina energética é igual à do fundo, e que, se $dd/dx < 0$, a declividade será maior que a do fundo e, se $dd/dx > 0$, a declividade será menor que a do fundo.

Para um ângulo $\varnothing$ pequeno tem-se:

$$\cos \theta \cong 1 \text{ e } d \cong y, \text{ logo, } \frac{dd}{dx} \cong \frac{dy}{dx}$$

Aplicando esse resultado na equação (2.05), tem-se:

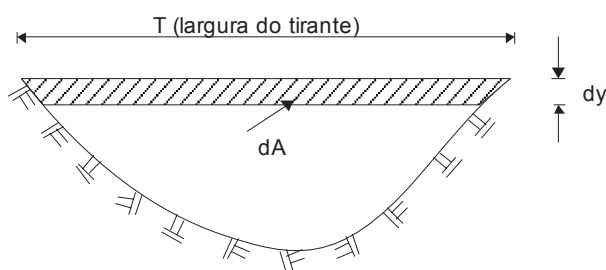
$$\frac{dy}{dx} = \frac{I - J}{1 + \alpha \frac{d}{dy} \left(\frac{V^2}{2g} \right)} \quad (\text{equação 2.06})$$

Para definição do perfil de lâmina d'água procede-se da seguinte forma:

- Inicialmente define-se o termo $\alpha \times d/dy (V^2/2g)$, que representa a variação da taquicarga.

Sendo $V = Q/A$, onde Q é um valor constante; e mais:

Figura 37 - Comprimento elementar



tem-se:

$$\alpha \times \frac{d}{dy} \left(\frac{V^2}{2g} \right) = \alpha \times \frac{d}{dy} \left(\frac{Q^2}{2gA^2} \right) = \frac{dQ^2}{2g} \times \alpha \frac{d(A^{-2})}{dy}$$

$$= -\frac{\alpha \times Q^2}{g \times A^3} \times \frac{dA}{dy} = -\frac{\alpha \times Q^2 \times T}{g \times A^3}; \text{ ou seja:}$$

$$\alpha \times \frac{d}{dy} \left(\frac{V^2}{2g} \right) = -\frac{\alpha \times Q^2 \times T}{g \times A^3} \quad (\text{equação 2.07})$$

Fazendo $Z = \sqrt{A^3/T}$ (equação 2.08) e lembrando que no escoamento crítico a seguinte relação ocorre:

$$\frac{\alpha \times Q^2}{g} = \frac{A_C^3}{T_C}, \text{ que conduz a: } Q = \sqrt{\frac{A_C^3}{T_C}} \times \sqrt{\frac{g}{\alpha}}$$

substituindo-se $\sqrt{A_C^3/T_C}$ por Z_C , tem-se:

$$Z_c = \frac{Q}{\sqrt{g/\alpha}} \text{ (equação 2.09)}$$

Substituindo-se (2.08) e (2.09) em (2.07), tem-se:

$$\alpha \times \frac{d}{dy} \left(\frac{V^2}{2g} \right) = - \frac{Z_c^2}{Z^2} \text{ (equação 2.10)}$$

- Análise do valor de J

O termo J representa a declividade da linha energética

De acordo com a fórmula de Manning, tem-se:

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times J^{1/2}$$

$$J = \frac{n^2 \times V^2}{R^{4/3}} \therefore J = \frac{n^2 \times Q^2}{A^2 \times R^{4/3}} \therefore J = \frac{Q^2}{\frac{1}{n^2} \times A^2 \times R^{4/3}}$$

- Chamando-se $1/n \times A \times R^{2/3}$ de K, fator de condução:

$$K^2 = \frac{1}{n^2} \times A^2 \times R^{2/3} \text{ e } J = \frac{Q^2}{K^2} \text{ (equação 2.11)}$$

Considerando a descarga Q em escoamento uniforme, onde $J = I$, pode-se escrever:

$$J = I = (Q^2/K_n^2),$$

onde K_n representa o fator de condução para o escoamento uniforme.

$$I = \frac{Q^2}{K_n^2} \text{ portanto } J = I \times \frac{K_n^2}{K^2} \text{ (equação 2.12)}$$

Dividindo membro a membro a equação (2.11) pela equação (2.12), tem-se:

$$\frac{J}{I} = \frac{K_n^2}{K^2} \text{ (equação 2.13)}$$

Substituindo-se na equação (2.06) os valores de $\alpha(dx/dy)$ ($V^2/2g$) e J por seus equivalentes obtidos respectivamente nas equações (2.10) e (2.13), tem-se:

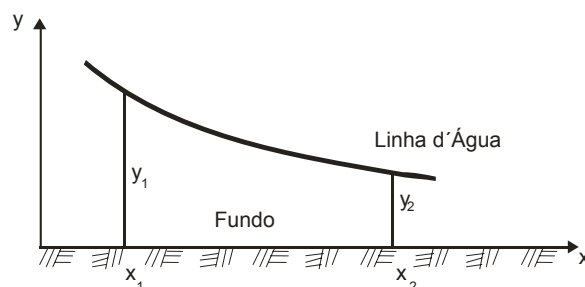
$dy/dx = I \times (1 - K_n^2/K^2)/(1 - Z_c^2/Z^2)$, ou ainda, de acordo com a maior parte da literatura especializada:

$$\frac{dx}{dy} = \frac{1}{I} \times \frac{1 - (Z_c/Z)^2}{1 - (K_n/K)^2} \text{ (equação 2.14)}$$

- Determinação do perfil da linha d'água

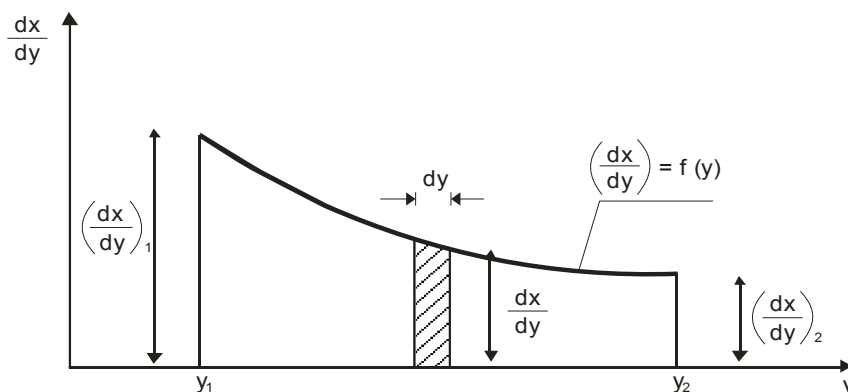
a) A Fig. 38 representa perfis do fundo e linha d'água do canal, onde se encontram assinaladas as seções (1) e (2).

Figura 38 - Perfis do fundo e linha d'água



b) A Fig. 39 representa a curva $dx/dy = f(y)$

Figura 39 - Curva $dx/dy = f(y)$



Nesta figura pode-se observar que a área assinalada representa a distância dx percorrida quando se faz y variar de um valor dy . Esta área é sensivelmente igual a um retângulo de dimensões dy e dx/dy . Tem-se, portanto, para a expressão da área o valor:

$$dx = \frac{dx}{dy} dy$$

Fazendo a integração entre os limites y_1 e y_2 tem-se a distância que separa as seções de profundidade y_1 e y_2 .

$$x = \int_{y_1}^{y_2} \frac{dx}{dy} dy \quad (\text{Figura 39})$$

$$x_2 - x_1 = \int_{x_1}^{x_2} dx \quad (\text{Figura 38})$$

- Através do que foi apresentado, indica-se o seguinte procedimento para a determinação da linha energética:

1º - Arbitrando valores de y , através da equação (2.14) determinam-se os valores correspondentes de dx/dy .

2º - Constrói-se a curva $dx/dy = f(y)$ ou trabalha-se com a tabulação desses valores.

4º - Determina-se a área sob a curva $dx/dy = f(y)$ e desse modo chega-se aos valores de x .

Para a determinação desta área define-se subáreas que são assemelhadas a trapézios. Assim para calcular o valor da subárea limitada pelas verticais $y = y_i$ e $y = y_j$, e ainda pela curva $dx/dy = f(y)$ e pelo eixo dos x , utiliza-se a fórmula para a determinação da área do trapézio

$$\left[\Delta A \right]_{y_i}^{y_j} = \frac{\left(\frac{dx}{dy} \right)_i + \left(\frac{dx}{dy} \right)_j}{2} \times \Delta y = \left(\frac{dx}{dy} \right)_{\text{médio}} \times \Delta y$$

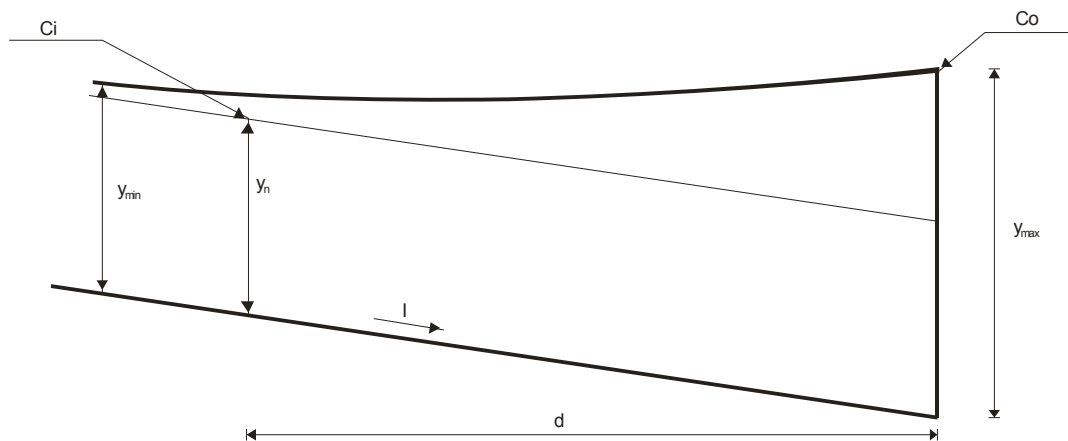
O valor da distância x entre as seções de profundidade y_1 , e y_2 será dada pela soma das áreas dos trapézios obtidos pela expressão anterior, fazendo-se y variar de y_1 até y_2 , em intervalos Δy . De posse dos valores de x e y , determine-se o perfil da linha d'água.

Roteiro de cálculo

Os procedimentos de cálculo, a seguir apresentados, têm por objetivo ilustrar de modo prático a teoria apresentada anteriormente, visando determinar o acréscimo de cota que sofrerá o nível d'água, no local da obra, devido ao remanso.

Dados conhecidos

- Cota do obstáculo, barragens, marés etc, (C_o);
- Cota do nível d'água máximo provável no caso de pontes ou cota de instalação da obra, no caso de bueiros, (C_i);
- Distância da obra ao obstáculo, (d);
- Tirante correspondente ao escoamento uniforme, (y_n);
- Descarga de projeto, (Q);
- Declividade média do fundo do canal, (I);
- Coeficiente de Coriolis, (a);
- Coeficiente de Rugosidade, (n);
- Seção do canal.

Figura 40 - Acréscimo de cota devido ao remanso

A determinar:

$$y_{\text{máx}} = y_n + \left[Co - \left(Ci - \frac{I \times d}{100} \right) \right], \text{ ver Fig. 40 24;}$$

$$Z_c = \frac{Q}{\sqrt{g/\alpha}}, \text{ fator de seção para o escoamento uniforme;}$$

$$K_n = \frac{Q}{\sqrt{I}}, \text{ fator de condução para o escoamento uniforme;}$$

- Arbitram-se valores para y , de tal forma que $y_{\text{mín}} < y < y_{\text{máx}}$ e determinam-se os valores de x correspondentes, organizando-se a seguinte tabela:

Tabela 35 - Valores de x para y variando de $y_{\min}$ até $y_{\max}$

Y	T	A	P	R	$R^{2/3}$	K	Z	dx/dy	ΔA	X
$Y_{\max}$	$T_{\max}$	$A_{\max}$	$P_{\max}$	$R_{\max}$	$R_{\max}^{2/3}$	$K_{\max}$	$Z_{\max}$	$\left(\frac{dx}{dy}\right)_{\max}$	-	0,0
Y_1	T_1	A_1	P_1	R_1	R_1	K_1	Z_1	$\left(\frac{dx}{dy}\right)_1$	ΔA_1	X_1
Y_2	T_2	A_2	P_2	R_2	R_2	K_2	Z_2	$\left(\frac{dx}{dy}\right)_2$	ΔA_2	X_2
Y_3	T_3	A_3	P_3	R_3	R_3	K_3	Z_3	$\left(\frac{dx}{dy}\right)_3$	ΔA_3	X_3
*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
$Y_{\min}$	$T_{\min}$	$A_{\min}$	$P_{\min}$	$R_{\min}$	$R_{\min}^{2/3}$	$K_{\min}$	$Z_{\min}$	$\left(\frac{dx}{dy}\right)_{\min}$	$\Delta A_{\min}$	$X_{\min}$

Onde:

Y - cotas das seções arbitradas;

T - largura da superfície livre do fluxo;

A - área molhada;

P - perímetro molhado;

R = A/P raio hidráulico;

$K = 1/n \times AR^{2/3}$, fator de condução;

$Z = \sqrt{A^3/T}$ fator de seção;

$dx/dy = 1/I \left(1 - Z_C / Z\right)^2 / \left(1 - K_n / K\right)^2$; (equação 2.15)

$\Delta A = \frac{\left(\frac{dx}{dy}\right)_i \times \left(\frac{dx}{dy}\right)_j}{2} \times \Delta y$, área sob a curva $dx/dy = f(y)$;

$X = \sum \Delta A$, distâncias das seções arbitradas.

- Desenha-se em escala conveniente o perfil hidráulico teórico. Marcando-se no eixo dos x a distância do local da obra ao obstáculo (d), lê-se graficamente o valor do acréscimo a ser considerado, Fig. 41.

Nota: O perfil hidráulico representado pela equação (2.14) é assintótico ao perfil correspondente ao escoamento uniforme. Assim, $y \rightarrow y_n$, quando $x \rightarrow \infty$

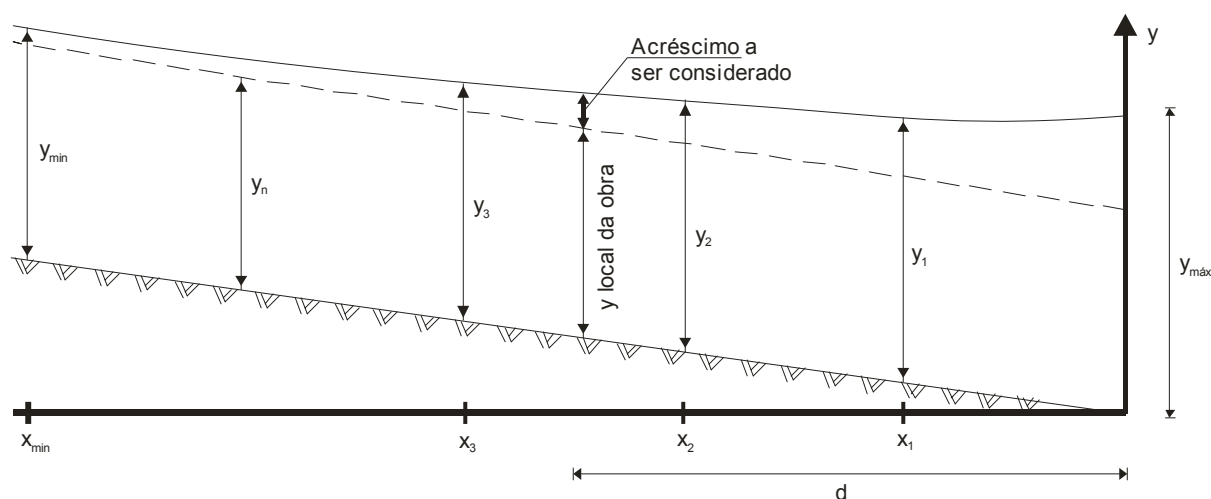
Entretanto, ao trabalhar-se no caso real, deve-se estabelecer um valor para $y_{\min}$ tal que:

$$\frac{Y_{\min} - Y_n}{Y_n} < E$$

onde

E = erro aceitável, considerando geralmente da ordem de 2%.

Figura 41 - Perfil hidráulico teórico



Pela facilidade hoje atingida com os procedimentos computacionais este cálculo é feito através de processos iterativos como, por exemplo o “Direct Step Method”, de uso corrente em cálculo hidráulico.

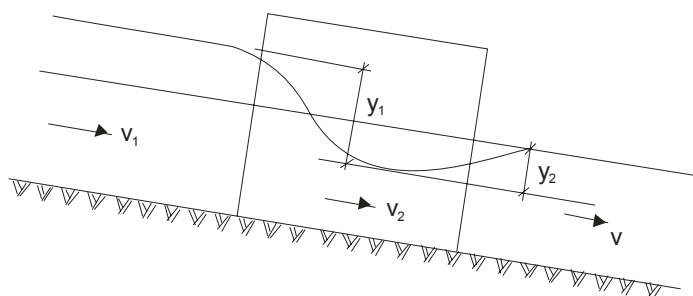
2.3.3 INFLUÊNCIA DOS PILARES DE PONTES

A implantação de pilares no leito do curso d'água constitui-se em um fenômeno semelhante a uma contração, uma vez que com a obstrução decorrente resulta a redução da área da seção transversal do fluxo e a formação de remanso a montante do obstáculo, isto é, uma elevação do nível d'água que, em determinadas circunstâncias, deverá ser verificada, de forma a estabelecer o tirante livre mínimo para a estrutura. Se o projeto da obra de arte já adota esse tirante em 3,00 ou mais metros acima do nível de máxima cheia, não há necessidade de calcular a sobrelevação decorrente da obstrução.

No caso dessas obstruções, à redução da seção, segue-se um alargamento, havendo, com a elevação do nível a montante do estrangulamento, uma queda a seguir e depois,

nova elevação até estabilizar na profundidade normal de escoamento (Fig. 42). No trecho obstruído, pode-se encontrar regime sub ou supercrítico.

Figura 42 - Sobrelevação devida à obstrução de pilares



Além da redução da largura livre do fluxo, os pilares produzem uma redução da veia líquida, função direta do perfil aerodinâmico da seção daqueles.

Se a seção transversal do canal é reduzida, fato que vai provocar um aumento da velocidade da água de V_1 , para V_2 , haverá, em decorrência, uma diminuição das cotas da superfície da água, calculada pela expressão:

$$\frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} + K \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} = (1 + K) \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g}$$

Se a seção aumenta, a velocidade se reduz de V_1 para V_2 e a elevação do nível da água será calculada pela fórmula:

$$\frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} - K \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} = (1 - K) \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g}$$

Nessas condições, no caso da redução da seção provocada por pilares de ponte, pode-se escrever que os valores de y_1 e y_2 são definidos pelas expressões:

$$Y_1 = \alpha \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} + K \left[\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right]$$

$$Y_2 = \alpha \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} - K'' \left[\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right]$$

em que α é o coeficiente de Coriolis e os valores de K e K'' são função da forma dos pilares, devendo estar situados entre 0,5 e 1,0 para pilares retangulares e entre 0,1 e 2,0 para pilares arredondados.

Esses valores são determinados, normalmente, em ensaios de laboratório.

Face às dificuldades expostas e a fim de possibilitar uma aplicação prática de mais fácil utilização, é norma corrente o emprego do Método de Bresse, para determinar o valor da sobrelevação decorrente da implantação dos pilares de ponte no leito do rio.

Bresse partia do pressuposto que essa obstrução determinava o perfil da água de acordo com as figuras 43 e 44;

Figura 43 - Vista em planta dos obstáculos

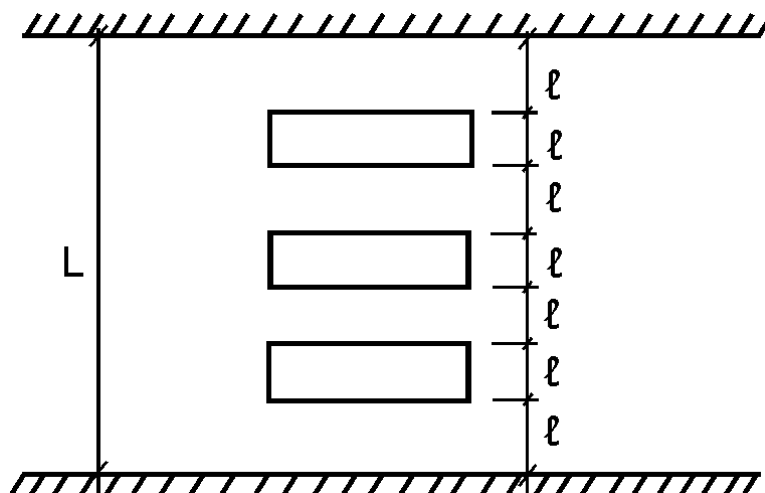
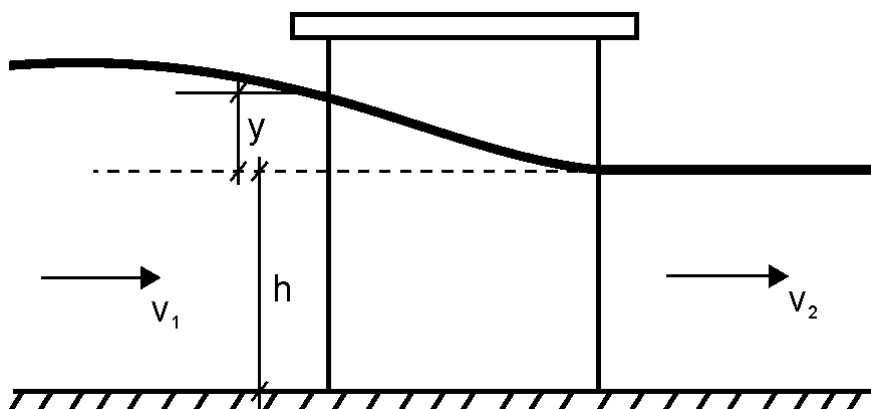


Figura 44 - Vista em perfil d'água e obstáculos



O valor de y correspondente à diferença das taquicargas a montante da ponte e entre os pilares e pode ser escrito como a seguir:

$$Y = \alpha \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g}$$

Sendo, pela equação de continuidade, $Q = AV$ ou $V = Q/A$ e substituindo, tem-se:

$$Y = \alpha \frac{Q^2}{2g} \left[\frac{1}{C^2 \times \lambda^2 \times h^2} - \frac{1}{L^2 (h + y)^2} \right]$$

onde:

Y - é a sobrelevação, em m;

α - é o coeficiente de Coriolis (1,2 via de regra);

Q - descarga de projeto, em m³/s ;

g - aceleração da gravidade (9,81 m/s²);

c - coeficiente de contração, variável com a forma dos pilares (adimensional);

h - profundidade da lâmina d'água para a descarga Q, em m;

L - largura da lâmina da água, em m; e

l - largura livre da lâmina d'água, em m.

O coeficiente c para os pilares de seção quadrada tem valor entre 0,80 e 0,85; de seção triangular, 0,90 a 0,95; cilíndrica, 0,95; afilada e circular, 0,97.

O cálculo de y deve ser feito pelo método das aproximações sucessivas, ou seja, desprezando-se o segundo termo no colchete, calcula-se o valor de y_1 :

$$Y_1 = \alpha \frac{Q^2}{2g} \left[\frac{1}{C^2 \times \lambda^2 \times h^2} \right]$$

Levando-se esse valor y_1 à equação geral, obtém-se um novo valor de y:

$$Y_2 = \alpha \frac{Q^2}{2g} \left[\frac{1}{C^2 \times \lambda^2 \times h^2} - \frac{1}{L^2 (h + y_1)^2} \right]$$

Finalmente, com esse valor de y_2 , entra-se de novo na fórmula geral, chegando-se, com razoável aproximação, ao valor da sobrelevação y a ser acrescida ao nível de máxima cheia:

$$Y = \alpha \frac{Q^2}{2g} \left[\frac{1}{C^2 \times \lambda^2 \times h^2} - \frac{1}{L^2 (h + y_2)^2} \right]$$

A fórmula de Rehbock, aplicável principalmente para o escoamento em regime subcrítico, tem a seguinte expressão:

$$Y = [\delta - \sigma(\delta - 1)] \left(0,40 \sigma + \sigma^2 + 9\sigma^4 \right) (1 + F) \frac{V_3^2}{2g}$$

em que, conforme Fig. 45:

δ - coeficiente adimensional, variando com a seção do pilar, se retangular ou quadrada;

σ - taxa de redução da seção de vazão, ou seja, $(I_1 - I_2) / I_1$ onde I_1 é a seção total e I_2 a seção obstruída pelos pilares; e,

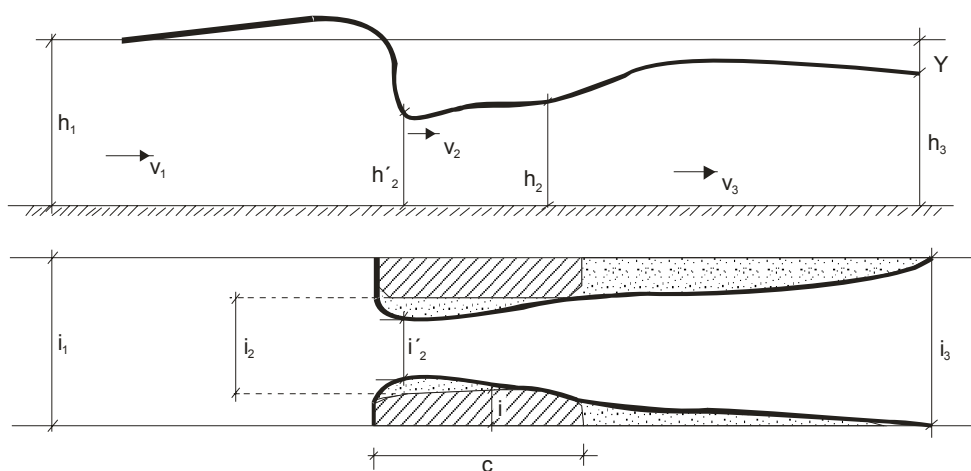
F - número de Froude a jusante: $F = V^2 / g \times h_3$, onde:

V_3 - velocidade após a obstrução;

g - aceleração da gravidade ($9,81 \text{ m/s}^2$); e,

h_3 - profundidade hidráulica.

Figura 45 - Coeficiente da fórmula de Rehbock



Os valores do coeficiente δ , resultantes dos estudos experimentais de Yarnell, aparecem no ábaco I e no ábaco II, de acordo com as seções dos pilares, se retangulares ou circulares. O ábaco I, por sua vez, elaborado em função dos valores de σ e F , vai definir em que classe se enquadra o escoamento no trecho obstruído e, portanto, se é ou não aplicável a fórmula de Rehbock. Observe-se que esses ábacos foram elaborados a partir de ensaios de laboratório.

Figura 46 - Ábaco I

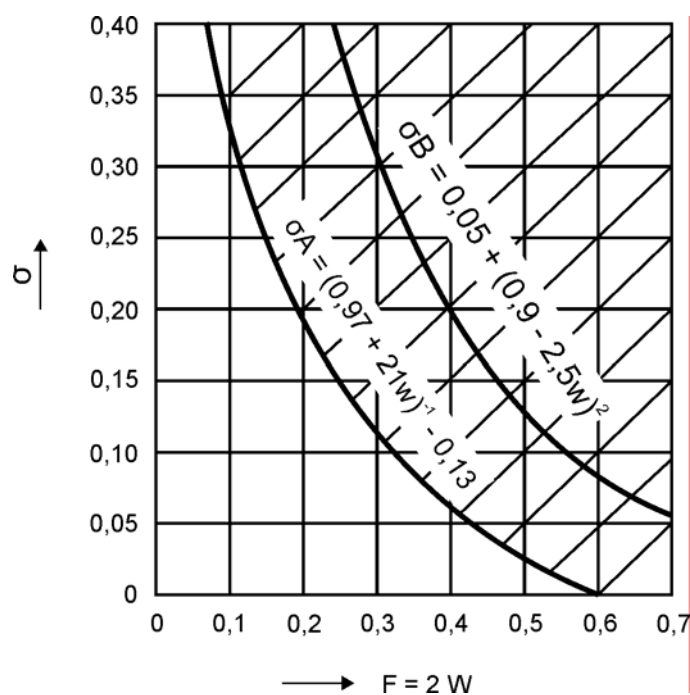
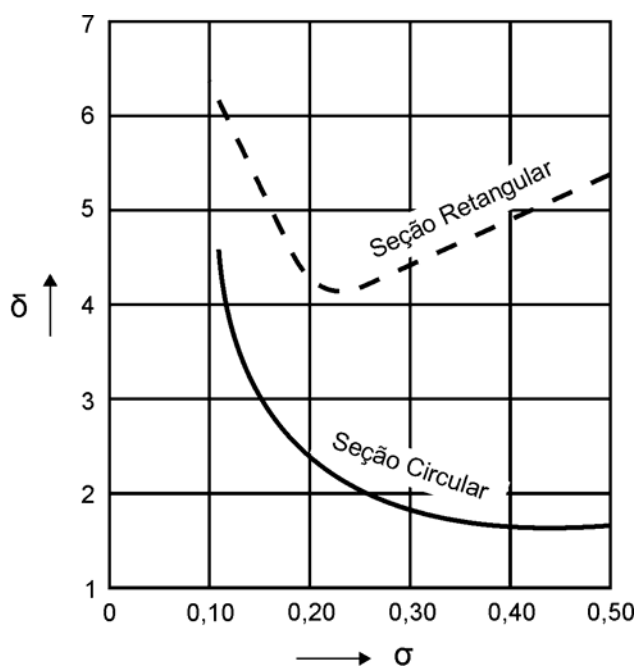


Figura 47 - Ábaco II



A fórmula de Rehbock é aplicável para os escoamentos em regime sub-crítico, isto é, aqueles que, no ábaco I, terão valores de F na área não hachurada.

O aumento do comprimento do pilar em relação à sua largura, ou seja, a elevação do valor do afilamento do pilar ($E = l/C$), tem efeito reduzido na sua eficiência hidráulica,

podendo-se admitir que a relação ótima comprimento-largura ou espessura varia com a velocidade e está normalmente compreendida entre 4 e 7.

Por outro lado, a colocação dos pilares em ângulo inferior a 10° em relação à corrente, não afeta significativamente o valor do remanso, o que acontecerá se esse ângulo atingir 20 ou mais, sendo esse acréscimo função da descarga, da profundidade e do grau de contração. Esse coeficiente de contração é a relação entre a seção contraída na veia líquida l'_2 e a seção entre os pilares, l_2 , isto é:

$$M = l'_2 / l_2$$

2.3.4 INFLUÊNCIA DOS PILARES NA FIXAÇÃO DO NÍVEL DE MÁXIMA CHEIA A JUSANTE DAS OBRAS DE ARTE ESPECIAIS.

A execução de uma ponte de vão maior que 30,00 m em um ponto a 2 km ou menos de sua foz ou do ponto em que deságua em outro curso d'água de maior porte, obriga à verificação dos seus níveis de máxima cheia e se estes irão influenciar aquele do rio sobre o qual será projetada a obra.

3 – DRENAGEM SUPERFICIAL

3 DRENAGEM SUPERFICIAL

A drenagem superficial de uma rodovia tem como objetivo interceptar e captar, conduzindo ao deságüe seguro, as águas provenientes de suas áreas adjacentes e aquelas que se precipitam sobre o corpo estradal, resguardando sua segurança e estabilidade.

Para um sistema de drenagem superficial eficiente, utiliza-se uma série de dispositivos com objetivos específicos, a saber:

- Valetas de proteção de corte;
- Valetas de proteção de aterro;
- Sarjetas de corte;
- Sarjetas de aterro;
- Sarjeta de canteiro central;
- Descidas d'água;
- Saídas d'água;
- Caixas coletoras;
- Bueiros de greide;
- Dissipadores de energia;
- Escalonamento de taludes;
- Corta-rios.

Para cada dispositivo foram abordados os sub-itens objetivo e características, elementos de projeto e dimensionamento hidráulico.

Em objetivo e características procurou-se mostrar os aspectos particulares de cada dispositivo, sua localização e posicionamento.

Nos elementos de projeto procurou-se mostrar os tipos de seções e revestimentos mais utilizados e recomendados, e algumas especificações mais importantes para a construção, sugerindo-se sempre a consulta às novas Especificações de Serviço da Diretoria de Planejamento e Pesquisa do DNIT.

No dimensionamento hidráulico procurou-se simplificar ao máximo as complexas metodologias da hidrodinâmica, considerando, na maioria dos casos, a teoria do movimento uniforme em canais. Em alguns capítulos, porém, devido à precisão necessária, não foi possível abrir mão da dinâmica do movimento uniformemente variado.

Torna-se importante acrescentar que o projeto de um sistema de drenagem superficial rodoviária deve ser feito de modo a sempre compatibilizar os requisitos operacionais dos dispositivos e seus custos de execução.

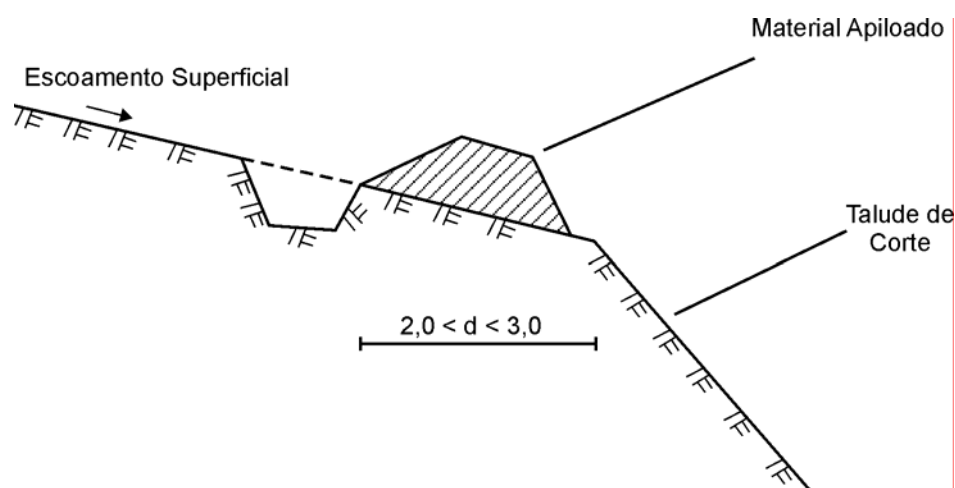
3.1 VALETAS DE PROTEÇÃO DE CORTE

3.1.1 OBJETIVO E CARACTERÍSTICAS

As valetas de proteção de cortes têm como objetivo interceptar as águas que escoam pelo terreno natural a montante, impedindo-as de atingir o talude de corte.

As valetas de proteção serão construídas em todos os trechos em corte onde o escoamento superficial proveniente dos terrenos adjacentes possa atingir o talude, comprometendo a estabilidade do corpo estradal. Deverão ser localizadas proximamente paralelas às cristas dos cortes, a uma distância entre 2,0 a 3,0 metros. O material resultante da escavação deve ser colocado entre a valeta e a crista do corte e apilado manualmente, conforme indicado na Fig. 48.

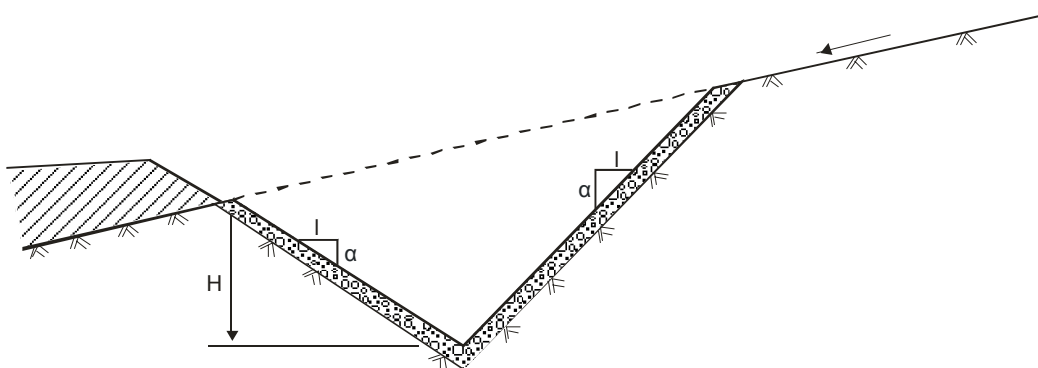
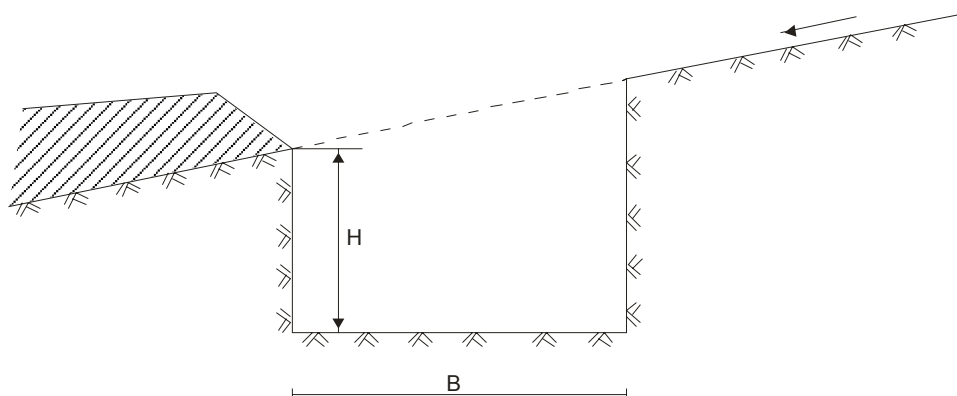
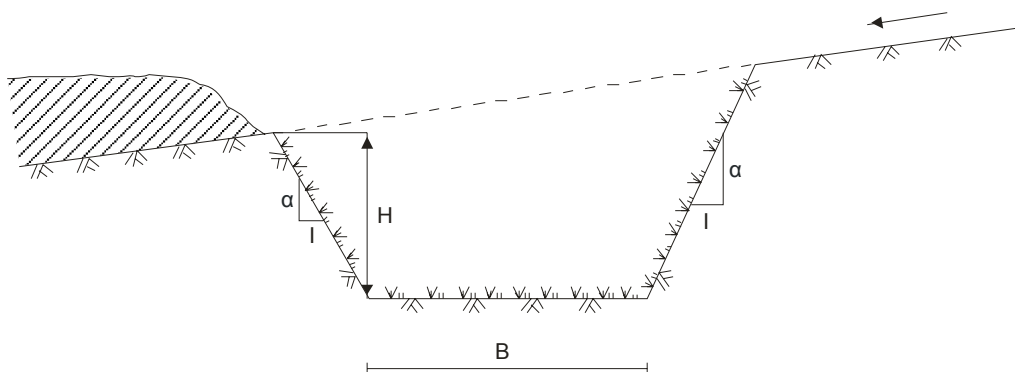
Figura 48 - Valeta de proteção de corte



3.1.2 ELEMENTOS DE PROJETO

As valetas de proteção de cortes podem ser trapezoidais, retangulares ou triangulares como indicam as Figs. 49, 50, 51.

Na escolha do tipo de seção deve-se observar que as seções triangulares criam plano preferencial de escoamento d'água, por isso são pouco recomendadas para grandes vazões. Por motivo de facilidade de execução, a seção a adotar nos cortes em rocha deverá ser retangular.

Figura 49 - Seção triangular**Figura 50 - Seção retangular****Figura 51 - Seção trapezoidal**

As valetas com forma trapezoidal são mais recomendáveis por apresentarem maior eficiência hidráulica.

Os revestimentos da vala de corte deverão ser escolhidos de acordo com a velocidade do escoamento (tabela 31 do Apêndice B) e conforme a natureza do material do solo. Em princípio, convém sempre revestir as valetas, sendo isso obrigatório quando elas forem abertas em terreno permeável, para evitar que a infiltração provoque instabilidade no talude do corte. Atenção especial deve ser dado ao revestimento da vala triangular,

pois, pela própria forma da seção, há uma tendência mais acentuada à erosão e infiltração.

Os tipos de revestimentos mais recomendados são:

- Concreto;
- Alvenaria de tijolo ou pedra;
- Pedra arrumada;
- Vegetação.

Em caso de revestimento de concreto este devera ter espessura mínima de 0,08 m. e resistência $F_{ck} / 15\text{Mpa}$ para 28 dias. Quando do revestimento em pedra, esta devera ser rejuntada com argamassa de cimento-areia no traço 1:4.

Quanto ao processo construtivo e demais especificações, devem ser obedecidas as Especificações de Serviço DNIT 018/2004.

3.1.3 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

Para proceder ao dimensionamento hidráulico das valetas, há necessidade de estimar a descarga de contribuição, utilizando-se o método racional, onde a área de drenagem é limitada pela própria valeta e pela linha do divisor de águas da vertente a montante.

A expressão da fórmula racional é:

$$Q = \frac{C \times i \times A}{36 \times 10^4}$$

onde:

Q = descarga de contribuição em m^3/s ;

c = coeficiente de escoamento, adimensional, fixado de acordo com o complexo solo-cobertura vegetal e declividade do terreno (tabela 39 do Apêndice C);

i = intensidade de precipitação, em cm/h para a chuva de projeto, fixada no estudo hidrológico;

A = área de contribuição, em m^2 , determinada através de levantamentos topográficos, aerofotogramétricos ou expeditos.

Fixada a vazão de contribuição, passa-se ao dimensionamento hidráulico propriamente dito através da fórmula de Manning e da equação da continuidade.

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times i^{1/2} \text{ (fórmula de Manning);}$$

$Q = A \cdot V$ (Equação da continuidade)

onde:

V = velocidade de escoamento, em m/s;

i = declividade longitudinal da valeta, em m/m;

n = coeficiente de rugosidade de Manning, adimensional, função do tipo de revestimento adotado, (tabelas 27 e 28 do Apêndice B);

R = raio hidráulico, em m;

Q = vazão admissível na valeta, em m³/s;

A = área molhada, em m².

A seqüência de cálculo a seguir para o projeto da valeta será como abaixo descrito:

- fixa-se o tipo de seção a ser adotada, geralmente a largura em caso de valetas retangulares, a largura e a inclinação das paredes laterais nas trapezoidais ou a inclinação das paredes laterais em caso de seção triangular, deixando a altura h a determinar;
- determina-se a declividade da valeta;
- fixa-se a velocidade máxima admissível (v), tendo em vista o tipo de revestimento escolhido e conseqüentemente o valor do coeficiente de rugosidade n (tabela 34 do Apêndice B);
- Através de tentativas, dá-se valores para a altura (h), recalculando-se os respectivos elementos hidráulicos da seção, tais como:
- perímetro molhado, raio hidráulico e área molhada, e aplicando a fórmula de Manning e a equação de continuidade, determina-se a velocidade e a descarga admissível da valeta;
- a comparação entre a descarga afluyente e a vazão admissível orientará a necessidade ou não do aumento da altura h ;
- a comparação entre a velocidade de escoamento e a velocidade admissível orientará a necessidade ou não de alterar o revestimento previsto;
- verifica-se o regime do fluxo através do cálculo da altura crítica cujas fórmulas a empregar para as diversas seções são:

$$h_c = 0,467 \times \sqrt{\left(\frac{Q}{B}\right)^2} \text{ - seção retangular}$$

$$h_c = \frac{4 \times z \times H_0 - 3B + \sqrt{16 \times z^2 \times H_0^2 + 16 \times z \times H_0 \times B + 9 \times B^2}}{10 \times z} \quad \text{- Seção trapezoidal}$$

$$\text{sendo } H_0 = h + \frac{v^2}{2g}$$

$$h_c = 0,728 \times \sqrt[5]{\left(\frac{Q}{Z}\right)^2} \quad \text{- Seção triangular}$$

onde:

h = altura crítica, em m;

Q = vazão de projeto na valeta em m^3/s ;

B = base da valeta, em m;

z = inclinação da parede da valeta (relação da horizontal para a vertical);

h = altura do fluxo, em m;

v = velocidade do escoamento, em m/s;

g = aceleração da gravidade m/s^2 ;

– Se $h < h_c$ o regime do fluxo é supercrítico

$h > h_c$ o regime do fluxo é subcrítico

$h = h_c$ o regime do fluxo é crítico

– A altura do fluxo na valeta, na situação de projeto, dentro de uma faixa de 10% da altura crítica deve ser evitada.

– Determina-se o bordo livre da valeta, que é a distância vertical do topo da valeta à superfície da água na condição do projeto, de acordo com as seguintes fórmulas e indicações:

Para valetas em terra com capacidade até $0,3 m^3/s$;

$$f = 0,2 \cdot h$$

f = folga (bordo livre), em cm;

h = profundidade da valeta, em cm.

Para valetas em terra com capacidade de $0,3$ a $10,0 m^3/s$

$$f = \sqrt{46 \times h}$$

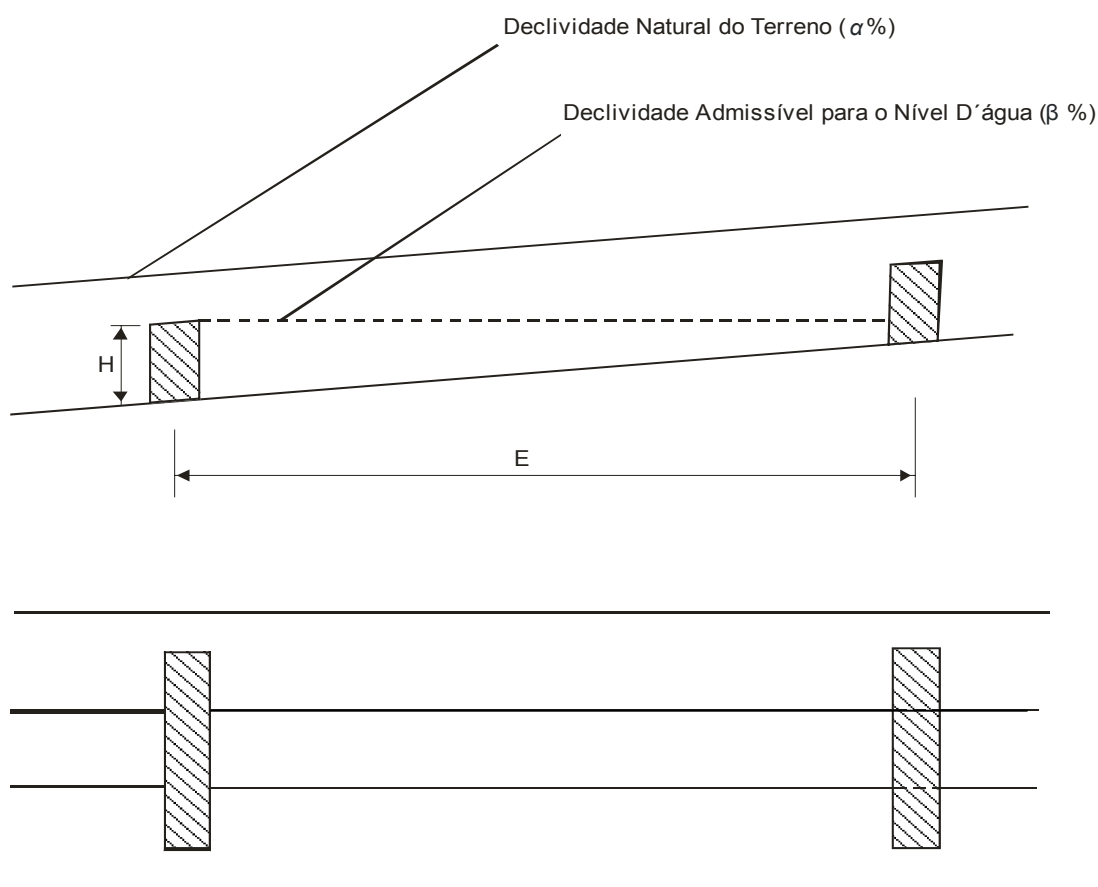
Para valetas revestidas pode ser usada a seguinte tabela:

Tabela 36 - Folga f para valetas revestidas

$Q(m^3/s)$	$f (cm)$
Até - 0,25	10
0,25 - 0,56	13
0,56 - 0,84	14
0,84 - 1,40	15
1,40 - 2,80	18
acima de 2,80	20

Quando a declividade longitudinal da valeta não puder acompanhar a declividade natural do terreno, porque então a velocidade do escoamento seria superior à permissível, ela devera ser escalonada em trechos de menor declividade (2%, no máximo) por meio de pequenas barragens transversais de acordo com a Fig. 52.

Figura 52 - Escalonamento de valetas



O espaçamento entre as barragens será calculado pela expressão:

$$E = \frac{100 \times H}{\alpha - \beta}$$

onde:

E = espaçamento, em m;

H = altura da barragem do vertedouro, em m;

α = declividade natural do terreno, em %;

β = declividade desejada para o nível d'água em cada trecho escalonado, em % .

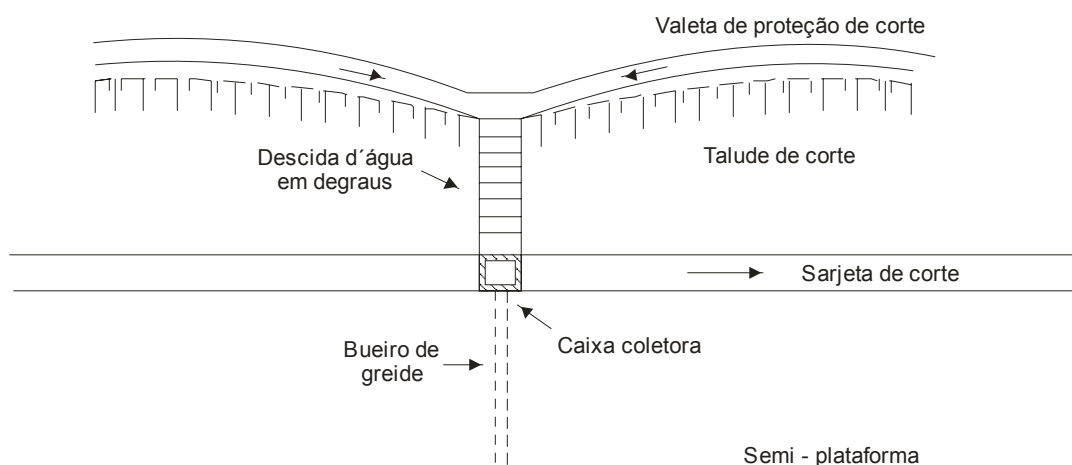
É aconselhável que o espaçamento não ultrapasse 50m, o que corresponde à declividade de 2% com diferença de nível de 1,0m entre dois vertedouros consecutivos. As pequenas barragens podem ser executadas com diversos materiais: madeiras, concreto, chapas metálicas, etc.

Acontece na prática, não raro, a necessidade de retirada da água da valeta de proteção de corte para a sarjeta ou para a caixa coletora de um bueiro de greide, devido às seguintes particularidades:

- quando nos cortes muito extensos e de pequena declividade o comprimento crítico da valeta for atingido, o que obrigaria a construção de seção com grandes dimensões;
- quando o terreno a montante da valeta apresentar um talvegue secundário bem definido, ocasionando a concentração de água num único local;
- quando o perfil longitudinal da valeta apresentar-se sinuoso com vários pontos baixos, obrigando, para que haja um escoamento contínuo, a grandes profundidades da valeta.

Nesses casos, o dispositivo de saída d'água da valeta de proteção de corte para a plataforma é comumente denominado descida d'água.

Essas descidas d'água em geral são construídas em degraus, como mostra a Fig. 53 , ou através de "rápidos" com anteparos. Assunto a ser visto com mais detalhes no item 3.6.

Figura 53 - Descida d'água em degraus

3.2 VALETAS DE PROTEÇÃO DE ATERRO

3.2.1 OBJETIVO E CARACTERÍSTICAS

As valetas de proteção de aterros têm como objetivo interceptar as águas que escoam pelo terreno a montante, impedindo-as de atingir o pé do talude de aterro. Além disso, têm a finalidade de receber as águas das sarjetas e valetas de corte, conduzindo -as com segurança ao dispositivo de transposição de talvegues.

3.2.2 ELEMENTOS DE PROJETO

As valetas de proteção de aterro deverão estar localizadas, aproximadamente paralelas ao pé do talude de aterro a uma distancia entre 2,0 e 3,0 metros. O material resultante da escavação deve ser colocado entre a valeta e o pé do talude de aterro, apiloado manualmente com o objetivo de suavizar a interseção das superfícies do talude e do terreno natural.

As seções adotadas podem ser trapezoidais ou retangulares, conforme as Figs. 54 e 55, apresentadas a seguir:

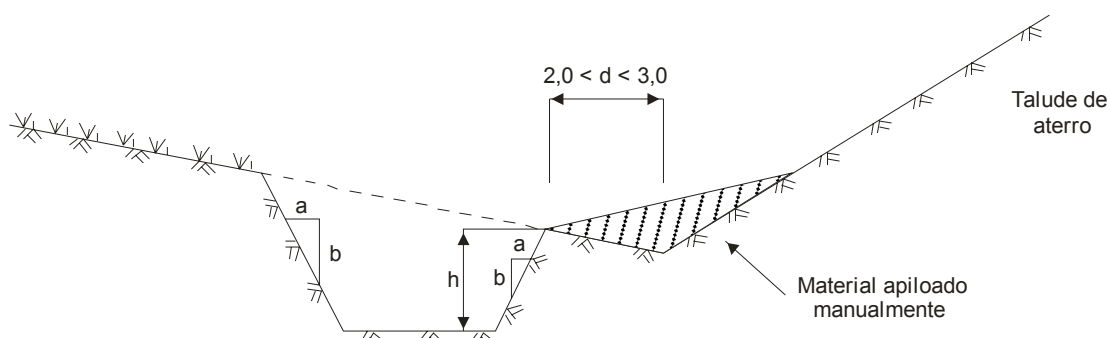
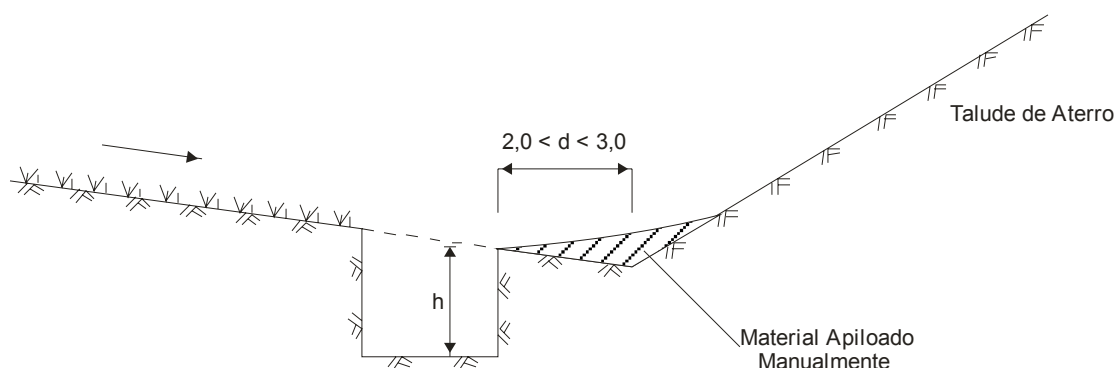
Figura 54 - Seção trapezoidal

Figura 55 - Seção retangular

O revestimento da valeta de proteção de aterro deverá ser escolhido de acordo com a velocidade do escoamento (tabela 31 do Apêndice B), natureza do solo e fatores de ordem econômica e estética.

Os tipos de revestimento mais recomendados são:

- concreto;
- alvenaria de tijolo ou pedra;
- pedra arrumada;
- vegetação.

Quanto às especificações e processos construtivos, deverão ser observadas as recomendações do item 3.1.2, para valetas de proteção de corte, e as Especificações de Serviço DNIT 018/2004.

3.2.3 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

O dimensionamento hidráulico das valetas de proteção de aterro faz-se de forma idêntica ao das valetas de proteção de corte, ou seja através da fórmula de Manning, equação da continuidade e método racional, seguindo-se a metodologia do item 3.1.3.

Cuidado especial deve ser tomado na fixação da área de contribuição quando a valeta tiver como objetivo, além da proteção do talude de aterro, a captação das águas provenientes das sarjetas e valetas de proteção de corte.

3.3 SARJETAS DE CORTE

3.3.1 OBJETIVO E CARACTERÍSTICAS

A sarjeta de corte tem como objetivo captar as águas que se precipitam sobre a plataforma e taludes de corte e conduzi-las, longitudinalmente à rodovia, até o ponto de

transição entre o corte e o aterro, de forma a permitir a saída lateral para o terreno natural ou para a valeta de aterro, ou então, para a caixa coletora de um bueiro de greide.

As sarjetas devem localizar-se em todos os cortes, sendo construídas à margem dos acostamentos, terminando em pontos de saída convenientes (pontos de passagem de corte para aterro ou caixas coletoras).

3.3.2 ELEMENTOS DE PROJETO

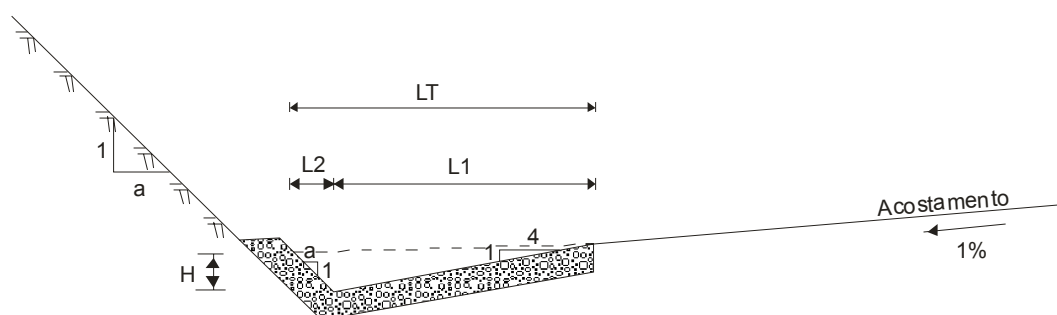
As sarjetas de corte podem ter diversos tipos de seção, dependendo da capacidade de vazão necessária.

– Sarjeta triangular

A sarjeta triangular é um tipo bem aceito, pois, além de apresentar uma razoável capacidade de vazão, conta a seu favor com o importante fato da redução dos riscos de acidentes.

De acordo com a Fig. 56, a sarjeta deve ter do lado do acostamento a declividade de 25% ou seja 1:4, e do lado do talude a declividade deste.

Figura 56 - Sarjeta Triangular

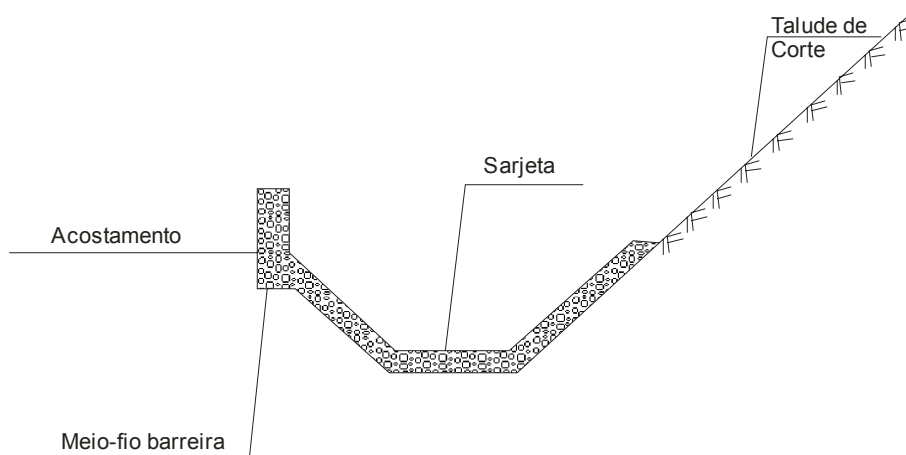


Os valores extremos da distância da borda do acostamento ao fundo da sarjeta (L_1), situam-se entre os valores de 1,0 a 2,0 metros, de acordo com a seção de vazão necessária. Mantendo as declividades transversais estabelecidas, o aumento de L_1 fornecerá um acréscimo de L_2 , H e LT, e conseqüentemente um acréscimo na capacidade hidráulica da sarjeta. Quando para o valor máximo de $L_1 = 2,00\text{m}$ a seção da vazão ainda for insuficiente, deverá então ser adotada seção tipo trapezoidal ou retangular, com dimensões convenientes para atender à descarga de projeto.

– Sarjeta trapezoidal

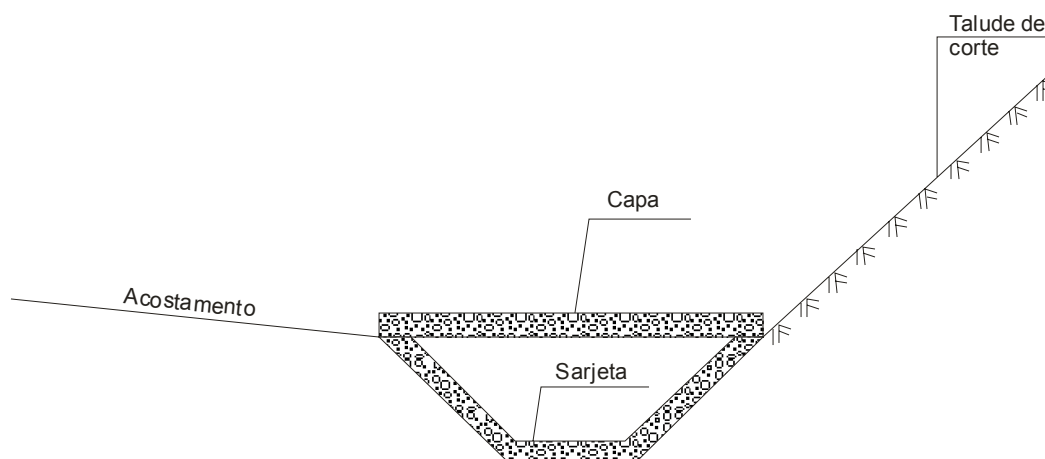
Quando a sarjeta triangular de máximas dimensões permitidas for insuficiente para atender à descarga de projeto, deve-se adotar a sarjeta de seção trapezoidal seguindo as seguintes recomendações.

Conforme indicado na Fig. 57, a sarjeta é dotada de uma barreira tipo meio-fio, com a finalidade de proteger os veículos desgovernados que tendam a cair na mesma.

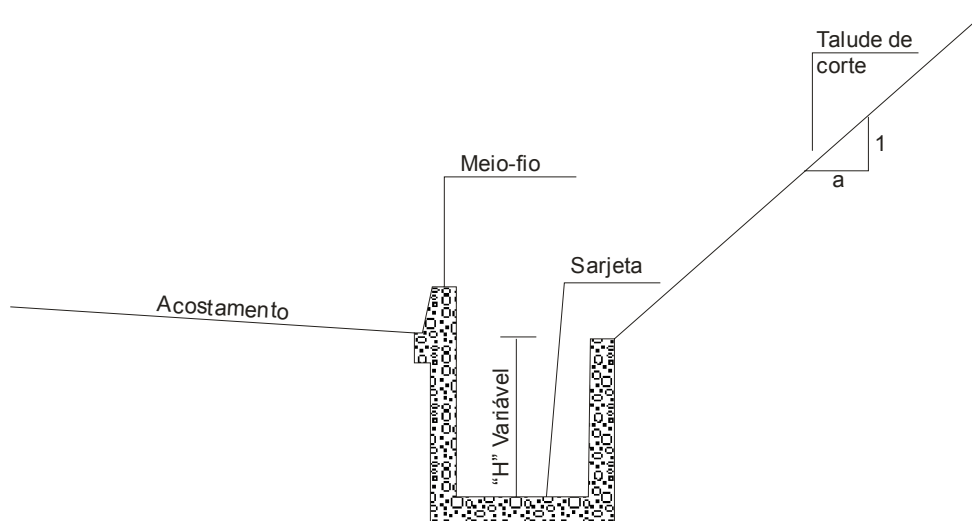
Figura 57 - Sarjeta trapezoidal

O meio fio barreira deverá ter aberturas calculadas, em espaçamento conveniente de modo a permitir a entrada d'água proveniente da pista.

De acordo com a Fig. 58 ode-se também projetar a sarjeta capeada descontinuamente, de modo a permitir a entrada d'água pela cobertura existente entre duas placas consecutivas. As placas têm a finalidade também de evitar que a sarjeta seja obstruída pela entrada de materiais carreados pelas águas.

Figura 58 - Sarjeta trapezoidal com capa

Quando a seção triangular não atender à vazão para a descarga de projeto, ou em caso de cortes em rocha pela facilidade de execução, pode-se optar pela sarjeta retangular. Usa-se nesse caso também o meio fio de proteção com a mesma finalidade já citada, conforme indicado na Fig. 57.

Figura 59 - Sarjeta retangular

Neste caso tem-se a vantagem de poder variar sua profundidade ao longo do percurso, proporcionando uma declividade mais acentuada que o greide da rodovia, aumentando assim sua capacidade hidráulica.

Quanto ao revestimento das sarjetas de corte, ele é função da velocidade de erosão, de acordo com a tabela 26 do Apêndice B. Deve -se levar em conta neste caso o aspecto técnico-econômico, isto é, as conseqüências da erosão e do custo do revestimento.

Tendo em vista a localização da sarjeta junto ao pé do talude de corte, cuidados especiais quanto à erosão devem ser levados em conta, pois deslizamentos de talude podem provocar paralisações no tráfego e conseqüentes prejuízos significativos.

Os principais tipos de revestimentos são:

- concreto;
- alvenaria de tijolo;
- alvenaria de pedra argamassada;
- pedra arrumada revestida;
- pedra arrumada;
- revestimento vegetal.

O revestimento vegetal, apesar do excelente desempenho como função estética, tem o inconveniente do alto custo de conservação.

Sarjetas de corte sem revestimento devem ser evitadas.

Na execução do revestimento das sarjetas de corte, devem ser obedecidas as Especificações de Serviço DNIT-018/2004. Apresentam-se entretanto, a seguir, algumas indicações complementares que devem ser seguidas:

- quando o revestimento for de pedra argamassada, o diâmetro máximo deve ser de 0,10m, rejuntada com argamassa de cimento e areia no traço de 1:4;
- quando for de concreto, o revestimento deverá ser dosado racionalmente para uma resistência mínima à compressão simples $F_{ck} = 15 \text{ Mpa}$ a 28 dias.
- a espessura mínima para a sarjeta de concreto triangular é de 0,08m e para a retangular e trapezoidal é de 0,10m.
- a sarjeta deverá ser moldada no local com formas de metal ou de outro material que proporcionem bom acabamento,
- As formas (guias) serão espaçadas de 3,00m.
- A concretagem envolverá um plano executivo, prevendo o lançamento do concreto em lances alternados.
- Os segmentos intermediários serão executados após o início do processo de cura dos demais redundando em juntas “secas”.
- A intervalos de 12,0m serão executadas juntas de dilatação preenchidas com argamassa asfáltica.
- quando a sarjeta de concreto moldada no local se situar sobre uma base granular drenante, antes do lançamento do concreto deverá o local ser forrado com material impermeável que evite o preenchimento dos vazios da camada drenante pela penetração do concreto.
- deverá haver uma perfeita união entre a face da sarjeta de concreto e o pavimento do acostamento, evitando-se penetração d'água na sua junção.

3.3.3 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

O dimensionamento hidráulico da sarjeta de corte consiste na determinação de uma seção transversal com capacidade hidráulica suficiente para atender à descarga de projeto.

Pela comparação entre a descarga afluyente e a capacidade de vazão da sarjeta determina-se o seu comprimento crítico, isto é, a distância máxima da sarjeta para que não haja transbordamento,

Os elementos básicos para o dimensionamento da sarjeta de corte são:

- as características geométricas da rodovia;
- área de implúvio;

- coeficiente médio de escoamento superficial, levando-se em conta a diversidade do revestimento que compõe a bacia de captação, (faixas de rolamento e talude de corte);
- elementos hidrológicos para o cálculo da descarga de projeto.

Cálculo da descarga de projeto

Para o cálculo da descarga de projeto, calcula-se a contribuição por metro linear da rodovia pela aplicação da fórmula racional, de vez que as áreas de contribuição, sendo pequenas, estão dentro do limite de aplicabilidade desse método.

A fórmula básica é:

$$Q = \frac{C \times i \times A}{36 \times 10^4} \text{ (equação 3.01)}$$

Onde:

Q = descarga por metro linear da rodovia (m³/s/m);

c = coeficiente médio de escoamento superficial (adimensional);

i = intensidade de precipitação (cm/h);

A - área de contribuição por metro linear da sarjeta, (m²/m);

Coeficiente médio de escoamento superficial (c).

Sendo a área de contribuição formada por superfície de diferentes coeficientes de escoamento adota-se a média ponderada de seus valores, usando-se como peso as respectivas larguras dos implúvios. (ver Fig. 60).

$$C = \frac{L_1 \times C_1 + L_2 \times C_2}{L_T}$$

Intensidade de precipitação (i)

O valor da intensidade de precipitação é obtido na curva de intensidade - duração - frequência, fornecida pelo estudo hidrológico para um tempo de duração de 5 minutos e tempo de recorrência de 10 anos.

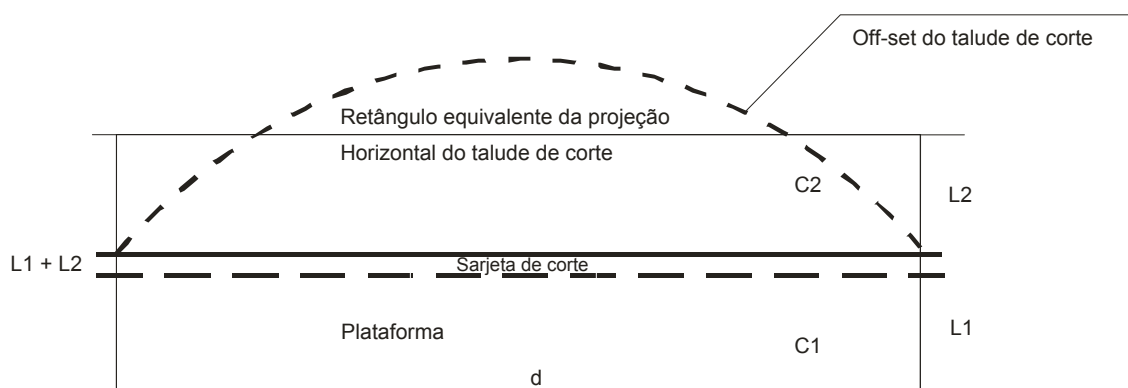
Área de contribuição (A)

A bacia de contribuição para a sarjeta é um retângulo equivalente onde um dos lados é o comprimento a determinar e o outro a largura do implúvio, composto da seção da plataforma contribuinte e da projeção horizontal equivalente do talude de corte.

$$A = (L_1 + L_2) \times d$$

A Fig. 60, apresentada a seguir, elucida o que foi dito.

Figura 60 - Bacia de contribuição para sarjeta



onde:

L_1 = faixa da plataforma da rodovia que contribui para a sarjeta. Será a largura da semiplataforma nos trechos em tangente e toda a plataforma contribuinte para a sarjeta na borda interna das curvas. Será nulo ou se restringirá à largura do assentamento contíguo para a sarjeta na borda externa das curvas;

L_2 = largura da projeção horizontal equivalente do talude de corte;

C_1 = coeficiente de escoamento superficial da plataforma da rodovia;

C_2 = coeficiente de escoamento superficial do talude de corte.

Havendo escalonamento de taludes, a largura máxima L_2 a ser considerada no cálculo do implúvio é referente à projeção horizontal do primeiro escalonamento, já que os demais terão as águas conduzidas por meio de dispositivos próprios para fora do corte.

Excetuem-se os casos em que se torna necessária a construção de descidas com deságüe diretamente na sarjeta de corte.

Cálculo da capacidade de vazão da sarjeta

A capacidade hidráulica máxima da sarjeta é obtida pela associação das equações de Manning e da continuidade.

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \text{ (equação de Manning)}$$

$$V = \frac{Q}{A} \text{ (equação da continuidade)}$$

do que resulta,

$$Q = \frac{1}{n} \times A \times R^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{equação 3.02})$$

onde :

V = velocidade de escoamento; (m/s) ;

R = raio hidráulico, (m);

I = declividade da sarjeta, (m/m);

n = coeficiente de rugosidade, (adimensional);

Q = vazão máxima admissível, (m³/s);

A = área molhada da sarjeta, (m²);

Comprimento crítico

Fixada a seção prévia da sarjeta, passa-se à determinação do seu comprimento crítico para as diversas declividades do greide correspondente aos cortes existentes.

Igualando-se as equações (3.01) e (3.02) e considerando à área de implúvio $A = L \times d$ (área do retângulo de contribuição), tem-se:

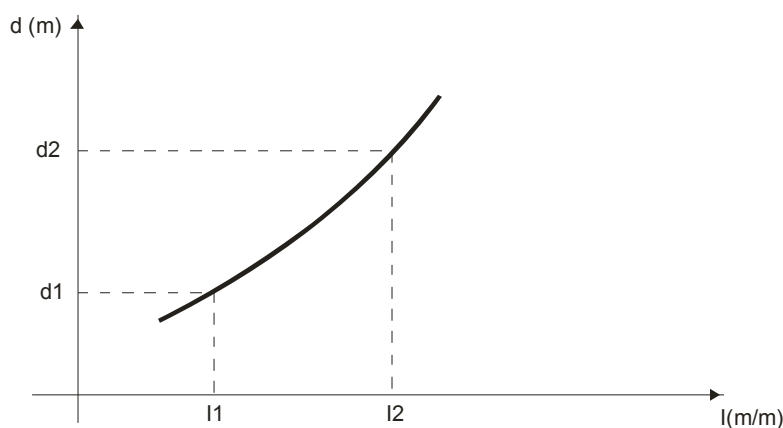
$$\frac{C \times i \times L \times d}{36 \times 10^4} = \frac{1}{n} \times A \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$d = 36 \times 10^4 \times \frac{A \times R^{2/3} \times I^{1/2}}{C \times i \times L \times n} \quad (\text{equação 3.03})$$

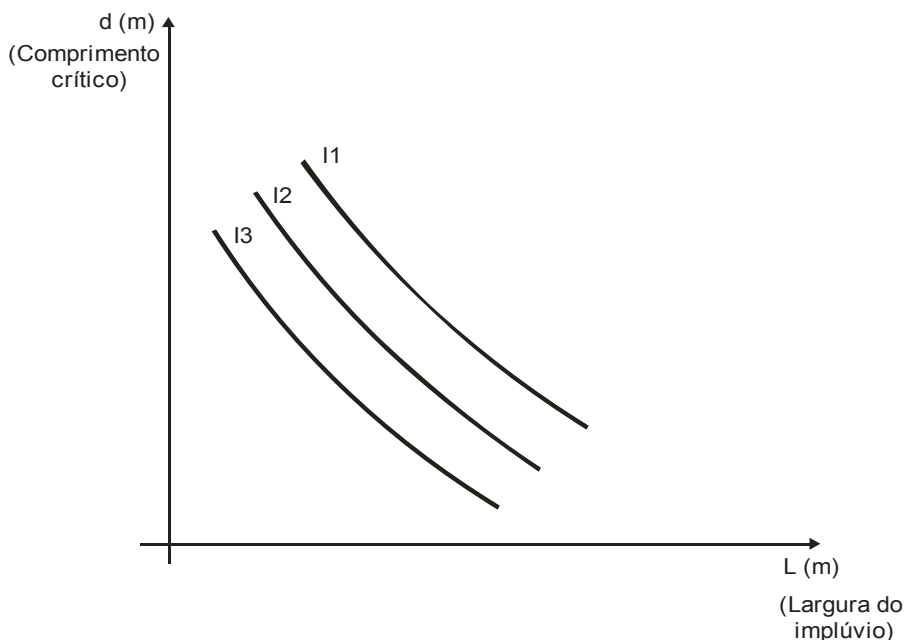
Na equação 3.03, os valores de A, R e n são conhecidos de acordo com a sarjeta projetada; os valores de C, i e L, são conhecidos, função da chuva de projeto, do tipo de revestimento da pista e das características geométricas da rodovia, ficando I, declividade longitudinal da sarjeta, como única variável ao longo do trecho estudado.

Pode-se assim elaborar a curva $d = f(I)$ que permite determinar o comprimento crítico da sarjeta função da sua declividade longitudinal.

A curva $d = f(I)$ assume a seguinte forma:

Figura 61 - Curva $d = f(I)$ 

Quando em um determinado trecho houver grande variação dos valores do implúvio, não é recomendada a adoção de uma altura média de corte, e sim seus valores individuais, podendo-se estabelecer um sistema que dê diretamente os comprimentos críticos baseados em eixos coordenados, tendo nas abscissas as larguras do implúvio e nas ordenadas os comprimentos críticos. Dessa forma, determina-se uma curva para cada declividade, passando o gráfico a constituir-se de uma família de curvas, assumindo a seguinte forma:

Figura 62 - Curvas de comprimento crítico para várias declividades

Além de determinar o posicionamento de saídas d'água, o cálculo do comprimento crítico está também condicionado à velocidade limite de erosão do material utilizado no revestimento da sarjeta, cujos valores estão indicados na tabela 31 do Apêndice B.

3.4 SARJETAS DE ATERRO

3.4.1 OBJETIVO E CARACTERÍSTICAS

A sarjeta de aterro tem como objetivo captar as águas precipitadas sobre a plataforma, de modo a impedir que provoquem erosões na borda do acostamento e/ou no talude do aterro, conduzindo-as ao local de deságüe seguro.

A indicação da sarjeta de aterro deve fundamentar-se nas seguintes situações:

- trechos onde a velocidade das águas provenientes da pista provoque erosão na borda da plataforma;
- trechos onde, em conjunto com a terraplenagem, for mais econômica a utilização da sarjeta, aumentando com isso a altura necessária para o primeiro escalonamento de aterro;
- interseções, para coletar e conduzir as águas provenientes dos ramos, ilhas, etc.

3.4.2 ELEMENTOS DE PROJETO

A sarjeta de aterro posiciona-se na faixa da plataforma contígua ao acostamento.

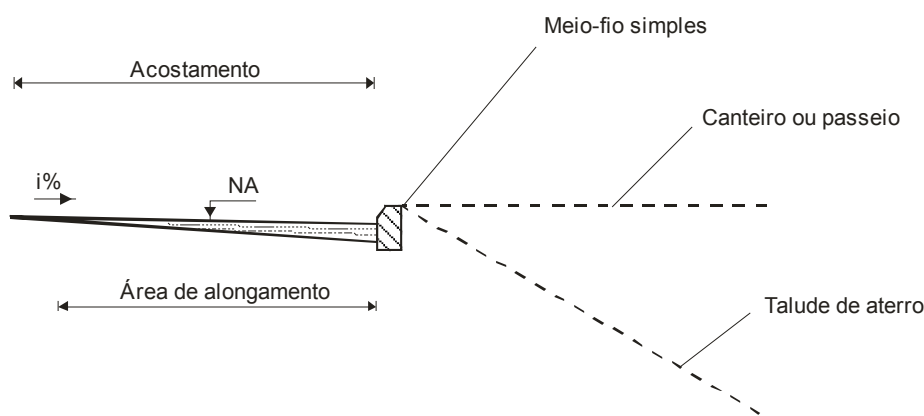
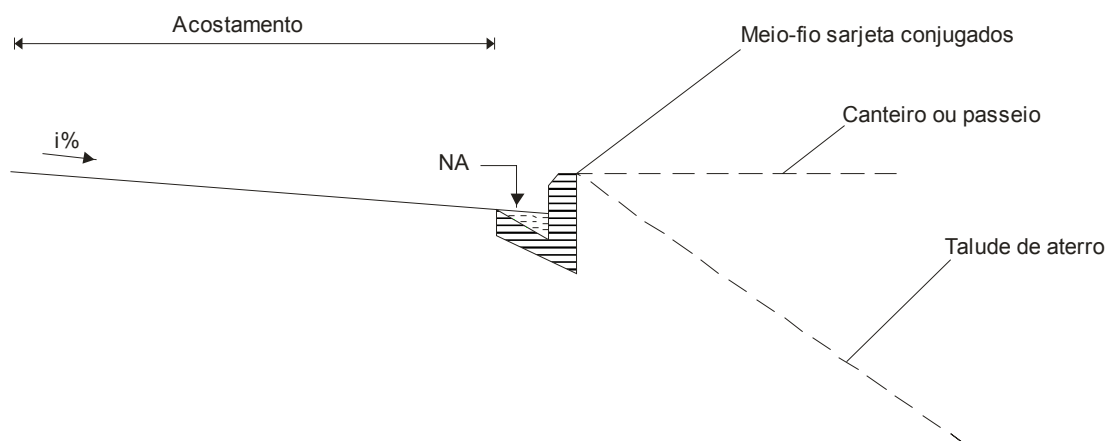
A seção transversal deve seguir os projetos-tipos do DNIT, podendo ser triangulares, trapezoidais, retangulares, etc, de acordo com a natureza e a categoria da rodovia.

Sendo a sarjeta de aterro um dispositivo que pode comprometer a segurança do tráfego, cuidados especiais devem ser tomados quanto ao posicionamento e à seção transversal a ser utilizada, de modo a garantir a segurança dos veículos em circulação.

Um tipo de sarjeta de aterro muito usado atualmente nas rodovias federais, estaduais, interseções e trechos urbanos é o meio-fio-sarjeta conjugados.

Em situações eventuais, no caso de ser possível considerar um alagamento temporário do acostamento, o tipo meio-fio simples também poderá ser usado.

As Figs. 63 e 64 ilustram melhor o que foi dito.

Figura 63 - Meio-fio simples e acostamento**Figura 64 - Meio-fio-sarjeta conjugados**

Quanto ao revestimento, não há recomendações rígidas no tocante ao material a ser empregado na construção da sarjeta de aterro. Deve-se, todavia levar em conta a velocidade limite de erosão do material empregado, a classe da rodovia e os condicionantes econômicos.

Os materiais mais indicados para a construção do dispositivo são:

- concreto de cimento;
- concreto betuminoso;
- solo betume;
- solo cimento;
- solo.

Na execução da sarjeta de aterro de concreto de cimento deverão ser observadas as indicações próprias ao material, conforme exposto para sarjetas de corte.

Na execução das sarjetas de concreto betuminoso adota-se preferencialmente o traço usado para o binder, ou, quando este não está previsto, usa-se o próprio traço do revestimento de concreto betuminoso, por não se justificar estudo de composição especial para construção deste dispositivo, dependendo evidentemente da quantidade do serviço.

A execução das sarjetas de solo-betume ou solo-cimento deve obedecer às especificações particulares do projeto rodoviário, quando tais misturas estão indicadas também para outros serviços.

As sarjetas em solo são indicadas apenas para rodovias secundárias, de pequena importância econômica, ou durante período curto de utilização, podendo também ser construídas para funcionamento temporário durante o tempo de execução da rodovia.

3.4.3 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

Pode-se dividir o dimensionamento hidráulico da sarjeta de aterro em dois subitens:

- a) Além dos fatores econômicos, conforme mencionado no item 3.4.1, a necessidade da utilização da sarjeta em aterro está condicionada fundamentalmente pela velocidade de erosão na borda da plataforma, isto é, de acordo com os limites de erosão do material de que é construído o aterro, conforme tabela 31 do Apêndice B. O cálculo da velocidade do escoamento na borda da plataforma determinará a necessidade ou não da utilização da sarjeta.
- b) Optando pela utilização do dispositivo, no entanto, o dimensionamento hidráulico consistirá basicamente no cálculo da máxima extensão admissível da sarjeta, comprimento crítico, de modo que não haja transbordamento, ou que a faixa de alagamento admissível no acostamento não ultrapasse os valores pré-fixados.

Entende-se por comprimento crítico da sarjeta a distância máxima acima da qual sua vazão admissível é inferior à descarga de projeto, exigindo, portanto, uma descida d'água.

Os elementos básicos para o dimensionamento da sarjeta de aterro são;

- as características geométricas da rodovia;
- área de implúvio;
- elementos hidrológicos para o cálculo da descarga de projeto;
- elementos para o cálculo da vazão.

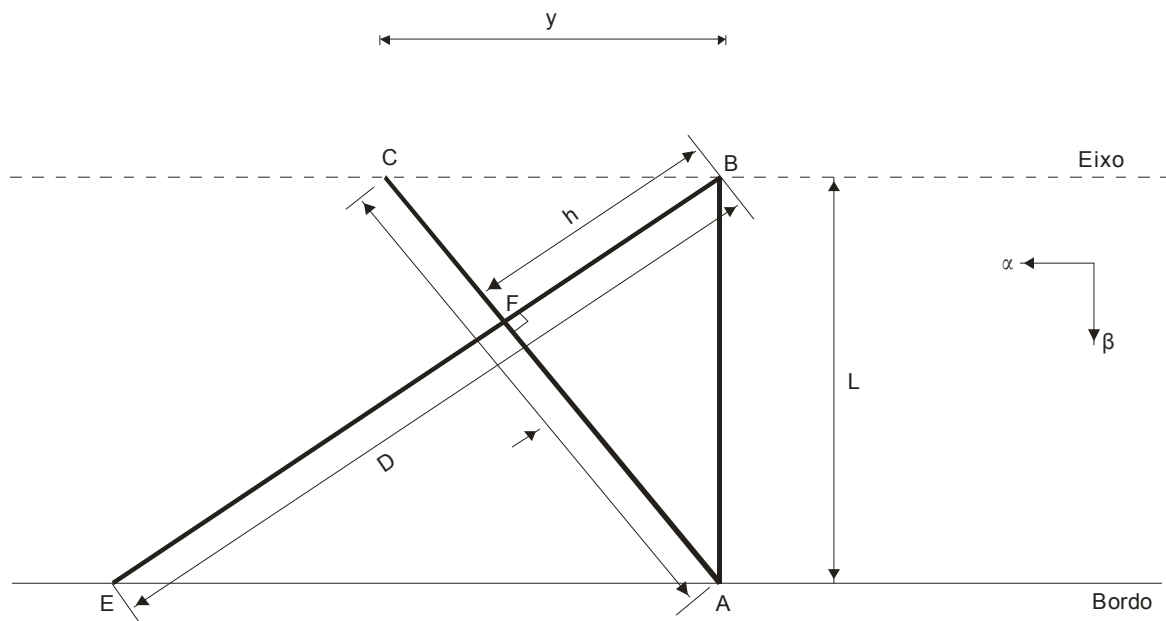
Cálculo da velocidade de escoamento na borda da plataforma

Para a determinação da velocidade de escoamento na borda da plataforma, alguns cálculos preliminares precisam ser feitos, tendo em vista que o escoamento se dará na direção da reta de maior declive, função da declividade longitudinal do greide e da declividade transversal da plataforma.

- Comprimento da reta de maior declive

Considerando a Fig. 65.

Figura 65 - Direção de maior declive



onde:

α = declividade longitudinal da rodovia;

β = declividade transversal da plataforma da rodovia;

L = largura do implúvio;

$\overline{BE} = D$ = comprimento da reta de maior declive;

$\overline{CA} = t$ = curva de nível;

I = declividade da reta de maior declive.

Para se chegar ao comprimento da reta de maior declive, cumpre observar:

Para que $\overline{CA}$ seja uma curva de nível,

Cota A = cota C

mas,

cota A = B x L, considerando a cota de B como referência (0,000).

O comprimento y da reta CB será:

cota C – cotaB = $\alpha \times y$ ou $\alpha \times y = \text{cotaC}$

$$y = \frac{\text{cota C}}{\alpha} = \frac{\beta \times L}{\beta}$$

Considerando o triângulo BAC, tem-se fazendo $\overline{CA} = t$

$$t^2 = y^2 + L^2$$

Substituindo y pelo seu valor,

$$\begin{aligned} t^2 &= \left(\frac{\beta}{\alpha} \times L \right)^2 + L^2 = \frac{\beta^2 \times L^2 + L^2 \times \alpha^2}{\alpha^2} = \\ &= \alpha^2 + \beta^2 \left(\frac{L}{\alpha} \right)^2 \therefore t = \frac{L}{\alpha} \sqrt{\alpha^2 + \beta^2} \end{aligned}$$

Considerando os triângulos, retângulos, BAC e BAE, tem-se:

$$\frac{D}{t} = \frac{L}{y}$$

Substituindo-se os valores de t e y, tem-se:

$$D = \frac{L}{\beta} \sqrt{\alpha^2 + \beta^2} \quad (\text{equação 3.04})$$

- Declividade da reta de maior declive

Considerando os triângulos, retângulos, BAC e BFC e fazendo $FB = h$, tem-se:

$$\frac{L}{h} = \frac{t}{y} \text{ portanto } h = \frac{L}{t} \times y$$

Como a cota de F é também $\beta \times L$, tem-se:

$$I = \frac{\beta \times L}{h} \therefore I = \frac{\beta \times L}{L \times Y} \times t$$

Fazendo-se as substituições já demonstradas de y e t, tem-se:

$$I = \frac{\beta \times L}{L \times \frac{\beta}{\alpha} \times L} \times \frac{L}{\alpha} \times \sqrt{\alpha^2 + \beta^2}$$

$$I = \sqrt{\alpha^2 + \beta^2} \quad (\text{equação 3.05})$$

- Determinação da descarga no bordo da plataforma

Aplicando-se o método racional,

$$q = \frac{C \times i \times A}{36 \times 10^4}$$

onde:

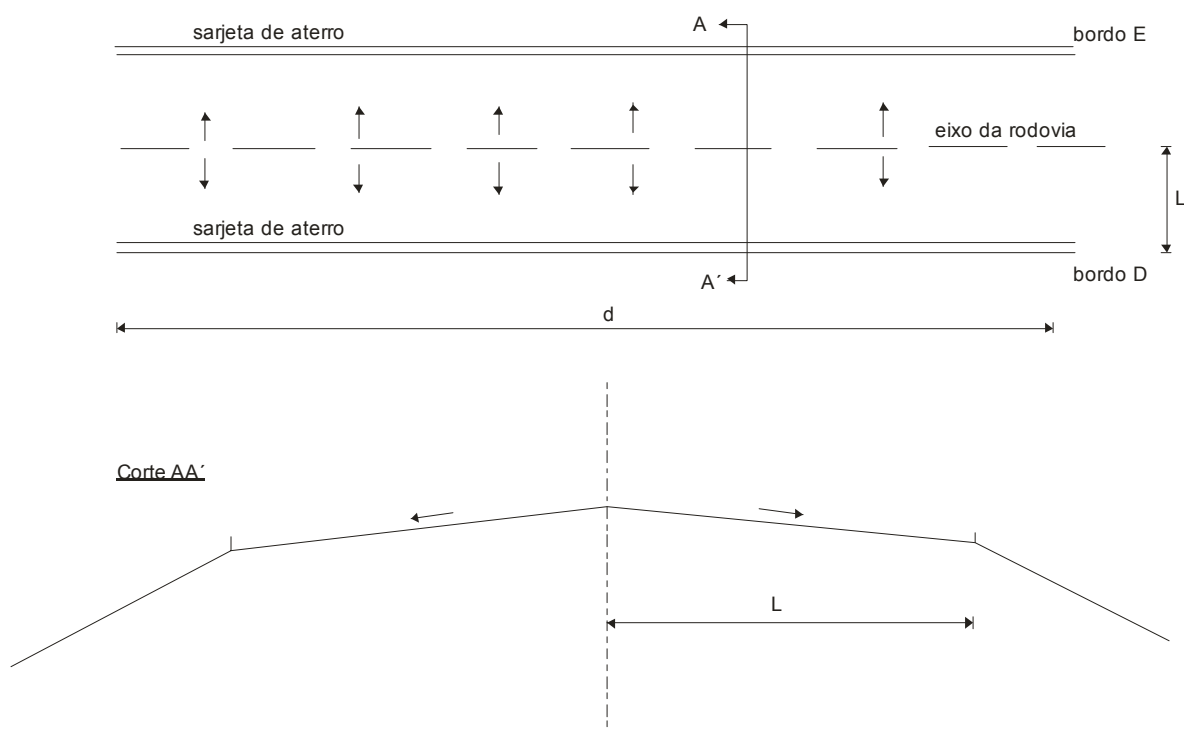
q = descarga de contribuição por metro linear da plataforma em, $m^3/s/m$;

c = coeficiente de escoamento, função do tipo de revestimento da rodovia, de acordo com a tabela 39 do Apêndice C;

i = intensidade de precipitação em cm/h ;

A = área de contribuição por metro linear da sarjeta em m^2/m .

Figura 66 - Vistas do pavimento para o dimensionamento de sarjetas de aterro



Substituindo a equação (3.05) em (3.04), pode-se também considerar que:

$$D = \frac{L}{\beta} \times I \quad (\text{equação 3.06})$$

Como $A = D \times 1$, de acordo com a equação (3.06)

$$A = \frac{L}{\beta} \times I, \quad \text{logo} \quad Q = \frac{c \times i \times L \times I}{\beta \times 36 \times 10^4}$$

ou,

$$Q = \frac{C \times i \times L \sqrt{\alpha^2 + \beta^2}}{\beta \times 36 \times 10^4} \quad (\text{equação 3.07})$$

onde,

Q = descarga no bordo da plataforma em m³/s/m.

A velocidade no bordo da plataforma pela fórmula de Strickler é:

$$V = KR^{2/3} I^{1/2}$$

onde, R = A/P e K é o coeficiente de rugosidade de Strickler, tomado igual ao inverso do coeficiente de rugosidade de Manning.

Como a espessura do fluxo é pequena em relação à largura, toma-se o raio hidráulico igual ao tirante d'água em consequência A = I x R.

Pela equação da continuidade,

$$Q = A \times V$$

então,

$$Q = K \times A \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

mas, A = Q/V, e como A = R, tem-se:

$$Q = K \times \frac{Q}{V} \times \left(\frac{Q}{V} \right)^{2/3} \times I^{1/2}$$

ou seja,

$$\frac{Q}{Q^{5/3}} = K \times \frac{I^{1/2}}{V^{5/3}} \Rightarrow Q^{2/3} = \frac{V^{5/3}}{K \times I^{1/2}}$$

$$Q = \frac{V^{5/2}}{K^{3/2} \times I^{3/4}} \quad (\text{equação 3.08})$$

Igualando-se então as equações (3.07) e (3.08) e isolando V, tem-se:

$$V = \frac{I^{3/10} \times K^{3/5} \times C^{2/5} \times i^{2/5} \times L^{2/5} \times (\alpha^2 + \beta^2)^{1/5}}{166,92 \times \beta^{2/5}} \quad (\text{equação 3.09})$$

A equação (3.09) determina a velocidade do escoamento na borda da plataforma. A comparação desta velocidade com os valores limites de velocidade de erosão do material de construção do aterro na tabela 31 do Apêndice B, definirá a necessidade ou não da sarjeta de aterro.

Caso seja necessário o projeto do dispositivo, o dimensionamento hidráulico tem a seguinte sistemática apresentada a seguir:

Cálculo da máxima extensão admissível

– Cálculo da vazão de contribuição

A bacia de contribuição para a sarjeta é um retângulo, onde um dos lados é o comprimento a determinar e o outro é a largura do implúvio, função da seção transversal da rodovia, Fig. 66.

Calcula-se a contribuição da plataforma em caso de trechos superelevados, ou semi-plataforma nos trechos em tangente, pela aplicação do método racional:

$$Q = \frac{C \times i \times A}{36 \times 10^4} \text{ (equação 3.10)}$$

Onde:

Q = vazão de contribuição em m³/s;

i = intensidade de precipitação em cm/h;

A = área de contribuição em m²;

C = coeficiente de escoamento superficial.

– Cálculo da capacidade hidráulica máxima da sarjeta

A capacidade máxima de vazão da sarjeta será determinada pela associação das fórmulas de Manning e da continuidade:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \text{ (fórmula de Manning)}$$

$$V = \frac{Q}{A} \text{ (equação da continuidade)}$$

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} I^{1/2} \text{ (equação 3.11)}$$

onde:

Q = vazão máxima admitida na sarjeta em m³/s;

n = coeficiente de rugosidade, função do tipo de revestimento da sarjeta de acordo com as tabelas 34 do Apêndice B;

A = área molhada da sarjeta, em m^2 ;

R = raio hidráulico, em m ;

I = declividade longitudinal da sarjeta, em m/m .

– Cálculo do comprimento crítico da sarjeta

O comprimento crítico da sarjeta será obtido igualando-se a descarga de contribuição (equação 3.10) com a capacidade máxima de vazão admitida pela sarjeta (equação 3.11).

O cálculo deste comprimento irá definir o espaçamento máximo entre as saídas d'água, condicionada pela capacidade máxima de sarjeta.

Pela equação 7,

$$Q = \frac{C \times i \times A}{36 \times 10^4}, \text{ mas } A = d \times L \text{ (Fig. 60)}$$

$$Q = \frac{C \times i \times d \times L}{36 \times 10^4}$$

onde:

d = comprimento crítico a determinar, em m ;

L = largura do implúvio, em m ;

Igualando as equações 7 e 8, temos:

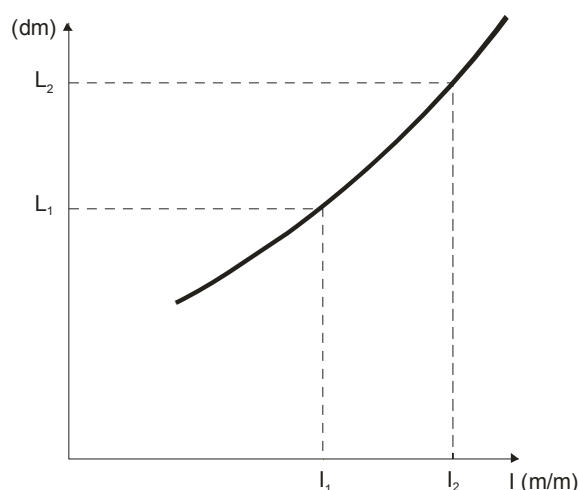
$$\frac{C \times i \times d \times L}{30 \times 10^4} = \frac{1}{n} AR^{2/3} I^{1/2}$$

$$d = 36 \times 10^4 \frac{AR^{2/3} I^{1/2}}{C \times i \times L \times n} \text{ (equação 3.12)}$$

Na equação 3.12, os valores de A , R , n são conhecidos, de acordo com a sarjeta projetada; os valores C , i , L são conhecidos em função da chuva de projeto, do tipo de revestimento da pista e das características geométricas da rodovia, ficando I , declividade longitudinal da sarjeta, como única variável ao longo do trecho estudado.

Pode-se assim elaborar a curva $d = f(I)$ (Fig. 67), que permite determinar o comprimento crítico da sarjeta em função da sua declividade longitudinal, que geralmente acompanha o greide da rodovia.

A curva $d = f(I)$ assume a seguinte forma:

Figura 67 - Comprimento crítico em função da declividade longitudinal - $d = f(l)$ 

– Verificação da velocidade de escoamento

A determinação do comprimento crítico está também condicionado à velocidade limite de erosão do material utilizado no revestimento da sarjeta, cujos valores são os da tabela 31 do Apêndice B.

Quando a velocidade de escoamento ultrapassar a máxima permissível, ou seja, a velocidade limite de erosão, que pode ser calculada de acordo com a equação da continuidade deve-se usar dissipadores de energia, conforme o item 3.10, ou reduzir o espaçamento entre saídas d'água. Com este procedimento, reduz-se a altura da lâmina d'água, de forma a obter a velocidade de escoamento abaixo dos valores críticos de erosão.

3.5 VALETA DO CANTEIRO CENTRAL

3.5.1 OBJETIVO E CARACTERÍSTICAS

Quando uma rodovia for projetada em pista dupla, isto é, onde as pistas são separadas por um canteiro central côncavo, torna-se necessário drená-lo superficialmente através de um dispositivo chamado de valeta do canteiro central. (Fig. 68).

Esta valeta tem como objetivo captar as águas provenientes das pistas e do próprio canteiro central e conduzi-las longitudinalmente até serem captadas por caixas coletoras de bueiros de greide.

3.5.2 ELEMENTOS DE PROJETO

As seções transversais das valetas do canteiro central são em geral de forma triangular cujas faces têm as declividades coincidentes com os taludes do canteiro.

Podem ser usadas seções de forma circular, tipo meia cana, e formas trapezoidal ou retangular, quando ocorrer a insuficiência hidráulica das seções de forma triangular ou meia cana.

Quanto ao revestimento da valeta do canteiro central, deve-se levar em conta a velocidade limite de erosão do material empregado, de acordo com a tabela 26 do Apêndice B. O revestimento vegetal, apesar do excelente desempenho como função estética, tem o inconveniente do alto custo de conservação.

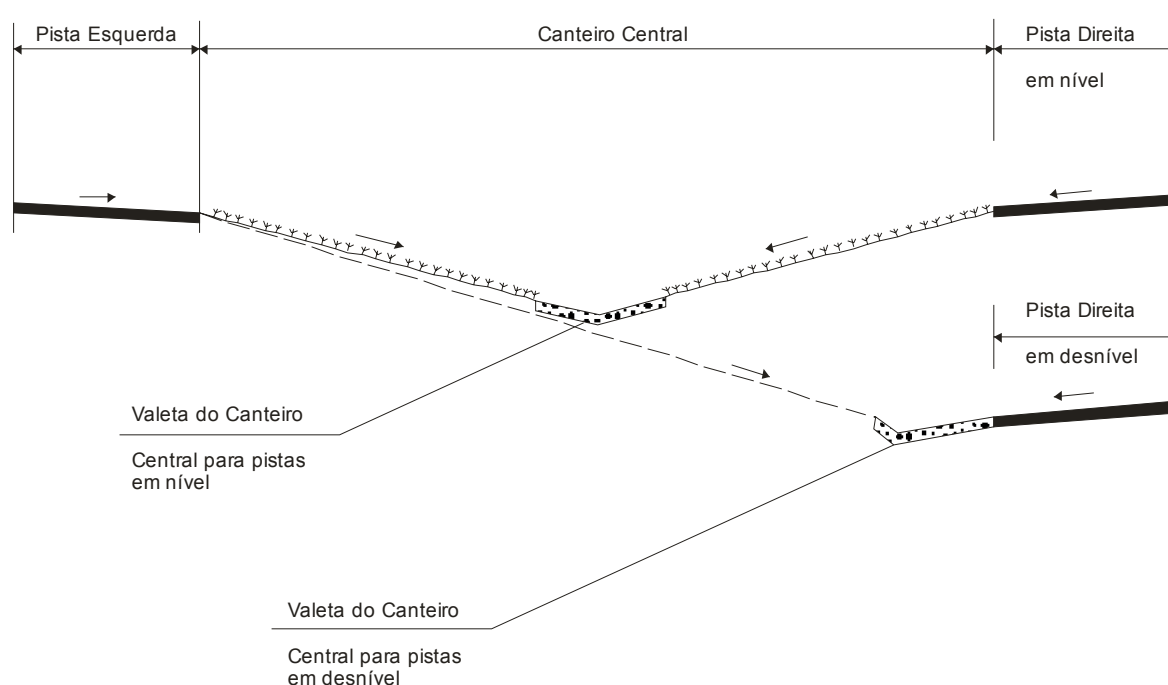
Valetas do canteiro central sem revestimento devem ser evitadas, a não ser em casos de canteiros muito largos e planos.

Na execução do revestimento das valetas do canteiro central devem ser obedecidas as Especificações de Serviço DNIT 018/2004. e demais recomendações feitas para a valeta de corte.

3.5.3 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

O dimensionamento hidráulico da valeta do canteiro central segue a mesma metodologia apresentada no item 2.4.3 para sarjeta de corte baseada na fórmula de Manning associada à equação de continuidade.

Figura 68 - Situações da valeta do canteiro central



O cálculo do comprimento crítico, que irá determinar o posicionamento das caixas coletoras, também segue a mesma metodologia apresentada para sarjeta de corte.

3.6 DESCIDAS D'ÁGUA

3.6.1 OBJETIVO E CARACTERÍSTICAS

As descidas d'água tem como objetivo conduzir as águas captadas por outros dispositivos de drenagem, pelos taludes de corte e aterro, conforme apresentado na Fig. 69.

Tratando-se de cortes, as descidas d'água têm como objetivo principal conduzir as águas das valetas quando atingem seu comprimento crítico, ou de pequenos talvegues, desaguando numa caixa coletora ou na sarjeta de corte.

No aterro, as descidas d'água conduzem as águas provenientes das sarjetas de aterro quando é atingido seu comprimento crítico, e, nos pontos baixos, através das saídas d'água, desaguando no terreno natural.

As descidas d'água também atendem, no caso de cortes e aterros, às valetas de banquetas quando é atingido seu comprimento crítico e em pontos baixos.

Não raramente, devido à necessidade de saída de bueiros elevados desaguando no talude do aterro, as descidas d'água são necessárias visando conduzir o fluxo pelo talude até o terreno natural.

Posicionam-se sobre os taludes dos cortes e aterros seguindo as suas declividades e também na interseção do talude de aterro com o terreno natural nos pontos de passagem de corte-aterro.

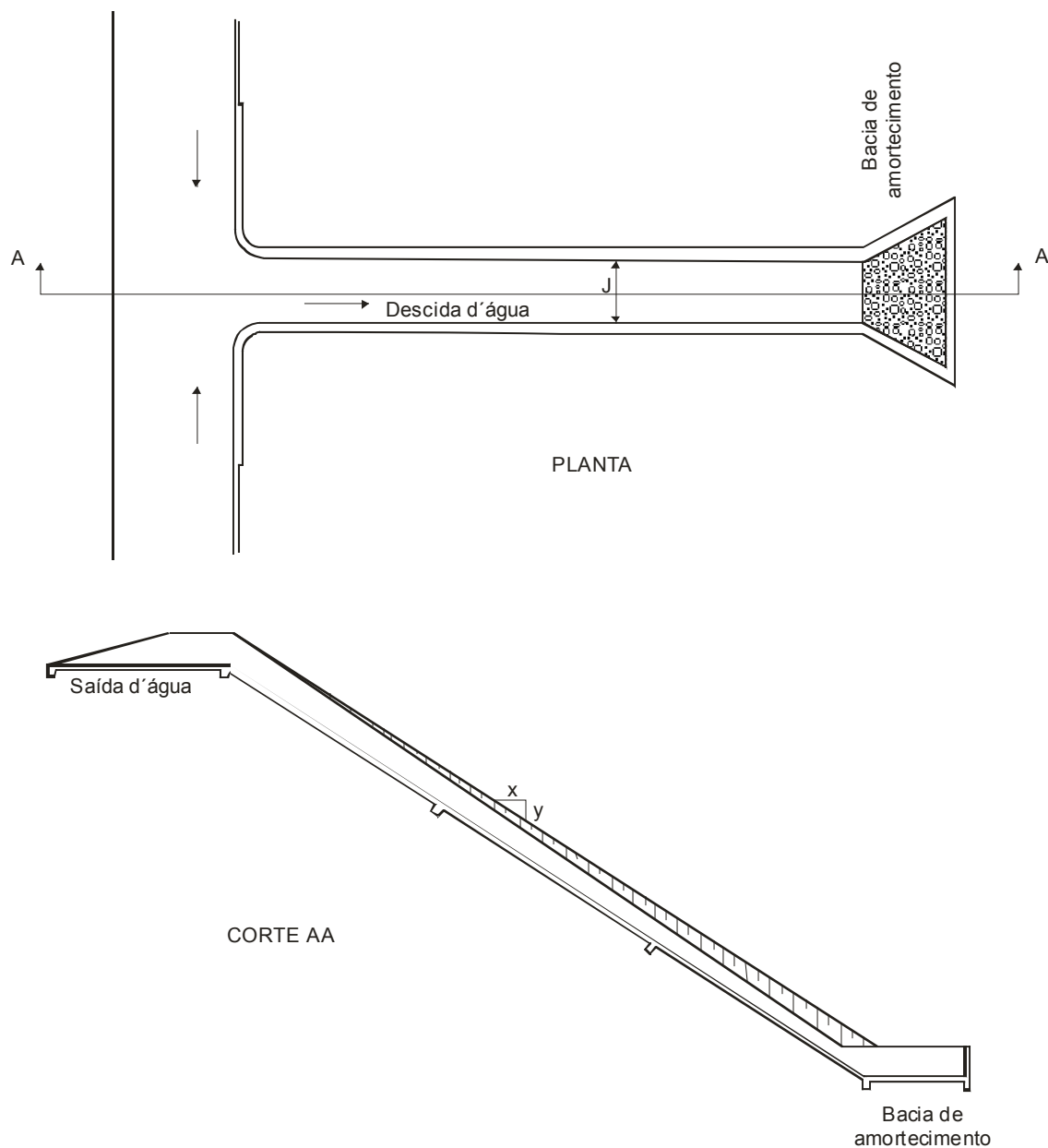
3.6.2 ELEMENTOS DE PROJETO

As descidas d'água podem ser do tipo rápido ou em degraus. A escolha entre um e outro tipo será função da velocidade limite do escoamento para que não provoque erosão, das características geotécnicas dos taludes, do terreno natural, da necessidade da quebra de energia do fluxo d'água e dos dispositivos de amortecimento na saída.

A análise técnica e econômica desse conjunto de fatores levará o projetista à escolha de uma descida do tipo rápido ou em degraus.

A descida d'água, por se localizar em um ponto bastante vulnerável na rodovia, principalmente nos aterros, requer que cuidados especiais sejam tomados para se evitar desníveis causados por caminhos preferenciais durante as chuvas intensas e conseqüentes erosões que podem levar ao colapso toda a estrutura.

Assim, deve ser previsto o confinamento da descida no talude de aterro, devidamente nivelada e protegida com o revestimento indicado para os taludes.

Figura 69 - Descida d'água tipo rápido

As descidas d'água podem ter a seção de vazão das seguintes formas:

- retangular, em calha tipo rápido ou em degraus;
- semicircular ou meia cana, de concreto ou metálica ;
- em tubos de concreto ou metálicos.

É desaconselhável a seção de concreto em módulos, pois a ação dinâmica do fluxo pode acarretar o descalçamento e o desjuntamento dos módulos, o que rapidamente atingiria o talude, o erodindo.

No caso da utilização de módulos, as peças deverão ser assentadas sobre berço previamente construídos.

Quanto à execução, as descidas retangulares podem ser executadas no local com formas de madeira, em calha ou degraus.

Para o detalhamento dos projetos de execução deverão ser seguidas as Especificações de Serviço DNIT 021/2004 .

3.6.3 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

O dimensionamento hidráulico consiste em calcular as dimensões da descida d'água de forma que esta possa conduzir ao deságüe seguro a vazão a ela destinada por outros dispositivos de drenagem superficial.

O dimensionamento pode ser feito por dois métodos, a saber:

Pela fórmula empírica, baseada em experiências de laboratório, ou através da teoria hidráulica do movimento uniformemente variado.

A escolha do método depende da precisão que se queira dar aos cálculos. Evidentemente, o segundo método é mais preciso, embora o primeiro possa ser considerado satisfatório para obras de repercussão econômica menos significativa.

Método I

Neste caso, o dimensionamento pode ser feito através da expressão empírica seguinte, fixando-se o valor da largura (L) e determinando-se o valor da altura (H).

$$Q = 2,07 \times L^{0,9} \times H^{1,6}$$

onde:

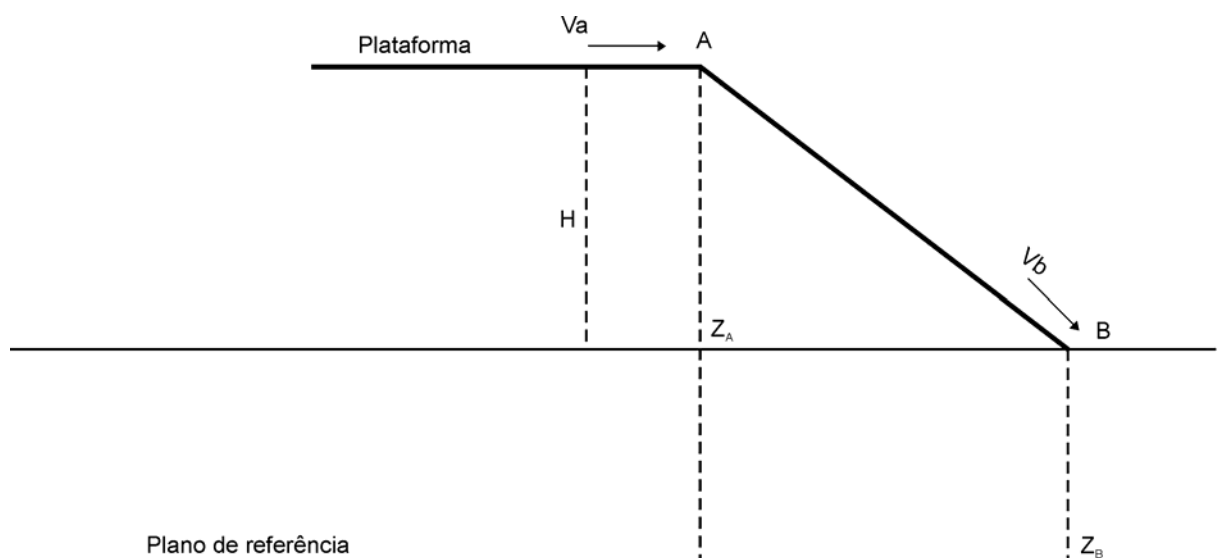
Q = Descarga de projeto a ser conduzida pela descida d'água, em m³/s;

L = Largura da descida d'água, em m;

H = altura média das paredes laterais da descida, em m.

– Cálculo da velocidade da água no pé da descida.

Considerando a Fig.70 , que representa o talude de uma seção em aterro, vê-se que:

Figura 70 - Elementos para cálculo da velocidade d'água no pé da descida

O teorema de Bernoulli, aplicado às seções A e B, fornece:

$$Z + P + \frac{V^2}{2g} = \text{cte}$$

$$Z_A + P_A + \frac{V_A^2}{2g} = Z_B + P_B + \frac{V_B^2}{2g}$$

como $P_A = P_B$ = pressão atmosférica e $Z_A = Z_B + H$, têm-se:

$$V_b = \sqrt{V_a^2 + 2gH}$$

Para efeito de cálculo, considera-se V_a igual à velocidade da água na sarjeta. Como essa velocidade V_a é teoricamente igual à velocidade da água na sarjeta de aterro, esta sofre uma sensível redução quando o fluxo passa pela saída d'água, em virtude principalmente do aumento da seção de vazão.

Na prática, desconsidera-se o valor de V_a e a expressão anteriormente citada toma a forma:

$$V_b = \sqrt{2gh}$$

O objetivo da determinação da velocidade no pé da descida d'água é o dimensionamento da bacia de amortecimento e/ou dissipadores de energia, função evidentemente da velocidade limite de erosão do material de que será construída a descida.

A velocidade teórica calculada acima conduz a valores acima dos valores reais.

Havendo necessidade de um cálculo mais preciso deve-se optar pelo segundo método.

Método II

Este método consiste em determinar o perfil da linha d'água ou a curva de profundidade da água ao longo da descida, considerando o fluxo gradualmente variado.

Os cálculos são executados por etapas, dividindo-se a descida em curtas seções, determinando-se em cada seção a profundidade do líquido, a velocidade e a distância à origem.

A Fig. 71, ilustra uma seção curta de uma descida de comprimento Δx . Aplicando-se o Teorema de Bernoulli às seções extremas (seção 1 e 2), tem-se:

$$I_o \times \Delta x + y_1 + \alpha_1 \frac{V^2}{2g} = y_2 + \alpha_2 \frac{V^2}{2g} + I_f \times \Delta x$$

isolando Δx :

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{I_o - I_f} = \frac{\Delta E}{I_o - I_f} \quad (\text{equação 3.13})$$

onde:

E é a energia específica, e admitindo-se que $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha$

$$E = y + \alpha \frac{V^2}{2g}$$

Nas equações acima y é a profundidade do fluxo, V é a velocidade média, α é o coeficiente de energia, I_o é a declividade do fundo e I_f é a declividade da linha de energia.

Usando-se a fórmula de Manning, a declividade da linha de energia ou declividade de atrito é expressa por:

$$I_f = \frac{n^2 V^2}{R^{3/4}} \quad (\text{equação 3.14})$$

O método é baseado na equação 3.13 e os passos de cálculo são a seguir expostos:

– Determinação do regime do fluxo

A determinação do regime do fluxo é um fator importante, pois se o regime for subcrítico o cálculo por etapas deve ser conduzido para montante, se o regime for supercrítico deve ser conduzido para jusante.

Os cálculos conduzidos na direção errada tendem inevitavelmente a conduzir a resultado divergente do perfil do fluxo.

– Determinação da profundidade crítica

Para descidas d'água retangulares a profundidade crítica será determinada pela expressão:

$$Y_c = 0,467 \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b}}$$

onde:

y = profundidade crítica, em m;

Q = vazão, em m³/s;

b = largura da descida d'água, em m.

Para descidas d'água circulares a profundidade crítica será determinada da seguinte forma:

Determinar o fator de seção:

$$Z = \frac{Q}{\sqrt{g}}$$

$$\frac{Z}{d_o^{2,5}} = W$$

onde :

d_o - é o diâmetro da seção circular. Com o valor de W, retira-se da tabela 38 do Apêndice C o valor de y/d_o determinando-se assim o valor de y crítico.

– Determinação da profundidade normal

Para descidas d'água com seção retangular, a profundidade normal do regime uniforme pode ser calculada por tentativas, pela aplicação da fórmula de Manning associada à equação da continuidade.

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I_o^{1/2} \text{ (Manning)}$$

$$V = \frac{Q}{A} \text{ (continuidade)}$$

Sendo:

$$A = L \times y_n \text{ e } P = L + 2y_n$$

$$R = \frac{L \times y_n}{L + 2y_n}$$

tem-se:

$$y_n = \left(\frac{L \times y_n}{L + 2y_n} \right)^{2/3} = \frac{Q \times n}{I_o^{1/2} \times L}$$

onde:

y_n = profundidade normal, em m;

L = largura da descida, em m;

Q = vazão de escoamento, em m^3/s ;

n = coeficiente de rugosidade de Manning, adimensional ;

I_o = declividade do fundo, em m/m.

Para descidas d'água de seção circular a profundidade normal pode ser determinada também pela aplicação da fórmula de Manning associada à equação da continuidade.

$$AR^{2/3} = \frac{n \times Q}{I_o^{1/2}}$$

Dividido por $d_o^{8/3}$,

$$\frac{AR^{2/3}}{d_o^{8/5}} = t$$

Com o valor de t , retira-se da tabela 38 do Apêndice C o valor de y/d_o determinando-se assim o valor de y_n .

– Determinação do perfil da linha d'água ou curva de profundidade

Para a condução dos cálculos organiza-se a seguinte tabela:

Tabela 37 - Parâmetros para determinação do perfil da linha d'água

Q=		n=		I_o=		α=		Y_c=		Y_n=		
Y	A	R	$R^{2/3}$	V	$\alpha V^2/2g$	E	ΔE	If	$\bar{I}f$	$I_o - \bar{I}f$	ΔX	X
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
Y_1	A_1	R_1	$R_1^{4/3}$	V_1	$(\alpha V^2/2g)_1$	E_1	-	I_{f1}	-	-	-	-
Y_2	A_2	R_2	$R_2^{4/3}$	V_2	$(\alpha V^2/2g)_2$	E_2	ΔE_1	I_{f2}	$\bar{I}f_1$	$(I_o - \bar{I}f)_1$	ΔX_1	X_1
Y_n	A_n	R_n	$R_n^{4/3}$	V_n	$(\alpha V^2/2g)_n$	E_n	ΔE_n	I_{fn}	$\bar{I}f_n$	$(I_o - \bar{I}f)_n$	ΔX_n	X_n

onde:

Col 1 - Profundidade do fluxo, em m, valores arbitrários;

Col 2 - Área molhada, em m^2 , correspondente à profundidade y ;

Col 3 - Raio hidráulico, em m;

Col 4 - Potência a $4/3$ do raio hidráulico;

Col 5 - Velocidade média, em m/s, obtida dividindo a vazão (Q), pela área molhada (A) da coluna 2;

Col 6 - Carga da velocidade, em m;

Col 7 - Energia específica em m, obtida somando-se a carga de velocidade (coluna 6) à profundidade do fluxo (coluna 1);

Col 8 - Variação da energia específica, em m, obtida pela diferença entre o valor da coluna 7 da mesma linha e da linha anterior;

Col 9 - Declividade da linha de energia calculada pela equação 3.14, em m/m, com o valor de n e os valores calculados nas colunas 4 e 5;

Col 10 - Média aritmética da declividade da linha de energia, em m/m, obtida pela média dos valores da coluna 9 da mesma linha e da linha anterior;

Col 11 - Diferença entre a declividade do fundo (I_0), e a declividade média da linha de energia, em m/m;

Col 12 - Distância entre duas seções consecutivas de profundidade Y_n , e Y_{n-1} , em m, calculada pela equação 3.13 ou pela divisão do valor de ΔE , da coluna 8, pelo valor da coluna 11;

Col 13 - Distância de cada seção estudada à origem, em m; este valor é obtido acumulando-se os valores da coluna 12.

Desta forma, é calculado o perfil hidráulico do fluxo na descida d'água e, conseqüentemente, a velocidade em cada seção. Pode-se também traçar a curva de profundidade do líquido, que terá o aspecto mostrado na Fig. 72.

Convém observar que, no caso das descidas d'água, as declividades são sempre altas, isto é, a profundidade crítica Y_c é maior que a profundidade normal Y_n . Isso significa que a seção de controle está na entrada e conseqüentemente a água entrará na descida na profundidade crítica. Posteriormente o fluxo estará a uma profundidade menor que Y_c , mas maior que Y_n e tendendo para este valor. O aspecto do fluxo é como indicado na Fig. 73.

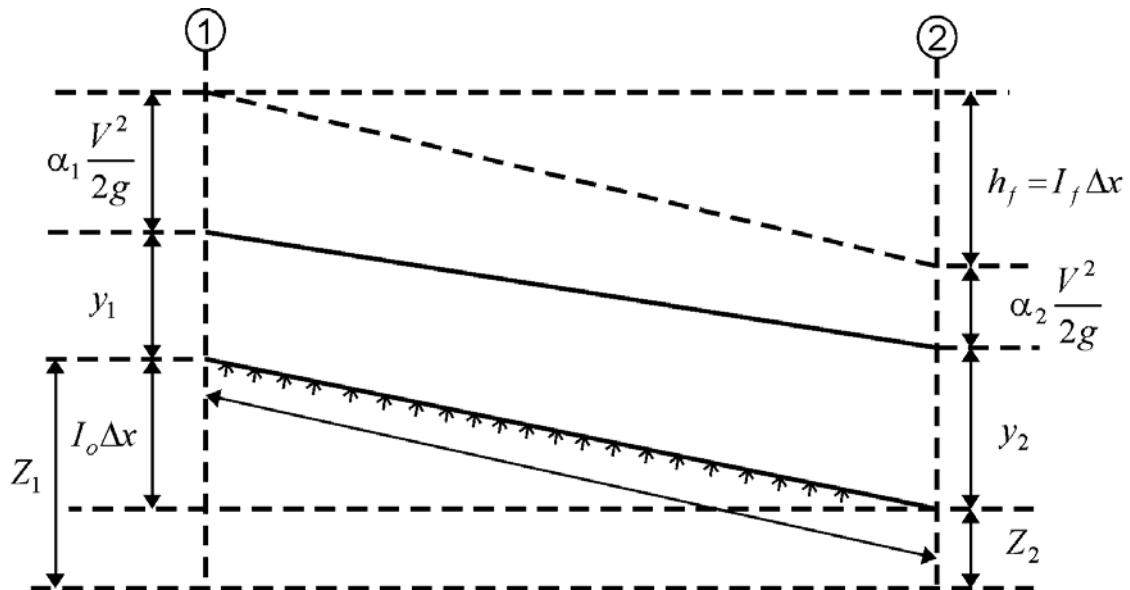
Figura 71 - Seção curta de uma descida de comprimento Δx 

Figura 72 - Curvas de profundidade e velocidade do líquido

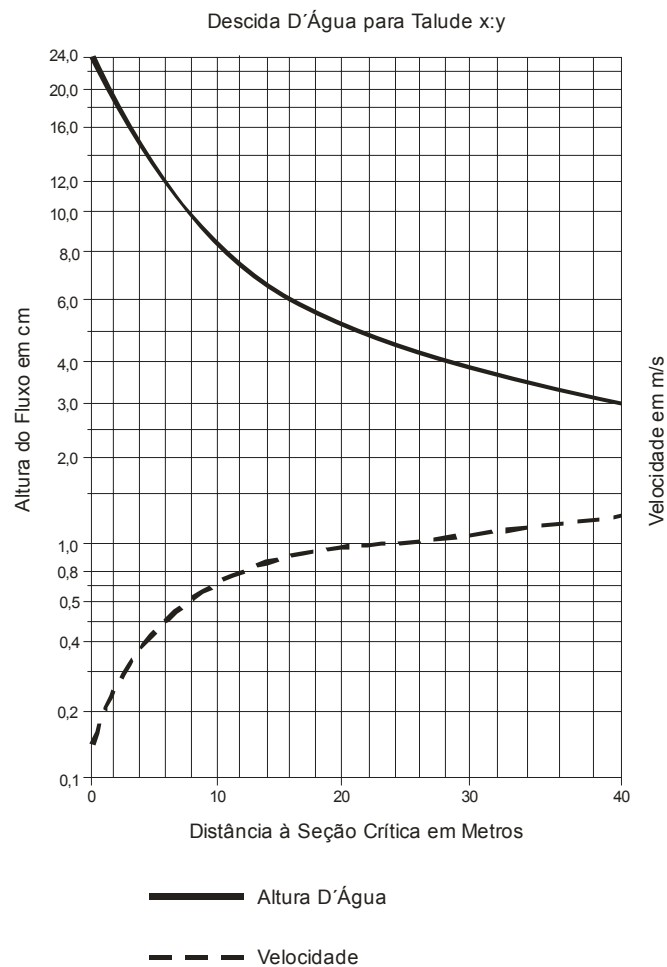
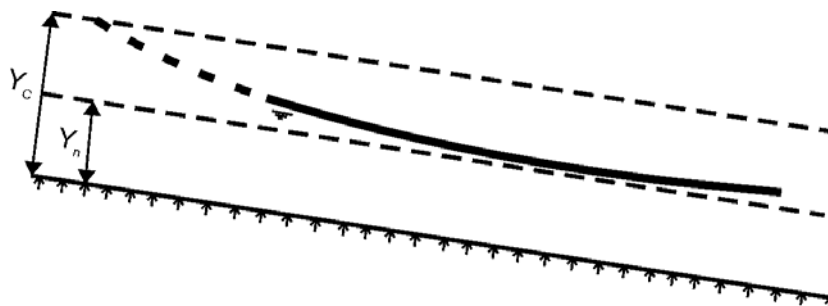


Figura 73 - Perfil do fluxo em descida d'água

3.7 SAÍDAS D'ÁGUA

3.7.1 OBJETIVO E CARACTERÍSTICAS

As saídas d'água, nos meios rodoviários também denominados de entradas d'água, são dispositivos destinados a conduzir as águas coletadas pelas sarjetas de aterro lançando-as nas descidas d'água. São, portanto, dispositivos de transição entre as sarjetas de aterro e as descidas d'água.

Localizam-se na borda da plataforma, junto aos acostamentos ou em alargamentos próprios para sua execução, nos pontos onde é atingido o comprimento crítico da sarjeta, nos pontos baixos das curvas verticais côncavas, junto às pontes, pontilhões e viadutos e, algumas vezes, nos pontos de passagem de corte para aterro.

3.7.2 ELEMENTOS DE PROJETO

As saídas d'água devem ter uma seção tal que permita uma rápida captação das águas que escoam pela borda da plataforma conduzindo-as às descidas d'água.

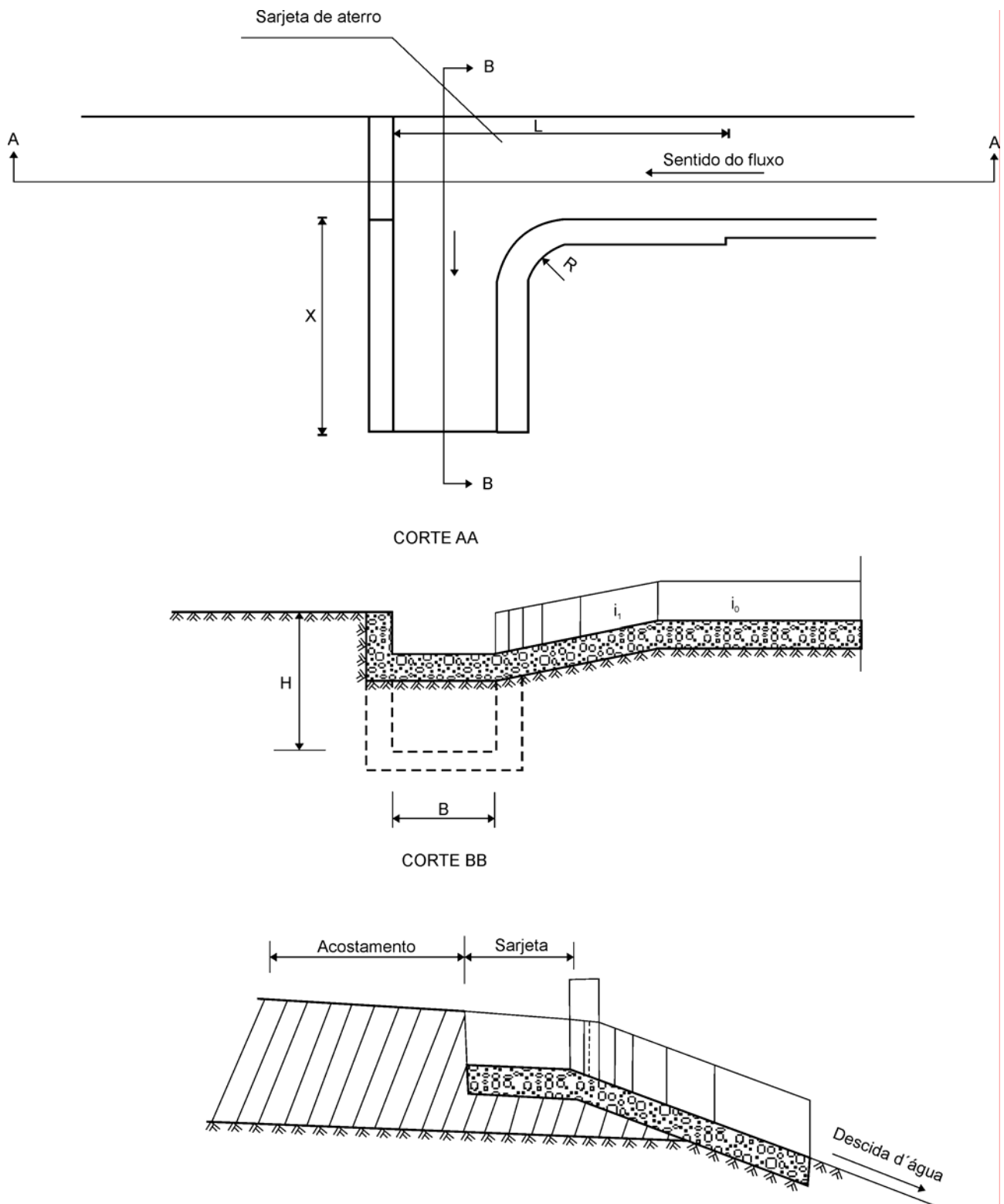
O rebaixamento gradativo da seção, conforme mostrado nas Fig. 74 e 75, é um método eficiente de captação. O rebaixamento da borda deve ser controlado com rigor, e considerado nas notas de serviço de pavimentação.

Considerando sua localização, as saídas d'água devem ser projetadas obedecendo aos seguintes critérios:

a) Greide em rampa

Neste caso, o fluxo d'água se realiza num único sentido, como esquematicamente se mostra na Fig. 74.

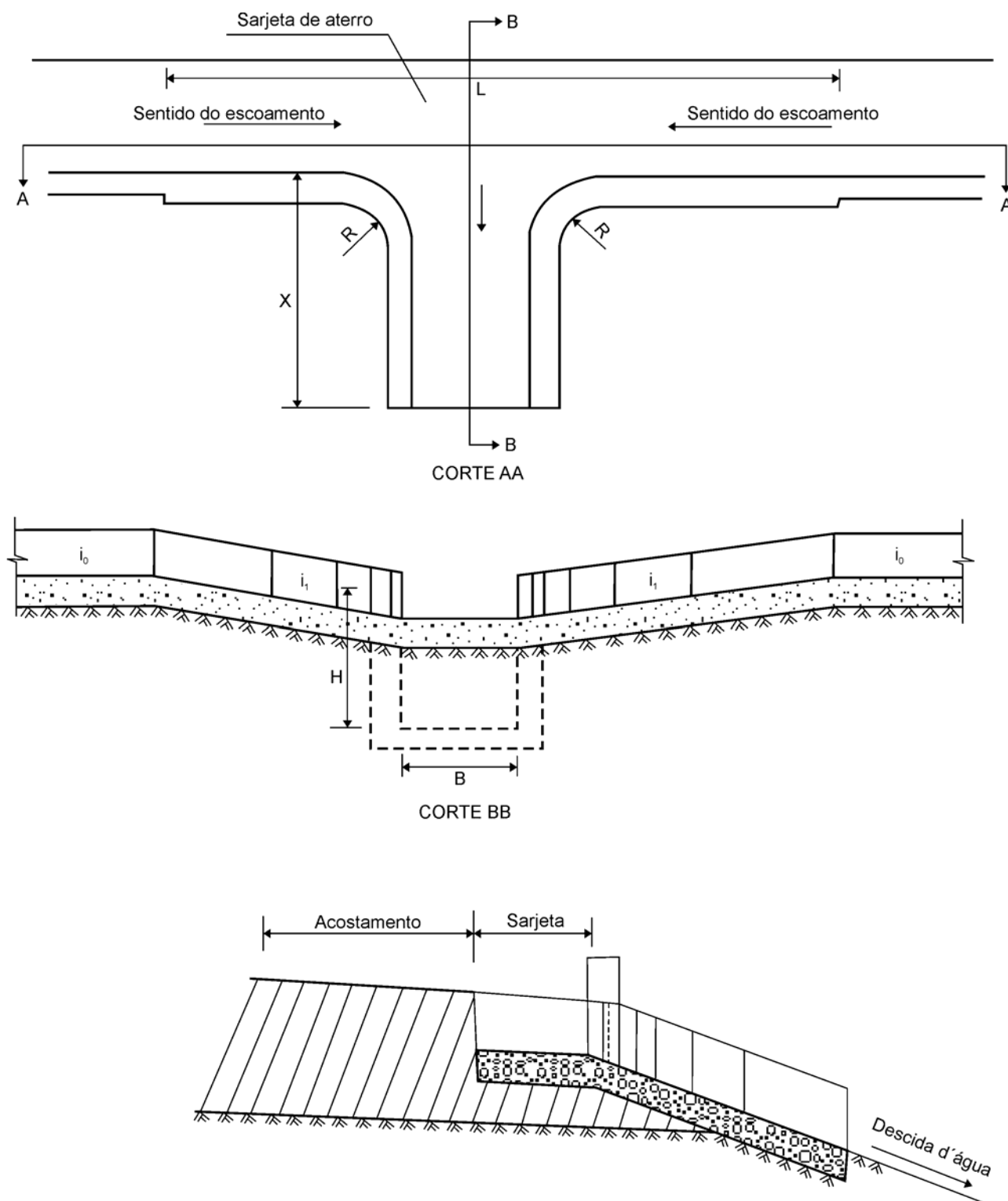
Figura 74 - Saída d'água de greide em rampa



b) Curva vertical côncava (ponto baixo)

Neste caso o fluxo d'água se dá nos dois sentidos, convergindo para um ponto baixo, como esquematicamente é mostrado na Fig. 75.

Figura 75 - Saída d'água de curva vertical côncava



Para maiores detalhes sobre a seção das saídas d'água, devem ser consultados os projetos tipo do DNIT.

Quanto ao revestimento, as saídas d'água podem ser de concreto com superfície lisa ou de chapas metálicas.

As saídas d'água de concreto são executadas no local conjuntamente com as descidas d'água. As chapas metálicas são moldadas no canteiro de obra e fixadas no local, através de chumbadores.

Para maiores esclarecimentos deverão ser seguidas as Especificações de Serviço DNIT 021/2004 .

3.7.3 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

O dimensionamento hidráulico da saída d'água consiste em determinar a largura da entrada de forma a conduzir, sem turbulências, toda a água proveniente das sarjetas até as respectivas descidas d'água.

O valor de L (Figs. 74 e 75), largura da saída, ou seja, correspondente à abertura da sarjeta, é dado pela fórmula:

$$L = \frac{Q}{K \times Y \times \sqrt{g \times Y}}$$

onde:

L = comprimento da abertura na sarjeta ou largura da saída d'água, de modo a interceptar todo o seu fluxo (m);

Q = descarga afluyente pela sarjeta (m³/s);

g = aceleração da gravidade (m/s²);

y = altura do fluxo na sarjeta (m);

K = coeficiente, função da declividade, tomado igual a 0,20 para declividades da sarjeta entre 2% e 5% (adimensional).

A determinação dos demais elementos constituintes da saída d'água pode ser feita como se segue, conhecidas "a priori" a largura B e a altura H da descida d'água:

- O espaçamento entre o alinhamento da sarjeta e o início da descida, X, deve ser igual a 2,5 vezes a largura da descida d'água, B (Fig. 74 e 75);
- O raio da curva da concordância entre a saída d'água e a descida d'água deve ser igual a altura H da descida;

- O valor mínimo recomendado para a largura da saída d'água é de 7 vezes a largura B da descida d'água.

3.8 CAIXAS COLETORAS

3.8.1 OBJETIVO E CARACTERÍSTICAS

As caixas coletoras têm como objetivos principais:

- Coletar as águas provenientes das sarjetas e que se destinam aos bueiros de greide;
- Coletar as águas provenientes de áreas situadas a montante de bueiros de transposição de talvegues, permitindo sua construção abaixo do terreno natural;
- Coletar as águas provenientes das descidas d'água de cortes, conduzindo-as ao dispositivo de deságüe seguro;
- Permitir a inspeção dos condutos que por elas passam, com o objetivo de verificação de sua funcionalidade e eficiência;
- Possibilitar mudanças de dimensão de bueiros, de sua declividade e direção, ou ainda quando a um mesmo local concorre mais de um bueiro.

3.8.2 ELEMENTOS DE PROJETO

As caixas coletoras, quanto à sua função, podem ser: caixas coletoras, caixas de inspeção ou caixas de passagem e, quanto ao fechamento, podem ser com tampa ou abertas.

As caixas coletoras localizam-se:

- Nas extremidades dos comprimentos críticos das sarjetas de corte, conduzindo as águas para o bueiro de greide ou coletor longitudinal, que as levará para o deságüe apropriado.
- Nos pontos de passagem de cortes para aterros, coletando as águas das sarjetas de modo a conduzi-las para o bueiro, nos casos em que as águas ao atingir o terreno natural possam provocar erosões;
- Nas extremidades das descidas d'água de corte, quando se torna necessária a condução das águas desses dispositivos para fora do corte sem a utilização das sarjetas;
- No terreno natural, junto ao pé do aterro, quando se deseja construir um bueiro de transposição de talvegues abaixo da cota do terreno, sendo, portanto, inaplicável a boca convencional;

- Nos canteiros centrais das rodovias com pista dupla;
- Em qualquer lugar onde se torne necessário captar as águas superficiais, transferindo-as para bueiros.

As caixas de passagem localizam-se:

- Onde houver necessidade de mudanças de dimensão, declividade, direção ou cotas de instalação de um bueiro;
- Nos lugares para os quais concorra mais de um bueiro.

As caixas de inspeção localizam-se:

- Nos locais destinados a vistoriar os condutos construídos tendo em vista verificar sua eficiência hidráulica e seu estado de conservação.
- Nos trechos com drenos profundos com o objetivo de vistoriar seu funcionamento.

As caixas com tampa, em forma de grelha, são indicadas quando tem a finalidade coletora, sendo localizadas em pontos que possam afetar a segurança do tráfego ou se destinem a coletar águas contendo sólidos em volume apreciável e que possam obstruir os bueiros ou coletores.

As caixas com tampa removível são indicadas quando têm a finalidade de inspeção e de passagem.

As caixas abertas são indicadas quando têm finalidade coletora e localizam-se em pontos que não comprometam a segurança do tráfego.

A seção tipo das caixas coletoras deverá obedecer aos projetos tipos do DNIT onde são indicadas as dimensões e detalhes das tampas.

Para a execução das caixas deverão ser seguidas as Especificações de Serviço DNIT 026/2004 .

3.8.3 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

Embora as dimensões das caixas coletoras sejam fixadas pelas dimensões dos dispositivos para os quais estão indicadas como coletora de passagem ou inspeção, pode-se determinar a área transversal útil das caixas pela fórmula dos orifícios:

$$A = 0,226 \frac{Q}{C\sqrt{H}}$$

onde:

A = Área útil da caixa, em m²;

Q = Vazão a captar, em m³/s;

H = Altura do fluxo, em m;

C = Coeficiente de vazão, a ser tomado igual a 0,60.

A profundidade das caixas será determinada pelas cotas de instalação dos condutos que delas partem ou chegam.

3.9 BUEIROS DE GREIDE

3.9.1 OBJETIVO E CARACTERÍSTICAS

Os bueiros de greide são dispositivos destinados a conduzir para locais de deságue seguro as águas captadas pelas caixas coletoras (Figs. 76 e 77).

Localizam-se nos seguintes pontos:

- Nas extremidades dos comprimentos críticos das sarjetas de corte em seção mista ou quando, em seção de corte for possível o lançamento da água coletada através de janela de corte. Nas seções em corte , quando não for possível o aumento da capacidade da sarjeta ou a utilização de abertura de janela no corte a jusante, projeta-se um bueiro de greide longitudinalmente à pista até o ponto de passagem de corte-aterro.
- Nos pés das descidas d'água dos cortes, recebendo as águas das valetas de proteção de corte e/ou valetas de banquetas, captadas através de caixas coletoras.
- Nos pontos de passagem de corte-aterro, evitando-se que as águas provenientes das sarjetas de corte deságuem no terreno natural com possibilidade de erodi-lo.
- Nas rodovias de pista dupla, conduzindo ao deságue as águas coletadas dos dispositivos de drenagem do canteiro central.

Os bueiros de greide podem ser implantados transversal ou longitudinalmente ao eixo da rodovia, com alturas de recobrimento atendendo à resistência de compressão estabelecida para as diversas classes de tubo pela NBR-9794 da ABNT.

3.9.2 ELEMENTOS DE PROJETO

Os elementos constituintes de um bueiro de greide são;

- Caixas coletoras;
- Corpo;
- Boca.

As caixas coletoras poderão ser construídas de um lado da pista, dos dois lados da pista e ainda no canteiro central. As caixas coletoras que atendem aos bueiros de greide, por estarem posicionadas próximo às pistas, são geralmente dotadas de tampa em forma de grelha.

O corpo do bueiro de greide é constituído em geral de tubos de concreto armado ou metálicos, obedecendo às mesmas considerações formuladas para os bueiros de transposição de talvegues.

A boca será construída à jusante, ao nível do terreno ou no talude de aterro, sendo neste caso necessário construir uma descida d'água geralmente dotada de bacia de amortecimento.

Para a execução de bueiros de concreto devem ser seguidas as Especificações de Serviço DNIT 023/2004. .

3.9.3 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

Para o dimensionamento hidráulico dos bueiros de greide devem ser obedecidas as seguintes recomendações:

- A descarga de projeto deverá ser obtida pela soma das descargas das obras de drenagem superficial afluentes às caixas coletoras ou pelo levantamento da bacia de contribuição ao bueiro de greide, aplicando-se o método de cálculo de descarga mais conveniente, fixando-se o tempo de recorrência, função do vulto econômico da obra.
- O bueiro de greide deve ser, sempre que possível, dimensionado sem carga hidráulica a montante, embora em ocasiões especiais possa ser dimensionado com carga hidráulica a montante, observando-se sempre, com muito rigor, a cota máxima do nível d'água a montante, função da altura da caixa coletora e policiando-se sempre a velocidade do fluxo a jusante.
- Tendo em vista maior facilidade de limpeza, o diâmetro mínimo a adotar para o bueiro de greide é de 0,80m.

Figura 76 - Esquema completo de um bueiro de greide em aterro

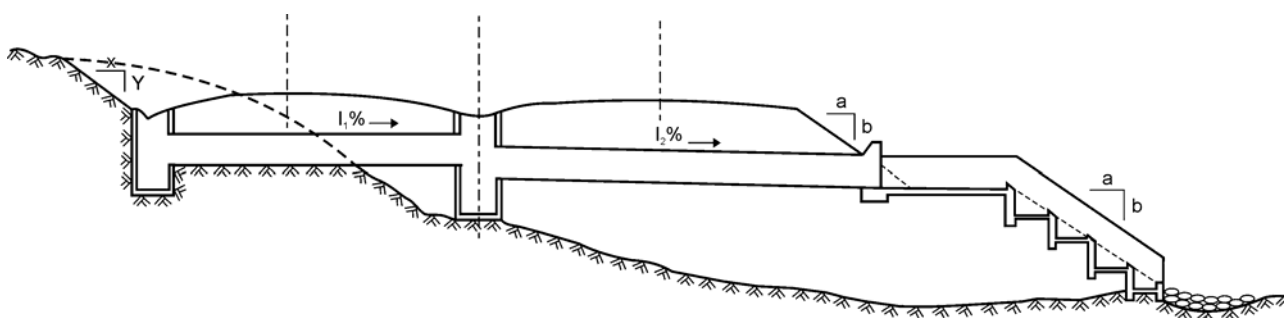
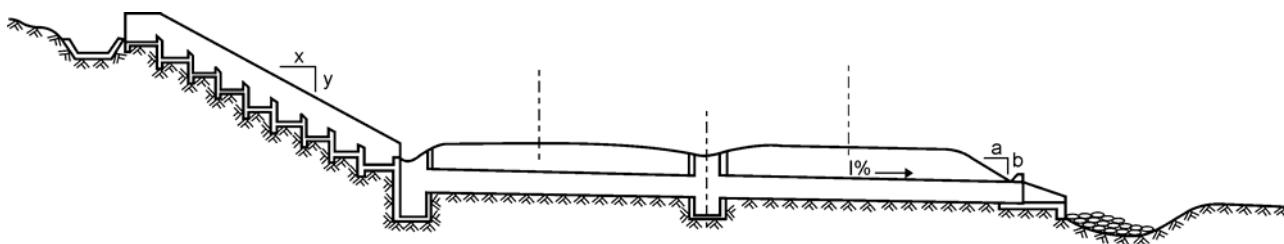


Figura 77 - Esquema completo de um bueiro de greide em corte

3.10 DISSIPADORES DE ENERGIA

Dissipadores de energia, como o nome indica, são dispositivos destinados a dissipar energia do fluxo d'água, reduzindo conseqüentemente sua velocidade, quer no escoamento através do dispositivo de drenagem, quer no deságue para o terreno natural.

Os dissipadores de energia classificam-se em dois grupos:

- Dissipadores localizados
- Dissipadores contínuos

3.10.1 BACIAS DE AMORTECIMENTO

Objetivo e características

As bacias de amortecimento, ou dissipadores localizados, são obras de drenagem destinadas, mediante a dissipação de energia, a diminuir a velocidade da água quando esta passa de um dispositivo de drenagem superficial qualquer para o terreno natural, de modo a evitar o fenômeno da erosão.

As bacias de amortecimento serão instaladas de um modo geral nos seguintes locais:

- No pé das descidas d'água nos aterros;
- Na boca de jusante dos bueiros;
- Na saída das sarjetas de corte, nos pontos de passagem de corte-aterro.

Elementos de projeto

O projeto das bacias de amortecimento deve seguir os projetos tipos do DNIT.

Quanto à construção, devem ser seguidas as especificações de serviço DNIT 022/2006 .

Dimensionamento hidráulico

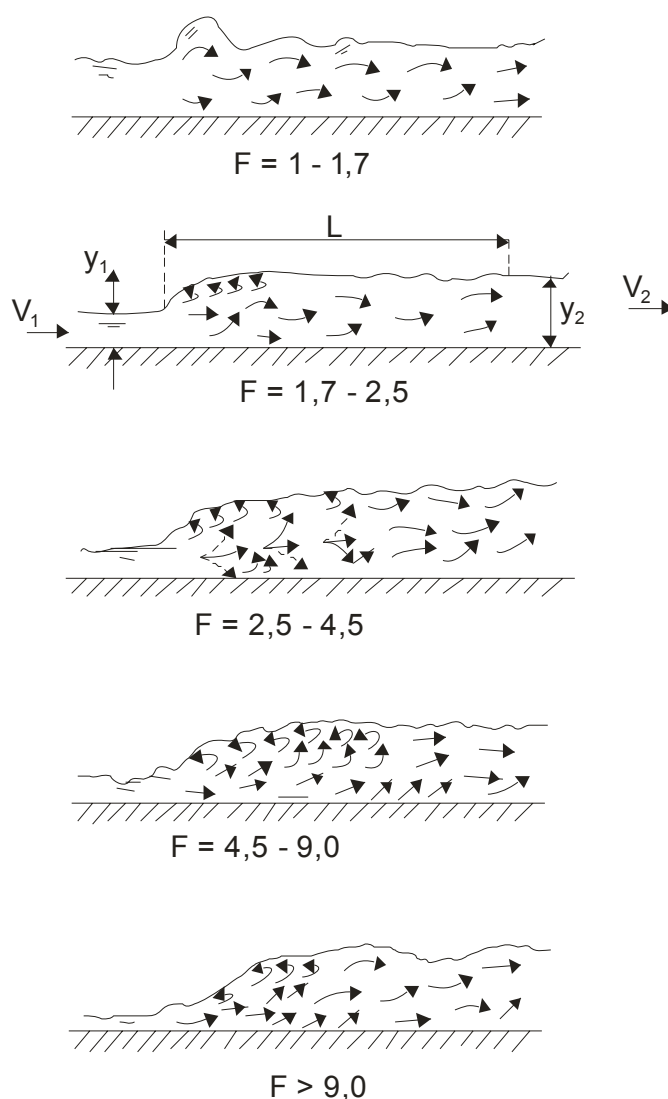
O dimensionamento hidráulico será função da velocidade de escoamento d'água a montante e da altura do fluxo afluente.

Segundo experiências elaboradas pelo Bureau of Reclamation – USA, o ressalto hidráulico que ocorre na bacia de amortecimento é função da variação do número de Froude. E a determinação deste ressalto hidráulico permitirá o dimensionamento do dispositivo (Fig.78).

Para o número de Froude até 1,7, não há necessidade de preocupações, pois haverá apenas pequena turbulência superfície da água.

Para o número de Froude entre 1,7 e 2,5 e entre 4,5 e 9,0 o efeito amortecedor para o ressalto que se forma pode ser feito através de uma bacia de amortecimento horizontal lisa de concreto, calculada através de experiências do BPR.

Figura 78 - Número de Froude



Calcula-se o número de Froude pela expressão:

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \times Y_1}}$$

onde :

F_1 = Número de Froude;

V_1 = velocidade do fluxo afluente à bacia, em m/s ;

Y_1 = altura do fluxo afluente à bacia, em m;

g = aceleração da gravidade, em m/s^2 ;

A equação que determina a altura do fluxo na saída da bacia de amortecimento, após do ressalto, é:

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} \right) - 1$$

onde :

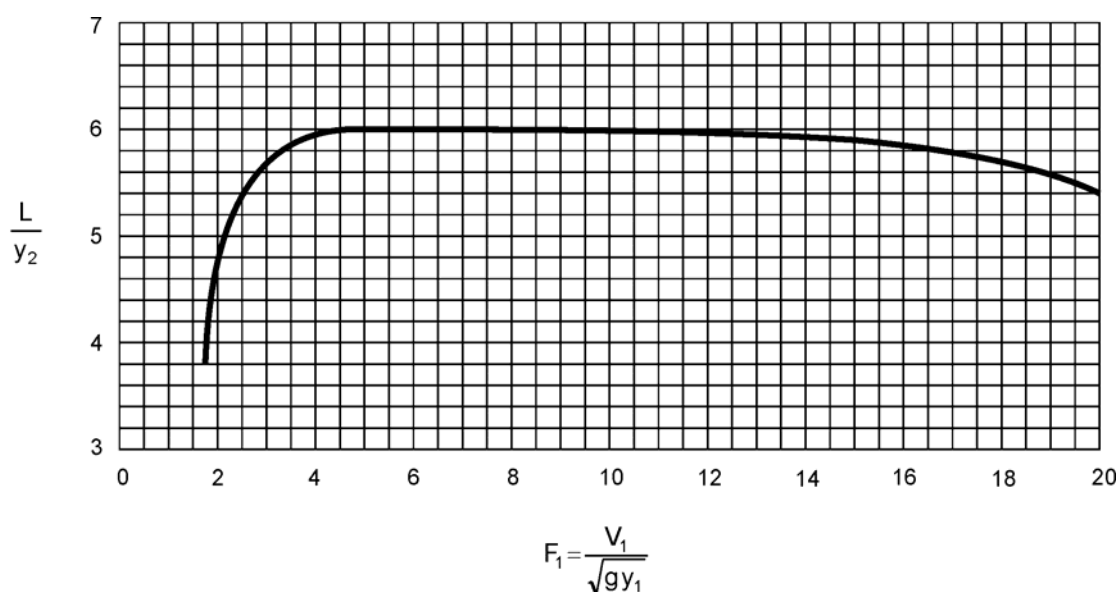
Y_2 = Altura do fluxo na saída, em m;

Y_1 e F_1 = como descrito acima.

Calculado o número de Froude e determinada a altura do fluxo afluente (ver item 2.7 Descidas d'Água), calcula-se o valor de Y_2 pela equação acima.

A longitude do ressalto, e, por conseguinte o comprimento da bacia de amortecimento, pode ser determinada pelo gráfico da Fig. 78, baseado em experiências de laboratório do BPR.

Figura 79 - Curva para levantamento do comprimento do ressalto



Entrando-se no gráfico com o valor do número de Froude determina-se o valor de L/Y_2 , onde:

Y_2 = altura do fluxo na saída, em m;

L = comprimento do ressalto, em m.

A altura da parede da bacia de amortecimento pode ser determinada através da expressão:

$$H = Y_2' + Z$$

onde:

H = Altura da parede, em m;

$$Y_2' = \left(1,10 - \frac{F_1}{120}\right) \times Y_2$$

$$Z = \frac{Y_2'}{3}$$

Para o número de Froude até 17, devem ser usadas bacias de amortecimento com guarnições, cunhas e dentes, que são deflectores que produzem o efeito estabilizador no ressalto.

Nesse caso, podem ser usadas as seguintes fórmulas:

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}}$$

$$Y^2 = \frac{Y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} \right) - 1$$

$$Y_2' = \left(1,10 - \frac{F_1^2}{120}\right) \times Y_2, \text{ para } F_1 = 1,7 \text{ a } 5,5$$

$$Y_2' = 0,85 \times Y^2, \text{ para } F_1 = 5,5 \text{ a } 11$$

$$Y_2' = \left(100 - \frac{F_1^2}{800}\right) \times Y_2, \text{ para } F_1 = 11 \text{ a } 17$$

$$H = Z + Y_2'$$

$$L = \frac{4,5 \times Y_2'}{F_1 \times 0,38}$$

$$Z = \frac{Y_2'}{3}$$

$$C = 0,07 Y_2'$$

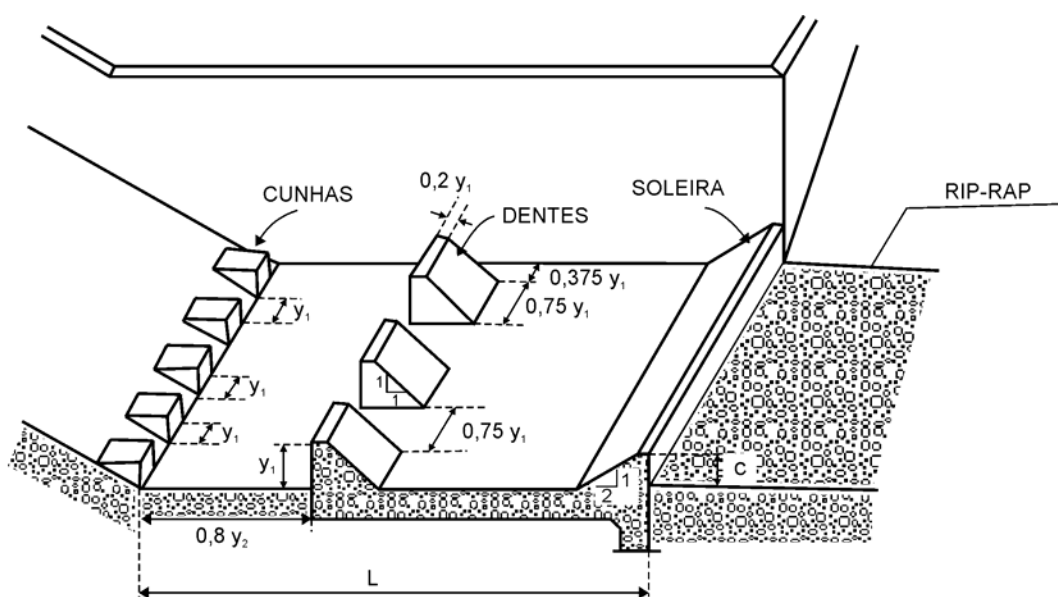
onde:

F_1 , V_1 , Y_1 , g , Y_2 , H e L , foram definidos anteriormente;

C = Altura da soleira, ver Fig. 80.

Os demais valores e melhores esclarecimentos podem ser identificados na Fig. 80.

Figura 80 - Esquema de um dissipador de energia



É recomendável a utilização de dissipador tipo "rip-rap" na saída das bacias de amortecimento, saída de bueiros, e na saída de outros dispositivos cuja velocidade da água não comprometa seriamente o terreno natural, justificando neste caso o projeto completo de uma bacia de amortecimento.

A extensão do "rip-rap", deve ser adequada para a velocidade e volume d'água que sai do dissipador e as condições do leito a jusante. Deve ser construído com as pedras dispostas em desordem, as quais devem possuir formas irregulares e seus diâmetros

resultam de um cálculo determinado pelas curvas da Fig. 81, afim de que permaneçam estáveis.

Entrando no gráfico com a velocidade de saída da água do dispositivo a montante e com a inclinação longitudinal do terreno de jusante, determina-se o diâmetro esférico equivalente da pedra, em metros.

O diâmetro da pedra (K) obtido na Fig. 81 é para pedras com peso específico de $2,64\text{g/cm}^3$. Para pedras com outro peso específico, o diâmetro corrigido pode ser obtido pela expressão :

$$K_w = \frac{1,64k}{w - 1}$$

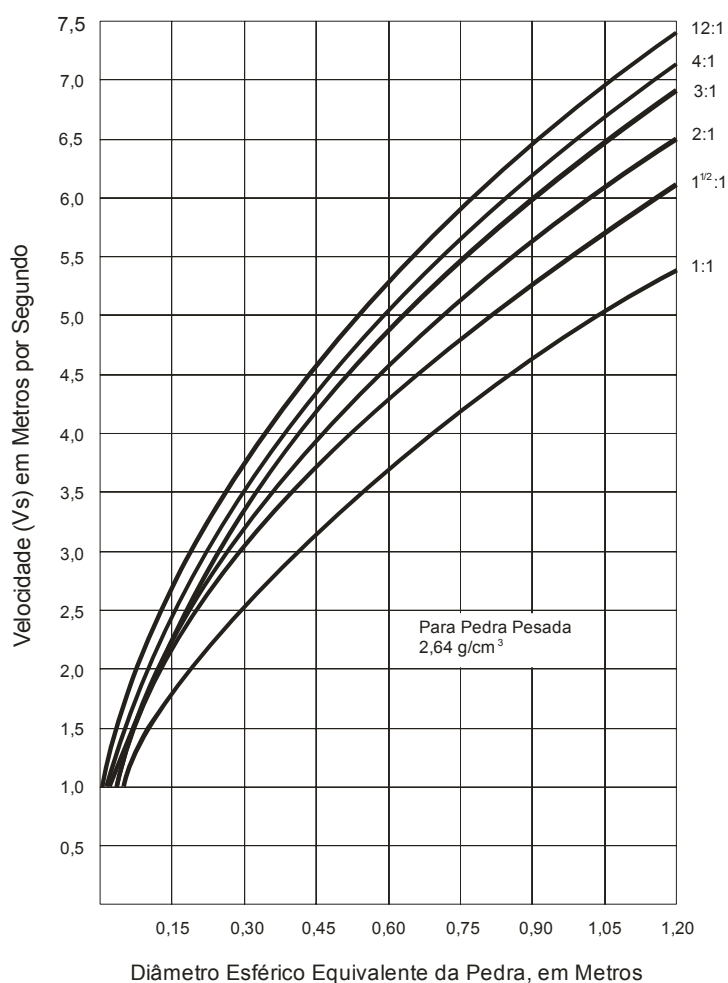
Onde:

K_w = diâmetro da pedra a ser usada, em cm;

K = diâmetro da pedra obtido do gráfico, em cm;

w = peso específico da pedra de diâmetro K_w , em g/cm^3

Figura 81 - Curvas de diâmetro esférico equivalente de pedra para “rip-rap”



3.10.2 DISSIPADORES CONTÍNUOS

Objetivo e características

O dissipador contínuo tem como objetivo, mediante a dissipação de energia, diminuir a velocidade da água continuamente ao longo de seu percurso, de modo a evitar o fenômeno da erosão em locais que possa comprometer a estabilidade do corpo estradal.

Localizam-se em geral nas descidas d'água, na forma de degraus, e ao longo do aterro, de forma que a água precipitada sobre a plataforma seja conduzida pelo talude, de forma contínua, sem criar preferências e, portanto, não o afetando (Fig. 82).

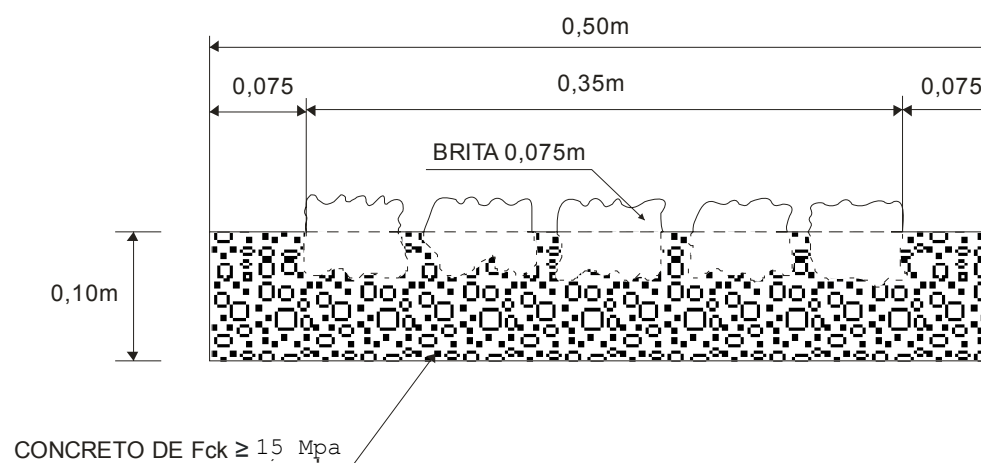
Elementos de projeto

O dissipador contínuo utilizado ao longo do aterro deve ser construído com uma camada de concreto de aproximadamente 0,50m de largura com espessura de 0,10 m, de acabamento áspero obtido com o assentamento em disposição irregular de pedras de dimensões aproximadas de 7,5cm (ver Fig. 8261).

Para o projeto do dissipador contínuo tipo degraus, devem ser seguidos os projetos tipos do DNIT.

Quanto à construção devem ser seguidas as Especificações de serviço DNIT 022/2004.

Figura 82 - Dissipador contínuo ao longo de aterro



3.11 ESCALONAMENTO DE TALUDES

3.11.1 OBJETIVO E CARACTERÍSTICAS

O escalonamento de taludes tem como objetivo evitar que as águas precipitadas sobre a plataforma e sobre os taludes, atinjam, através do escoamento superficial, uma velocidade acima dos limites de erosão dos materiais que os compõe.

As banquetas neste caso são providas de dispositivos de captação das águas, sarjetas de banqueta, que conduzirão as águas ao deságue seguro.

3.11.2 ELEMENTOS DE PROJETO

Os elementos de projeto necessários ao cálculo do escalonamento são: a intensidade de precipitação, a largura da plataforma, o parâmetro definidor da declividade do talude, os coeficientes de escoamento do talude e da plataforma, o coeficiente de rugosidade de Strickler, a declividade transversal e longitudinal da plataforma e a velocidade admissível de erosão do talude, de acordo com a tabela 26 do Apêndice B.

3.11.3 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

Para o dimensionamento da altura máxima entre banquetas, deve-se observar dois casos:

- Se a rodovia não é provida de sarjeta de aterro, há a necessidade de considerar nos cálculos a contribuição da plataforma, para o primeiro escalonamento de aterro.
- Se houver sarjeta de aterro, os procedimentos para os cálculos do primeiro escalonamento de aterro são semelhantes ao cálculo para os demais escalonamentos em aterro e em corte.

Cálculo do primeiro escalonamento de aterro

Para o primeiro escalonamento, contribuem as águas que se precipitam sobre a plataforma e sobre o talude de aterro.

O dimensionamento consiste em calcular a altura máxima entre a borda do acostamento e a primeira banqueta, de modo que a velocidade de escoamento seja inferior à de erosão do talude.

Para efeito do desenvolvimento dos cálculos podem-se considerar as Figs. 83 e 84 .

Figura 83 - Bacia de contribuição da plataforma

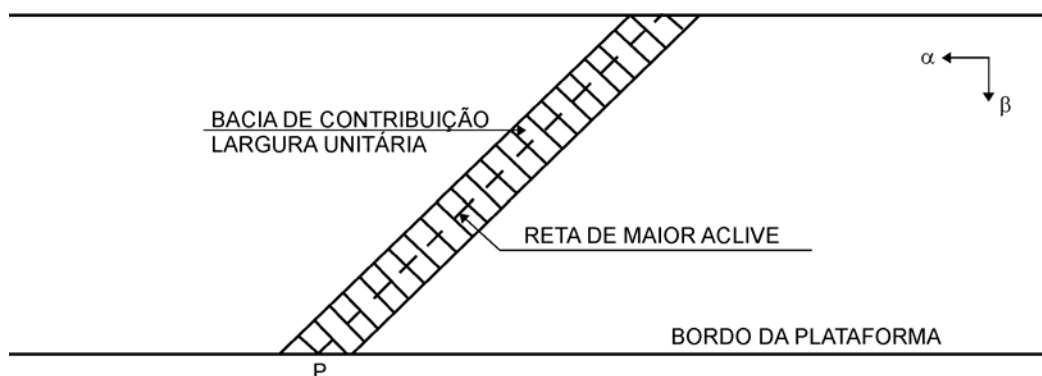
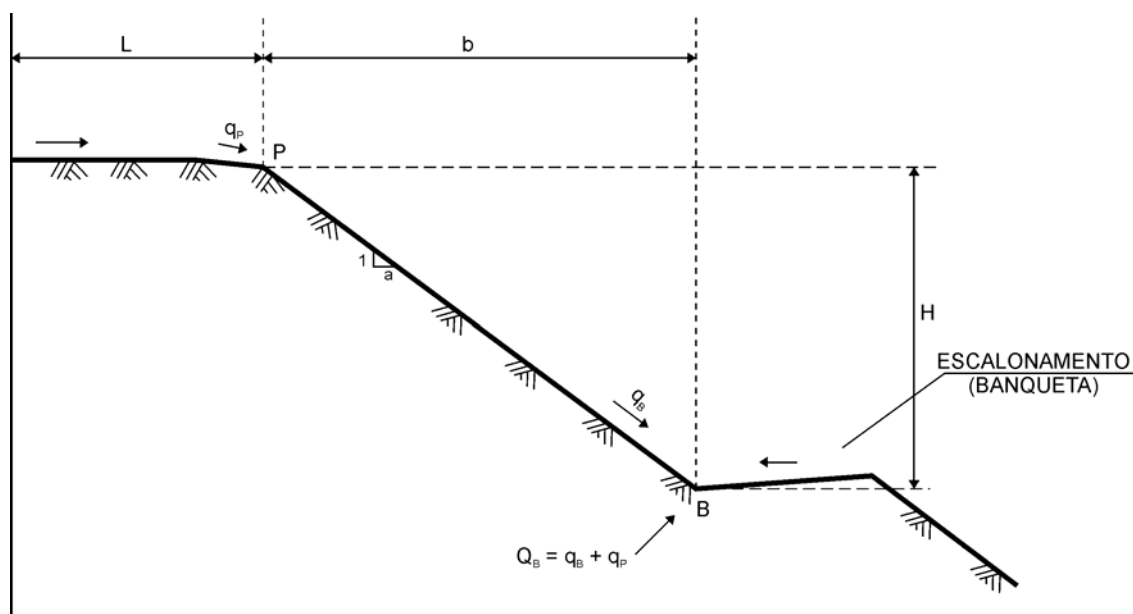


Figura 84 - Parâmetros no escalonamento do talude

Onde:

L = largura da plataforma que contribui para o escoamento no talude;

b = projeção horizontal do talude;

a = parâmetro definidor da declividade do talude;

H = altura máxima do primeiro escalonamento;

q = descarga da plataforma no ponto P , m^3/s ;

q_p = descarga do talude no ponto B , m^3/s ;

Q = descarga total no ponto B , m^3/s ;

i = intensidade de precipitação, mm/min ;

α = declividade longitudinal da rodovia, m/m ;

β = declividade transversal da plataforma, m/m (média pista + acostamento) ;

C_1 = coeficiente de escoamento da plataforma;

C_2 = coeficiente de escoamento do talude;

A = área de contribuição, m^2 ;

K = coeficiente de rugosidade de Strickler, igual ao inverso do coeficiente de Manning;

l = declividade da reta de maior alicive;

D = projeção horizontal da reta de maior active;

Tendo em vista as equações apresentadas no item 3.4.3 : tem-se:

$$D = \frac{L}{\beta} \times I \text{ (equação 3.15)}$$

- Cálculo da descarga em P (q_p)

Aplicando o método racional, Fig. 83 .

$$q_p = \frac{C_1 \times i \times A}{6 \times 10^4}$$

Como $A = D \times 1$, ou de acordo com a equação (3.15)

$$A = \frac{L}{\beta} \times I \text{ ou,}$$

$$q_p = \frac{C_1 \times i \times L \times I}{\beta \times 6 \times 10^4}$$

ou de acordo com a equação $I = \sqrt{\alpha^2 + \beta^2}$

$$q_p = \frac{C_1 \times i \times L \times \sqrt{\alpha^2 + \beta^2}}{\beta \times 6 \times 10^4} \text{ (equação 3.16)}$$

- Cálculo da descarga em B devido a contribuição do talude, q_B ; (Fig. 84)

Pelo método racional

$$q_B = \frac{C_2 \times i \times A}{6 \times 10^4}$$

onde, por semelhança de triângulos, (Fig. 84), tem-se:

$H/1 = b/a$ e considerando a faixa unitária de contribuição, $A = b \times 1$, ou $A = H \times a$, onde:

$$q_B = \frac{C_2 \times i \times H \times a}{6 \times 10^4}$$

- Cálculo da descarga total em B, Q ;

Pela Fig. 84 , $Q_B = q_p + q_B$ (equação 3.17)

Por outro lado, a velocidade em B, pela fórmula de Strickler,

$$V = K \times R^{2/3} \times i_0^{1/2}$$

Pela equação da continuidade,

$Q_B = A \times V$, onde $A = 1 \times R$, pois a espessura do fluxo é pequena em relação a largura, igual portanto ao raio hidráulico, $i_o = 1/a$, (parâmetro definidor da declividade do talude), têm-se:

$$V = K \times \left(\frac{Q_B}{V} \right)^{2/3} \times \left(\frac{1}{a} \right)^{1/2}$$

$$Q_B = \frac{V^{5/2} \times a^{3/4}}{K^{3/2}} \quad (\text{equação 3.18})$$

- Cálculo da altura do 1º escalonamento em aterro.

Fazendo as substituições na equação (3.17)

$$\frac{V^{5/2} \times a^{3/4}}{K^{3/2}} = \frac{C_1 \times i \times L \times \sqrt{\alpha^2 + \beta^2}}{\beta \times 6 \times 10^4} + \frac{C_2 \times i \times H \times a}{6 \times 10^4}$$

Explicitando o valor de H:

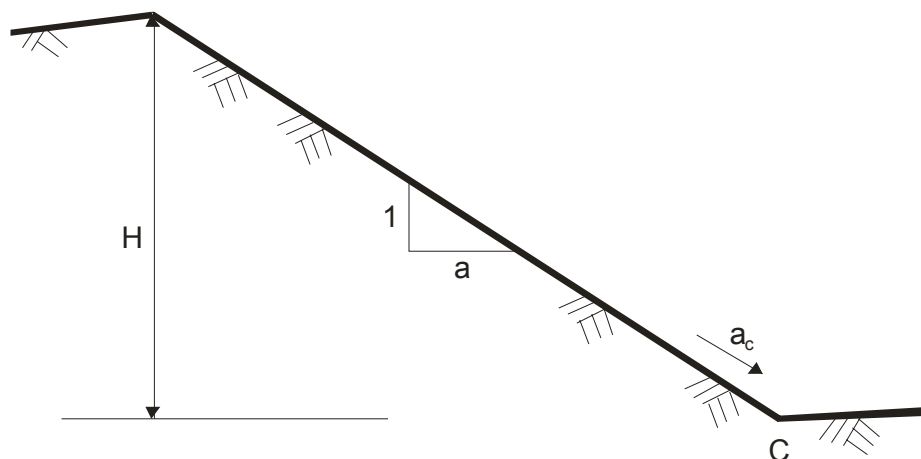
$$H = \frac{V_a^{2,5} \times 6 \times 10^4}{C_2 \times i \times a^{0,25} \times K^{1,5}} - \frac{C_1 \times L \times \sqrt{\alpha^2 + \beta^2}}{C_2 \times a \times \beta}$$

onde;

$V = V_a$ - velocidade admissível de erosão do material do talude, de acordo com a tabela 31 do Apêndice B.

Cálculo dos demais escalonamentos em aterro e corte,

Para a determinação da altura máxima de aterro ou corte, sem necessidade de escalonamento, de modo que a velocidade da água precipitada chegue a seu pé com valor abaixo do limite de erosão, pode-se considerar a Fig. 85 64.

Figura 85 - Escalonamento de aterro: altura máxima

- Cálculo da descarga em C (q_c)

Aplicando o método racional, a vazão q_c , por metro de largura, será:

$$q_c = \frac{C_2 \times i \times A}{6 \times 10^4}$$

Como:

$$A = H \times a \times L$$

$$q_c = \frac{C_2 \times i \times H \times a}{6 \times 10^4} \text{ (equação 3.19)}$$

A velocidade em C, pela fórmula de Strickler,

$$V = K \times R^{2/3} \times i_0^{1/2}$$

Considerando que $q_c = A \times V$, $R = A$ e $i_0 = \frac{1}{a}$

Tem-se:

$$V = K \times \frac{q_c}{A}^{2/3} \times \frac{1}{a}^{1/2}$$

ou seja,

$$q_c = \frac{V^{5/2} \times a^{3/4}}{K^{3/2}} \text{ (equação 3.20)}$$

Igualando as equações (3.19) e (3.20),

$$\frac{C_2 \times i \times H \times a}{6 \times 10^4} = \frac{V^{5/2} \times a^{3/4}}{K^{3/2}}$$

e explicitando o valor de H, que será máximo quando a velocidade V for a admissível (V_a), resulta:

$$H = \frac{V_a^{2,5} \times 6 \times 10^4}{C_2 \times i \times a^{0,25} \times K^{1,5}}$$

Esta fórmula nada mais é do que a fórmula do item anterior sem o subtraendo do 2º membro, isto é, sem a parcela correspondente à vazão proveniente da plataforma da rodovia.

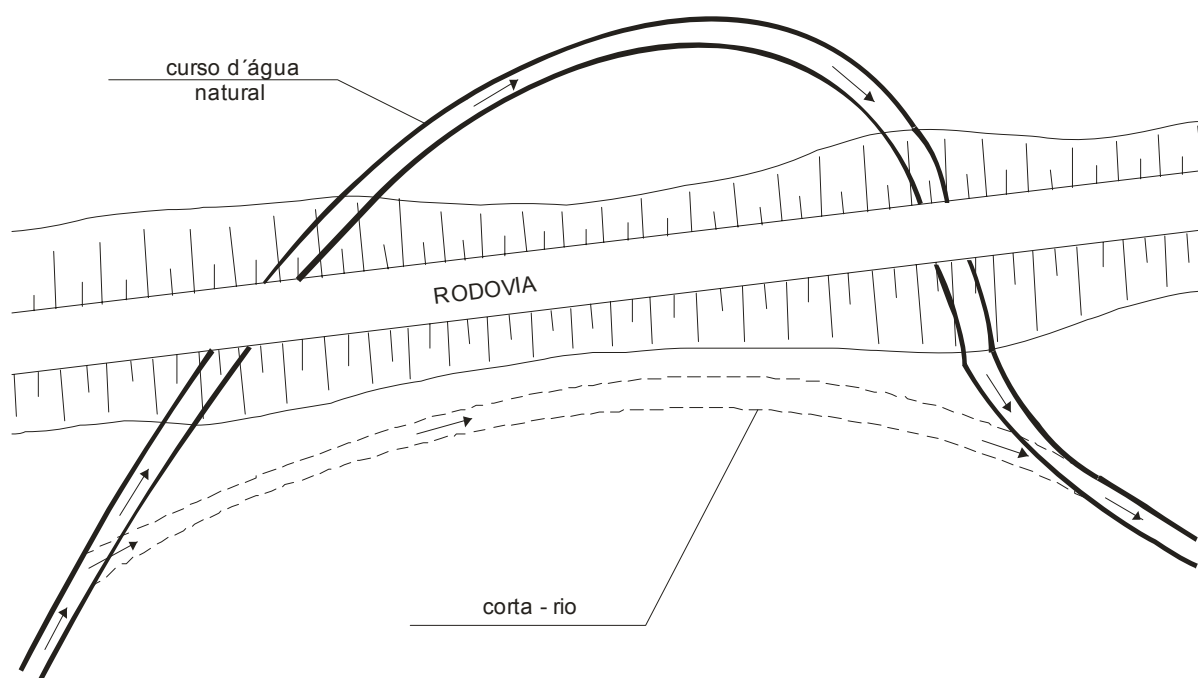
3.12 CORTA-RIOS

3.12.1 OBJETIVO E CARACTERÍSTICAS

Os corta-rios são canais de desvio abertos com a finalidade de: (Fig. 86).

- Evitar que um curso d'água existente interfira com a diretriz da rodovia, obrigando a construção de sucessivas obras de transposição de talvegues.
- Afastar as águas que ao serpentear em torno da diretriz da estrada, coloquem em risco a estabilidade dos aterros.
- Melhorar a diretriz da rodovia.

Figura 86 - Corta-Rio



3.12.2 ELEMENTOS DE PROJETO

O projeto de corta-rio deverá constar de:

- levantamento topográfico da área;
- projeto horizontal, constando de plantas amarradas ao projeto da rodovia e em escala conveniente;
- projeto vertical, constando do perfil longitudinal com a mesma referência altimétrica do projeto da rodovia;
- seções transversais típicas com indicação dos taludes laterais de acordo com a natureza do solo e detalhando, quando for o caso, o revestimento adotado;
- memória de cálculo.

No projeto do corta-rio deverá sempre haver um comparativo econômico entre a construção deste, e a construção das obras necessárias para substituí-lo.

3.12.3 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

O dimensionamento hidráulico dos corta-rios pode ser feito pela fórmula de Manning associada à equação da continuidade:

Fórmula de Manning

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

onde:

V = Velocidade de escoamento, em m/s;

R = Raio hidráulico, em m;

I = Declividade do canal, em m/m;

n = Coeficiente de rugosidade (adimensional)

Equação da continuidade

$$Q = A \times V$$

onde:

Q = Vazão admissível, em m³/s;

V = Velocidade de escoamento, em m/s;

A = Área molhada, em m².

A sequência de cálculo para o dimensionamento do corta-rio é:

- Determina-se a descarga de projeto do curso d'água afluente para um tempo de recorrência compatível com o custo econômico da obra através de um método de cálculo apropriado;
- Fixa-se o tipo de seção a ser adotada e uma de suas dimensões, geralmente a largura, determinando-se a altura no dimensionamento;
- Fixa-se a velocidade máxima admissível, tendo em vista o tipo de revestimento escolhido, e conseqüentemente o coeficiente de rugosidade n (tabelas 27 e 28 do Apêndice B) ;
- Determina-se pelo projeto vertical a declividade do corta-rio;
- Através de tentativas atribuem-se valores para a altura (h), calculando-se os respectivos elementos hidráulicos da seção. Aplicando-se a fórmula de Manning e a equação da continuidade determina-se a velocidade e a vazão admissível no canal;
- A comparação entre a descarga afluente e a vazão admissível orientará a necessidade ou não do aumento da altura (h);
- A comparação entre a velocidade de escoamento e a velocidade admissível orientará a necessidade ou não de alterar o revestimento previsto;
- Pode-se verificar o regime do fluxo no canal através do número de Froude:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gD}}$$

Onde:

V = Velocidade média do fluxo, em m/s;

g = Aceleração da gravidade, em m/s²;

$$D = \frac{T}{A}$$

Sendo:

A = Área da seção transversal do canal, em m²;

T = Largura da superfície livre do canal em m.

Se:

$F > 1,00$: Movimento supercrítico.

$F = 1,00$: Movimento crítico.

$F < 1,00$: Movimento subcrítico

- Determina-se a borda livre do canal, distância vertical do topo do canal à superfície da água na condição de projeto, pela fórmula:

$$f = 0,2d$$

Sendo:

d = Altura do canal, em cm.

3.13 DRENAGEM DE ALÍVIO DE MUROS DE ARRIMO

3.13.1 OBJETIVOS E CARACTERÍSTICAS

A drenagem interna de estruturas de arrimo tem por objetivo aliviar as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas do lençol d'água porventura existente no maciço a ser arrimado, nas proximidades da obra, de modo a diminuir o empuxo total sobre ela . O efeito da água em contato com a estrutura é apreciável, chegando a dobrar o empuxo calculado para o solo sem água .

O nível d'água no maciço e a vazão d'água a ser percolada através do sistema de drenagem são elementos vitais para o projeto da drenagem.

O sistema de drenagem serve ainda para captar possíveis infiltrações devidas a rupturas em canalizações de serviços públicos, causa comum de colapso de obras de arrimo em áreas urbanas.

O posicionamento dos elementos drenantes é crucial para o desempenho e o cálculo dos esforços atuantes na obra.

3.13.2 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

O dimensionamento hidráulico do sistema de drenagem está intimamente associado ao projeto do muro, pois os esforços transmitidos à obra dependem, em grau elevado, do posicionamento e características dos elementos drenantes. Por sua vez, as condições geométricas e de estabilidade durante a construção determinam o tipo e posicionamento da drenagem.

Para muros de arrimo com menos de 2,00m de altura, a drenagem é geralmente feita ao longo da face vertical do muro. Em alguns casos, devido a dificuldades executivas ou falta de materiais drenantes, pode ser mais econômico omitir-se a drenagem e projetar-se o muro considerando o empuxo hidrostático adicional.

Para alturas maiores que 2,00m, a ausência de drenagem passa a ser perigosa caso o efeito da água não seja considerado, ou antieconômica, pois a consideração do empuxo pleno leva a projetos mais robustos, com maior consumo de materiais.

Com drenagem inclinada, como mostrado nas Figs. 87a e 87c pode-se ignorar as pressões da água no contato com a parede e no plano de ruptura. Onde as condições geométricas e de estabilidade durante a construção não o permitam, outras disposições no sistema de drenagem poderão ser adotadas, como indicado nas Figs. 87b e 87d. Nestes casos, as pressões devidas à água, calculadas com auxílio de uma rede de fluxo, deverão ser consideradas no cálculo de estabilidade.

Para o cálculo da vazão que o sistema de drenagem deverá comportar, é essencial que se conheça a permeabilidade do maciço a drenar. Essa permeabilidade pode ser obtida por meio de ensaios de infiltração "in-situ", detalhados no Boletim 04 da Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental - ABGE (1996).

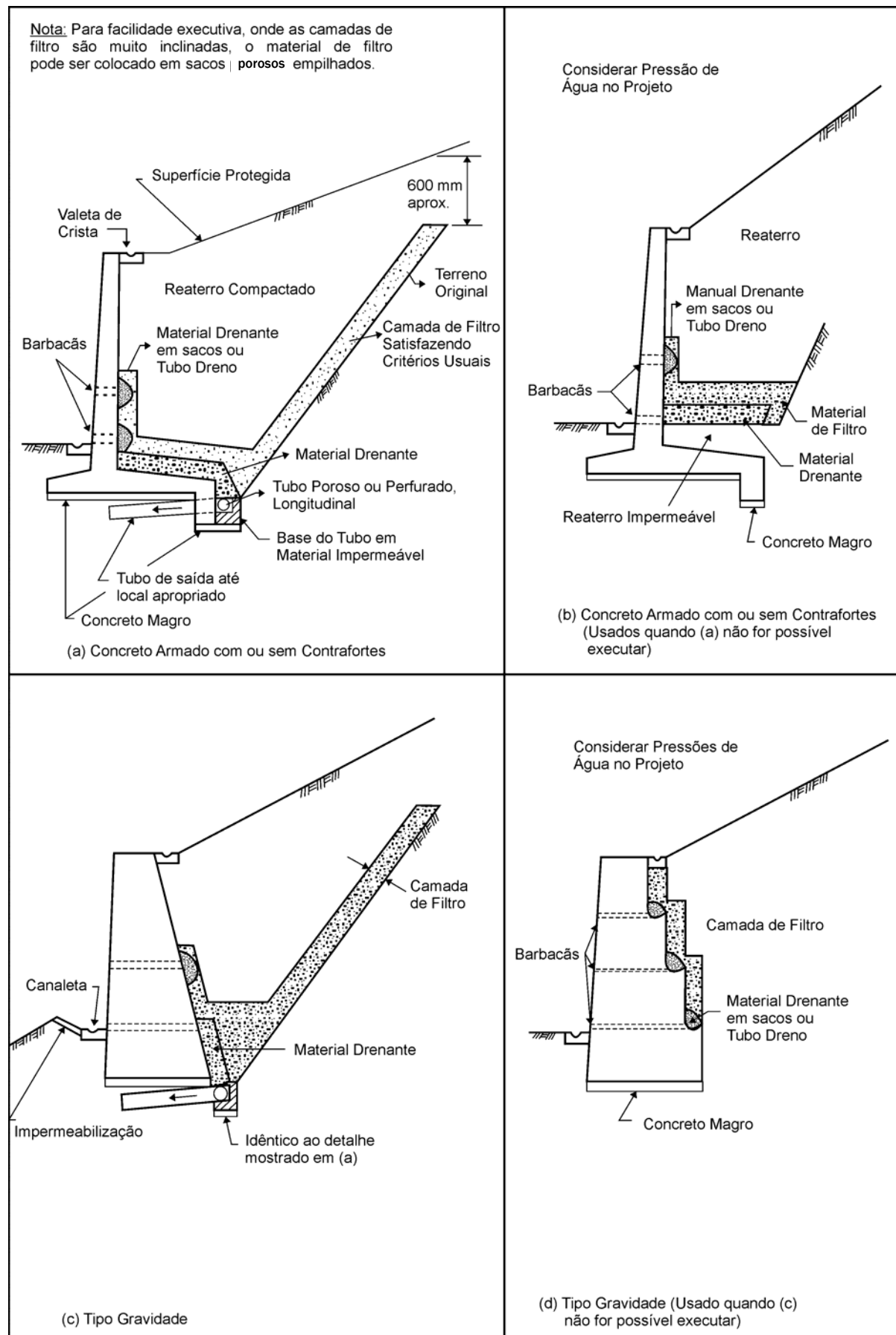
Como regra geral, a permeabilidade do material de drenagem deve ser pelo menos 100 (cem) vezes maior que a permeabilidade do solo a ser drenado. A espessura mínima do dreno pode ser calculada, mas na maioria das vezes, por razões práticas de ordem construtiva, imporão a espessura mínima a ser executada, geralmente maior que a obtida por cálculo.

O sistema de drenagem deve obedecer às regras usuais de materiais filtrantes, de modo a não haver carregamento de finos do interior da massa de solo. A não obediência à observância dessa regra é fator de muitos insucessos. Sérias erosões internas, terminando em colapso de estradas ou do terreno a montante, são freqüentes, especialmente no caso de cortinas ancoradas em solos com predominância siltosa.

Deve-se dar preferência ao uso de materiais granulares de comprovada permeabilidade e com granulometria adequada. Como material drenante também podem ser utilizados tubos dreno plásticos.

A falta de drenagem, ou, a execução de drenagem inadequada, sem obedecer a critérios de filtro ou sem capacidade para escoar a vazão real do solo, é causa de muitos insucessos em obras de arrimo.

Figura 87 - Esquemas de drenos em muros de arrimo



Um projeto de obra de contenção deve necessariamente enfatizar os detalhes de drenagem, apresentando métodos executivos e fornecendo os elementos necessários a uma boa execução dos serviços.

A substituição de camadas de materiais granulares filtrantes por materiais sintéticos (geotêxteis) é possível, devendo ser o seu uso objeto de uma análise técnico-econômica em função de suas facilidades de instalação e características de desempenho em confronto com eventuais dificuldades de instalação e não disponibilidade dos materiais granulares filtrantes.

O dimensionamento do geotêxtil tem que ser criterioso, de acordo com o métodos constantes na literatura, nas recomendações dos fabricantes, e no proposto no Anexo deste Manual, de forma a tentar atingir o melhor desempenho.

As camadas drenantes podem ser substituídas por tubos-dreno de plástico perfurados, revestidos por envelope apropriado. O envelope deve seguir os critérios de proteção contra a erosão do solo e deve ser escolhido em função do tipo de solo ou aterro através das curvas granulométricas. Materiais comumente utilizados são as mantas geotêxteis, misturas de solo, areias grossas, pedriscos, seixos rolados, lavados e peneirados e pedras britadas, entre outros.

Para cálculo do diâmetro do tubo, deve-se levar em conta a contribuição que o dreno recebe por metro linear, a declividade do tubo, o comprimento do muro e a capacidade de vazão do dreno atestada pelo fabricante.

3.14 ELEMENTOS GEOMÉTRICOS PARA SEÇÕES CIRCULARES DE CANAIS

d_o = diâmetro

y = profundidade do fluxo

A = área molhada

P = perímetro molhado

R = raio hidráulico

T = largura do topo

D = profundidade hidráulica

$A = A\sqrt{D}$ = fator de seção para cálculo do fluxo crítico

Tabela 38 - Parâmetros geométricos para seções circulares de canais

$\frac{y}{d_o}$	$\frac{A}{d_o^2}$	$\frac{P}{d_o}$	$\frac{R}{d_o}$	$\frac{T}{d_o}$	$\frac{D}{d_o}$	$\frac{Z}{d_o^{2.5}}$	$\frac{AR^{\frac{2}{3}}}{d_o^{\frac{8}{3}}}$
0,01	0,0013	0,2003	0,0066	0,1990	0,0066	0,0001	0,0000
0,02	0,0037	0,2838	0,0132	0,2800	0,0134	0,0004	0,0002
0,03	0,0069	0,3482	0,0197	0,3412	0,0202	0,0010	0,0005
0,04	0,0105	0,4027	0,0262	0,3919	0,0268	0,0017	0,0009
0,05	0,0147	0,4510	0,0326	0,4359	0,0336	0,0027	0,0015
0,06	0,0192	0,4949	0,0369	0,4750	0,0406	0,0039	0,0022
0,07	0,0242	0,5355	0,0451	0,5103	0,0474	0,0053	0,0031
0,08	0,0294	0,5735	0,0513	0,5426	0,0542	0,0069	0,0040
0,09	0,0350	0,6094	0,0574	0,5724	0,0612	0,0087	0,0052
0,10	0,0409	0,6435	0,0635	0,6000	0,0682	0,0107	0,0065
0,11	0,0470	0,6761	0,0695	0,6258	0,0752	0,0129	0,0079
0,12	0,0534	0,7075	0,0754	0,6499	0,0822	0,0153	0,0095
0,13	0,0600	0,7377	0,0813	0,6726	0,0892	0,0179	0,0113
0,14	0,0668	0,7670	0,0871	0,6940	0,0964	0,0217	0,0131
0,15	0,0739	0,7954	0,0929	0,7141	0,1034	0,0238	0,0152
0,16	0,0811	0,8230	0,0986	0,7332	0,1106	0,0270	0,0173
0,17	0,0885	0,8500	0,1042	0,7513	0,1178	0,0304	0,0196
0,18	0,0961	0,8763	0,1097	0,7684	0,1252	0,0339	0,0220
0,19	0,1039	0,9020	0,1152	0,7846	0,1324	0,0378	0,0247
0,20	0,1118	0,9273	0,1206	0,8000	0,1398	0,0418	0,0273
0,21	0,1199	0,9521	0,1259	0,8146	0,1472	0,0460	0,0301
0,22	0,1281	0,9764	0,1312	0,8285	0,1546	0,0503	0,0333
0,23	0,1365	1,0003	0,1364	0,8417	0,1622	0,0549	0,0359
0,24	0,1449	1,0239	0,1416	0,8542	0,1696	0,0597	0,0394
0,25	0,1535	1,0472	0,1466	0,8660	0,1774	0,0646	0,0427
0,26	0,1623	1,0701	0,1516	0,8773	0,1850	0,0697	0,0464
0,27	0,1711	1,0928	0,1566	0,8879	0,1926	0,0751	0,0497
0,28	0,1800	1,1152	0,1614	0,8980	0,2004	0,0805	0,0536
0,29	0,1890	1,1373	0,1662	0,9075	0,2084	0,0862	0,0571
0,30	0,1982	1,1593	0,1709	0,9165	0,2162	0,0921	0,0610
0,31	0,2074	1,1810	0,1755	0,9250	0,2242	0,0981	0,0650
0,32	0,2167	1,2025	0,1801	0,9330	0,2242	0,1044	0,0690
0,33	0,2260	1,2239	0,1848	0,9404	0,2404	0,1107	0,0736
0,34	0,2355	1,2451	0,1891	0,9474	0,2486	0,1172	0,0776
0,35	0,2450	1,2661	0,1935	0,9539	0,2568	0,1241	0,0820
0,36	0,2546	1,2870	0,1978	0,9600	0,2652	0,1310	0,0864
0,37	0,2642	1,3078	0,2020	0,9656	0,2736	0,1381	0,0909
0,38	0,2739	1,3284	0,2061	0,9708	0,2822	0,1453	0,0955
0,39	0,2836	1,3490	0,2102	0,9755	0,2908	0,1528	0,1020
0,40	0,2934	1,3694	0,2142	0,9798	0,2994	0,1603	0,1050
0,41	0,3032	1,3898	0,2181	0,9837	0,3082	0,1682	0,1100
0,42	0,3132	1,4101	0,2220	0,9871	0,3172	0,1761	0,1147
0,43	0,3229	1,4303	0,2257	0,9902	0,3262	0,1844	0,1196
0,44	0,3328	1,4505	0,2294	0,9928	0,3352	0,1927	0,1245
0,45	0,3428	1,4706	0,2331	0,9950	0,3446	0,2011	0,1298
0,46	0,3527	1,4907	0,2366	0,9968	0,3538	0,2098	0,1348
0,47	0,3627	1,5108	0,2400	0,9982	0,3634	0,2186	0,1401
0,48	0,3727	1,5308	0,2434	0,9992	0,3730	0,2275	0,1452
0,49	0,3827	1,5508	0,2467	0,9998	0,3828	0,2366	0,1505
0,50	0,3927	1,5708	0,2500	1,0000	0,3928	0,2459	0,1558
0,51	0,4027	1,5908	0,2531	0,9998	0,4028	0,2553	0,1610
0,52	0,4127	1,6108	0,2561	0,9992	0,4130	0,2650	0,1664

**Tabela 38 - Parâmetros geométricos para seções circulares de canais
(Continuação)**

$\frac{y}{d_o}$	$\frac{A}{d_o^2}$	$\frac{P}{d_o}$	$\frac{R}{d_o}$	$\frac{T}{d_o}$	$\frac{D}{d_o}$	$\frac{Z}{d_o^{2.5}}$	$\frac{AR^{\frac{2}{3}}}{d_o^{\frac{8}{3}}}$
0,53	0,4227	1,6308	0,2591	0,9982	0,4234	0,2748	0,1715
0,54	0,4327	1,6509	0,2620	0,9968	0,4340	0,2848	0,1772
0,55	0,4426	1,6710	0,2649	0,9950	0,4448	0,2949	0,1825
0,56	0,4526	1,6911	0,2676	0,9928	0,4558	0,3051	0,1878
0,57	0,4625	1,7113	0,2703	0,9902	0,4670	0,3158	0,1933
0,58	0,4723	1,7315	0,2728	0,9871	0,4786	0,3263	0,1987
0,59	0,4822	1,7518	0,2753	0,9837	0,4902	0,3373	0,2041
0,60	0,4920	1,7722	0,2776	0,9798	0,5022	0,3484	0,2092
0,61	0,5018	1,7926	0,2797	0,9755	0,5144	0,3560	0,2146
0,62	0,5115	1,8132	0,2818	0,9708	0,5270	0,3710	0,2199
0,63	0,5212	1,8338	0,2839	0,9656	0,5398	0,3830	0,2252
0,64	0,5308	1,8546	0,2860	0,9600	0,5530	0,3945	0,2302
0,65	0,5404	1,8755	0,2881	0,9539	0,5666	0,4066	0,2358
0,66	0,5499	1,8965	0,2899	0,9474	0,5804	0,4188	0,2407
0,67	0,5594	1,9177	0,2917	0,9404	0,5948	0,4309	0,2460
0,68	0,5687	1,9391	0,2935	0,9330	0,6096	0,4437	0,2510
0,69	0,5780	1,9606	0,2950	0,9250	0,6250	0,4566	0,2500
0,70	0,5872	1,9823	0,2962	0,9165	0,6408	0,4694	0,2608
0,71	0,5964	2,0042	0,2973	0,9075	0,6572	0,4831	0,2653
0,72	0,6054	2,0264	0,2984	0,8980	0,6742	0,4964	0,2702
0,73	0,6143	2,0488	0,2995	0,8879	0,6918	0,5100	0,2751
0,74	0,6231	2,0714	0,3006	0,8773	0,7104	0,5248	0,2794
0,75	0,6318	2,0944	0,3017	0,8660	0,7296	0,5392	0,2840
0,76	0,6404	2,1176	0,3025	0,8542	0,7498	0,5540	0,2880
0,77	0,6489	2,1412	0,3032	0,8417	0,7710	0,5695	0,2930
0,78	0,6573	2,1652	0,3037	0,8285	0,7934	0,5850	0,2969
0,79	0,6655	2,1895	0,3040	0,8146	0,8170	0,6011	0,3008
0,80	0,6736	2,2143	0,3042	0,8000	0,8420	0,6177	0,3045
0,81	0,6815	2,2395	0,3044	0,7846	0,8686	0,6347	0,3082
0,82	0,6893	2,2653	0,3043	0,7684	0,8970	0,6524	0,3118
0,83	0,6969	2,2916	0,3041	0,7513	0,9276	0,6707	0,3151
0,84	0,7043	2,3186	0,3038	0,7332	0,9606	0,6897	0,3182
0,85	0,7115	2,3462	0,3033	0,7141	0,9964	0,7098	0,3212
0,86	0,7186	2,3746	0,3026	0,6940	1,0354	0,7307	0,3240
0,87	0,7254	2,4038	0,3017	0,6726	1,0784	0,7528	0,3264
0,88	0,7320	2,4341	0,3008	0,6499	1,1264	0,7754	0,3286
0,89	0,7380	2,4655	0,2996	0,6258	1,1800	0,8016	0,3307
0,90	0,7445	2,4981	0,2980	0,6000	1,2408	0,8285	0,3324
0,91	0,7504	2,5322	0,2963	0,5724	1,3110	0,8586	0,3336
0,92	0,7560	2,5681	0,2944	0,5426	1,3932	0,8917	0,3345
0,93	0,7612	2,6061	0,2922	0,5103	1,4918	0,9292	0,3350
0,94	0,7662	2,6467	0,2896	0,4750	1,6130	0,9725	0,3353
0,95	0,7707	2,6906	0,2864	0,4359	1,7682	1,0242	0,3349
0,96	0,7749	2,7389	0,2830	0,3919	1,9770	1,0888	0,3340
0,97	0,7785	2,7934	0,2787	0,3412	2,2820	1,1752	0,3322
0,98	0,7816	2,8578	0,2735	0,2800	2,7916	1,3050	0,3291
0,99	0,7841	2,9412	0,2665	0,1990	3,9400	1,5554	0,3248
1,00	0,7854	3,1416	0,2500	0,0000	∞	∞	0,3117

Tabela 39 - Coeficientes de escoamento superficial

Características da superfície	Coeficiente de escoamento
Revestimento de concreto de cimento portland	0,70 – 0,90
Revestimento betuminoso	0,80 – 0,95
Revestimento primário	0,40 – 0,60
Solos sem revestimento com baixa permeabilidade	0,40 – 0,65
Solos sem revestimento com permeabilidade moderada	0,10 – 0,30
Taludes gramados	0,50 – 0,70
Prados e campinas	0,10 – 0,40
Áreas florestais	0,10 – 0,25
Terrenos cultivados em zonas altas	0,15 – 0,40
Terrenos cultivados em vales	0,10 – 0,30

Tabela 40 - Coeficientes de condutividade hidráulica (k)

Tipo de material	granulometria (cm)	K (cm/s)
Brita 5	7,5 a 10,0	100
Brita 4	5,0 a 7,5	80
Brita 3	2,5 a 5,0	45
Brita 2	2,0 a 2,5	25
Brita 1	1,0 a 2,0	15
Brita 0	0,5 a 1,0	5
Areia Grossa	0,2 a 0,5	1×10^{-1}
Areia Fina	0,005 a 0,04	1×10^{-3}
Silte	0,0005 a 0,005	1×10^{-5}
Argila	menor que 0,0005	1×10^{-8}

4 – DRENAGEM DO PAVIMENTO

4 DRENAGEM DO PAVIMENTO

O avanço da técnica da drenagem dos pavimentos tem sido grande nas últimas décadas e os técnicos vem reconhecendo cada vez mais a sua importância. De um modo geral, essa drenagem se faz necessária, no Brasil, nas regiões onde anualmente se verifica uma altura pluviométrica maior do que 1.500 milímetros e nas estradas com um TMD de 500 veículos comerciais.

4.1 OBJETIVO E CARACTERÍSTICAS

O objetivo dessa técnica é defender o pavimento das águas que possam danificá-lo.

Essas águas, de um modo geral, são de duas procedências: infiltrações diretas das precipitações pluviométricas e provenientes de lençóis d'água subterrâneos.

Essas águas, que atravessam os revestimentos numa taxa variando de 33 a 50 % nos pavimentos com revestimentos asfálticos e de 50 a 67 % nos pavimentos de concreto cimento, segundo pesquisa realizada, podem causar sérios danos à estrutura do pavimento, inclusive base e sub-base, se não forem adotadas dispositivo especial para drená-las.

Essas infiltrações podem ocorrer para a situação de chuvas de duração de 1 (uma) hora e tempo de recorrência de 1 (um) ano, obtendo-se coeficientes de infiltrações inferiores, à medida que se consiga melhorar as condições de vedação da superfície dos pavimentos.

Os dispositivos usados são a base drenante e os drenos rasos longitudinais, não obstante sejam recomendados, no caso de índices pluviométricos inferiores aos citados, os drenos transversais e os drenos laterais de base.

Camada drenante - é uma camada de material granular, com granulometria apropriada colocada logo abaixo do revestimento, seja ele asfáltico ou de concreto de cimento, com a finalidade de drenar as águas infiltradas para fora da pista de rolamento.

Drenos rasos longitudinais - são drenos que recebem as águas drenadas pela camada drenante, aliviadas pelos drenos laterais e transversais que recebem as águas por ele transportadas, quando atingida sua capacidade de vazão, conduzindo-as para fora da faixa estradal.

Drenos laterais de base - são drenos que tem a função de recolher as águas que se infiltram na camada de base, sendo usualmente utilizados nas situações em que o material da base dos acostamentos apresenta baixa permeabilidade, encaminhando-as para fora da plataforma.

Drenos transversais - são os drenos posicionados transversalmente à pista de rolamento em toda a largura da plataforma, sendo, usualmente, indicada sua localização nos pontos

baixos das curvas côncavas, ou em outros locais onde se necessitar drenar as bases permeáveis.

Será tratada neste capítulo a drenagem dos pavimentos devido às águas que, provenientes das precipitações pluviométricas, se infiltram no pavimento, tendo em vista que as águas oriundas dos lençóis subterrâneos são abordadas no capítulo 5 deste Manual.

4.2 CAMADA DRENANTE

As bases drenantes, como já foi dito, localizam-se entre o revestimento e a base e se estendem até os drenos rasos longitudinais ou as bordas livres.

As Figs. 88 e 89 mostram a posição em que são colocadas, em relação aos demais elementos do pavimento, sendo que a segunda é utilizada nos casos em que é possível conectar com os drenos profundos, caso existentes.

Figura 88 - Camada drenante

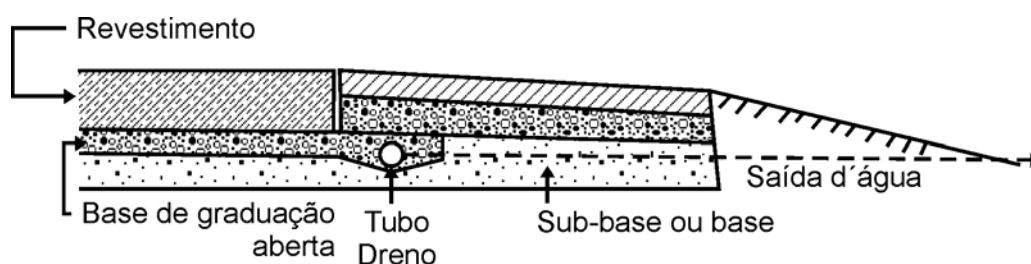
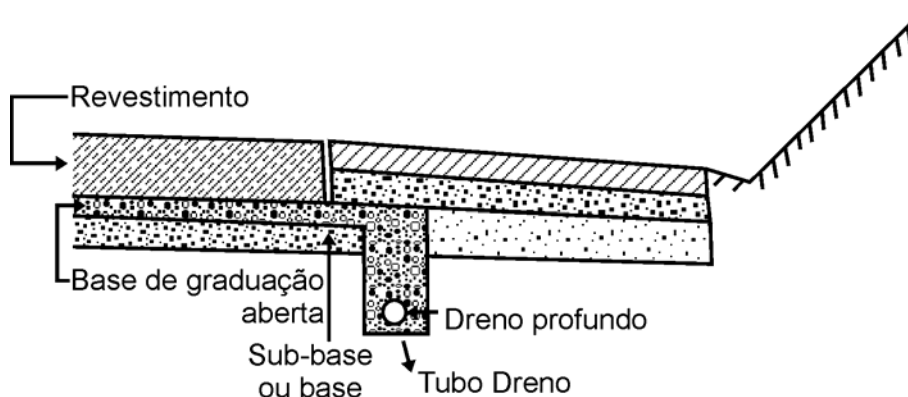


Figura 89 - Camada drenante conectada a dreno profundo



4.2.1 ELEMENTOS DO PROJETO

Dimensões

Suas espessuras variam de acordo com as condições pluviométricas das regiões onde se situam e são fixadas pelas necessidades hidráulicas de drenagem das rodovias.

Materiais usados

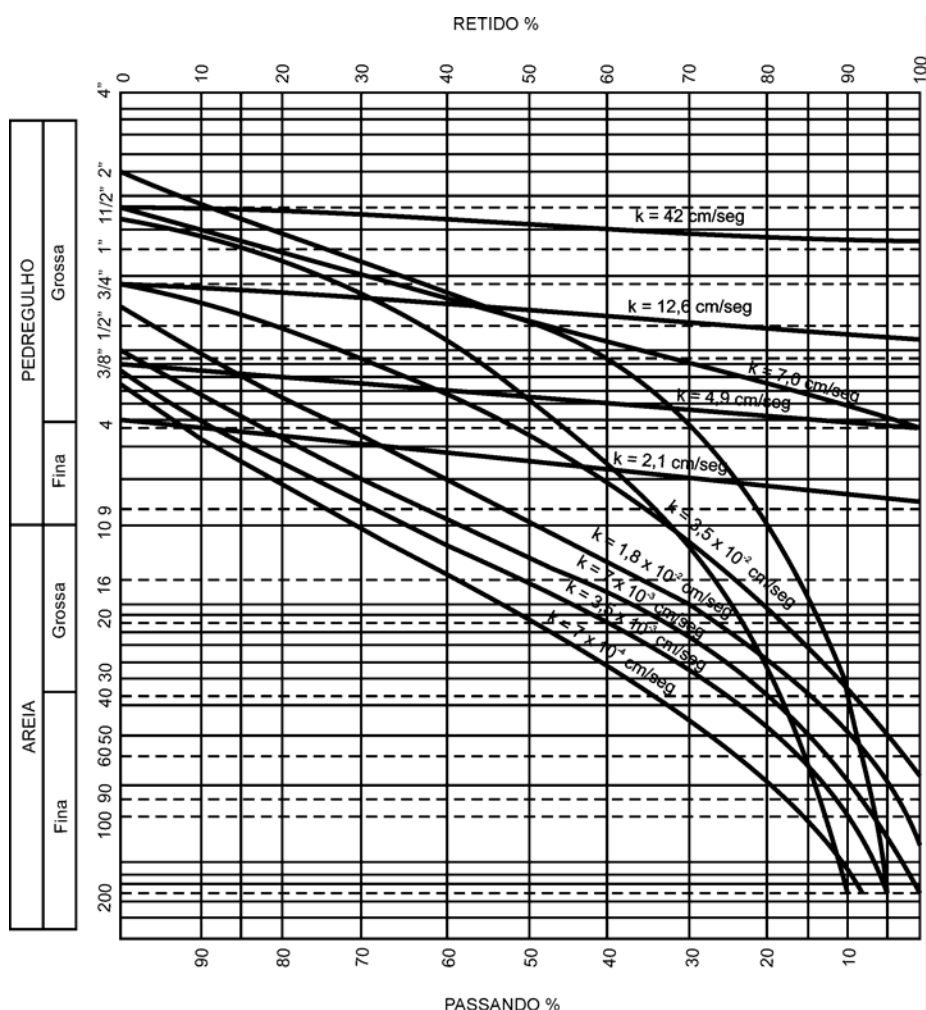
De um modo geral, os materiais usados nas bases drenantes são agregados de rocha sadia, britados ou não.

As faixas usadas, de graduação aberta, exigem um afastamento relativamente pequeno entre os tamanhos máximos e mínimos, por exemplo:

1¹/₄" à 3/4", 3/8" à 1/8", etc., de modo a manter a permeabilidade elevada.

A experiência tem recomendado algumas curvas para agregados de graduação que estão reproduzidas na Fig. 90. Nesse desenho verifica-se

Figura 90 - Curvas para agregados de graduação



que as cinco granulometrias recomendadas se situam entre os diâmetros de: $1\frac{1}{2}$ " e 1", $1\frac{1}{2}$ " e nº 4, $\frac{3}{4}$ " e $\frac{3}{8}$ ", $\frac{3}{8}$ " e nº 4 e nº 8.

A condutividade hidráulica dessas faixas é avaliada pelos respectivos coeficientes de condutividade hidráulica que variam de $k = 42\text{cm/s}$ para a faixa dos agregados de maior tamanho a $k = 2,1\text{cm/s}$ para a faixa dos de menores dimensões, valores amplamente satisfatórios.

Recomenda-se que as características dos agregados usados sejam controladas durante os trabalhos de construção, com amostras tiradas da própria camada drenante, depois de compactada, tanto para a granulometria como para a condutividade hidráulica, de vez que a compactação pode fazer variar o tamanho dos agregados e, conseqüentemente, influir na alteração das citadas características.

É recomendável, em certos casos, por motivos estruturais, misturar pequenas quantidades de asfalto na ordem de 2% aos agregados.

Observa-se neste caso que se verifica apenas, um pequeno decréscimo da condutividade hidráulica.

A presença de materiais finos nos agregados reduzem sobremodo sua condutividade hidráulica.

Materiais contendo porcentagem de silte e argila, mesmo reduzidas, quando compactadas nos limites necessários às exigências estruturais, poderão ter suas condutividades hidráulicas extremamente reduzidas.

Nos casos de subleitos argilosos, comuns no Brasil, há sempre necessidade de uma base de valor estrutural sob a base drenante, ou, pelo menos, uma sub-base, para proteger a base drenante da intrusão de materiais finos que possam obstruir os poros da camada drenante, provenientes do subleito.

Entre as camadas drenantes (bases e sub-bases) e entre as camadas drenantes e o subleito deve-se ter o cuidado, se as granulometrias não forem adequadas, de intercalar materiais que se constituam em filtro-separador para evitar sua mistura e comprometimento da capacidade drenante (Figuras 91a e 91b).

Entre os drenos rasos longitudinais, drenos laterais de base e drenos transversais, que envolvam contatos com seu material de enchimento e materiais de granulometrias diferentes, ex: solo do sub-leito, deve-se ter o mesmo cuidado em se dispor de elementos filtros-separadores para evitar mistura, intrusão de finos e comprometimento da capacidade drenante (Figura 91c e 91d).

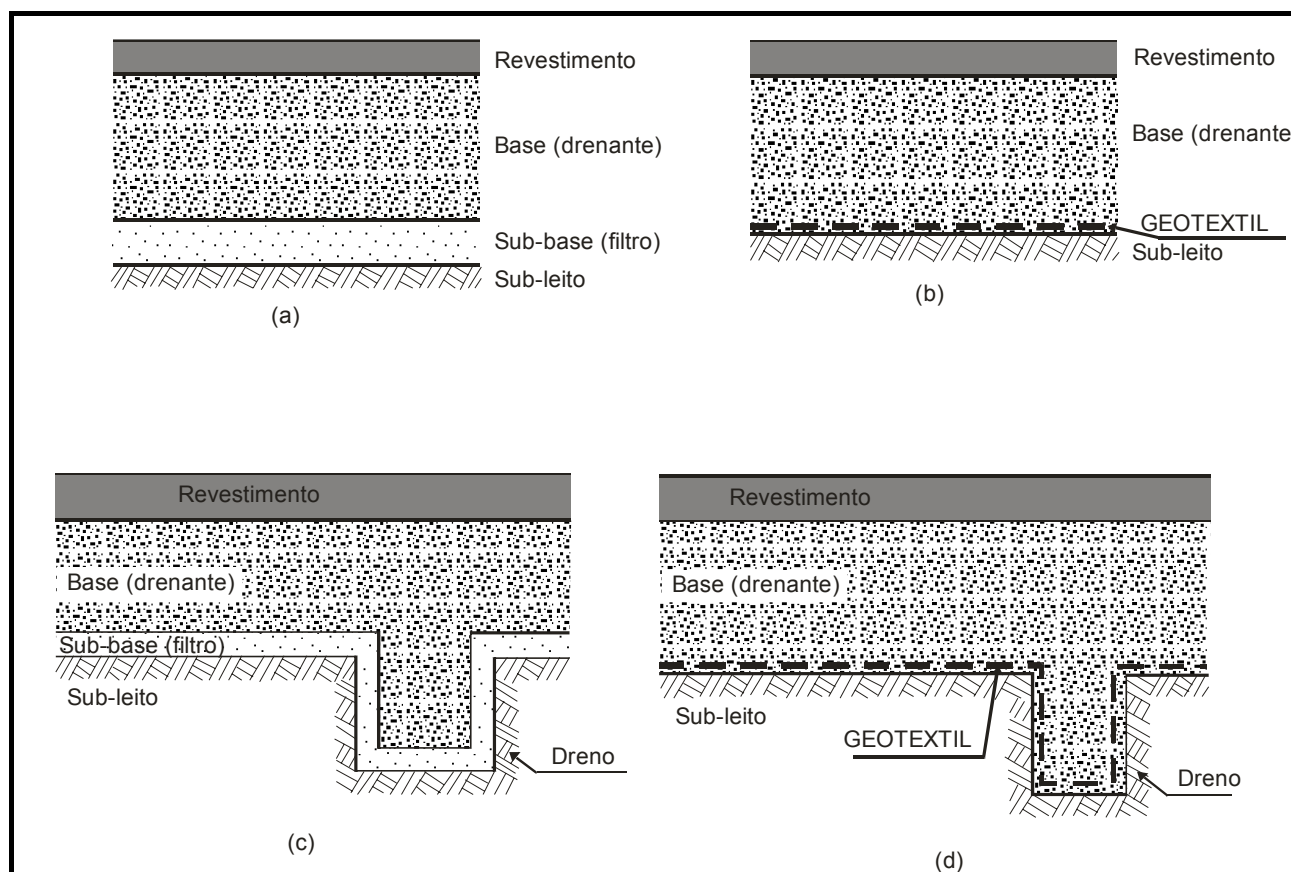
Para os elementos filtros-separadores pode-se utilizar materiais granulares adequados ou materiais sintéticos (geotêxteis).

No caso dos geotêxteis, além dos cuidados normais para a sua escolha e dimensionamento como filtro-separador, quando instalados entre camadas estruturais sujeitas a carga de tráfego deve-se balizar sua escolha na resistência mecânica do tecido.

4.2.2 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

Considerações iniciais

Figura 91 - Filtro separador



O dimensionamento da base drenante, assim como todos os drenos não providos de condutos, baseia-se na Lei de Darcy, relativa ao escoamento dos líquidos nos meios porosos:

$$Q = KAI$$

onde:

Q = vazão (m^3/s);

K = Coeficiente de condutividade hidráulica (m/s);

A = área de escoamento, normal à direção do fluxo (m^2);

I = gradiente hidráulico (m/m).

Deve-se considerar também:

- O volume d'água que se infiltra no revestimento do pavimento;
- O tempo máximo que as águas infiltradas podem permanecer nas camadas do pavimento e suas interfaces sem danificar sua estrutura.

Os valores que têm sido empregados são os seguintes:

- taxas de infiltração para a camada de revestimento:
revestimento de concreto betuminoso 0,33 a 0,50
revestimento de concreto de cimento 0,50 a 0,67
- chuva de projeto:
tempo de recorrência - 1 ano
tempo de duração - 1 hora
tempo máximo de permanência das águas nas camadas do pavimento - 1 hora

Os problemas que aparecem no projeto das bases drenantes podem exigir dois tipos de soluções;

- fixado o tipo de material drenante pela sua granulometria e respectivo coeficiente de condutividade hidráulica, calcular a espessura da base drenante para a descarga considerada.
- fixada a espessura da camada drenante, determinar um material com granulometria que garanta um coeficiente de condutividade capaz de permitir a vazão considerada.

A camada deve ter uma espessura real com 2cm a mais que a calculada, para maior segurança do escoamento necessário e um valor mínimo para permitir sua perfeita execução.

Determinação da quantidade de água a escoar

Adotando uma taxa de infiltração C, referida no item anterior; considerando de 1,00 m a largura da faixa de penetração na distância D, (Fig. 92) e a intensidade i da chuva em centímetros por hora (cm/h), tem-se, pelo método racional:

$$Q = \frac{C \times i \times D \times 24}{100} \text{ (m}^3\text{/dia)}$$

Sendo Q a quantidade d'água a escoar na faixa de 1,0m de largura.

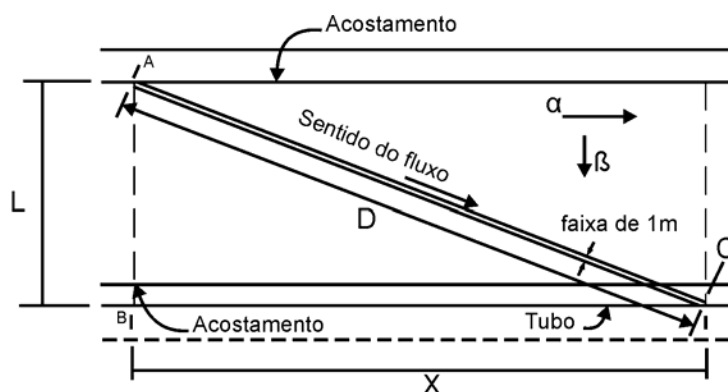
Determinação do gradiente hidráulico

Face aos valores a considerar, verifica-se que o dimensionamento da base drenante vai depender do gradiente hidráulico, I.

Não sendo possível variar o dimensionamento da camada drenante a cada mudança do seu gradiente, escolhem-se, dos trechos de projetos, as situações mais desfavoráveis como representativas.

Considera-se a Fig. 92 :

Figura 92 - Elementos para o dimensionamento da camada drenante



α = declividade longitudinal da rodovia no segmento considerado (rampa);

β = declividade transversal da rodovia no segmento considerado (superelevação);

L = largura da faixa considerada sujeita à infiltração;

D = projeção horizontal da reta de maior declive;

X = projeção horizontal da reta de maior declive (sobre um plano vertical passando pelo dreno longitudinal);

A = ponto localizado no nível inferior da camada drenante;

B e C = pontos localizados no nível do fluxo da camada drenante sobre o dreno longitudinal;

h = diferença de nível entre os pontos considerados.

Para efeito de cálculo são feitas as seguintes hipóteses:

- A água infiltrada no pavimento percola por suas camadas segundo a reta de maior declive;
- A área de infiltração unitária é constituída de uma faixa de 1,0 m de largura e comprimento igual a D;
- Os valores α e β são os das declividades do segmento representativo do trecho sob projeto.

Para se chegar ao valor do gradiente hidráulico I, do trecho, cumpre observar-se no triângulo ABC:

$$D = \sqrt{L^2 + X^2}$$

Para a reta de maior declive

$$X = L \frac{\alpha}{\beta}$$

Na Fig. 92 , para projeção P', de um ponto qualquer P, do segmento de reta $\overline{BC}$, afastando x do ponto B, o coeficiente angular da reta passando por esse ponto e A será dado por:

$$f(x) = \frac{\alpha X + L \beta}{\sqrt{X^2 + L^2}}$$

O máximo da função $f(x) = f(X)$ define a reta de maior declive, oferecendo a relação:

$$X + L \frac{\alpha}{\beta}$$

Por outro lado;

$$h_{(A-B)} = L \beta$$

$$h_{(B-C)} = X \alpha$$

$$h_{(A-C)} = h_{(A-B)} + h_{(B-C)}$$

donde, $I = \frac{h_{(A-C)}}{D}$, valor procurado

Nessa última expressão, considerando a equação anterior $D = \sqrt{L^2 + X^2}$, onde $X = L \alpha / \beta$ e que $h(A-C) = L\beta + X\alpha = L\beta + L(\alpha^2 / \beta)$, tem-se:

$$I = \frac{\frac{L}{\beta}(\beta^2 + \alpha^2)}{\frac{L}{\beta}\sqrt{\beta^2 + \alpha^2}} = \sqrt{\beta^2 + \alpha^2}$$

Determinação da espessura "e" da camada drenante conhecida sua permeabilidade hidráulica.

Pela fórmula de Darcy:

$$Q = KAI$$

como, $A = e \times I$, sendo "e" a espessura da camada drenante, tem-se:

$$e = \frac{Q}{KI}$$

Substituindo-se o valor de Q pelo valor dado em 3.3.2.2, segue:

$$e = \frac{24C \times i \times D}{100KI}$$

A este valor teórico de "e" deve-se acrescentar 2,0cm, para compensar deficiência das hipóteses feitas.

Determinação da permeabilidade hidráulica da camada drenante de espessura pré-fixada.

Pela fórmula de Darcy, tem-se:

$$K = \frac{Q}{IA}$$

Substituindo-se o valor de Q pela expressão dada em 4.2.2 e de A por e x 1, como no item anterior, tem-se:

$$K = \frac{24C \times i \times D}{100ei}$$

4.3 DRENOS RASOS LONGITUDINAIS

4.3.1 ELEMENTOS DO PROJETO

a) Utilização

A função dos drenos rasos longitudinais, como foi dito anteriormente, é receber as águas drenadas pela base drenante, conduzindo-as longitudinalmente até o local de deságue.

Deverão ser construídos quando:

- Não é técnica e economicamente aconselhável a extensão da camada drenante a toda largura da plataforma;
- Não é possível, ou aconselhável, interconectar a camada drenante com drenos longitudinais profundos que se façam necessários ao projeto.

b) Localização

Os drenos longitudinais são localizados abaixo da face superior da camada drenante e de modo que possam receber todas as suas águas, como se observa nas Figs. 88 e 89.

c) Forma e dimensões

A forma do dreno longitudinal é a de um pentágono achatado ou de um retângulo, com a face superior localizada no prolongamento da face superior da base drenante.

As dimensões dos lados do pentágono devem guardar, aproximadamente, as proporções da Fig. 88 e devem ser tais que impeçam o contato do tubo com os materiais de base e sub-base.

Quando forem aproveitados os drenos longitudinais profundos, estes devem ter também sua face superior no nível da face superior da base drenante, conforme pode ser visto na seção transversal (Fig. 89).

d) Materiais usados

Os materiais usados terão, no mínimo, a mesma condutividade hidráulica da camada drenante.

4.3.2 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

- Determinação da seção de vazão

Os drenos rasos longitudinais devem ser preferencialmente dotados de tubos. Eventualmente, quando forem cegos, emprega-se para o dimensionamento da seção de vazão desejada, a fórmula de Darcy para escoamento de água em meios porosos, assunto abordado no capítulo de drenagem subterrânea.

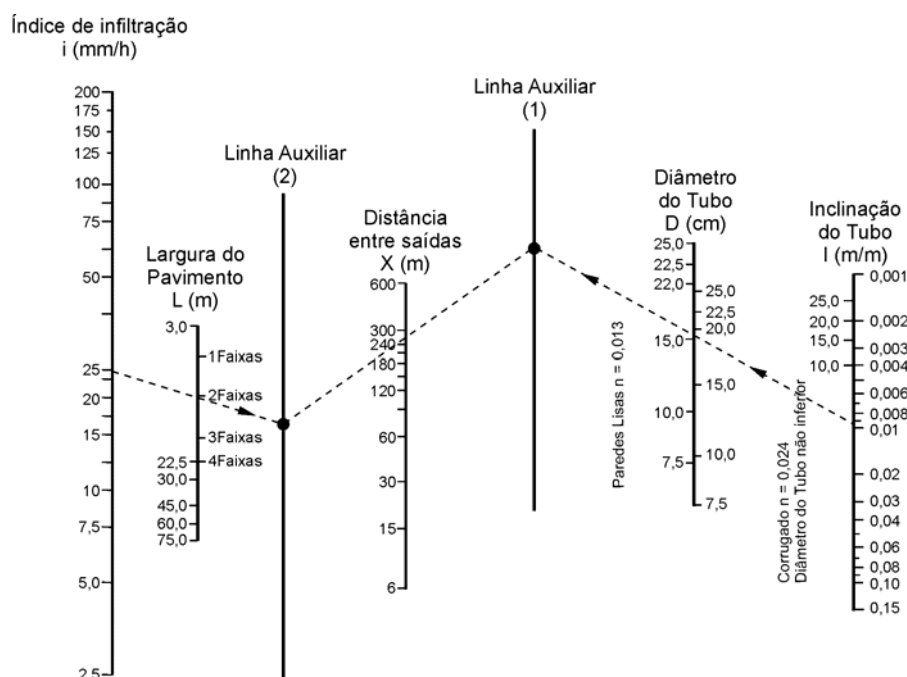
Tratando-se de drenos com tubos, o dimensionamento pode ser feito através da Fig. 93 apresentada a seguir, onde a combinação do diâmetro, comprimento crítico e inclinação do tubo dará ao projetista a condição mais adequada e econômica para o projeto.

Os comprimentos dos drenos longitudinais estão correlacionados com as distâncias que devem guardar entre si as saídas d'água laterais do deságue de alívio dos referidos drenos.

Estas distâncias ou comprimentos críticos, por sua vez, são o resultado da divisão da capacidade de vazão do dreno pela descarga unitária da base drenante.

Os procedimentos para utilização do nomograma da Fig. 93 são a seguir discriminados:

- a) fixar a priori um diâmetro, como primeira tentativa;
- b) traçar uma linha ligando a inclinação do tubo (I) à linha auxiliar (1) passando pela linha do diâmetro prefixado como primeira tentativa, utilizando a escala para tubos de paredes lisas ou tubo corrugado;
- c) traçar uma linha ligando o índice de infiltração (i) em mm/h, obtido multiplicando a intensidade de precipitação de projeto pela taxa de infiltração considerada 0,33 a 0,50 para revestimento de concreto betuminoso e 0,50 a 0,67 para revestimento de concreto de cimento), à linha auxiliar (2), passando por (L), largura do pavimento, considerando que a largura normal de uma faixa de tráfego é de 3,60 m;

Figura 93 - Nomograma para determinação da seção de vazão

- d) ligar o ponto sobre a linha auxiliar (1) ao ponto sobre a linha auxiliar (2);
- e) ler a distância entre as saídas d'água (x);
- f) repetir a operação para outro diâmetro se a primeira tentativa não resultar em solução técnica economicamente adequada para o projeto específico.

O dimensionamento pode ser feito também, pela fórmula de Hazen-Williams Scobey, conforme abordado no capítulo de drenagem subterrânea.

Cálculo do número mínimo de furos do dreno longitudinal

A descarga a ser drenada por metro linear de dreno longitudinal será a correspondente à descarga de 1,0 metro da base drenante, isto é:

onde:

h = a carga sobre cada orifício suposta em média de 0,10 m;

A = a área de cada orifício;

C_d = coeficiente de vazão (número de Reynolds geralmente igual a 0,61);

N = número de furos por metro linear de dreno.

daí,

$$N = \frac{Q}{0,85A}$$

Recomenda-se a abertura dos furos variando entre 0,60 a 10mm conforme o diâmetro da brita que envolver o tubo.

- Cálculo do tempo máximo de permanência das águas infiltradas na camada drenante.

No item 4.2.2 foram discriminadas todas as condições necessárias de projeto abordadas até aqui e o tempo máximo de permanência das águas na camada drenante é fixado em 1 hora.

O cálculo desse tempo é feito por meio da divisão dos comprimentos dos percursos da água na camada drenante pelas respectivas velocidades em cada trecho.

As velocidades deverão ser calculadas pela fórmula:

$$V = \frac{KI}{n_e}$$

sendo:

V = velocidade de percolação;

K = coeficiente de condutividade hidráulica;

I = gradiente hidráulico;

n_e = porosidade efetiva do material usado.

4.4 DRENOS LATERAIS DE BASE

Objetivo

São drenos que tem a mesma função dos drenos rasos longitudinais, qual seja, a de recolher a água drenada pela camada drenante porém explorando mais a sua capacidade de escoamento.

As águas drenadas passam a correr junto à base dos acostamentos até esgotar a capacidade da camada drenante quando serão captadas pelos drenos laterais de base que as conduzirão a lugar de deságue seguro, atravessando os acostamentos.

4.4.1 ELEMENTOS DE PROJETO

Posicionamento

Os drenos laterais de base posicionam-se no acostamento entre a borda da camada drenante e a borda livre, provocando o fluxo das águas segundo geralmente a reta de maior declive determinada pelas declividades longitudinal e transversal do acostamento.

Materiais usados

Os materiais dos drenos laterais de base devem ser inertes e ter, pelo menos, os valores dos coeficientes de condutividade hidráulica dos materiais usados nas respectivas camadas drenantes.

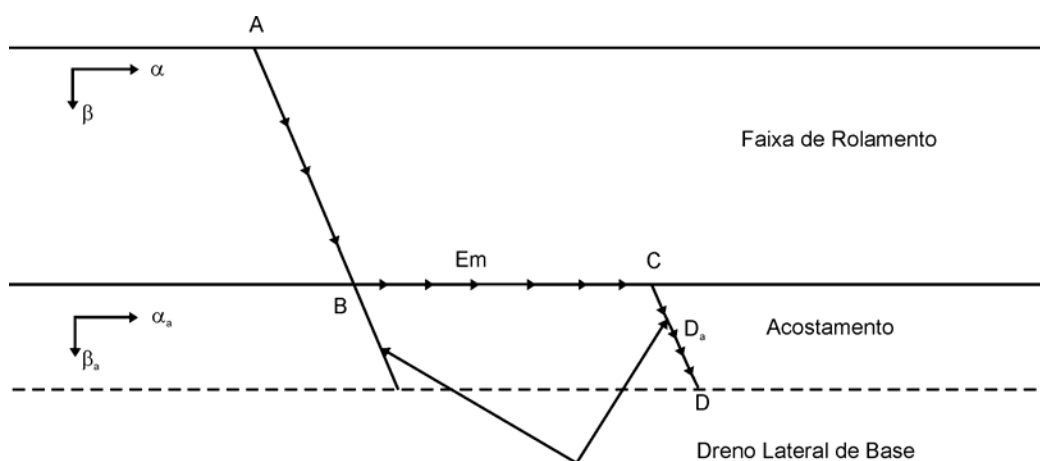
4.4.2 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

O dimensionamento dos drenos laterais é feito tendo em vista a seção transversal a adotar ou, quando houver restrições a essa seção, a pesquisa de materiais que tenham coeficientes de condutividade hidráulica que permitam o uso da seção imposta pelas condições locais.

Como já foi adotado anteriormente no cálculo da espessura da camada drenante, admite-se que a inclinação do dreno seja igual ao seu gradiente hidráulico, este, por sua vez, comumente representado pela linha de maior declive, com base nas declividades longitudinal e transversal do acostamento.

É comum, principalmente em pavimentos existentes, que os materiais dos acostamentos tenham condutividade hidráulica menor que aqueles das camadas correspondentes do pavimento. Desse modo, quando as águas drenadas pela camada drenante se aproximarem dos acostamentos, vão tender a se escoar longitudinalmente junto a eles, até que seja atingida a capacidade máxima da camada drenante, onde será o local indicado no projeto, para um dreno lateral (Fig. 94).

Figura 94 - Comportamento da água drenada nos pavimentos

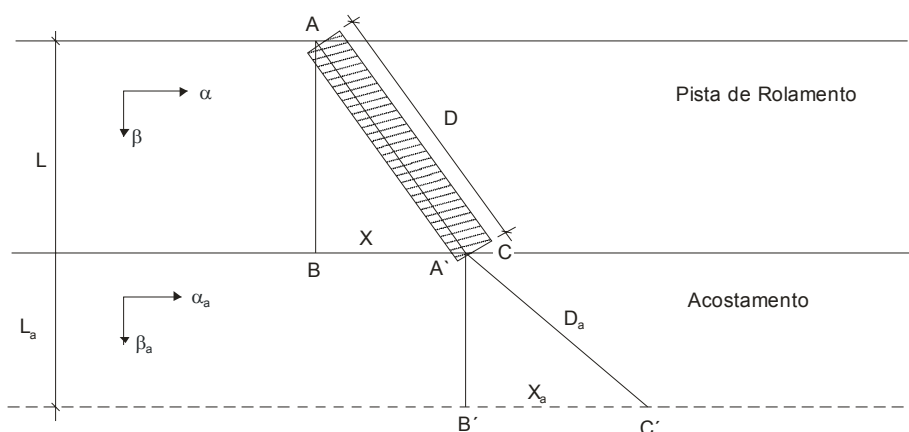


Cálculo da seção transversal necessária

A seção de vazão do dreno deverá ter uma área que permita o escoamento da água drenada pela camada drenante, dentro de 1 hora, incluindo o percurso na referida camada.

O espaçamento máximo entre os drenos laterais deve ser obtido pela divisão da vazão de projeto do dreno lateral pela contribuição por metro linear da camada drenante.

Considera-se a Fig. 95

Figura 95 - Elementos de cálculo do dreno lateral de base

Adotando-se os símbolos e letras descritos em 4.2.2 e acrescentando:

A' = ponto localizado ao nível inferior da borda da camada drenante, pertencente, também, ao dreno lateral;

B' e C' = pontos localizados ao nível do fundo do dreno lateral na boca de jusante;

La = largura do acostamento, incluindo seu prolongamento para deságue do dreno em área livre;

Ter-se-á, por analogia com os cálculos anteriormente feitos para a camada drenante:

$$X_a = \frac{\alpha_a}{\beta_a} L$$

$$D_a = \sqrt{X_a^2 + L_a^2}$$

$$I_a = \frac{h(A - C)}{D_a^2}$$

ou seja, o valor de I_a necessário ao emprego da fórmula de Darcy, que irá ser abordada mais adiante.

Por outro lado, viu-se anteriormente, quando se tratou do dimensionamento da camada drenante que a descarga de água infiltrada na base segundo o Método Racional era por metro linear.

$$Q = \frac{ci \times D \times 24}{100}$$

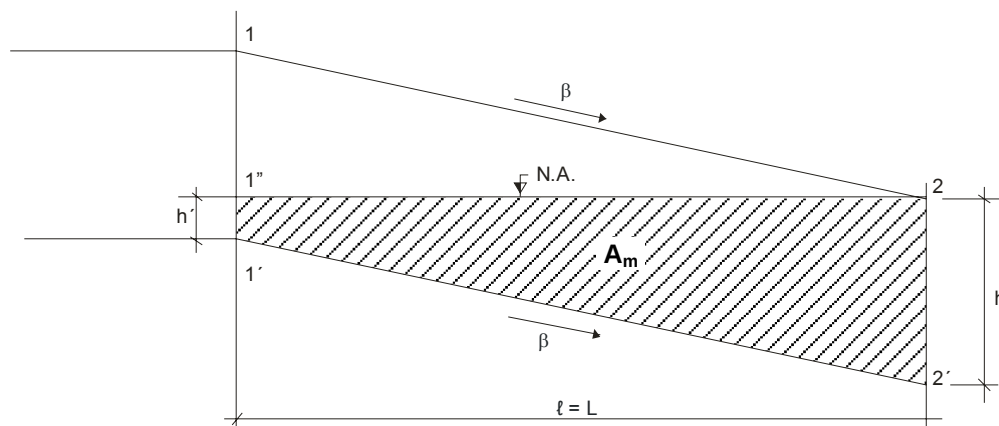
Essa descarga precisa ser drenada pelos drenos laterais porque qualquer excesso além da sua espessura irá provocar o aparecimento de pressões, de baixo para cima, na camada do revestimento da rodovia. Na Fig. 96, as áreas:

1.1'. 2.2' - representam a base drenante ou base permeável.

1'.1". 2.2' - representam a seção de vazão da água infiltrada, percolando longitudinalmente, sem pressão de baixo para cima, com largura igual à da faixa de contribuição da infiltração ($l = L$).

β - declividade transversal da pista de rolamento.

Figura 96 - Área de vazão máxima ($l = L$)



Essa figura dá a área de vazão máxima;

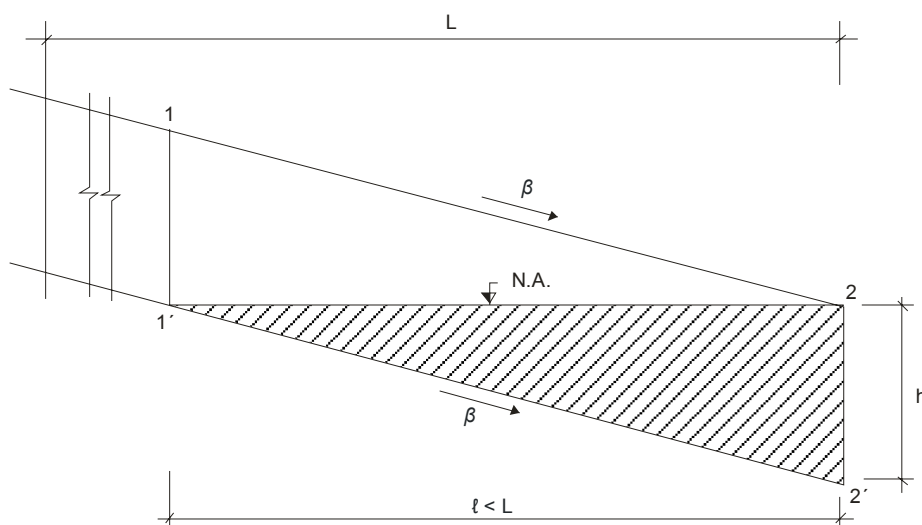
$$A_m = L \left(\frac{h + h'}{2} \right)$$

Como, porém, $h' = h - \beta L$, tem-se:

$$A_m = L \left(h - \frac{\beta L}{2} \right)$$

Esta hipótese se verifica, quando $h > \beta L$.

Se a largura da seção de vazão, porém, for menor do que a da camada drenante, isto é, $l < L$, a seção passa a ser a da Fig. 97.

Figura 97 - Área de vazão máxima ($l < L$)

Verifica-se, assim, que a seção de escoamento da água fluindo longitudinalmente passa a ter forma triangular, definida pelos pontos 1' 2.2' e sua área passa a ser:

$$A_m = \frac{1h^2}{2\beta}$$

Sendo, porém,

$$1 = \frac{h}{2\beta}$$

a área máxima, A_m , passa a ter o valor

$$A_m = \frac{h^2}{2\beta}$$

Determinada a área de vazão máxima, normal ao fluxo, já será possível empregar-se a fórmula de Darcy, para obtenção do $Q_{m\acute{a}x}$ para o cálculo do espaçamento dos drenos laterais.

$$Q_{m\acute{a}x} = K A_{m\acute{a}x} \alpha$$

$Q_{m\acute{a}x}$ = vazão máxima permissível na camada drenante ou base permeável obtida pelas condições anteriormente expostas (m³/dia);

K = coeficiente de condutividade hidráulica da camada ou base drenante, (m/dia);

$A_{m\acute{a}x}$ = área máxima permissível (m²)

α = gradiente hidráulico, considerando, por aproximação, igual à declividade longitudinal da rodovia.

Conhecendo-se $Q_{\text{máx}}$, e, por outro lado, como Q é a vazão referente à contribuição das águas por metro linear da rodovia de acordo com o método racional, tem-se:

$$Q_{\text{máx}} = \varepsilon_{\text{máx}} Q$$

que dá $\varepsilon_{\text{máx}} = \frac{Q_{\text{máx}}}{Q}$, o espaçamento procurado, entre drenos consecutivos.

Cálculo da seção de vazão do dreno lateral de base

Obtido o valor de Q_m tem-se, pela Fórmula de Darcy:

$$Q_{\text{máx}} = K A_s I_a \text{ ou}$$

$$A_s = \frac{Q_a}{K I_a}$$

onde:

$Q_{\text{máx}}$ = vazão máxima que vai funcionar como descarga para o cálculo da área do dreno lateral de base (m^3/dia);

K = coeficiente de condutividade hidráulica do material a ser usado no dreno lateral de base (m/dia);

I_a = declividade do dreno lateral de base, geralmente a declividade da reta de maior declive do acostamento (m/m);

A_s = área do dreno lateral de base (m^2).

Comumente adota-se o dreno de base com a mesma altura da camada a ser drenada por ele, do que resulta determinar apenas a largura (b) do dispositivo:

$$b = \frac{A_s}{h}$$

Onde h é a altura da base e consequentemente do dreno, e b a largura.

Tempo máximo de permanência das águas no sistema

O tempo máximo de permanência das águas no sistema de drenagem será o do percurso ABCD composto dos trechos AB, BC, CD da Fig. 95 .

O tempo gasto no percurso será a divisão da extensão do trecho pelas respectivas velocidades de percurso:

$$t_{AD} = \frac{L_{AB}}{V_{AB}} + \frac{L_{BC}}{V_{BC}} + \frac{L_{CD}}{V_{CD}}$$

Por sua vez, as velocidades de percolação serão, em cada trecho, calculadas pela fórmula:

$$V = \frac{KI}{\eta_e}$$

sendo:

V = velocidade de percolação (m/s);

K = coeficiente de condutividade hidráulica da camada drenante ou base permeável (m/s);

I = gradiente hidráulico (m/m)

η_e = porosidade efetiva do material usado.

4.5 DRENOS TRANSVERSAIS

4.5.1 ELEMENTOS DE PROJETO

Utilização

São drenos destinados a drenar as águas que atravessam as camadas do pavimento, ou suas interfaces, longitudinalmente.

Localização

Os drenos transversais do pavimento são indicados nos seguintes locais:

- a) em pontos baixos das curvas verticais côncavas;
- b) nos locais em que se deseje drenar águas acumuladas nas bases permeáveis, não drenadas por outros dispositivos (caso das restaurações).

4.5.2 DIMENSIONAMENTO

Os drenos transversais do pavimento são projetados como drenos cegos, isto é, sem tubos, ou com tubos-dreno ranhurados ou perfurados,

Os materiais usados nos drenos transversais, com tubos ou sem tubos, devem ter coeficientes de condutividade hidráulica maiores ou, pelo menos, iguais aos agregados das bases drenantes, no caso de pavimentos existentes ou camadas drenantes, no caso de projetos novos.

O espaçamento entre drenos consecutivos deverá ser calculado tendo em vista sua vazão de projeto e a contribuição recebida resultante da infiltração verificada por metro quadrado.

Os elementos básicos usados para o dimensionamento dos drenos transversais são os mesmos adotados no item 4.2.2

O dimensionamento hidráulico deve seguir o que já foi exposto no item 4.3.2 tanto para dreno cego como para tubos.

Esse tipo de dreno assume importante desempenho no caso das restaurações de rodovias, onde houver, abaixo do revestimento, uma base drenante sem o necessário deságüe.

Nos casos de drenagem das bases drenantes (projetos de restauração) o dreno transversal também deve ser feito na largura dos acostamentos e de acordo com a técnica usada para os drenos laterais de base, excetuando-se os casos de curva côncava no perfil, onde os drenos deverão atravessar toda a largura da pista e acostamento.

5 -DRENAGEM SUBTERRÂNEA OU PROFUNDA

5 DRENAGEM SUBTERRÂNEA OU PROFUNDA

No que interessa à drenagem das estradas, a água das chuvas, tem dois destinos : parte escorre sobre a superfície dos solos e parte se infiltra, podendo formar lençóis subterrâneos.

É claro que estas situações não são únicas e distintas, havendo variação das condições em função das graduações que tornam os solos mais ou menos permeáveis ou impermeáveis, criando condições próprias para cada região, influenciadas pelo tipo de solo, topografia e clima.

Há ainda um terceiro aspecto pelo qual a água se apresenta: a "franja capilar", resultante da ascensão capilar a partir dos lençóis d'água, obedecendo às leis da capilaridade. A influência produzida pela "franja capilar" deve ser eliminada, ou reduzida, pelos rebaixamentos dos referidos lençóis freáticos.

De um modo ou de outro, há sempre a necessidade indiscutível de manter-se o lençol freático a profundidades de 1,50 a 2,00 metros do subleito das rodovias, dependendo do tipo de solo da área considerada.

Quando a água escoar superficialmente, as situações são tratadas nos capítulos 1 - Transposição de Talwegues e 2 - Drenagem Superficial.

No presente capítulo, indicam-se os recursos selecionados ao longo dos anos para resolver os problemas causados pela água de infiltração, por meio dos seguintes dispositivos;

- a) Drenos profundos;
- b) Drenos espinha de peixe;
- c) Colchão drenante;
- d) Drenos horizontais profundos;
- e) Valetões laterais;
- f) Drenos verticais de areia.

A solução dos projetos de drenagem subterrânea exige :

- a) conhecimento da topografia da área;
- b) observações geológicas e pedológicas necessárias, com obtenção de amostras dos solos por meio de sondagens a trado, percussão, rotativa e em certos casos, por abertura de poços a pá e picareta;
- c) conhecimento da pluviometria da região, por intermédio dos recursos que oferece a hidrologia.

5.1 DRENOS PROFUNDOS

5.1.1 OBJETIVO E CARACTERÍSTICAS

Os drenos profundos têm por objetivo principal interceptar o fluxo da água subterrânea através do rebaixamento do lençol freático, impedindo-o de atingir o subleito.

Os drenos profundos são instalados, preferencialmente, em profundidades da ordem de 1,50 a 2,00m, tendo por finalidade captar e aliviar o lençol freático e, conseqüentemente, proteger o corpo estradal.

Devem ser instalados nos trechos em corte, nos terrenos planos que apresentem lençol freático próximo do subleito, bem como nas áreas eventualmente saturadas próximas ao pé dos taludes.

Materiais

Os materiais empregados nos drenos profundos diferenciam-se de acordo com as suas funções, a saber:

materiais filtrantes: areia, agregados britados, geotextil, etc.

materiais drenantes: britas, cascalho grosso lavado, etc.

materiais condutores: tubos de concreto (porosos ou perfurados), cerâmicos (perfurados), de fibro-cimento, de materiais plásticos (corrugados, flexíveis perfurados, ranhurados) e metálicos.

Há casos em que não são colocados tubos no interior dos drenos. Nestes casos eles são chamados de " drenos cegos " .

Localização

Os drenos profundos devem ser instalados nos locais onde haja necessidade de interceptar e rebaixar o lençol freático, geralmente nas proximidades dos acostamentos.

Nos trechos em corte, recomenda-se que sejam instalados, no mínimo, a 1,50m do pé dos taludes, para evitar futuros problemas de instabilidade.

Podem, também, ser instalados sob os aterros, quando ocorrer a possibilidade de aparecimento de água livre, bem como quando forem encontradas camadas permeáveis sobrepostas a outras impermeáveis, mesmo sem a presença de água na ocasião da pesquisa do lençol freático.

5.1.2 ELEMENTOS DE PROJETO

Os drenos profundos são constituídos por vala, materiais drenante e filtrante, podendo apresentar tubos-dreno, juntas, caixas de inspeção e estruturas de deságue.

No caso de drenos com tubos podem ser utilizados envoltórios drenantes ou filtrantes constituídos de materiais naturais ou sintéticos.

Valas

As valas, abertas manual ou mecanicamente, devem ter no fundo a largura mínima de 50cm e de boca a largura do fundo mais 10cm.

Sua altura vai depender da profundidade do lençol freático podendo chegar a 1,50m, ou no máximo 2,00m.

Material de enchimento

O material de enchimento da vala pode ser filtrante ou drenante.

A função do material filtrante é a de permitir o escoamento da água sem carrear finos e consequentemente evitar a colmatção do dreno.

Poderão ser utilizados materiais naturais com granulometria apropriada ou geotexteis.

A função do material drenante é a de captar e ao mesmo tempo conduzir as águas a serem drenadas, devendo apresentar uma granulometria adequada à vazão escoada.

Há casos em que, com o uso de tubos, pode-se utilizar apenas o material drenante, com a finalidade de aumentar o raio hidráulico na interface solo-envelope, direcionando o fluxo da água do solo para o tubo, com a função de captação ou de envoltório, pois, à medida que se aumenta o raio hidráulico do dreno, reduz-se a possibilidade de arraste de finos do solo, reduzindo a colmatção.

Tubos

Devem ser constituídos por tubos de concreto, de cerâmica, de plástico rígido ou flexível corrugado, e metálicos.

Os diâmetros dos tubos comerciais variam de 10 a 15cm. Na medida da necessidade, poderão ser perfurados, no canteiro de obras, tubos de diâmetros maiores.

Os tubos de concreto podem conter furos com diâmetros variando de 6 a 10mm, sendo que nos tubos de materiais plásticos flexíveis corrugados são utilizadas ranhuras de 0,6 a 10mm.

Os tubos deverão ser instalados com os furos voltados para cima, em casos especiais de terrenos altamente porosos ou rochas com fendas amplas.

A posição dos furos, voltados para cima, exige que se encha a base da vala do dreno com material impermeável até a altura dos furos iniciais e na outra condição deve-se colocar filtro como material de proteção no fundo da vala.

No caso de tubos plásticos corrugados flexíveis, por disporem de orifícios em todo o perímetro, não há necessidade de direcionar as aberturas de entrada d'água.

5.1.3 DIMENSIONAMENTO

No dimensionamento dos drenos profundos, há dois modelos a considerar, ou seja: drenos com tubos, rígidos ou flexíveis, e drenos cegos.

Drenos com tubos

Os drenos são constituídos por uma vala onde são instalados os tubos e o material de enchimento, ou envoltório, podendo ser selados ou não. Quando selados contém uma camada de material impermeável.

Material de enchimento

No enchimento da vala é recomendada a utilização de materiais inertes: pedra britada, cascalho ou areia lavada, com granulometria própria e adequada. Para evitar a colmatagem e atender as condições de vazão, poderá haver a necessidade de execução de drenos descontínuos. .

Materiais (escolha e dimensionamento)

As granulometrias dos materiais drenantes e filtrantes, e outras considerações, são obtidas pelo processo de Terzaghi , pelas determinações do Bureau of Reclamation e Soil Conservation Service, e no caso de geotêxteis pelo método do Comité Francês de Geotexteis e Geomembranas, apresentados no anexo.

Das recomendações de Terzaghi tem-se as seguintes condições:

- Condição de permeabilidade

$$d_{15\% F} \geq 5d_{15\% S}$$

(máximo de 5% passando em peneira nº 200)

- Condição de não entupimento do material filtrante

$$d_{15\%F} \leq 5d_{85\%S}$$

$$d_{15\%F} \leq 40d_{15\%S}$$

$$d_{50\%F} \leq 25d_{50\%S}$$

- Condição de não entupimento do tubo

$$d_{85\%F} \geq d_e$$

- Condição de uniformidade

$$2 \leq \frac{d_{60\%F}}{d_{10\%F}} \leq 20$$

Onde:

d_e = diâmetro do furo do tubo

$d_{15\%S}$ = diâmetro correspondente à porcentagem de 15% passando, de material filtrante.

$d_{15\%S}$ = diâmetro correspondente à porcentagem de 15% passando do solo a drenar.

$d_{50\%F}$ = diâmetro correspondente à porcentagem de 50% passando, do material filtrante.

$d_{50\%S}$ = diâmetro correspondente à porcentagem de 50% passando, do solo a drenar.

$d_{85\%F}$ = diâmetro correspondente à porcentagem de 85% passando, do material filtrante.

$d_{85\%S}$ = diâmetro correspondente à porcentagem de 85% passando, do solo a drenar.

$d_{60\%F}$ = diâmetro correspondente à porcentagem de 60% passando, do material filtrante.

$d_{10\%F}$ = diâmetro correspondente à porcentagem de 10% passando, do material filtrante.

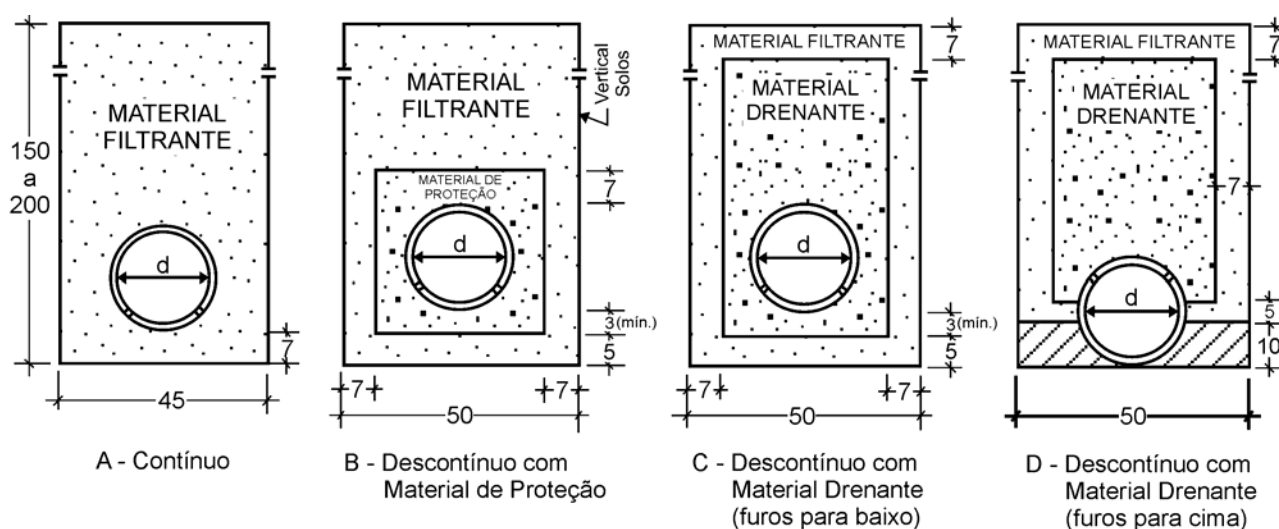
Além dessas condições, o método recomenda os cuidados expostos a seguir:

- Uso de dreno contínuo (Fig. 98A) - vala enchida unicamente com material filtrante – são as seguintes as recomendações:

- a) O material filtrante deve satisfazer a todas as exigências anteriormente listadas;
- b) Assegurar, nos cortes em rocha, a não intrusão de finos no material filtrante.
- Uso do dreno descontínuo (Fig. 98B) - enchimento da vala com material filtrante e com um material de proteção envolvendo o tubo, nos casos em que o material filtrante não satisfizer, unicamente, à condição de não entupimento dos furos do tubo.
- Uso do dreno descontínuo (Fig. 98C) - vala enchida com material drenante protegido em toda a altura da vala pelo material filtrante, com furos dos tubos voltados para baixo:
- a) Quando houver excepcional quantidade de água no corte;
- b) No caso em que o valor do diâmetro da porcentagem de 15% (passando) do material filtrante, obtido pelo cálculo da exigência de "permeabilidade", for maior do que o valor do diâmetro de 15% (passando) do mesmo material, obtido pelo cálculo da exigência de não entupimento do material filtrante;
- c) Nos cortes em rocha quando houver a possibilidade de intrusão de finos no material drenante de enchimento.
- Uso de dreno descontínuo (Fig. 98D) - vala cheia com material drenante protegido por material filtrante em toda altura da vala com furos do tubo voltados para cima, nos casos de terrenos altamente porosos, ou, em rocha, com fendas amplas.

No caso das figuras 98A, 98B e 98C pode-se utilizar tubos plásticos com furos distribuídos ao longo de sua parede. No caso do material envelopante deve-se seguir os critérios de estabilidade utilizados para drenagem subterrânea deste manual para evitar excesso de finos dentro do tubo.

Figura 98 - Seções de drenos profundos



Material filtrante

Para escolha do filtro no caso de materiais naturais determina-se, face às características dos solos dos cortes em estudo, curvas granulométricas que limitem faixas, nas jazidas encontradas, satisfazendo às exigências do processo de Terzaghi para projetos de filtros de drenos.

- Da condição de não entupimento do material filtrante

Inicialmente adotam-se os menores diâmetros correspondentes às porcentagens de 15, 50 e 85% (porcentagens passando) dos solos a drenar e com esses valores calculam-se os valores máximos que deverão ter os diâmetros das porcentagens de 15 e 50% do material filtrante, segundo Terzaghi (Fig. 99 pontos A e B).

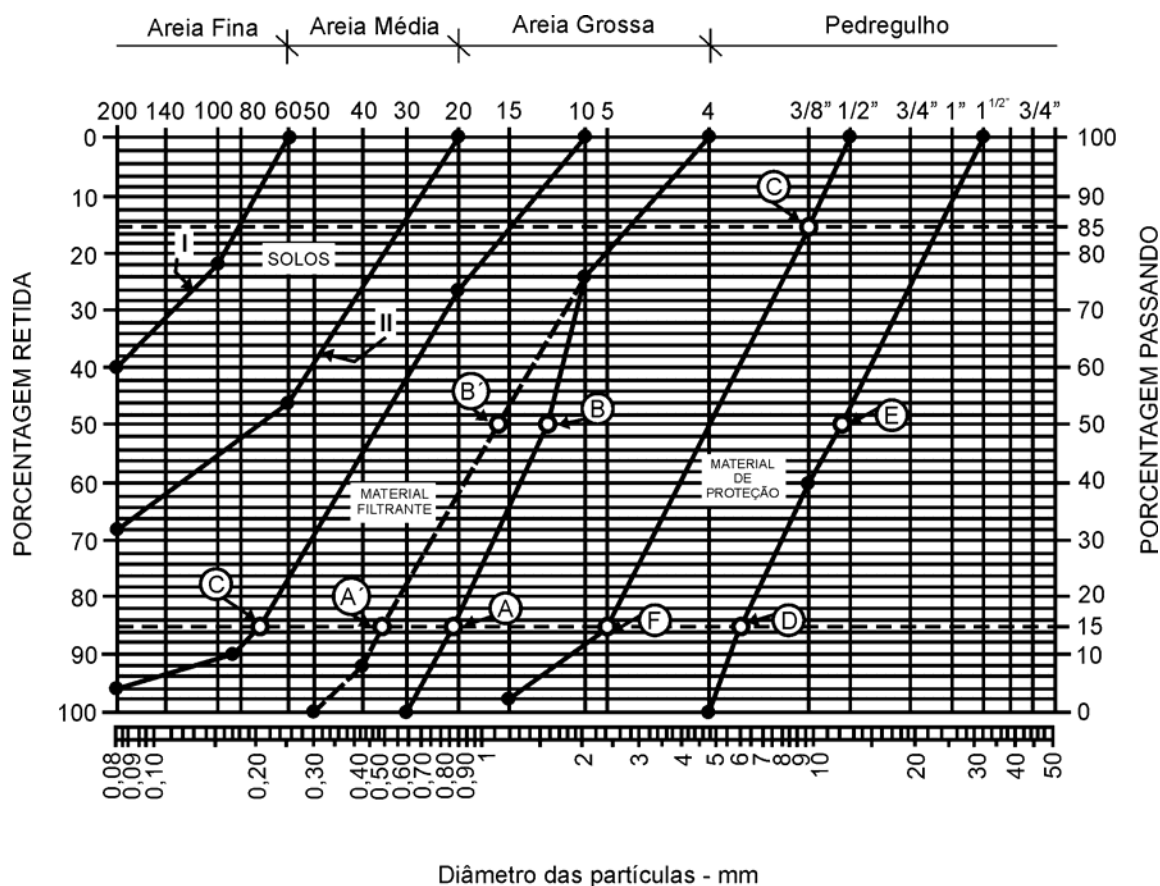
- Da condição de permeabilidade

Adota-se em seguida o maior diâmetro da porcentagem de 15% (passando) dos solos a drenar e com ele calcula-se o valor mínimo do diâmetro da quantidade de 15% do material filtrante. (Fig. 99, ponto C).

Por esses três pontos obtem-se duas curvas granulométricas. A primeira passando pelos pontos A e B e a segunda a partir do ponto C, com direção mais ou menos paralela à reta A'B', determinando uma área dentro da qual se posicionarão todas as curvas.

Quando a jazida não atende às exigências, tenta-se a mistura com dois materiais de granulometria diversas.

Figura 99 - Determinação gráfica de material filtrante e drenante (proteção)



Outros critérios

Define-se envelope como todo material colocado entre o tubo de um dreno e o solo, com a finalidade de proporcionar uma redução do gradiente hidráulico nas proximidades do tubo com a conseqüente redução da velocidade do fluxo nos poros do solo.

Essa redução de velocidade faz com que o carreamento de partículas para o interior do tubo seja pequeno ou praticamente nulo.

O envelope deve ter a função de permitir, pela sua permeabilidade, o movimento da água do solo para o dreno. Um envelope convenientemente selecionado impede que haja a liberação de partículas do solo e o conseqüente carreamento delas para o tubo.

Materiais de envelope

Como envelope pode ser utilizado cascalho, brita ou areia grossa lavada, livre de matéria orgânica, argila ou outro material que possa alterar sua condutividade hidráulica com o tempo.

O envelope também pode se constituir diretamente de material sintético (geotêxtil) ou orgânico natural (fibra de coco, palha, etc).

A seleção do tipo de envelope depende de vários fatores, tais como, disponibilidade de material apropriado, condições climáticas e tipos de solos, indicado a seguir, nas recomendações de uso de envelope ou filtro do Soil Conservation Service:

Tabela 41 - Uma classificação para determinar a necessidade para filtros ou envelopes e velocidades mínimas nos drenos

Classificação unificada dos solos	Descrição do solo	Recomendação		
		filtro	envelope	velocidade mínima no dreno
SP (Fino)	Areias mal graduadas, areia grossa	Necessita filtro	Não é necessário onde é usado filtro de areia ou cascalho mas pode ser necessário com tubos flexíveis e outros tipos de filtros	Nenhuma
SM (Fino)	Areias siltosas, misturas silte - areia mal graduada			
ML	Siltes inorgânicos e areias muito finas, pó de pedra, areias finas siltosas ou argilosas com pequena plasticidade			
MH	Siltes inorgânicos, solos arenosos micáceos ou diatomáceos ou siltosos ou siltes elásticos			
GP	Cascalho mal graduado, mistura de areia e cascalho com pouco ou nenhum fino	Sujeito à determinação no local	Não necessário onde é usado filtro de areia e cascalho, mas pode ser necessário com tubos flexíveis e outros tipos de filtros	Nenhuma com filtro ----- 0,42m/s sem filtro
SC	Areias argilosas, misturas areia-argila mal graduadas			
SM (grosso)	Areias siltosas, mistura de siltes - areia mal graduada			
GC	Cascalhos - argilosos, misturas cascalho, areia - argila mal graduada	Nenhuma	Opcional, Pode ser necessário com drenos de tubos flexíveis	Nenhuma para solos com pouco ou
CL	Argilas inorgânicas de plasticidade média ou			

	baixa, argilas com cascalho arenoso, siltosas, pobres			nenhum fino
SP,GP(grosso)	Mesmo que SP e GP			----
GW	Cascalhos bem graduados, misturas cascalho-areia com pouco ou nenhum fino			0,42m/s para solos com apreciáveis quantidades de finos
SW	Areias bem graduadas, areias com cascalhos, com pouco ou nenhum fino			
CH	Argilas expansivas inorgânicas			
OL	Siltes orgânicos e siltes-argilas orgânicas de baixa plasticidade			
OH	Argilas orgânicas de média e alta plasticidade			
Pt	Turfa			

É importante considerar as condições climáticas quando se pretende empregar envelope orgânico, que em regiões tropicais, se deteriora facilmente.

Granulometria de material natural para envelope

O material deve apresentar uma granulometria com 100% passando na peneira de 1½" polegadas e no máximo 5% passando na peneira nº 50, segundo as recomendações do Bureau of Reclamation.

Face à dificuldade de se encontrar material natural que atenda a estas características, o material deverá ser produzido mecanicamente.

Para determinar se o material é suficientemente graduado, são definidos os coeficientes relativos à declividade e forma das curvas granulométricas:

Coeficiente de uniformidade: $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

Coeficiente de curvatura: $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$

Onde D_{10} , D_{30} e D_{60} , são os diâmetros das partículas em mm, respectivamente, passando nas peneiras nº 10, nº 30 e nº 60, em pontos percentuais da curva granulométrica do material escolhido.

Para ser bem graduado o coeficiente de uniformidade deve atender à condição de ser maior que 4 para o material graúdo e maior que 6 para o material miúdo e, em complementação, o coeficiente de curvatura deve estar compreendido entre 1 e 3 para ambos os materiais.

**Tabela 42 - Limites de graduação para envelopes
(diâmetro das partículas em mm)**

Material Ocorrente Diâmetro em mm correspondente a 60% passando		Limites inferiores % passando						Limites superiores % passando					
		100	60	30	10	5	0	100	60	30	10	5	0
0,02	0,05	9,52	2,0	0,81	0,33	0,3	0,074	38,1	10,0	8,7	2,5	-	0,59
0,05	0,10	9,52	3,0	1,07	0,38	0,3	0,074	38,1	12,0	10,4	3,0	-	0,59
0,10	0,25	9,52	3,0	1,30	0,40	0,3	0,074	38,1	15,0	13,1	3,8	-	0,59
0,25	1,00	9,52	5,0	1,45	0,42	0,3	0,074	38,1	20,0	17,3	5,0	-	0,59

Nas situações em que ocorrer a necessidade de filtro o Soil Conservation Service recomenda o seguinte:

$$\frac{D_{50 \text{ filtro}}}{D_{50 \text{ solo}}} = 12 \text{ a } 58$$

$$\frac{D_{15 \text{ filtro}}}{D_{15 \text{ solo}}} = 12 \text{ a } 40$$

Para solos e envelopes com partículas distribuídas uniformemente, poderá ser utilizada a seguinte relação:

$$\frac{D_{15 \text{ filtro}}}{D_{15 \text{ solo}}} < 5$$

Nessas expressões Di representa o diâmetro da peneira em que somente i % (50 %, 15 % e 85 %) do material do envelope, ou só solo, ou do filtro, passam por ela.

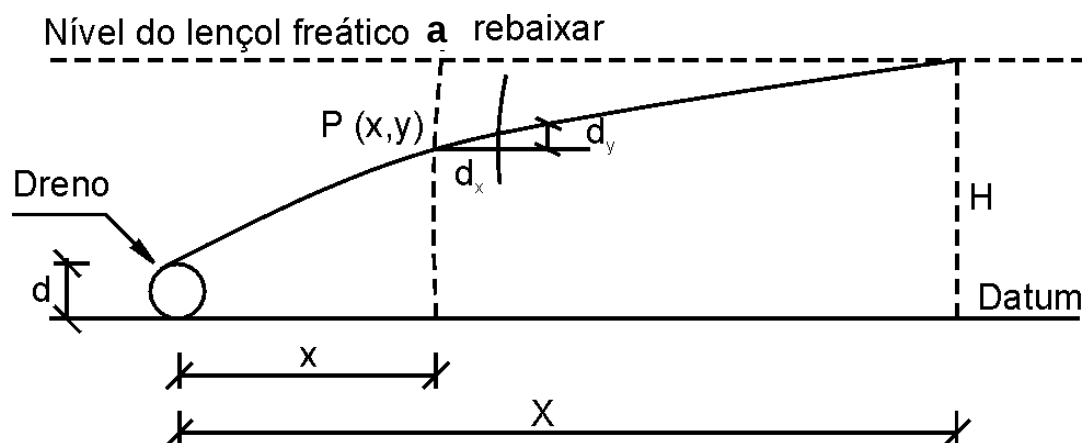
Além disso, os envelopes devem ser formados por material com diâmetro inferior a 1 1/2", 90% com diâmetro inferior a 3/4", e não mais que 10% devem passar na peneira nº 60 (≅ 0,20mm).

O U. S. Soil Conservation Service e o Bureau of Reclamation recomenda um envelope de 4 polegadas de espessura ao redor do tubo, admitindo um mínimo de 3 polegadas.

Cálculo do diâmetro dos tubos

Há duas condições típicas de uso para os drenos longitudinais, a saber: rebaixamento do lençol freático ou interceptação do fluxo d'água das infiltrações, que se formaram através da superfície dos terrenos e se dirigem para a plataforma da rodovia. Para ambos os casos há necessidade de ser determinada a descarga de projeto.

Figura 100 - Rebaixamento de lençol freático



Considerando-se a contribuição de um lado do dreno e a extensão de um metro, pela lei de Darcy, tem-se:

$$Q = K \times A \times I$$

onde:

Q = descarga no meio poroso;

K = coeficiente de permeabilidade;

A = área da seção normal à direção do fluxo;

H = altura máxima do lençol;

X = distância entre o tubo e o ponto de altura máxima do lençol;

I = gradiente hidráulico.

Num ponto P_y de coordenadas x e y , da linha do lençol freático, a ser rebaixado, na largura de 1,00m, tem-se:

$$A = Y \times I \text{ ou } I = \frac{dy}{dx}$$

Assim, pela lei de Darcy, tem-se:

$$Q = K_y \frac{dy}{dx} \text{ ou } Q dx = K_y \times dy$$

Através integração:

$$Q dx = K_y \times dy \text{ ou } Q_x = K \frac{Y^2}{2} + c$$

Quando $x = 0$, $y = d$, então:

$$0 = K \frac{d^2}{2} + c \text{ ou, } c = -K \frac{d^2}{2} \text{ e } Q_x = K \left(\frac{y^2}{2} - \frac{d^2}{2} \right)$$

Quando $x = X$, $y = H$, então:

$$Q = \frac{K}{2 \times X} (H^2 - d^2)$$

Como os valores de d são bem inferiores aos de H , pode-se admitir $d = 0$ e a expressão de Darcy pode ser expressa por:

$$Q = \frac{K}{2 \times X} H^2$$

Havendo contribuição dos dois lados do tubo o valor de Q deve ser duplicado para cada metro do dreno.

Dreno interceptante

Para o dreno profundo com função interceptante deve-se ter o cuidado de considerar a precipitação na área a drenar, função da distância compreendida entre o dreno e os limites desta área.

Conhecendo-se o valor de Q é recomendável para o cálculo do diâmetro do tubo perfurado ou poroso a fórmula de Scobey:

$$V = 0,269 \times c \times D^{0,625} \times I^{0,5}, \text{ ou}$$

$$Q = 0,2113 \times c \times D^{0,625} \times I^{0,5}$$

onde:

V = velocidade do escoamento (m/s);

Q = vazão (m/s);

D = diâmetro (m);

I = declividade do dreno (m/m);

c = coeficiente que depende da rugosidade das paredes internas do tubo. Para os tubos de concreto liso, bem acabados, assim como os de cerâmica, adota-se $C = 132$.

Também é usada a fórmula de Hazen - Willians.

$$V = 0,355 \times c \times D^{0,63} \times I^{0,54}$$

$$Q = 0,2785 \times c \times D^{2,63} \times I^{0,54}$$

Onde os símbolos têm a mesma significação, sendo, porém, $c = 120$ para os tubos de concreto bem acabados e os de cerâmica.

As duas fórmulas, como se observa, são muito semelhantes.

A vazão, a ser exigida em ambas as fórmulas, deve ser igual ao dobro da descarga Q , em virtude da conveniência do tubo trabalhar a meia seção.

Alguns projetistas preferem a fórmula de Manning, que também pode ser usada no caso. Para tubos-drenos plásticos, flexíveis, corrugados; adotar coeficiente de rugosidade de Manning de 0,015 a 0,016.

Drenos cegos

Tem sua utilização nos casos em que o volume d'água a drenar é pequeno e a extensão do dreno é reduzida, face à sua baixa capacidade drenante.

Cálculo da seção de vazão

O cálculo é feito com a fórmula de Darcy

$$Q = K \times A \times I$$

onde:

Q = vazão do dreno, igual à descarga de projeto (m^3/dia);

K = coeficiente de condutividade hidráulica do material drenante usado (m/dia) - tabela 30 do capítulo 2;

A = área da seção transversal do dreno, geralmente de forma retangular (m^2);

I = gradiente hidráulico do dreno considerado igual à sua declividade (m/m).

O problema quase sempre consiste em definir a área A de vazão do dreno ou um material com a condutividade hidráulica K capaz de permitir a vazão face à descarga Q , anteriormente obtida.

A área A comumente é retangular e com isto $A = bh$, de modo que se faz necessário fixar uma dimensão para obter a outra. Geralmente fixa-se b (largura) para se obter h .

Materiais

As granulometrias dos materiais, drenantes e filtrantes, são obtidas pelo processo de Terzaghi, já exposto, ou pelas determinações do Bureau of Reclamation e Soil Conservation Service.

Comprimento crítico

Após o cálculo da vazão do dreno torna-se necessário calcular o comprimento crítico do tubo usado no dreno, isto é, os pontos em que o tubo atinge a capacidade de serviço calculada. Nesses pontos indica-se o deságue com o tubo de alívio, repetindo-se esta operação sucessivamente.

Nesta situação surgem duas soluções alternativas, em que a primeira consiste em conectar-se à linha dos drenos-tubos de maior diâmetro, e a outra em aumentar o número de linha de tubos.

O comprimento crítico é obtido pela fórmula:

$$L = \frac{Q}{q}$$

onde:

L = comprimento crítico (m);

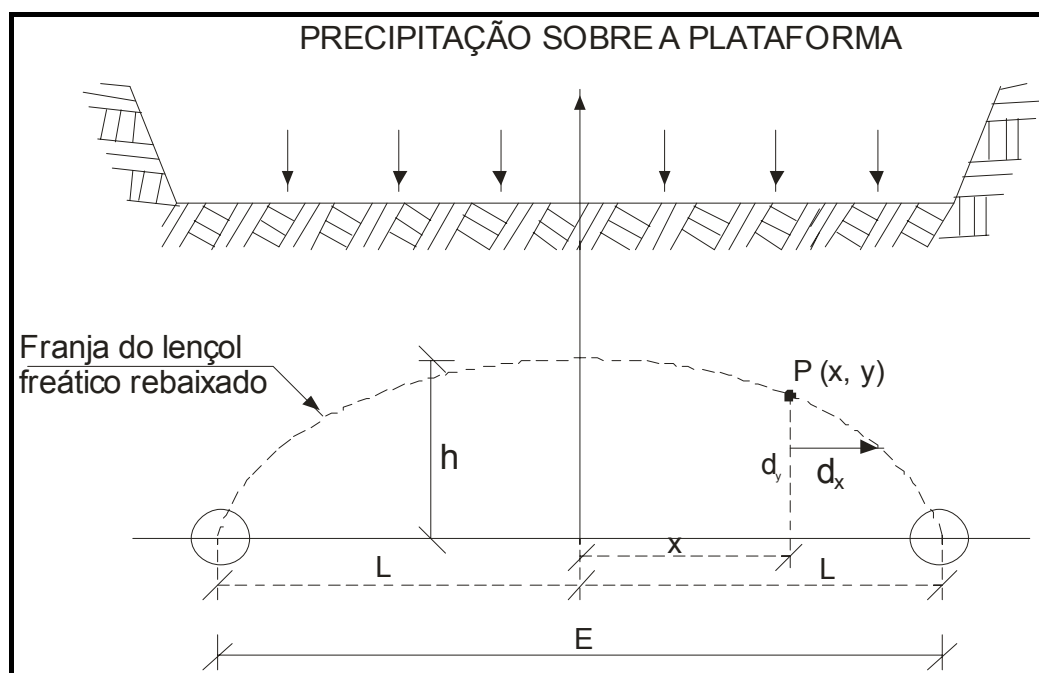
Q = vazão admissível do dreno (m^3/s) ;

q = a contribuição que o dreno recebe, por metro linear ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$) .

Determinação do espaçamento entre drenos longitudinais

No caso do uso de drenos longitudinais há necessidade de que seja definido o número de linhas necessárias para se conseguir a drenagem da área (Fig. 101).

Figura 101 - Perfil dos lençóis freáticos rebaixados



Este dimensionamento é conseguido com a igualdade de vazão da água infiltrada com a capacidade drenante dos tubos a serem usados.

No cálculo, são utilizados os símbolos abaixo:

E = espaçamento das linhas dos drenos (m);

h = altura do lençol freático acima da linha dos drenos, após sua construção (m);

K = condutividade hidráulica do solo (m/s);

q = contribuição da infiltração por m² de área sujeita à precipitação (m³/s/m²);

I = gradiente hidráulico (m/m).

a) Cálculo da água infiltrada

- sendo x o comprimento da faixa de um metro de largura, têm-se:

$$A_i = I \times X \quad (\text{equação 5.01})$$

e a descarga proveniente da infiltração, por sua vez, será:

$$Q = q \times A_i \quad \text{ou} \quad Q = q \times X \quad (\text{equação 5.02})$$

Esta descarga deverá ser escoada, tratando-se de descarga num meio poroso, segundo a lei de Darcy

$$Q = K \times A \times I \quad (\text{equação 5.03})$$

onde:

A = área total da seção do dreno, normal ao deslocamento do fluido.

Num ponto P, de coordenadas x e y, ter-se-á para gradiente hidráulico:

$$I = -\frac{dy}{dx} \quad (\text{equação 5.04})$$

Porém, no caso, A = 1 x y, então:

Como a água infiltrada deverá ser escoada pelo dreno, têm-se, igualando-se (5.02) e (5.04):

$$q_x = -K_y \frac{dy}{dx} \quad \text{ou} \quad q_x \times dx + K_y \times dy = 0$$

Integrando-se, obtém-se:

$$qx^2 + Ky^2 = C$$

Para determinação da constante, faz-se $x = 0$, resultando, $y = h$ e $C = Kh^2$

Então, têm-se:

$$qx^2 + Ky^2 = Kh^2$$

ou, dividindo-se ambos os membros por q :

$$x^2 + \frac{Kh^2}{q} = \frac{K}{q}h^2$$

Dividindo-se, ambos os membros por Kh^2/q resulta:

$$\frac{x^2}{\frac{K}{q}h^2} + \frac{y^2}{h^2} = 1 \text{ (equação 5.05)}$$

Fazendo-se, agora, $y = 0$, $x = L$ e têm-se:

$$\frac{L^2}{\frac{K}{q}h^2} = 1 \quad \text{ou} \quad L^2 = \frac{K}{q}h^2 \text{ (equação 5.06)}$$

Substituindo-se (6) em (5), obtém-se:

$$\frac{x^2}{L^2} + \frac{h^2}{h^2} = 1 \text{ (equação 5.07)}$$

que é a equação de uma elipse cujos semi-eixos são a metade da distância entre os drenos e a altura igual à altura máxima do lençol freático, situada no meio da distância entre os drenos.

Sendo $E = \frac{L}{2}$, obtém-se:

$$\frac{E^2}{4} = \frac{K}{q}h^2$$

e, finalmente

$$E = 2h\sqrt{\frac{K}{q}}$$

que é o espaçamento máximo permissível e dá ao projetista a possibilidade de verificar se no projeto há necessidade de serem usados duas, três ou mais linhas de drenos, guardando entre si distâncias inferiores a E .

5.2 DRENOS EM ESPINHAS DE PEIXE

5.2.1 OBJETIVO E CARACTERÍSTICAS

São drenos destinados à drenagem de grandes áreas, pavimentadas ou não, normalmente usados em série, em sentido oblíquo em relação ao eixo longitudinal da rodovia ou área a drenar.

Geralmente são de pequena profundidade e, por este motivo, sem tubos, embora possam eventualmente ser usados com tubos.

Podem ser exigidos em cortes, quando os drenos longitudinais forem insuficientes para a drenagem da área.

Podem ser projetados em terrenos que receberão aterros e nos quais o lençol freático estiver próximo da superfície.

Podem também ser necessários nos aterros quando o solo natural for impermeável.

Conforme as condições existentes podem desaguar livremente ou em drenos longitudinais, conforme se vê na Fig. 102.

5.2.2 ELEMENTOS DE PROJETO

Tratando-se de drenos a serem construídos à pequena profundidade, é conveniente que sejam adotados drenos do tipo cego ou com tubo dreno. Os materiais usados precisam atender às exigências do item , 5.1.3 (Materiais) deste Manual.

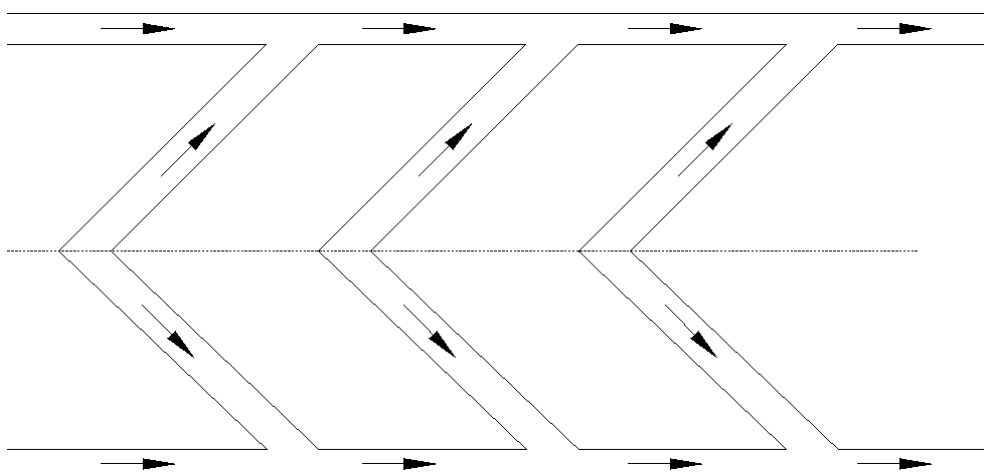
Para o projeto há necessidade de ser calculada a descarga, de acordo com os métodos descritos no item 5.1.3 (Cálculo da Seção de Vazão), deste Manual. Os coeficientes de permeabilidade dos agregados adotados podem ser obtidos na tabela 32, do Apêndice C.

5.2.3 DIMENSIONAMENTO

Tratando-se de drenos cegos, a fórmula a ser aplicada no dimensionamento é a de Darcy:

$$Q = K \times A \times I$$

Tratando-se de drenos com tubos verificar o item 4.1.3.1.3.

Figura 102 - Drenos em espinha de peixe

5.3 COLCHÃO DRENANTE

5.3.1 OBJETIVO E CARACTERÍSTICAS

O objetivo das camadas drenantes é drenar as águas, situadas a pequena profundidade do corpo estradal, em que o volume não possa ser drenado pelos dreno "espinha de peixe".

São usadas:

- a) nos cortes em rocha;
- b) nos cortes em que o lençol freático estiver próximo do greide da terraplenagem;
- c) na base dos aterros onde houver água livre próximo ao terreno natural;
- d) nos aterros constituídos sobre terrenos impermeáveis.

A remoção das águas coletadas pelos colchões drenantes deverá ser feita por drenos longitudinais.

5.3.2 DIMENSIONAMENTO

Para o dimensionamento do colchão drenante, como se trata, ainda, de meio poroso, há necessidade das seguintes determinações:

- a) Volume de água a escoar pela camada numa faixa de 1,0 metro de largura e comprimento, na direção do fluxo, até o limite da bacia de contribuição (Q);
- b) Gradiente hidráulico do fluxo que poderá ser substituído pela declividade da camada. Além dessas determinações há necessidade de pesquisa no campo para obtenção do material drenante e filtrante, cujas granulometrias deverão obedecer, conforme o caso, aos critérios de Terzaghi, do Bureau of Reclamation e Soil Conservation Service e do Comitê Francês de Geotêxteis e Geomembranas ou literatura técnica especializada, conforme Anexo a este Manual.

Os coeficientes de permeabilidade das camadas deverão atender às necessidades da vazão.

De posse destes elementos, o cálculo da espessura da camada não será difícil e vai depender do emprego da lei de Darcy:

$$Q = K \times A \times I$$

5.4 DRENOS SUB-HORIZONTAIS

5.4.1 OBJETIVOS E CARACTERÍSTICAS

Os drenos sub-horizontais são aplicados para a prevenção e correção de escorregamentos nos quais a causa determinante da instabilidade é a elevação do lençol freático ou do nível piezométrico de lençóis confinados. No caso de escorregamentos de grandes proporções, geralmente trata-se da única solução econômica a se recorrer.

São constituídos por tubos providos de ranhuras ou orifícios na sua parte superior, introduzidos em perfurações executadas na parede do talude, com inclinação próxima à horizontal. As Figs. 103 e 104 mostram um dreno típico. Estes tubos drenam a água do lençol ou lençóis, aliviando a pressão nos poros. Considera-se mais importante que o alívio da pressão a mudança da direção do fluxo d'água, orientando-se assim a percolação para uma direção que contribui para o aumento da estabilidade.

Em solos ou rochas permeáveis ou muito fraturadas a vazão pode ser grande, enquanto que em solos menos permeáveis a vazão pode ser pequena ou nula, embora o alívio de pressão esteja presente; neste caso as vazões podem ser tão pequenas que a água recolhida evapora ao longo de seu caminho no interior do tubo, sendo porém seu efeito positivo. Neste último caso, somente com a instalação de instrumentação adequada poderá este efeito ser aquilatado, como se verá no item 4.5.5.

5.4.2 ELEMENTOS DE PROJETO

Para se projetar uma bateria de drenos sub-horizontais é necessário, primeiramente, caracterizar-se geotecnicamente o maciço, por meio de sondagens adequadas, verificando-se em seguida em que caso se enquadra o material do talude. Para isso, distinguem-se três situações:

- a) rochas ou solos heterogêneos com relação à permeabilidade;
- b) materiais essencialmente homogêneos com relação à permeabilidade;
- c) escorregamentos relativamente "impermeáveis" cobrindo formações mais permeáveis e saturadas, com nível piezométrico elevado;

No primeiro caso, a drenagem tem o objetivo de interceptar o maior número possível de veios permeáveis ou bolsões permeáveis. Torna-se necessário o caso de rochas sedimentares ou metamórficas fraturadas (gnaiesses bandeados, por exemplo). É necessário levantar o sistema de faturamento e as direções das fraturas. A direção dos drenos deve ser tal que intercepte cada família de fraturas, com o maior número possível de fraturas interceptadas por dreno. Pode ser necessário, em alguns casos, dispor os drenos em forma de leque, irradiando-os de um único ponto na superfície do talude, em um ou vários locais.

No caso de rochas ou solos homogêneos quanto à permeabilidade, podem-se utilizar ábacos existentes para uma primeira estimativa do número, comprimento e espaçamento dos drenos, de modo a atingir-se a redução desejada das poro-pressões.

No terceiro caso, o comprimento dos drenos deve ser tal que a camada saturada de alta permeabilidade seja interceptada ao longo de um trecho perfurado do tubo com comprimento razoável. Deve ser considerada a necessidade de utilizar o dreno dotado de trecho perfurado apenas nesta camada mais profunda, de modo a não se irrigar camadas mais superficiais, não saturadas, com a água que corre pelo tubo sob pressão.

5.4.3 DIMENSIONAMENTO

Considera-se que o fluxo no interior dos tubos é livre, isto é, a pressão da água no interior dos drenos é igual à pressão atmosférica. As Figs. 105 e 106 reproduzem os ábacos citados.

Noveiller (1981) apresenta ábaco para um caso particular de talude usando o método das diferenças finitas para resolver a equação tridimensional de Laplace, não sendo aplicável para um caso mais geral.

A condição inicial da pressão dos poros em talude (antes da colocação dos drenos) é caracterizada pela relação H_u/H das Figs. 105 e 106. Nas faixas de H_u/H entre 0,5 e 0,64 a melhora da estabilidade do talude expressa por $\Delta F/F_0$ (onde ΔF é o acréscimo do fator de segurança existente, F_0) é muito pouco influenciada pelas condições de pressões dos poros. Os ábacos dão, pois, resultados aceitáveis para a faixa de $H_u/H = 0,5$ a $0,7$. Em

taludes com relação superior a este os resultados ficam subestimados, e para relações menores os ábacos superestimam a influência dos drenos.

A altura do talude H é definida como a altura entre o pé e a crista. Em alguns casos a área instável ou de instabilidade potencial poderá ser localizada ocupando apenas uma parcela da altura total. Em tais casos, a altura equivalente do talude a ser utilizada como entrada nos ábacos pode ser a distância vertical entre a base até a parte superior da área instável ou potencialmente instável, como mostra a Fig. 105.

Para estabilizar trechos com extensões maiores que $4H$, em planta, deve usar-se os ábacos para estabilização geral, partes (a) das Figs. 105 e 106, adotando-se o incremento de segurança desejado, $\Delta F/F_0$. Com este valor busca-se a curva e, comprimento do dreno para a largura unitária do talude, de menor valor. Da interseção obtêm-se os valores ótimos de S/H e L/H , onde S é o espaçamento em planta dos drenos e L o seu comprimento. Na Fig. 104 (a), para o caso do valor desejado na melhoria do fator de segurança $\Delta F/F_0 = 0,25$, obtém-se, interpolando nas curvas e, o valor mínimo requerido para e (no caso, 0,7), e os valores ótimos de S/H e L/H são 2,5 e 3,6, respectivamente. Se, por alguma outra razão, for mais vantajoso usar drenos mais curtos, o mesmo aumento de segurança obtém-se para $L/H = 2$ e $S/H = 2,9$, para um mesmo comprimento total de drenos.

Pode-se ainda, no mesmo gráfico, verificar que para drenos com relação $L/H = 1$ e $S/H = 0,8$ tem-se o mesmo acréscimo de segurança, porém com um comprimento unitário total de drenos, e, igual a 1,1. Neste caso, portanto, estarão sendo gastos mais drenos para obter um mesmo aumento de segurança.

No entanto, as condições reais podem conduzir a esta última escolha, desde que a geologia do local não atenda às hipóteses de homogeneidade e de isotropia admitidas nos ábacos. Assim, os ábacos de Kenney devem ser usados com a devida cautela.

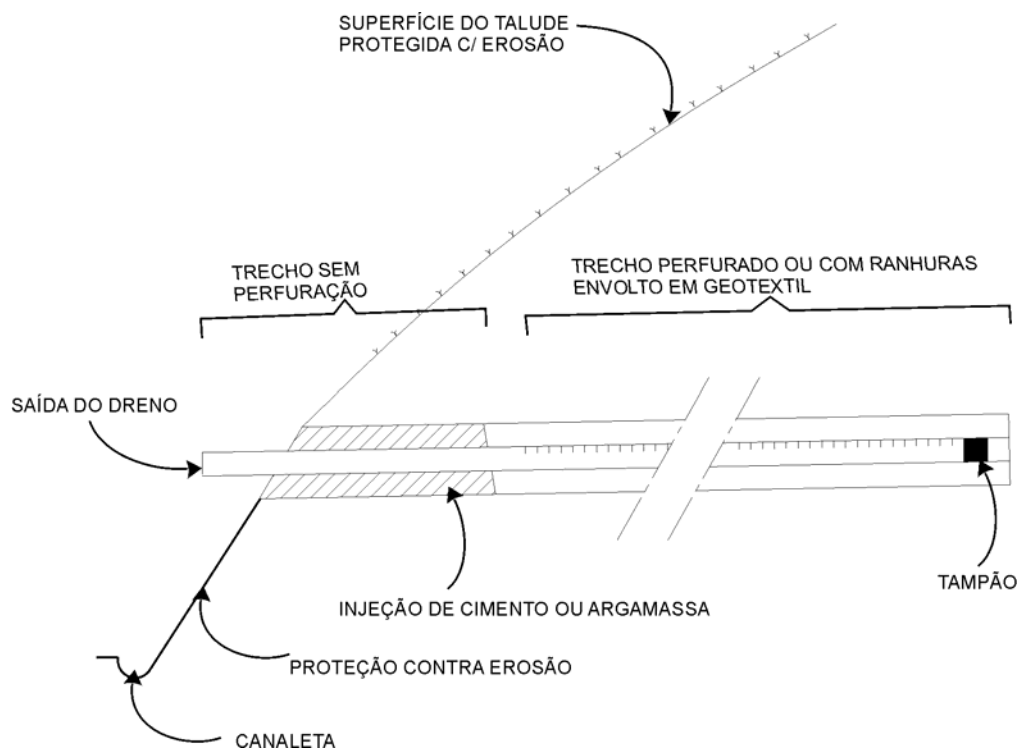
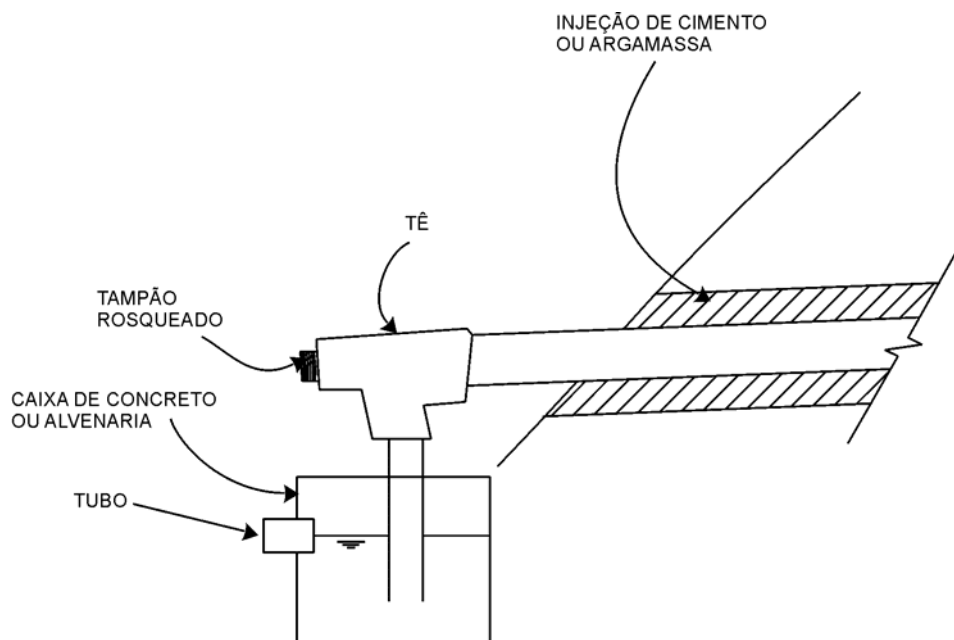
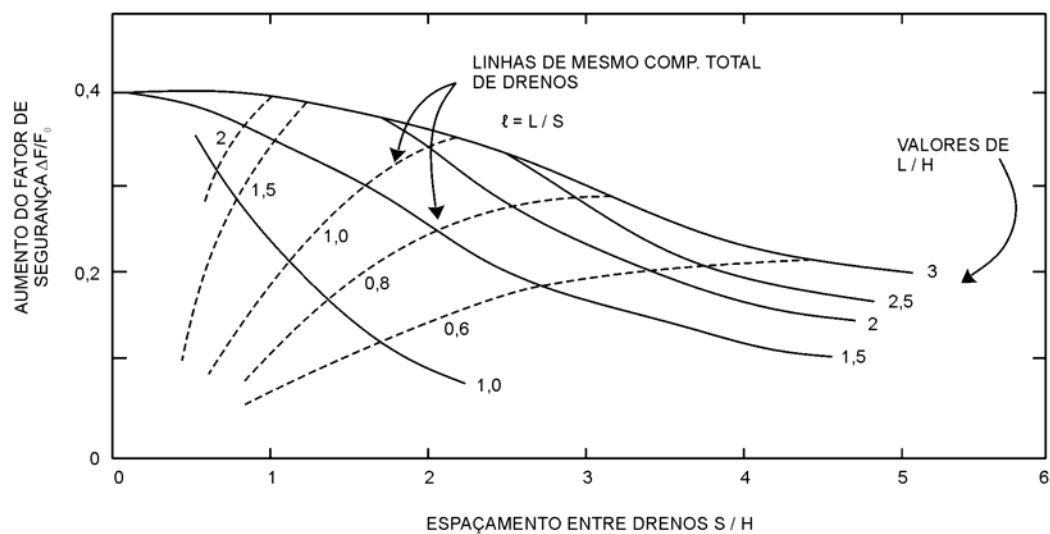
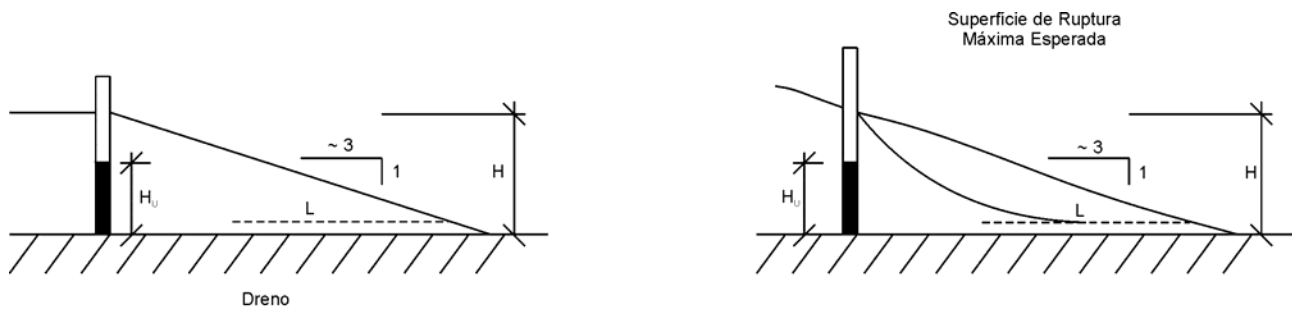
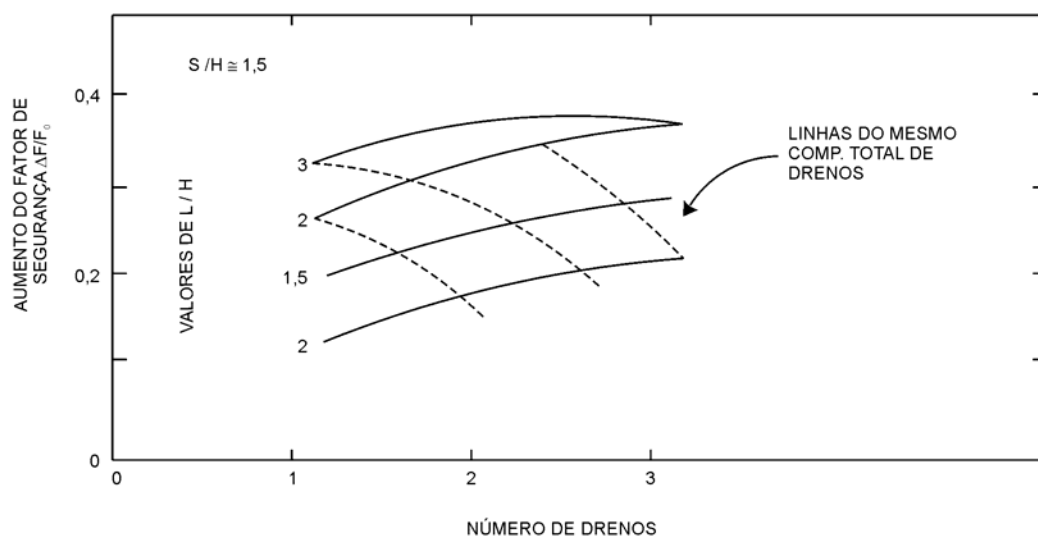
Figura 103 - Elementos de um dreno sub-horizontal**Figura 104 - Dreno sub-horizontal com controle na saída**

Figura 105 - Ábacos para dimensionamento de drenos sub-horizontais (Adup Kenny ET AL., 1977)

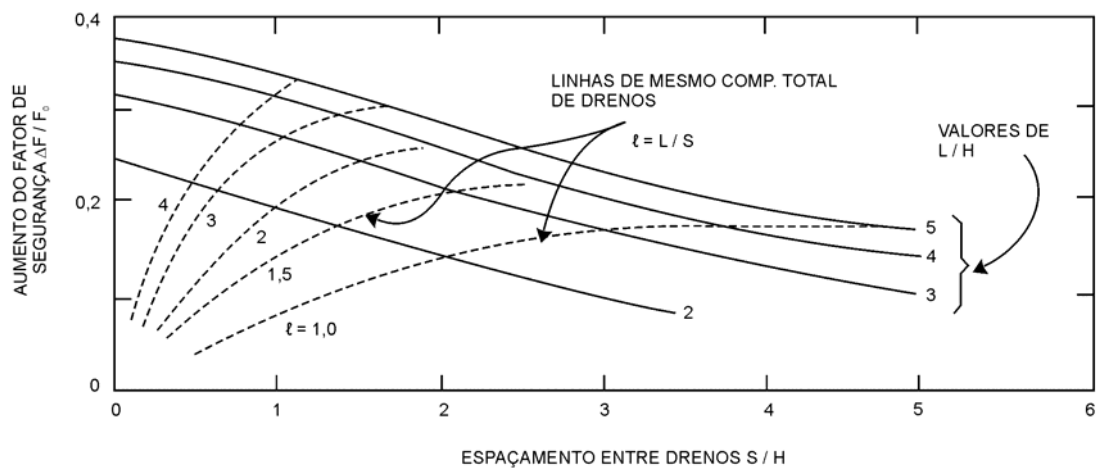
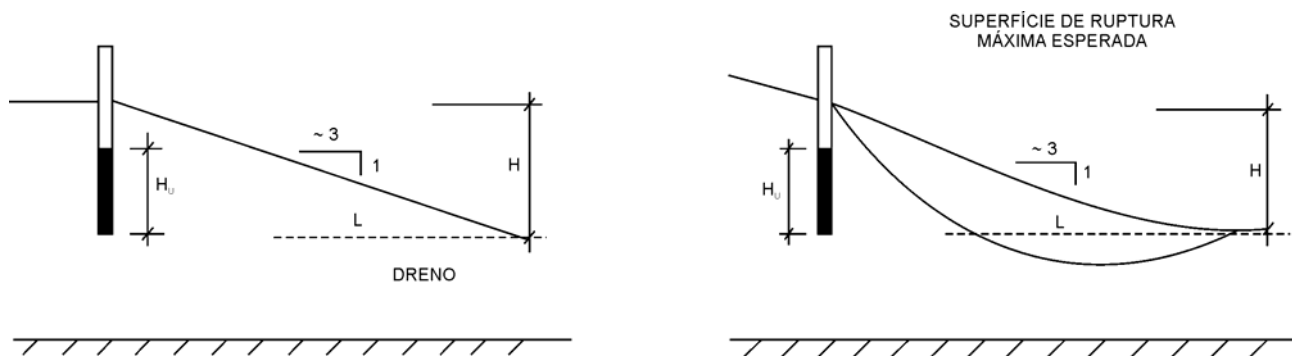


(a) ESTABILIZAÇÃO GERAL PARA TALUDES COM LARG. $> 4H$

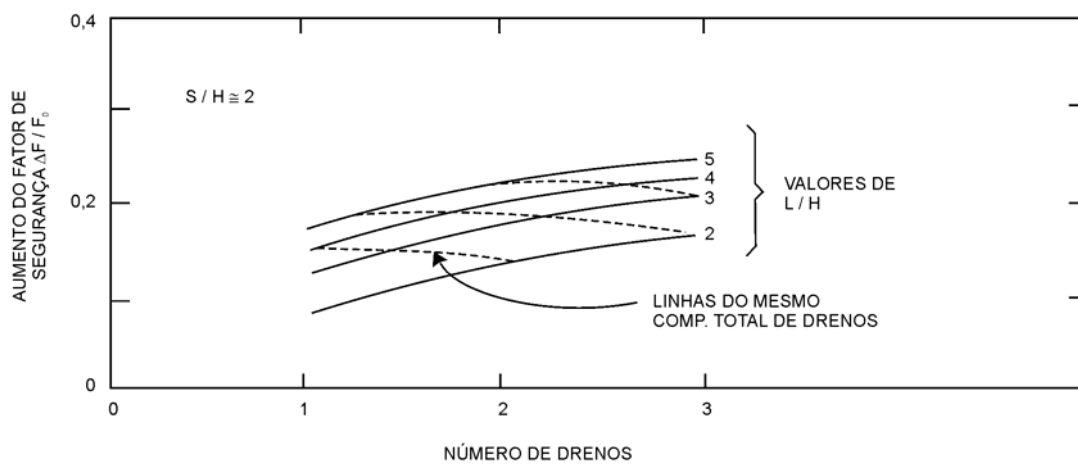


(b) ESTABILIZAÇÃO LOCAL PARA TALUDES COM LARG. $\cong 4H$

Figura 106 - Ábacos para dimensionamento de drenos sub-horizontais
(Adup Kenny ET AL., 1977)



(a) ESTABILIZAÇÃO GERAL PARA TALUDES COM LARG. $> 4H$



(b) ESTABILIZAÇÃO LOCAL PARA TALUDES COM LARG. $\cong 4H$

Para o caso de taludes com extensões menores ou iguais a 4H, deve ser usadas as partes (b) das Figs. 105 e 106.

Dos estudos existentes, pode-se concluir, em linhas gerais, que:

- Para o mesmo comprimento total de drenos instalados, drenos longos mais espaçados são mais eficientes no que se refere a aumento de fator de segurança do que drenos mais curtos, com espaçamento menor;
- Quanto mais suave o talude, maior o comprimento necessário dos drenos;
- Taludes argilosos e compressíveis, saturados, também podem beneficiar-se dos efeitos promovidos pelos drenos sub-horizontais. Contudo, o tempo necessário para que se façam sentir estes benefícios, em termos do aumento do fator de segurança, aumenta quanto menor for o coeficiente de adensamento (C_v) do solo. Tipicamente, para um aumento de 20 por cento no fator de segurança, é necessário esperar 1 mês, para solos siltosos e arenosos (C_v entre 10^{-5} e 10^{-6} m²/s), e cerca de seis meses para solos com C_v entre 10^{-6} e 10^{-7} m²/s. Nestes solos de C_v mais baixo é necessário um número maior de drenos longos para reduzir o tempo necessário para o aumento de segurança desejado.

É importante salientar, mais uma vez, que os ábacos citados são de aplicação restrita a taludes com inclinação da ordem de 1:2 e 1:3 (V:H). Os espaçamentos e comprimentos obtidos através dos mesmos são úteis como previsão inicial, devendo ser ajustados, em cada caso, de acordo com a geologia local e a experiência do projetista.

Recomendações para a execução

Introdução

Os drenos sub-horizontais previstos nos projetos terão as dimensões indicadas nos mesmos, no que se refere a comprimento e diâmetro.

Materiais

Os tubos para os drenos sub-horizontais poderão ser metálicos ou plásticos, como o PEAD rígido com as dimensões indicadas no projeto, não devendo apresentar fraturas, até comprimentos da ordem de 40 metros. Acima deste comprimento poderá ser necessário o emprego de material mais resistente, tipo ferro galvanizado ou inoxidável.

Execução dos drenos

Generalidades

Os drenos deverão ser executados nos locais e com as características previstas em projeto, devendo ser respeitadas as locações das bocas, a direção em planta e as inclinações com a horizontal.

As definições de uso e a execução obedecerão às Especificações de Serviço DNIT 017/2004-ES.

5.5 VALETÕES LATERAIS

5.5.1 OBJETIVO, CARACTERÍSTICAS E PROJETO

Existem casos em que se recomendam os valetões laterais formados a partir do bordo do acostamento, sendo este valetão constituído, de um lado, pelo acostamento, e do outro pelo próprio talude do corte, processo este designado por falso-aterro.

Não obstante a economia obtida no sistema de drenagem, a estrada ficará sem acostamento confiável na época das chuvas e nos tempos secos terá um acostamento perigoso, face à rampa necessária, a não ser que hajam alargamentos substanciais, o que equivale a dizer que os valetões laterais vão funcionar independentemente da plataforma da rodovia.

O dispositivo (valetão lateral), por outro lado, em regiões planas, pode exercer sua dupla função sem dificuldade, visto poder trabalhar como sarjeta e dreno profundo, ao mesmo tempo.

Recomenda-se o revestimento dos taludes do canal com gramíneas. A profundidade do mesmo será de 1.5 a 2.0 m e os taludes de 3/2, quando possível.

5.6 DRENOS VERTICAIS

5.6.1 OBJETIVO E CARACTERÍSTICAS

A eventual necessidade de executar um trecho rodoviário com aterros sobre depósitos de solos moles, tais como: siltes ou argilas orgânicas, argilas sensíveis e turfas pode representar problemas de solução difícil e onerosa e, a fim de reduzir os custos de implantação, deve-se realizar cuidadoso exame do assunto na fase de projeto.

Entre a extensa gama de soluções possíveis de utilização, que vão da remoção do solo por escavação ou deslocamento até as técnicas construtivas, ou seja, velocidade de construção controlada, pré-adensamento, bermas estabilizadoras, etc., aparecem os drenos verticais de areia, drenos cartão e os drenos fibro-químicos.

A opção pela solução mais favorável técnica e econômica, deve ser precedida de um amplo estudo de campo e laboratório e de um criterioso estudo comparativo de custos.

Sob o ponto de vista técnico-econômico, a garantia da estabilidade dos aterros construídos sobre depósitos de argila mole saturada pode, normalmente, ser alcançada com o uso da velocidade de compressão controlada ou pré-adensamento, usando, algumas vezes, uma sobrecarga que, ao reduzir os recalques pós-construtivos, vai

contribuir para o aumento da resistência ao cisalhamento e, assim, atender ao equilíbrio do maciço.

Muitas vezes, porém, os depósitos de solos compressíveis são, além de espessos, de baixa condição de permeabilidade, fazendo com que o adensamento se produza de modo muito lento, tornando então recomendável, para a aceleração desse processo de adensamento, o uso de drenos verticais de areia ou drenos fibro-químicos.

5.6.2 ELEMENTOS DE PROJETO

Os drenos verticais de areia consistem, basicamente, na execução de furos verticais penetrando na camada de solo compressível, nos quais são instalados cilindros com material granular de boa graduação. A compressão decorrente expulsa a água dos vazios do solo o que, aliado ao fato de que normalmente a permeabilidade horizontal é menor que a vertical, faz com que se reduza o tempo de drenagem.

O uso dos drenos de areia, apesar de ser uma solução onerosa, ao ser empregada deve sempre ser precedida de ampla investigação técnica-econômica, sendo indicada para acelerar o aumento da resistência ao cisalhamento e, assim, contribuir para a estabilização do aterro ou da fundação e para apressar, igualmente, o processo de adensamento, diminuindo, pois, os recalques pós-construção. O processo de adensamento com drenos fibro-químicos tem a mesma sistemática.

Deve-se observar que os solos altamente orgânicos – turfosos, por exemplo - cujas principais características são a alta permeabilidade relativa, alta sensibilidade para perturbação, além de um recalque devido à compressão secundária maior que aquele devido ao adensamento primário em período de 10 a 15 anos após o carregamento, não são susceptíveis ao uso dos drenos verticais de areia, conforme amplamente verificado em experiências realizadas. Ocorre, apenas, que, em determinadas circunstâncias, será possível o uso desse dispositivo em solos turfosos quando eles se assentam sobre camadas de argila mole de baixa velocidade de adensamento o que, tendo em vista que a permeabilidade dos solos turfosos pode baixar com elevado carregamento a níveis extremos, pode indicar a aplicação dos drenos verticais de areia para apressar o processo de adensamento da argila.

A instalação dos drenos de areia é procedida por métodos que podem ser descritos como de tubo de ponta fechada, cravado por percussão ou jato d'água, tubo de ponta aberta, com os mesmos tipos de cravação citados, drenagem rotativa, jato de água rotativo, a trado helicoidal contínuo com haste sólida ou oca e cravação por vibração.

Os drenos fibro-químicos são implantados com a cravação dos perfis por punção o que transforma o processo mais rápido e menos oneroso.

Os processos acima enumerados apresentam pontos favoráveis e desfavoráveis, sendo que entre os de maior eficiência podem ser citados o jato d'água rotativo, o tubo cravado por jato d'água e o uso da cravação por punção.

Observação importante a fazer relaciona-se com os requisitos necessários para o material dos drenos e do colchão drenante, o qual, além de permitir a drenagem da água que é extraída do solo quando da compressão, deve também evitar a penetração de partículas nos drenos tornando-os eventualmente inoperantes.

Em função dos estudos feitos apresenta-se a seguir a granulometria a ser obedecida pelo material do dreno e do colchão drenante.

Tabela 43 - Granulometria a ser seguida por drenos e colchões drenantes

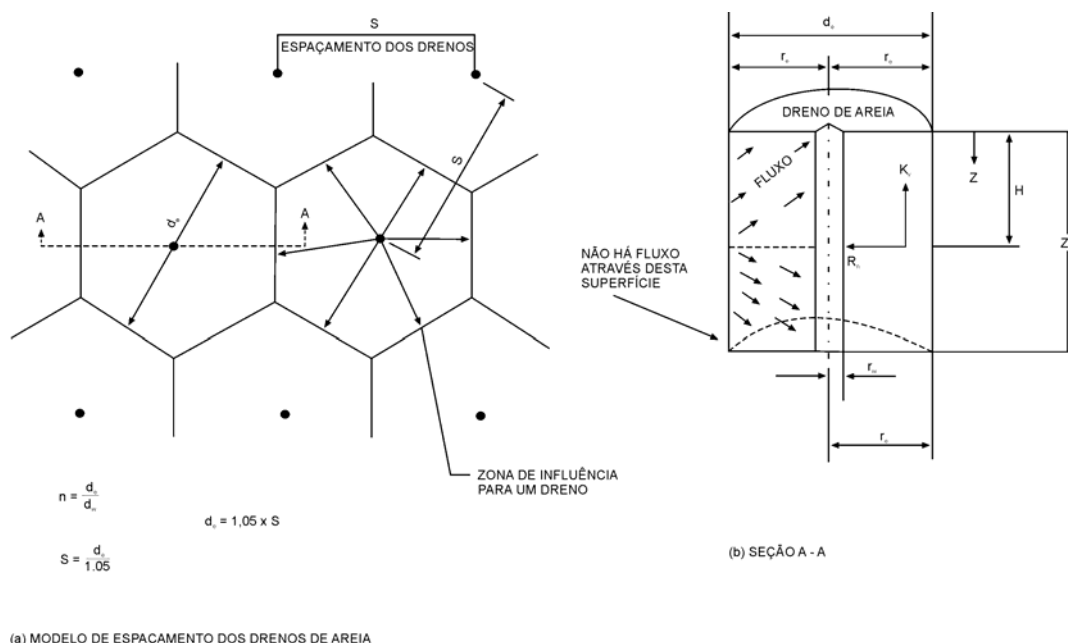
Peneiras		% em peso passando	
Nº	Diâmetro (mm)	Drenos	Tapete drenante
1/2"	12,70	90 a 100	-
3/8"	9,52	-	50 a 100
8	0,093	25 a 100	5 a 50
30	0,022	5 a 50	0 a 20
50	0,011	0 a 20	0 a 5
100	0,006	0 a 3	-

Os materiais granulares dos colchões drenantes devem ser protegidos por filtros granulares ou geotêxteis para impedir a penetração de partículas finas do solo em seu interior e conseqüente diminuição de sua capacidade de condução de água.

A escolha das granulometrias de material drenante e filtrante, deverá obedecer aos critérios de Terzaghi ou Soil Conservation Service e, no caso de uso de geotêxteis, aos do Comitê Francês de geotêxteis e geomembranas, ou literatura técnica especializada conforme Anexo deste Manual.

5.6.3 DIMENSIONAMENTO

Figura 107 - Modelo de espaçamento de drenos verticais de areia



A partir da Figura 107, usando-se o método de separação das variáveis, pode-se alcançar o valor do excesso de pressão na água dos poros em um ponto, após algum tempo ($u_{r,v}$) e também o excesso médio de pressão na água dos poros resultantes da massa do solo, ($\bar{u}_{r,v}$). Parte-se, então para a análise do adensamento com drenagem vertical, por intermédio da teoria de Terzaghi, através de gráficos próprios desenvolvidos por Barron, e do adensamento com drenagem radial através das soluções e gráficos.

Em solos uniformes, esses coeficientes de adensamento podem ser obtidos através de ensaios de laboratório com amostras indeformadas de diâmetro relativamente pequeno, o que não ocorre com os solos estratificados com diferentes características geológicas, quando esses ensaios podem conduzir a valores sem a necessária compatibilidade para a construção.

Em qualquer hipótese convém deixar ressaltado que, segundo alguns autores, as teorias de adensamento disponíveis são aplicáveis a pequenas deformações e, assim, seu uso fica muito restrito, uma vez que, via de regra, as perturbações do solo conseqüentes à introdução de drenos verticais de areia conduzem a grandes deformações, embora alguns técnicos admitam essa utilização, uma vez que consideram que os resultados obtidos são razoáveis e satisfatórios.

É necessário no projeto definir-se o espaçamento dos drenos, para o que pede-se a atenção para a Fig.107, quando se tem:

$$n = \frac{d_e}{d_w}$$

onde:

d_e = diâmetro de influência do dreno;

d_w = diâmetro do dreno.

Os valores de d_e e d_w são obtidos nos ensaios de adensamento.

O espaçamento será então, partindo-se do diâmetro de influência do dreno:

$$d_e = 1,05 \times S$$

onde:

S = é o espaçamento entre os drenos.

Assim:

$$S = \frac{d_e}{1,05}$$

Finalmente, cumpre assinalar que é essencial que a execução dos drenos de areia seja encarada como uma operação em seqüência ao projeto, devendo ser dada ênfase à verificação instrumental de todos os elementos, o que, em última análise, representa a necessidade da adoção de uma série de cuidados na fase de construção, como por exemplo:

- controle de locação;
- controle de continuidade;
- controle da verticalidade;
- controle da compactação e comprimento dos drenos;
- controle do material de enchimento;
- adequadas análises de estabilidade;
- não acumular material de aterro lançado em qualquer ponto da área trabalhada;
- carregamento lento durante a construção;
- presença constante de fiscalização.

A evolução tecnológica chegou, também, ao setor de consolidação de materiais de baixa consistência, fazendo com que indústrias em vários países tenham criado diversos tipos de drenos pré-fabricados visando, basicamente, igualar ou suplantam a eficiência dos drenos de areia, a menores custos.

O princípio fundamental veio da constatação do cientista sueco Kjellman (1948) de que a eficiência dos drenos verticais depende em grande parte do perímetro e muito pouco da área de sua seção transversal e, em consequência, que a eficiência do dreno será proporcional ao perímetro do dreno.

O dreno fibro-químico de origem japonesa é constituído de um núcleo acanelado de polietileno, revestido em ambos os lados por um tecido de fibra sintética, fabricado industrialmente em faixas extensas de larguras igual a 100 mm e espessura de 2,8 mm e cuja execução reside em um processo de extrema simplicidade e rapidez, podendo admitir-se uma produção média de 1000 m de drenos por dia.

Com base na afirmativa de Kjellman, citada, admitindo que um dreno de areia tenha o diâmetro D , o perímetro da seção transversal será πD , enquanto se admitido o dreno fibro-químico com largura igual a A e espessura igual a B , o perímetro do dreno será $2A+2B$. Estabelecendo um coeficiente de forma para a seção transversal retangular, por equivalência, temos:

$$\pi D = \alpha(2A + 2B) \quad \text{ou} \quad D = \frac{\alpha(2A + 2B)}{\pi}$$

Admitindo-se para valores de A e B e α , respectivamente 10,0cm, 0,28cm e 0,75cm, encontra-se $D = 5,0\text{cm}$, o que equivale dizer que o dreno fibro-químico será equivalente a um dreno de areia de 5cm de diâmetro.

Existem ainda numerosos produtos sintéticos para drenagem vertical (geocompostos), constituídos basicamente por núcleos condutores plásticos flexíveis de seções variadas envolvidos por filtros geotêxteis.

6 - DRENAGEM DE TRAVESSIA URBANA

6 DRENAGEM DE TRAVESSIA URBANA

6.1 OBJETIVO E CARACTERÍSTICAS

Em todo o País, são de ocorrência frequente trechos urbanos ao longo das rodovias, tornando-se um fato grave a inexistência de uma drenagem específica, no enfoque urbano, quando o país experimenta um rápido processo de urbanização.

As áreas urbanas ao longo das rodovias são inevitáveis e problemáticas, apresentando dois processos de ocorrência bem definidos: em primeiro lugar, com a implantação da rodovia e com os benefícios dela resultantes, surgem núcleos populacionais, ou os já existentes e relativamente distantes da rodovia avançam sobre suas margens, na maioria das vezes de forma desordenada; em segundo lugar, quando de sua implantação, as rodovias atravessam áreas urbanas levando consigo seus benefícios à população.

Em trechos urbanos, a drenagem deve ser tratada de forma mais específica e detalhada, não se aplicando a sistemática adotada em trechos rurais, uma vez que aqui não está envolvida somente a segurança do veículo e do seu usuário, mas também, de toda a população urbana que vive as margens da rodovia.

No primeiro caso citado cabe, nos projetos de restauração, a adequação do sistema de drenagem as novas realidades, e no segundo cabe ao projeto de implantação o adequado sistema pluvial de drenagem para os trechos urbanos.

Tendo em vista o exposto acima, a colocação deste capítulo no Manual de Drenagem Rodoviária é plenamente justificável, embora seja importante observar que não será dada à matéria o mesmo enfoque que é dado quando do projeto de complexas redes de drenagem como importante item do planejamento urbano.

O objetivo, é, pois, fornecer ao projetista rodoviário os elementos básicos para promover de forma satisfatória o escoamento das águas das áreas urbanas, assegurando o trânsito público e protegendo a rodovia e as propriedades particulares dos efeitos danosos das chuvas intensas.

Este capítulo será apresentado basicamente na forma de um roteiro para o dimensionamento dos dispositivos na parte hidráulica, ajustado aos novos rumos da Hidrologia para a determinação das descargas afluentes, salientando-se ainda que, vias de regra, a drenagem urbana está afetada ao gerenciamento municipal.

Tendo em vista os inevitáveis e extensos cálculos no enfoque do movimento uniformemente variado, procurou-se minimizar o trabalho com a adoção de planilha de cálculo, tabelas e ábacos.

O sistema de drenagem de transposição urbana de águas pluviais é com posto dos seguintes dispositivos:

- sarjetas;
- bocas de lobo;
- poços de visita;
- galerias;
- estruturas especiais.

Devido à necessidade de constar na planilha, visando à otimização dos cálculos, será tratada neste capítulo, embora de domínio da Hidrologia, a determinação das "descargas afluentes".

As estruturas especiais tais como dissipadores de energia contínuos e descontínuos e as considerações sobre ressalto hidráulico já foram apresentadas no item 3.10, podendo, se necessário, serem aplicadas também na drenagem urbana.

6.2 SARJETAS

As sarjetas em trecho urbano têm como objetivo conduzir as águas que se precipitam sobre a plataforma da rodovia e áreas adjacentes ao ponto de captação que normalmente é uma boca de lobo.

A capacidade de esgotamento de uma boca de lobo, sua localização e espaçamento, qualquer que seja o seu tipo, conforme visto no item anterior, depende da altura d'água no trecho da sarjeta imediatamente a montante da boca de lobo, isto é, em suma, da capacidade de vazão da sarjeta. Se esta estiver localizada em trecho de declividade uniforme, a altura d'água na sarjeta dependerá das suas características de escoamento como conduto livre. Tais características incluem a seção transversal, a declividade e a rugosidade da sarjeta e as superfícies do pavimento sobre as quais a água escoar.

Para o cálculo da altura d'água na sarjeta para uma dada vazão ou vice-versa, pode-se utilizar a fórmula de Izzard baseada na fórmula de Manning:

$$Q_o = 0,375 \times y_o^{8/3} \times Z \times \frac{I^{1/2}}{n} \text{ (equação 6.01)}$$

onde:

Q_o = vazão da sarjeta, em m³/s;

Y_o = altura d'água na sarjeta, em m;

Z = recíproca da declividade transversal, $Z = 1/\tan\theta$, ver Fig. 110.

I = declividade longitudinal da sarjeta, em m/m;

n = coeficiente de rugosidade de Manning.

Dessa expressão, obtém-se:

$$Y = 1,445 \times \frac{1}{Z^{3/8}} \times \left(\frac{Q_o}{1^{1/2}/n} \right)^{3/8} \quad (\text{equação 6.02})$$

e, pela equação da continuidade:

$$V_o = 0,958 \times \frac{1}{Z^{1/4}} \times \left(\frac{l^{1/2}}{n} \right)^{3/4} \times Q_o^{1/4} \quad (\text{equação 6.03})$$

A determinação da velocidade de escoamento na sarjeta (V) é importante, pois, além de ter limites restritos, função do tipo de revestimento, permite determinar o tempo de percurso na sarjeta.

Para o cálculo do espaçamento entre as bocas de lobo pode-se utilizar a fórmula de Izzard associada à fórmula racional para a determinação das descargas afluentes.

Pelo método racional,

$$Q = 2,78 \times 10^{-7} \times C \times i \times A \quad (\text{equação 6.04})$$

onde:

Q = descarga afluente à sarjeta, em m/s;

C = coeficiente de escoamento superficial;

i = intensidade de precipitação, em mm/h;

A = área de drenagem, em m^2 , que pode ser expressa como;

$A = L \times d$, onde:

L = largura do implúvio, em m;

d = comprimento crítico da sarjeta, em m.

O comprimento crítico irá definir o espaçamento máximo entre bocas de lobo, para que não haja transbordamento da sarjeta.

Igualando-se a capacidade hidráulica da sarjeta, equação 6.01, com a descarga afluente (equação 6.04), obtém-se:

$$0,375 \times y_o^{8/3} \times z \times \frac{l^{1/2}}{n} = 2,78 \times 10^{-7} \times C \times i \times L \times d$$

$$d = \frac{0,375 \times y_o^{8/3} \times Z \times l^{1/2}}{2,78 \times 10^{-7} \times C \times i \times L \times n} \quad (\text{equação 6.05})$$

O tempo de percurso na sarjeta pode ser determinado através da equação:

$$tp = \frac{d}{60v_o} \quad (\text{equação 6.06})$$

onde:

tp = tempo de percurso na sarjeta, em min;

d = comprimento da sarjeta, em m;

V_o = velocidade de escoamento, em m/s;

6.3 BOCAS-DE-LOBO

Bocas de lobo são dispositivos especiais que têm a finalidade de captar as águas pluviais que escoam pelas sarjetas para, em seguida, conduzi-las às galerias subterrâneas.

Basicamente, podem ser classificados em dois tipos, a saber:

- Boca-de-lobo simples, isto é, com abertura no meio-fio, caso em que a caixa coletora fica situada sob o passeio, Fig. 108 (a) ;
- Boca-de-lobo com grelha, caso em que a caixa coletora fica situada sob a faixa da sarjeta, Fig. 108 (b).

Em casos especiais pode haver uma combinação dos dois tipos, Fig, 108 (c).

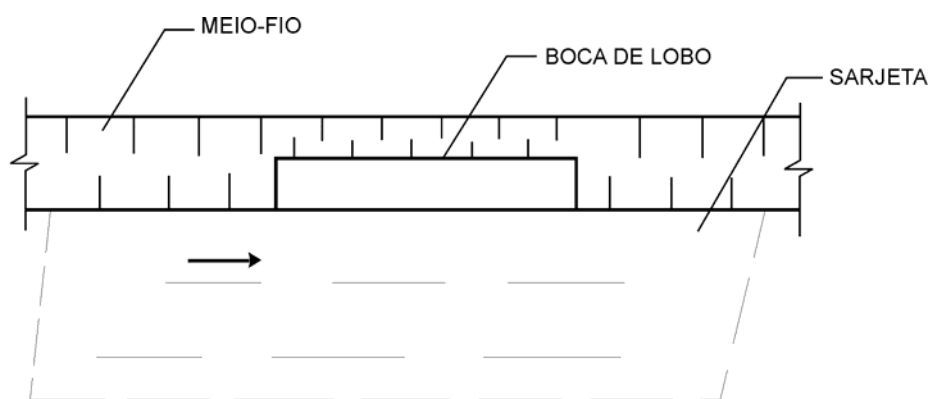
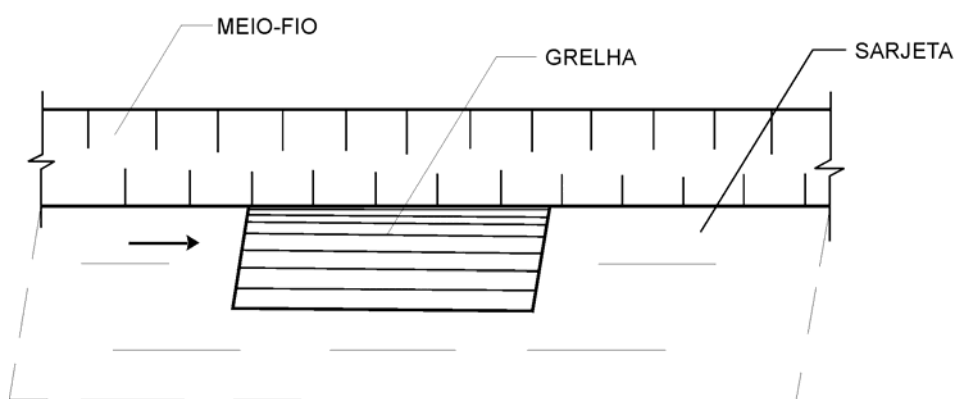
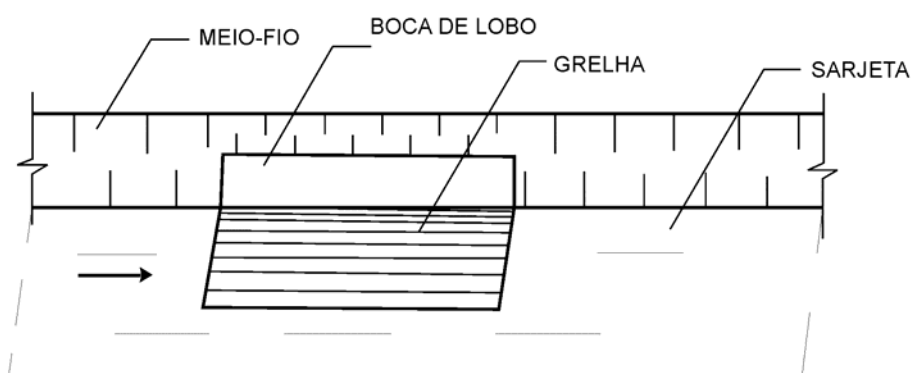
Além desses tipos, podem ainda ser classificados quanto à localização em:

- Bocas-de-lobo situadas em pontos intermediários das sarjetas;
- Bocas-de-lobo situadas em pontos baixos das sarjetas.

No primeiro caso, as bocas-de-lobo localizam-se em trechos contínuos e de declividade uniformes das sarjetas e a entrada das águas pluviais se dá através de apenas uma das extremidades da boca-de-lobo.

No segundo caso, a boca-de-lobo localiza-se em pontos baixos das sarjetas ou junto à curvatura dos meio-fios, no cruzamento de ruas, e a entrada das águas pluviais ocorre pelas duas extremidades da boca-de-lobo.

A boca-de-lobo simples é constituída de uma abertura vertical no meio-fio denominada guia-chapéu, através da qual se permite a entrada da água pluvial que escoam sobre as sarjetas.

Figura 108 - Bocas-de-lobo**A - BOCA DE LOBO SIMPLES****B - BOCA DE LOBO COM GRELHA****C - BOCA DE LOBO COMBINADA**

A capacidade de esgotamento de uma boca-de-lobo simples é função da rapidez com que se processa a mudança de direção do fluxo na sarjeta.

Portanto, aumentando-se, por exemplo, esta altura de fluxo, através de uma depressão na sarjeta junto à face do meio-fio, a capacidade de esgotamento da boca-de-lobo será substancialmente aumentada.

A principal vantagem da boca-de-lobo simples é que as obstruções por detritos, embora sejam inevitáveis, são menos freqüentes, por serem as aberturas maiores. A desvantagem principal é a baixa eficiência quando utilizada em sarjetas com declividades longitudinais acentuadas.

A boca-de-lobo com grelha possui, uma abertura coberta com barras metálicas longitudinais ou transversais formando grelhas.

As grelhas podem ser longitudinais ou transversais, segundo estejam localizadas paralela ou perpendicularmente em relação à direção do escoamento.

A principal desvantagem das grelhas é a sua obstrução com detritos transportados pelas enxurradas, acarretando redução substancial em sua capacidade de esgotamento.

Numerosas experiências têm mostrado que as grelhas constituídas de barras longitudinais são mais eficientes e menos sujeitas às obstruções do que aquelas compostas por barras transversais.

A boca-de-lobo combinada é uma associação entre a boca-de-lobo simples e a grelha, funcionando como um conjunto único.

Localiza-se em pontos intermediários das sarjetas ou em pontos baixos, sendo que normalmente a grelha é instalada defronte a abertura do meio-fio, podendo também ser colocada a montante ou a jusante.

Ensaio de laboratório revelaram que na boca-de-lobo combinada, enquanto não houver obstrução da grelha, a abertura no meio-fio pouco influi em sua capacidade. Quando ocorre qualquer obstrução, porém, essa abertura torna-se importante para o funcionamento da boca-de-lobo. Se a grelha for colocada a jusante da abertura, obtém-se melhores resultados.

6.3.1 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

Boca-de-lobo simples em ponto baixo de sarjeta

Segundo ensaios realizados no laboratório de hidráulica do "Bureau of Public Roads", a boca-de-lobo simples pode funcionar basicamente sob duas condições de escoamento:

- Escoamento com superfície livre, no qual a boca-de-lobo funciona como um vertedor;
- Escoamento afogado, no qual a boca-de-lobo funciona como orifício.

Para a determinação da capacidade de esgotamento da boca-de-lobo simples em pontos baixos das sarjetas, pode ser utilizada a Fig. 109. Trata-se de uma adaptação baseada em resultados obtidos pelo Bureau of Public Roads, sendo utilizado tanto para o escoamento como superfície livre quanto para o escoamento afogado.

O nomograma da Fig. 109 foi construído sobre as seguintes hipóteses:

- Para alturas d'água até a altura da abertura ($y/h \leq 1$), a boca-de-lobo funciona como vertedor, sendo a vazão dada pela fórmula:

$$\frac{Q}{L} = 1,703y^{3/2} \text{ (equação 6.07)}$$

Onde:

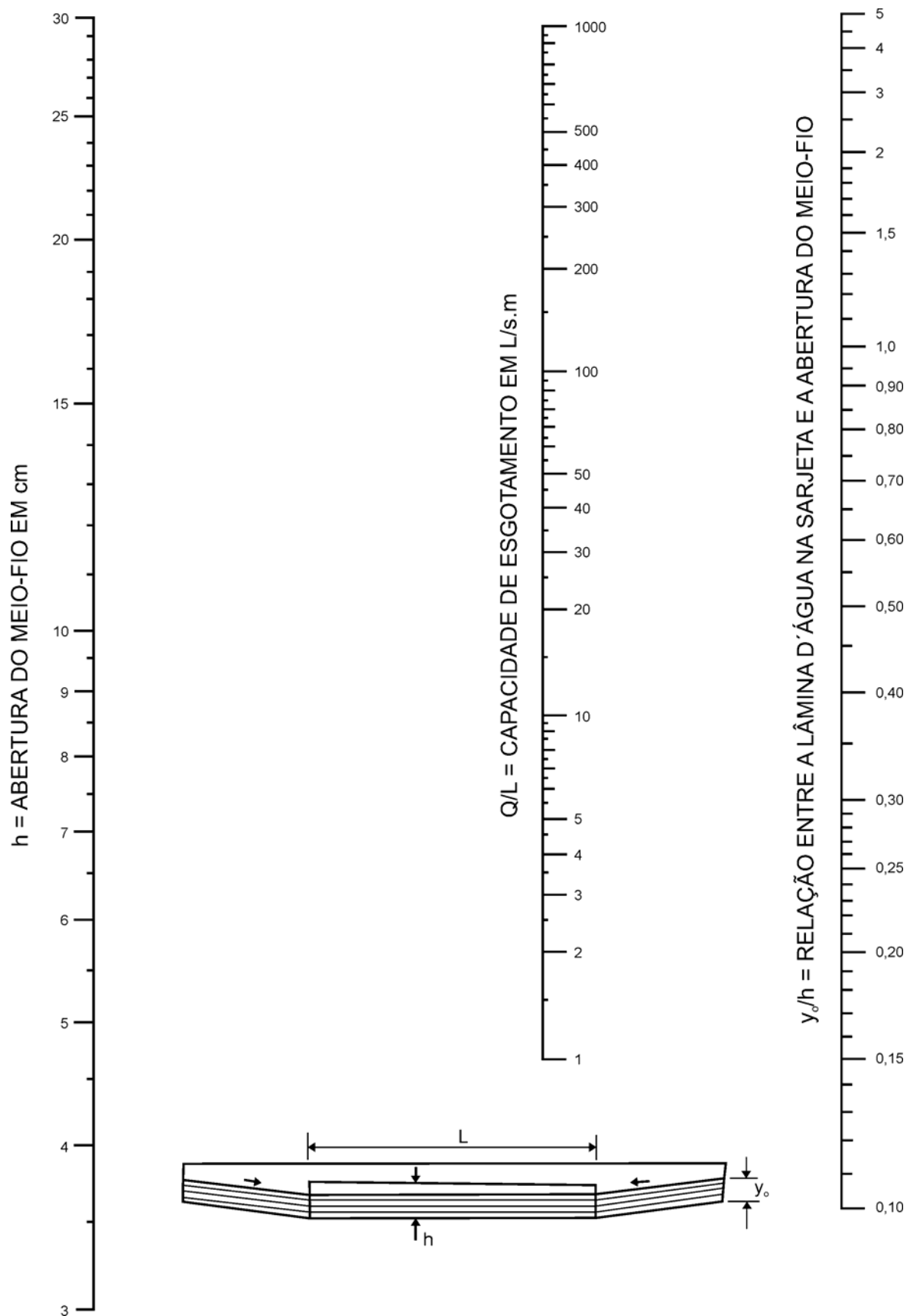
h = altura da abertura no meio-fio, em m;

L = comprimento da abertura, em m;

y = altura da água na entrada, em m;

Q = vazão máxima esgotada pela boca-de-lobo, em m³/s

Figura 109 - Capacidade de esgotamento das bocas-de-lobo simples em pontos baixos das sarjetas.



Para alturas d'água iguais ou maiores que duas vezes a altura da abertura ($y/h \geq 2$), supõe-se que a boca-de-lobo funciona como orifício, sendo a vazão dada pela fórmula derivada dos orifícios:

$$\frac{Q}{L} = 3,101h^{3/2}(y'/h)^{1/2} \quad (\text{equação 6.08})$$

onde fez-se $c = 0,7$ e y' igual à carga no meio da abertura do meio-fio, ou seja:

$$y' = y - h/2$$

- Para alturas d'água entre uma e duas vezes a altura da abertura no meio-fio, o funcionamento da boca-de-lobo é indefinido, tendo sido adotada uma transição no nomograma.

Boca-de-lobo simples em ponto intermediário da sarjeta

Para a determinação da capacidade de esgotamento da boca-de-lobo simples em "pontos intermediários das sarjetas" pode ser usada a seguinte equação, obtida através de pesquisas desenvolvidas pela Universidade John Hopkins:

$$\frac{Q}{L} (K + C) \times y \times \sqrt{g \times y} \quad (\text{equação 6.09})$$

onde:

g = aceleração da gravidade, em m/s^2 ;

C = constante; igual a zero para boca-de-lobo sem depressão;

y = altura do fluxo na sarjeta imediatamente antes da boca-de-lobo; igual a y_0 para a boca-de-lobo sem depressão;

y_0 = profundidade da lâmina d'água na sarjeta, em m;

K = função do ângulo $\emptyset$, de acordo com a tabela abaixo:

Tabela 44 - K em função do ângulo Y

tg $\emptyset$	K
12	0,23
24	0,20
48	0,20

A equação 6.09 anterior assume a forma seguinte para boca de lobo sem depressão:

$$\frac{Q}{L} = K \times y_0 \times \sqrt{g \times y_0} \quad (\text{equação 6.10})$$

Figura 110 - Seção na entrada de boca-de-lobo

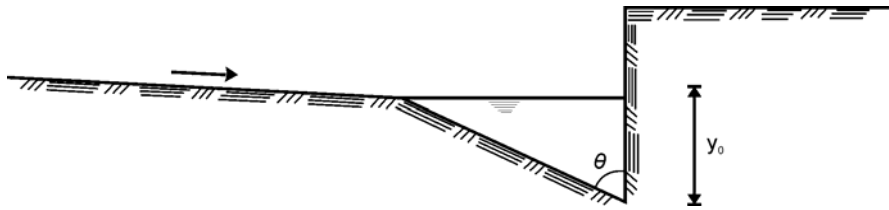
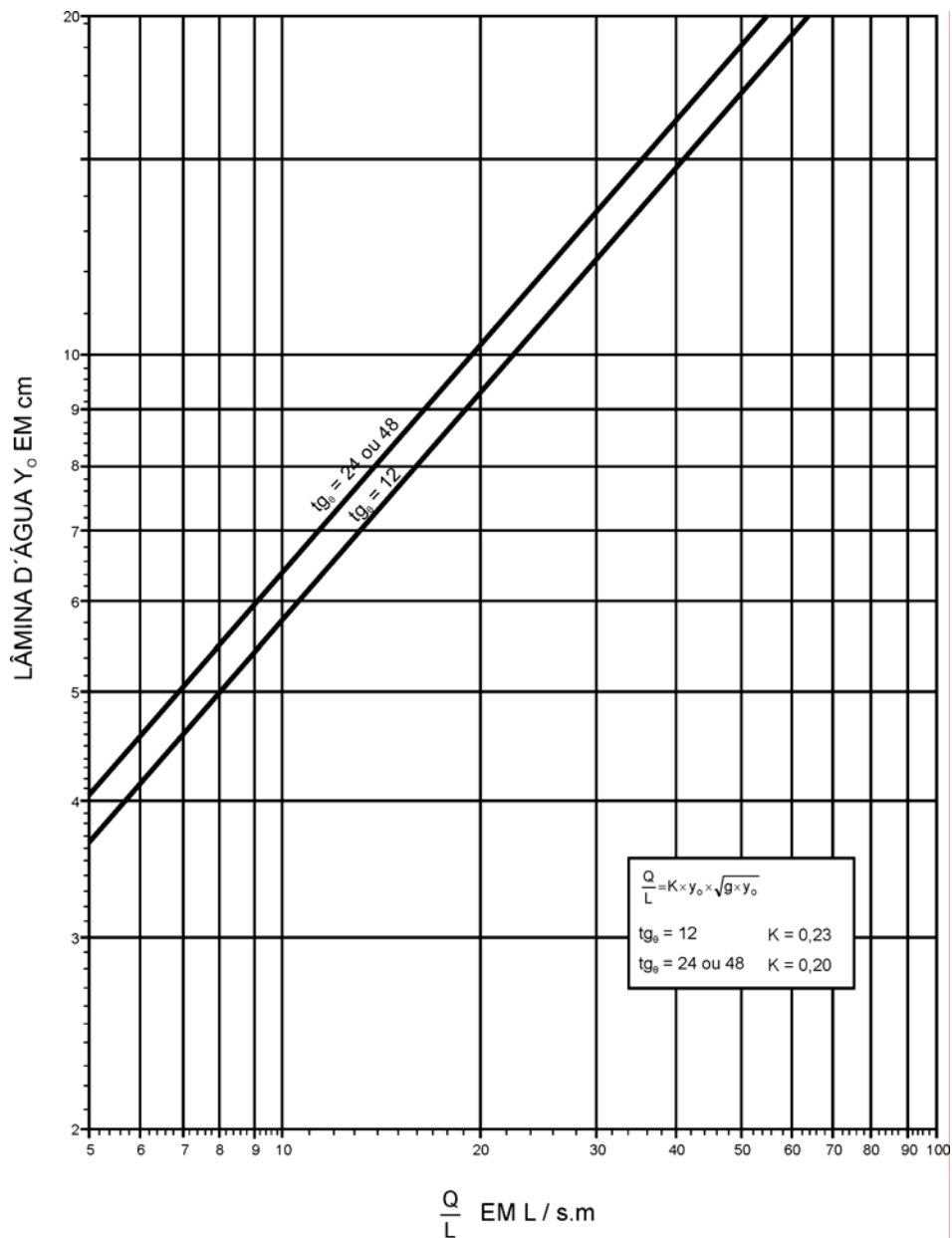


Figura 111 - Capacidade de esgotamento das bocas-de-lobo simples em pontos intermediários das sarjetas



A equação 6.10 está representada na Fig. 111, e o cálculo do y é apresentado no item 6.2

Boca-de-lobo com grelha em pontos baixos das sarjetas

O dimensionamento das bocas-de-lobo com grelha situadas em pontos baixos das sarjetas pode ser feito baseado nas experiências efetuadas pelo United States Corps of Engineers (Hydraulic Laboratory Report nº 54), que permitiram constatar que a grelha tem um funcionamento análogo ao de um vertedor de soleira livre, para profundidades de lâmina d'água de até 12 cm. A grelha passa a funcionar como orifício somente quando a lâmina d'água for superior a 42 cm e entre 12 e 42 cm o funcionamento é indefinido.

A Fig. 112 reúne as duas condições acima e os gráficos fornecidos representam as seguintes equações:

- Para $y < 0,12$ m

$$\frac{Q}{P} = 1,655 \times y^{1,5}$$

- Para $y > 0,42$ m

$$\frac{Q}{A} = 2,91 \times y^{0,5}$$

Onde:

$\frac{Q}{P}$ = vazão por metro linear de perímetro da boca-de-lobo;

y = altura d'água na sarjeta sobre a grelha;

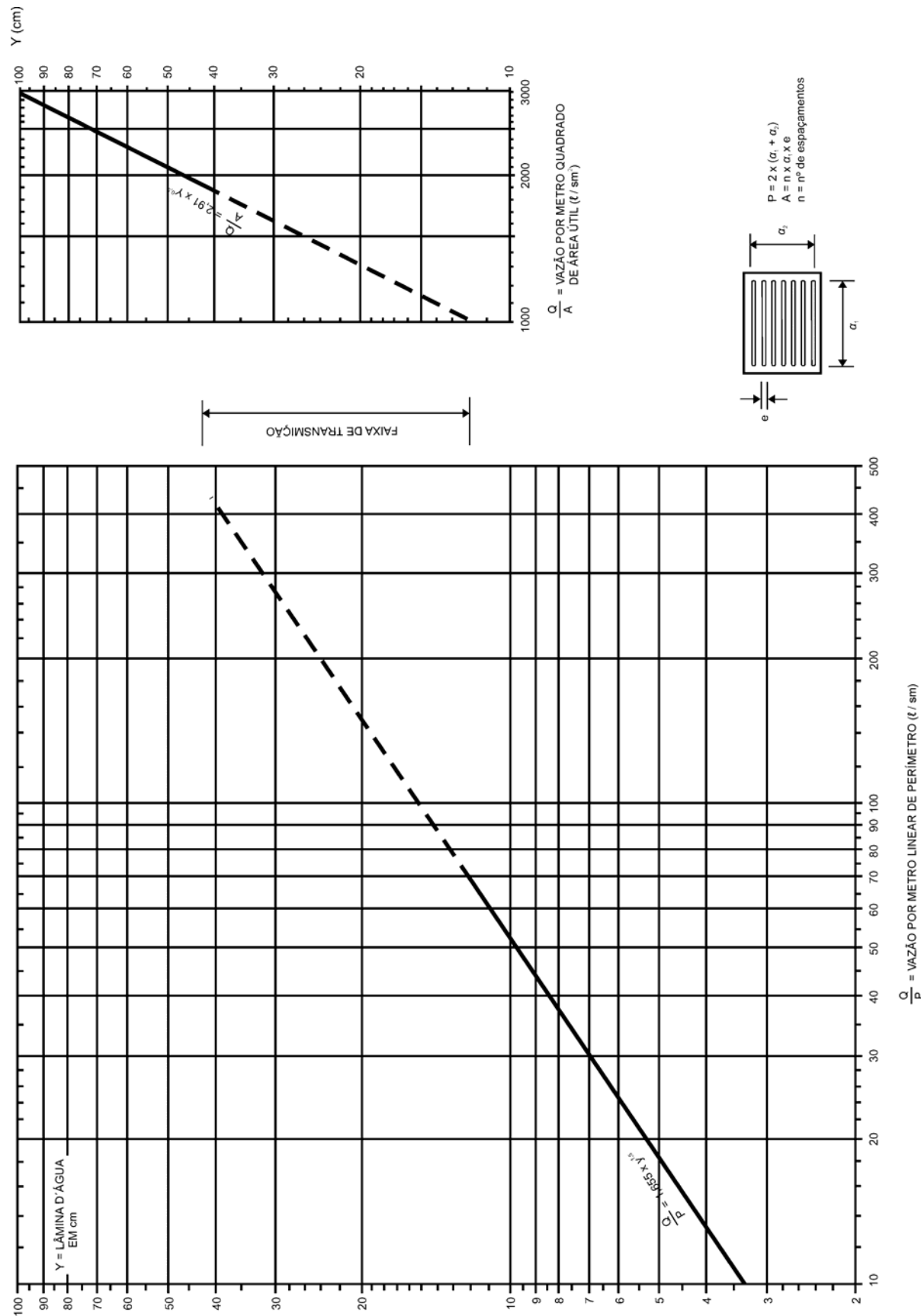
$\frac{Q}{A}$ = vazão por metro quadrado de área de abertura da grelha, excluído as áreas ocupadas pelas barras.

Na faixa de transição entre 12 e 42 cm, a escolha de y depende exclusivamente do projetista, e, conseqüentemente, de sua experiência.

O perímetro P da abertura da grelha deve ser calculado sem levar em consideração as barras internas e descontando-se os lados pelos quais a água não entra, como por exemplo, quando um dos lados está junto à face do meio-fio. A é a área útil das aberturas da grelha, excluindo-se, portanto, da área total às áreas correspondentes as barras.

Os resultados obtidos através do nomograma da Fig. 112 devem ser multiplicados pelos coeficientes de redução da tabela 54 apresentada no Apêndice D, pois, na prática a capacidade de esgotamento das bocas-de-lobo é menor que a calculada, em razão de diversos fatores, entre os quais enumera-se:

Figura 112 - Capacidade de esgotamento das grelhas localizadas em pontos baixos das sarjetas



- obstruções causadas por detritos carregados pelas águas;
- irregularidades nos pavimentos das ruas, junto às sarjetas e bocas-de-lobo;
- hipóteses de cálculo que nem sempre correspondem à realidade.

Assim, para compensar os efeitos globais desses fatores, devem-se aplicar coeficientes de redução sobre os valores teóricos calculados.

Por outro lado, segundo consta no Manual de Drenagem Urbana de Denver, estudos conduzidos pela Universidade John Hopkins admitem o funcionamento da grelha como orifício a partir de 7,5 cm, e recomenda a utilização do gráfico da Fig. 113 para o dimensionamento. A diferença entre os resultados obtidos através das Figs. 112 e 113 decorre de critérios diferentes adotados na escolha do coeficiente de descarga pelos orifícios. A seleção de um ou outro método de dimensionamento ficará a critério do projetista.

Estudos dessa mesma Universidade mostraram que a capacidade teórica de esgotamento das bocas-de-lobo combinadas é, aproximadamente, igual ao somatório das vazões pela grelha e pela abertura no meio-fio, consideradas isoladamente.

Bocas-de-lobo com grelha em ponto intermediário das sarjetas

Para se estudar o comportamento das grelhas instaladas em pontos intermediários das sarjetas destaca-se em particular "The Design of Storm Water Inlets" que consubstancia o estudo efetuado na Universidade John Hopkins, único que pode ser aplicado para configuração de grelhas e de ruas diferentes daquelas dos ensaios.

A Fig. 114 mostra um esquema geral da grelha. Na seção BB da figura, está assinalada a profundidade y' que é facilmente calculada uma vez conhecido y_0 (item 5.2).

Figura 113 - Capacidade de escoamento das grelhas localizadas em pontos baixos das sarjetas

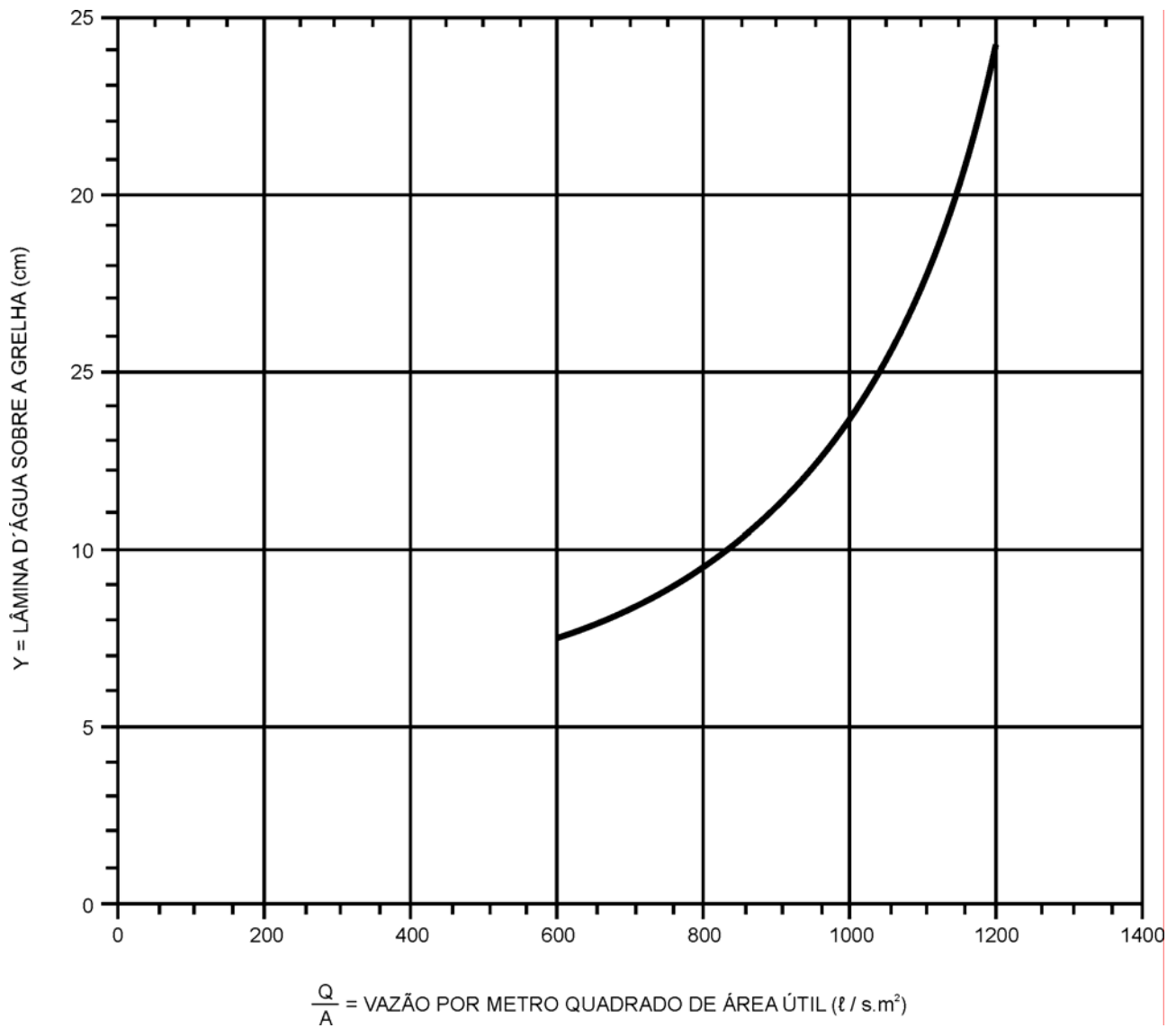
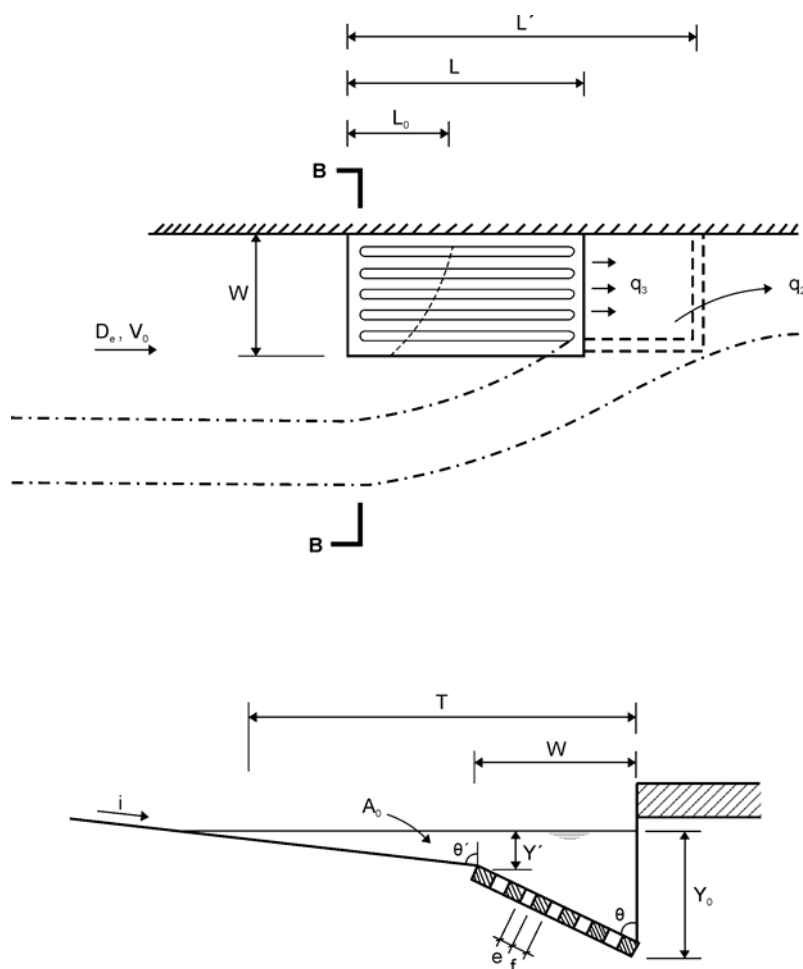


Figura 114 - Esquema geral de grelha



A profundidade y' é importante neste método, pois admitindo-se que a parcela d'água na sarjeta ao longo da largura W da grelha irá escoar longitudinalmente para seu interior, então a parcela restante, com lamina de largura $(T - W)$ e profundidade y' , escoará lateralmente em direção à grelha como se fosse uma boca-de-lobo simples. Para que toda essa água seja esgotada longitudinalmente e lateralmente, conforme mostra a Fig.114, a grelha deverá possuir um comprimento mínimo L' , calculado a partir da fórmula empírica seguinte, baseada em experiências de laboratório:

$$L' = 1,2 \times v_0 \times \operatorname{tg} \theta \times \left(\frac{y'}{g} \right)^{0,5}$$

onde:

$$y' = y_0 - \frac{W}{\operatorname{tg} \theta}$$

Se for adotado um valor de L menor que L' haverá um excesso de água q_2 que não será esgotado pela grelha e deve ser calculado por:

$$q_2 = 0,25 \times (L' - L) \times \sqrt{g \times (y')^{1,5}}$$

Por outro lado, o comprimento da grelha deverá ser maior ou igual a L para que todo o escoamento longitudinal na sarjeta dentro da faixa W da grelha seja esgotado. Se L for menor que L_0 , as águas pluviais não esgotadas ultrapassam as grelhas. O valor de L é calculado por:

$$L_0 = m \times v_0 \left(\frac{y}{g} \right)^{0,5}$$

O fator m é uma constante que depende da configuração da grelha e os seus valores encontram-se na tabela 34 do Apêndice D, em função do tipo da boca-de-lobo.

Em condições normais, as grelhas devem ser dimensionadas de modo que $L \geq L_0$.

Se, por algum motivo, $L < L_0$, a vazão que ultrapassa a grelha pode ser calculada por:

$$q_3 = Q_0 \times \left(1 - \frac{L_2}{L_0^2} \right)^2$$

Assim sendo, a vazão total que ultrapassa a grelha é calculada por;

$$q = q_2 + q_3$$

Finalmente, a vazão esgotada pela grelha será;

$$Q = Q_0 - q$$

Símbolos empregados na formulação matemática:

y' = profundidade da lâmina d'água junto à borda externa da grelha, em m;

y_0 = profundidade da lâmina d'água na sarjeta, em m;

W = largura da grelha, em m;

T = largura da seção molhada de escoamento, em m;

L' = comprimento da grelha necessário para interceptar, lateralmente, toda a água que escoar fora da grelha q_2 , em m;

V_0 = velocidade média de escoamento nas sarjetas, em m/s = Q_0/A_0

Q_0 = vazão que escoar na sarjeta, em m³/s;

A_0 = área da seção transversal de escoamento da sarjeta, em m²;

$\varnothing'$ = ângulo formado entre o plano da superfície do pavimento e o plano vertical na grelha ($\text{tg}\varnothing' = 1/i$);

i = declividade transversal do pavimento da pista de rolamento;

g = aceleração da gravidade, em m/s^2 ;

$\varnothing'$ = ângulo formado entre o plano da sarjeta e o plano vertical;

L = comprimento da grelha, em m;

Q_o = vazão que escoar lateralmente à grelha, em m^3/s ;

L_o = comprimento da grelha necessário para captar toda a água que escoar sobre a grelha, em m;

q = vazão total não esgotada pela boca-de-lobo, em m^3/s ;

Q = vazão esgotada pela boca-de-lobo, em m^3/s ;

t = espessura das barras longitudinais das grelhas, em m;

e = espaçamento entre as barras longitudinais das grelhas, em m.

As bocas-de-lobo devem ser localizadas imediatamente a montante das curvas dos meios-fios nos cruzamentos, em pontos baixos do perfil e em pontos intermediários, segundo as necessidades de captação de águas, e seu espaçamento é função da capacidade hidráulica da sarjeta (item 5.2)

Para os procedimentos a serem seguidos na execução deste dispositivo, devem ser obedecidas as Especificações de Serviço DNIT 030/2004-ES .

6.4 POÇOS-DE-VISITA

Os poços-de-visita são dispositivos especiais que têm a finalidade de permitir mudanças ou das dimensões das galerias ou de sua declividade e direção. São dispositivos também previstos quando, para um mesmo local, concorrem mais de um coletor. Têm ainda o objetivo de permitir a limpeza nas galerias e a verificação de seu funcionamento e eficiência.

Após o dimensionamento e localização das bocas-de-lobo e sarjetas, devem ser posicionados os poços de visita que atenderão às bocas-de-lobo projetadas e demais casos particulares, conforme descrito acima.

6.5 ROTEIRO PARA PROJETO DE GALERIAS PLUVIAIS DE SEÇÃO CIRCULAR

Será apresentado a seguir um roteiro para o projeto de galerias pluviais de seção circular visando facilitar o trabalho, e otimizando de forma ordenada a sequência de cálculos. A planilha, apresentada a seguir, que servirá de orientação ao roteiro, é composta de três itens fundamentais: poço-de-visita, deflúvio a escoar para jusante e galeria de jusante.

Esta planilha está baseada no modelo adotado pela Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro que é o modelo mais utilizado no país.

6.5.1 POÇO-DE-VISITA

a) Coluna 1 - Número do poço

Os poços-de-visita deverão ser numerados de montante para jusante.

b) Coluna 2 - Estaca

Devem ser indicadas as estacas correspondentes aos poços-de-visita, de acordo com a locação.

c) Coluna 3 - Terreno

Deve ser indicada nesta coluna a cota do terreno do local.

d) Coluna 4 - Nível d'água

Para o preenchimento desta coluna deve-se aguardar os cálculos efetuados para as colunas (5) e (19).

e) Coluna 5 - Fundo

Para o preenchimento desta coluna deve-se aguardar os cálculos efetuados para as colunas (6) e (17) .

f) Coluna 6 - Recobrimento

Para o preenchimento desta coluna deve-se aguardar os cálculos efetuados para as colunas (16) e (17) .

6.5.2 DEFLÚVIO A ESCOAR PARA JUSANTE

Bacia contribuinte ou bacia de drenagem é uma área definida topograficamente, coletora de água de chuva que, escoando pela superfície do solo, atinge a seção considerada. Deve ser marcado o divisor de águas de cada bacia que contribua diretamente para a seção de interesse.

A individualização da bacia contribuinte é necessária e feita pelo traçado em planta topográfica das linhas dos divisores de água ou espigões.

a) Coluna 7 - Área

Determinar a área de cada sub-bacia de contribuição, isto é, dividir a área de cada bacia em áreas contribuintes dos diversos-poços-de visita. Essas áreas devem ser calculadas ou planimetradas e o seu resultado deve ser indicado em hectares.

b) Coluna 8 - Coeficiente de impermeabilidade

Em função do grau de urbanização da área do projeto, classificar a impermeabilidade das áreas locais (r), em quatro categorias:

$r = 0,80$: para áreas muito urbanizadas (zona central da cidade);

$r = 0,60$: para zona residencial urbana;

$r = 0,40$: para zona suburbana;

$r = 0,25$: para zona rural.

c) Coluna 9 - Área total

Na coluna 9 devem ser indicados, em hectares, as áreas totais, isto é, a soma das áreas locais contribuintes para cada poço-de-visita, na forma cumulativa. No caso do primeiro poço-de-visita, esta área é igual à respectiva área local, única, cujas águas fluem para ele.

d) Coluna 10 - Coeficiente de distribuição

A coluna (10) deverá ser preenchida com o coeficiente de distribuição (n), que poderá ser tomado igual a 1 se a área for inferior a 1 ha, ou igual ao inverso desta área elevado à potência de 0,15, se a área total for maior que 1 ha, isto é, $n = A^{-0,15}$. Os valores de (n) podem ainda ser obtidos da Fig. 115, Apêndice D, ábaco de Caquot, baseado nos estudos de Burkli-Ziegler.

e) Coluna 11 - Tempo de concentração

O tempo de concentração para galerias de drenagem urbana, a ser indicado na coluna (11), corresponde a um tempo inicial de entrada, ou tempo requerido pelo escoamento superficial para fluir sobre a superfície, até atingir a primeira boca de lobo a montante, e um tempo de percurso que é o tempo que decorre desde a entrada no conduto (sarjeta ou galeria) até o ponto de interesse.

$$t_c = t_e + t_p$$

onde:

t_c = tempo de concentração, em min;

t_e = tempo de entrada, em min;

t_p = tempo de percurso, em min.

O tempo de entrada depende geralmente da declividade e das características de superfície de drenagem. Na prática pode ser obtido através da tabela 56 do Apêndice D.

No caso do primeiro poço-de-visita ou boca-de-lobo, o tempo de percurso na sarjeta pode ser obtido para equação 6, do item 5.2. Nas galerias, o tempo de percurso depende das suas características hidráulicas e extensão: valores indicados na coluna (23).

O tempo de concentração mínimo adotado em sistemas urbanos é de $t = 10$ minutos

f) Coluna 12 - Intensidade pluviométrica

A intensidade pluviométrica a ser indicada na coluna (12) é a quantidade de precipitação que ocorre em uma unidade de tempo (mm/h), para uma chuva com uma dada frequência e com uma duração igual ao tempo de concentração.

Após a escolha do tempo de recorrência da chuva de projeto, determina-se a intensidade de precipitação através das curvas de intensidade - duração e frequência, ou através da equação de chuvas adotada para a localidade, de acordo com o estudo hidrológico.

g) Coluna 13 - Coeficiente de deflúvio

O coeficiente de deflúvio a ser indicado na coluna (13) deverá ser calculado com base no critério de Fantoli pela fórmula $f = ax (i \times t)$, ou pelo gráfico da Fig. 116, Apêndice D, onde (a) é um fator função dos coeficientes de impermeabilidade (r), intensidade pluviométrica (i), e do tempo de concentração (t). Os valores de (a), podem ser determinados através da tabela 54 do Apêndice D.

h) Coluna 14 - Deflúvio parcial

O deflúvio parcial em l/s, a ser indicado na coluna (14), é obtido através do método racional pelo produto dos seguintes fatores: área da bacia local em ha (col 7), coeficiente de distribuição (col 10), intensidade pluviométrica em mm/h (col 12), coeficiente de deflúvio (col 13), e 2,78 (fator numérico de conversão de unidades).

i) Coluna 15 - Deflúvio total a escoar

O deflúvio total a escoar a ser indicado na coluna (15) será obtido pelo somatório dos deflúvios parciais na forma cumulativa. No caso do primeiro poço de visita o deflúvio total a escoar será o próprio deflúvio parcial coluna (14), já que não há contribuição de trecho anterior.

6.5.3 GALERIA DE JUSANTE

a) Colunas 16, 17 e 6 - Declividade, diâmetro e recobrimento

Pelo exame do greide da rodovia e orientado pelo gráfico de capacidade de escoamento dos condutos circulares operando em regime livre a plena seção, Fig. 117, Apêndice D, escolher à priori, numa primeira tentativa, a declividade "I" do primeiro trecho do coletor a ser indicado na coluna (16), o diâmetro "d", coluna (17) deste mesmo coletor, e o recobrimento, a ser indicado na coluna (6), que é a distância vertical entre o greide no centro do poço-de-visita e o prolongamento da geratriz superior externa do coletor. Esta distância não deve ser inferior a 0,60 metros.

Sendo conhecido o diâmetro, coluna (17), o recobrimento, coluna (6), e a cota do terreno, coluna (3) pode ser calculada a cota do fundo do poço-de-visita, coluna (5), mediante a seguinte operação:

$$\text{Col5} = \text{Col3} - (\text{Col6} + \text{Col17})$$

b) Coluna 18 - Enchimento

O enchimento, a ser indicado na coluna (18), é a relação entre o tirante normal e o diâmetro do tubo, expresso em porcentagem. Para o preenchimento desta coluna devem-se aguardar os cálculos efetuados para o preenchimento da coluna (19).

c) Coluna 19 - Tirante normal

Para o cálculo do tirante normal, tem-se inicialmente que calcular o fator de condução K.

$$K = \frac{Q}{\sqrt{i}}$$

onde:

Q = deflúvio a escoar, coluna (15), em m/s;

i = declividade da galeria, coluna (16), em m/m.

Através da tabela 58, Apêndice D, em função do diâmetro escolhido coluna (17) e do coeficiente de rugosidade do tubo (n), determina-se o valor de $d^{8/3}/n$.

Dividindo-se o fator de condução (K), por $d^{8/3}/n$ tem-se o argumento c_2 :

$$c_2 = \frac{K}{\frac{d^{8/3}}{n}}$$

Entrando-se com o valor de c_2 na tabela 59 do Apêndice D, determina-se o enchimento y/d , isto é, a relação entre o tirante d'água (y) e o diâmetro (d) do tubo, valor este a ser indicado em porcentagem, na coluna (18).

O tirante normal (y) a ser indicado na coluna (19), será obtido através da equação:

$$y = c_2 \times d$$

A cota do nível d'água a ser indicada na coluna (4), será a soma da cota do fundo, coluna (5) e o tirante normal coluna (19).

$$\text{Col4} = \text{Col5} + \text{Col19}$$

d) Coluna 20 - Tirante crítico

O tirante crítico(y_c), a ser indicado na coluna (20), pode ser determinado através do cálculo do módulo crítico (M):

$$M = \frac{Q}{\sqrt{g}}$$

onde:

Q = deflúvio a escoar, coluna (15), em m^3/s ;

g = aceleração da gravidade, em m/s^2 .

Através da tabela 58, Apêndice D, em função do diâmetro escolhido, coluna (17), determina-se o valor de $d^{5/2}$. Dividindo o módulo crítico(M), por $d^{5/2}$, tem-se o argumento (c_3).

$$c_3 = \frac{M}{d^{5/2}}$$

Entrando-se com o valor de (03) na tabela 59 do apêndice D, determina -se o enchimento crítico, y_c/d .

O tirante crítico (y_c) será obtido através da equação:

$$y_c = c_3 \times d$$

Donde pode-se concluir que se:

$y_c > y$ o regime é supercrítico;

$y_c = y$ o regime é crítico;

$y_c < y$ o regime é subcrítico.

Coluna 21 - Velocidade de escoamento

A velocidade de escoamento será determinada pela equação da continuidade.

$$v = \frac{Q}{A}$$

onde:

V = velocidade de escoamento, a ser indicado na coluna (21), em m/s ;

Q = deflúvio a escoar, coluna (15), em m^3/s ;

A = área da seção molhada, em m^2 .

Para a determinação da área da seção molhada, multiplica-se o valor do argumento c_1 , tabela 59 do Apêndice D, função de y/d já determinado na coluna (20) pelo diâmetro escolhido coluna (17), ao quadrado, tabela 58 do Apêndice D.

$$v = \frac{Q}{c_1 \times d^2}$$

e) Coluna 22 - Extensão

A extensão deverá ser indicada em metros na coluna 22, de acordo com o projeto.

f) Coluna 23 - Tempo de percurso

O tempo de percurso no trecho, a ser indicado na coluna 23 é o resultado da divisão da extensão do trecho do coletor a montante pela respectiva velocidade de escoamento, expresso em minutos:

$$tp = \frac{E}{V} \times \frac{1}{60}$$

onde:

tp = tempo de percurso, coluna 23 , em min;

E = extensão, coluna 22, em m;

V = velocidade de escoamento, coluna 21, em m/s,

6.5.4 RECOMENDAÇÕES

A velocidade de escoamento não deverá ser superior a 4,5 m/s, devido à resistência a erosão do tubo de concreto, nem inferior a 1,0 m/s, visando facilitar a auto-limpeza.

A altura d'água calculada não deverá ser inferior a 20 % nem superior a 85 % do diâmetro do coletor.

O diâmetro mínimo tanto para os ramais de boca-de-lobo como para as galerias não deverá ser inferior a 0,40 m.

Os procedimentos a serem seguidos na execução dos dispositivos devem obedecer às Especificações de Serviço DNIT 030/2004-ES .

Tabela 45 - Planilha para cálculo de coletores circulares de águas pluviais

[illegible]

6.6 COEFICIENTES DE REDUÇÃO DAS CAPACIDADES DAS BOCAS DE LOBO**Tabela 46 - Coeficientes de redução das capacidades das bocas-de-lobo**

Localização nas Sarjetas	Tipo de Boca-de-Lobo	% permitida sobre o valor teórico
Ponto Baixo	Simples	80
Ponto Baixo	combinada	65
Ponto Baixo	Com grelha	50
Ponto Intermediário	Simples	80
Ponto Intermediário	Grelha longitudinal	60
Ponto Intermediário	Grelha transversal, ou longitudinal com barras Transversais	50
Ponto Intermediário	Combinada	110% dos valores indicados para a grelha correspondente

Tabela 47 - Valores do fator m

BOCA DE LOBO COMBINADA		
Grelhas com algumas barras transversais e $t \leq e$		$m = 3,3$
Grelhas com diversas barras transversais e $t \leq e$		$m = 6,6$
GRELHAS		
Grelhas com algumas barras transversais e $t \leq e$		$m = 4,0$
Grelhas com diversas barras transversais e $t \leq e$		$m = 8,0$

Tabela 48 - Tempo de entrada

Natureza da área	Declividade da Sarjeta	
	$I < 3 \%$	$I > 3 \%$
1 – Área de construção densas	10 min	7 min
2 – Áreas residenciais	12 min	10 min
3 – Parques, jardins, campos	15 min	12 min

Tabela 49 - Valores do fator (a)

r = 0,80	a = 0,058
r = 0,60	a = 0,043
r = 0,40	a = 0,029
r = 0,25	a = 0,018

Tabela 50 - Determinação de $\frac{d^{8/3}}{n}$ e $d^{5/2}$

Diâmetro	d^2	$\frac{d^{8/3}}{n}$		$d^{5/2}$
m	m ²	n = 0,013	n = 0,015	
0,15	0,0225	0,4615		0,0087
0,20	0,0400	1,0769		0,0179
0,23	0,0529	1,5385		0,0254
0,25	0,0625	1,9231		0,0312
0,30	0,0900	3,0769	2,6667	0,0493
0,38	0,1444	5,8462		0,0890
0,40	0,1600	6,6923	5,0000	0,1012
0,45	0,2025	8,6154		0,1358
0,50	0,2500	12,0770	10,4670	0,1769
0,60	0,3600	19,6920	17,0670	0,2789
0,70	0,4900	29,6920	25,7330	0,4100
0,80	0,6400	42,4620	36,8000	0,5724
0,90	0,8100	58,0770	50,3330	0,7684
1,00	1,0000	76,9230	66,6670	1,0000
1,10	1,2321	99,2310	86,0000	1,2691
1,20	1,4400	125,3850	108,6670	1,5774

Tabela 51 - Dados numéricos para o cálculo do escoamento em galerias circulares parcialmente cheias

$\frac{y}{d}$	C_1	C_2	C_3
0,15	0,0739	0,0152	0,0237
0,16	0,0811	0,0174	0,0269
0,17	0,0805	0,0197	0,0304
0,18	0,0961	0,0221	0,0340
0,19	0,1030	0,0246	0,0377
0,20	0,1110	0,0273	0,0418
0,21	0,1199	0,0302	0,0461
0,22	0,1261	0,0331	0,0304
0,23	0,1366	0,0361	0,0549
0,24	0,1449	0,0394	0,0597
0,25	0,1535	0,0427	0,0646
0,26	0,1623	0,0432	0,0698
0,27	0,1711	0,0498	0,0752
0,28	0,1800	0,0535	0,0805
0,29	0,1890	0,0573	0,0862
0,30	0,1982	0,0613	0,0921
0,31	0,2074	0,0653	0,0981
0,32	0,2167	0,0694	0,1044
0,33	0,2260	0,0735	0,1107
0,34	0,2355	0,0777	0,1174
0,35	0,2450	0,0818	0,1242
0,36	0,2546	0,0864	0,1312
0,37	0,2642	0,0910	0,1383
0,38	0,2739	0,0955	0,1455
0,39	0,2836	0,1002	0,1530
0,40	0,2934	0,1050	0,1604
0,41	0,3032	0,2090	0,1683
0,42	0,3130	0,1148	0,1762
0,43	0,3229	0,1198	0,1844
0,44	0,3328	0,1248	0,1926
0,45	0,3420	0,1298	0,2014
0,46	0,3527	0,1347	0,2098
0,47	0,3627	0,1401	0,2185
0,48	0,3727	0,1451	0,2276
0,49	0,3827	0,1508	0,2368
0,50	0,3930	0,1559	0,2464
0,51	0,4030	0,1612	0,2550
0,52	0,4130	0,1668	0,2651
0,53	0,4230	0,1719	0,2751
0,54	0,4330	0,1773	0,2853
0,55	0,4430	0,1828	0,2956
0,56	0,4530	0,1883	0,3069
0,57	0,4620	0,1830	0,3157
0,58	0,4720	0,1988	0,3263
0,59	0,4820	0,2038	0,3374
0,60	0,4920	0,2098	0,3466
0,61	0,5020	0,2149	0,3599
0,62	0,5120	0,2202	0,3717
0,63	0,5220	0,2251	0,3828
0,64	0,5310	0,2305	0,3949
0,65	0,5400	0,2354	0,4062
0,66	0,5500	0,2410	0,4162
0,67	0,5590	0,2461	0,4312
0,68	0,5690	0,2510	0,4444

Tabela 51 – (Continuação)

$\frac{y}{d}$	C ₁	C ₂	C ₃
0,69	0,5780	0,2561	0,4570
0,70	0,5870	0,2607	0,4700
0,71	0,6960	0,2659	0,4831
0,72	0,6050	0,2705	0,4987
0,73	0,6140	0,2751	0,5108
0,74	0,6230	0,2798	0,5240
0,75	0,6320	0,2845	0,5400
0,76	0,6400	0,2881	0,5543
0,77	0,6490	0,2928	0,5599
0,78	0,6570	0,2970	0,6051
0,79	0,6660	0,3011	0,6020
0,80	0,6740	0,3047	0,6185
0,81	0,6810	0,3079	0,6348
0,82	0,6890	0,3115	0,6526
0,83	0,6970	0,3151	0,6714
0,84	0,7040	0,3183	0,6898
0,85	0,7120	0,3212	0,7106
0,86	0,7190	0,3243	0,7270
0,87	0,7250	0,3263	0,7527
0,88	0,7320	0,3267	0,7767
0,89	0,7380	0,3300	0,8017

Figura 115 - Coeficiente de distribuição (n) - Àbaco de Caquot

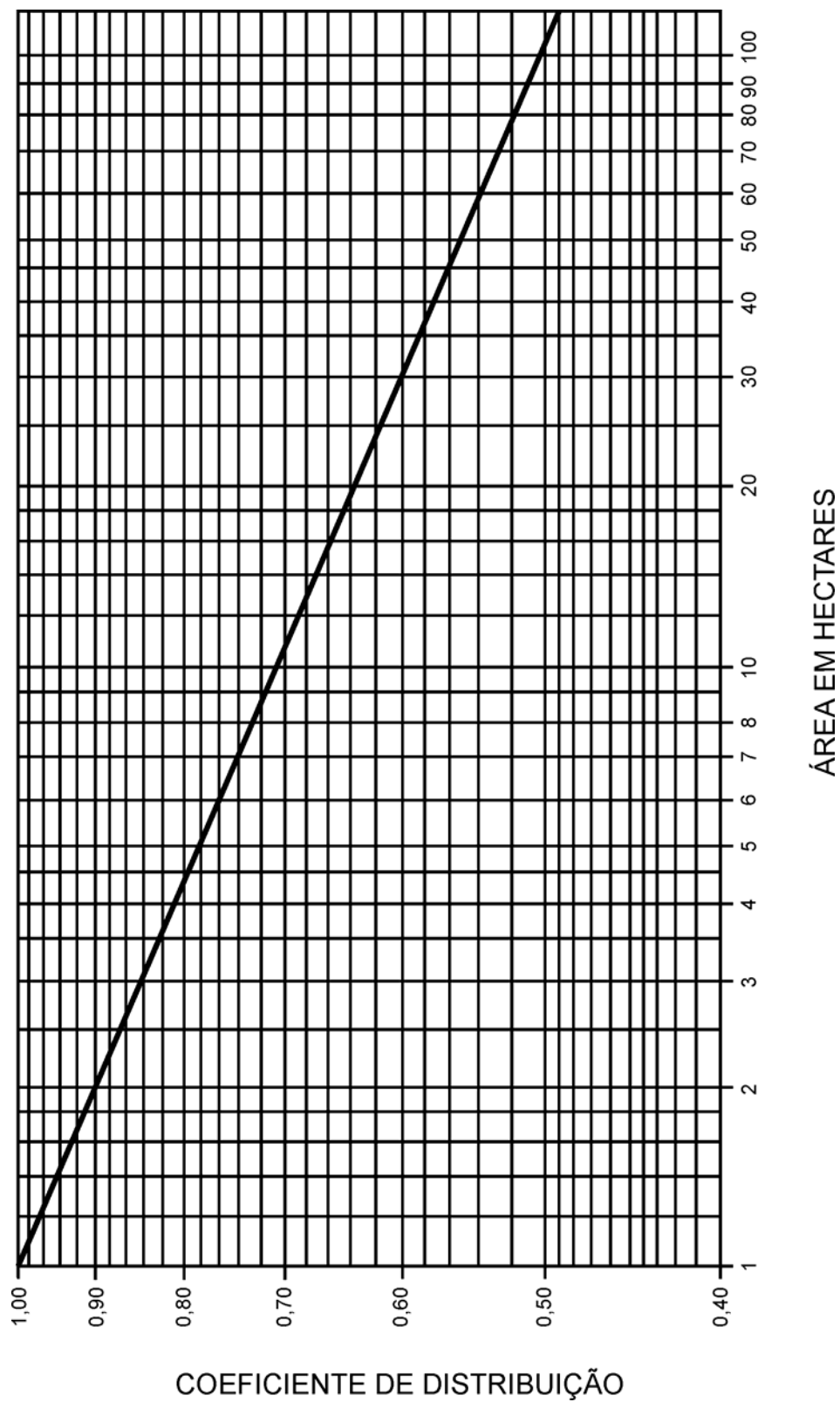


Figura 116 - Coeficiente de deflúvio f

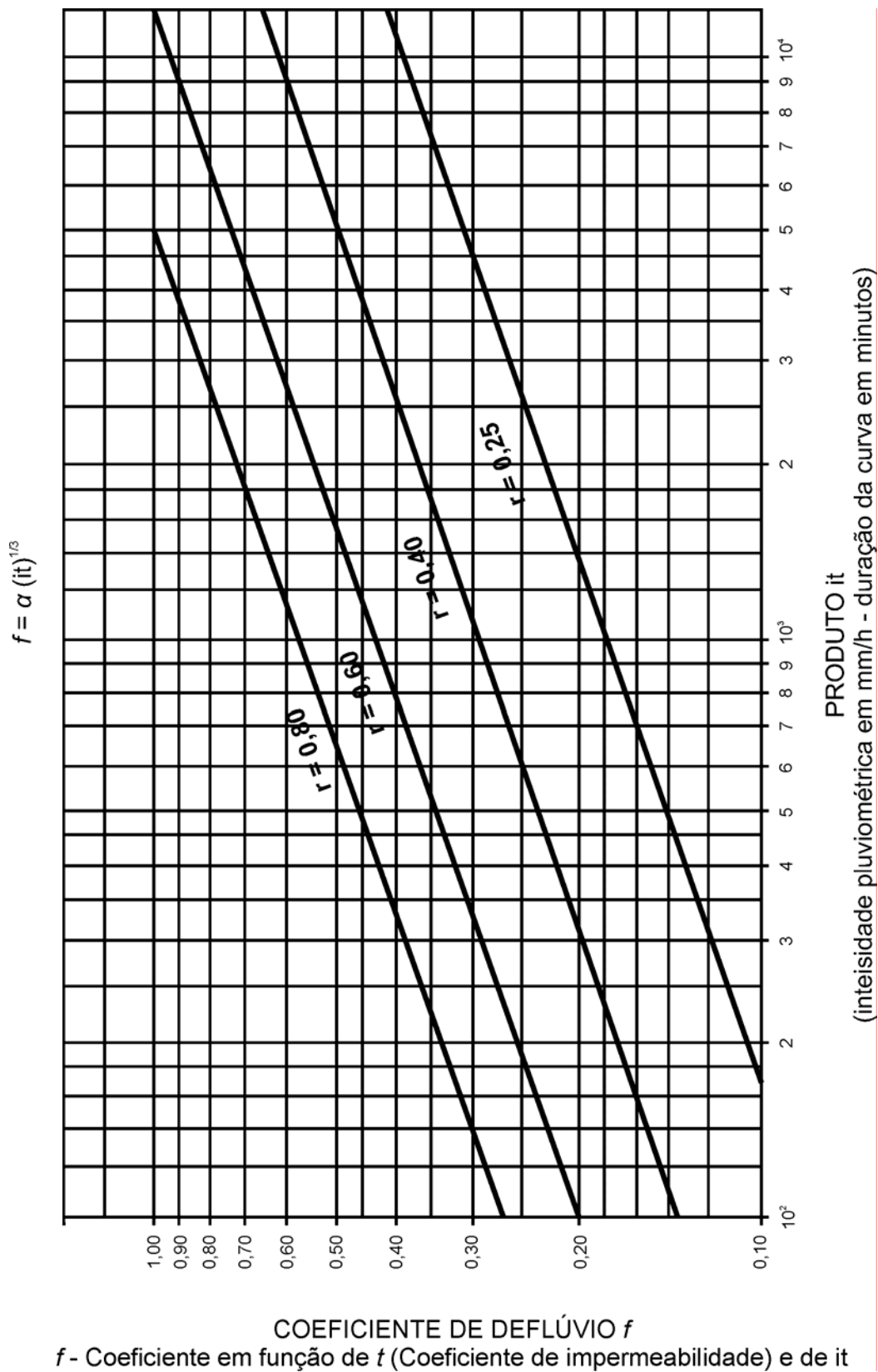
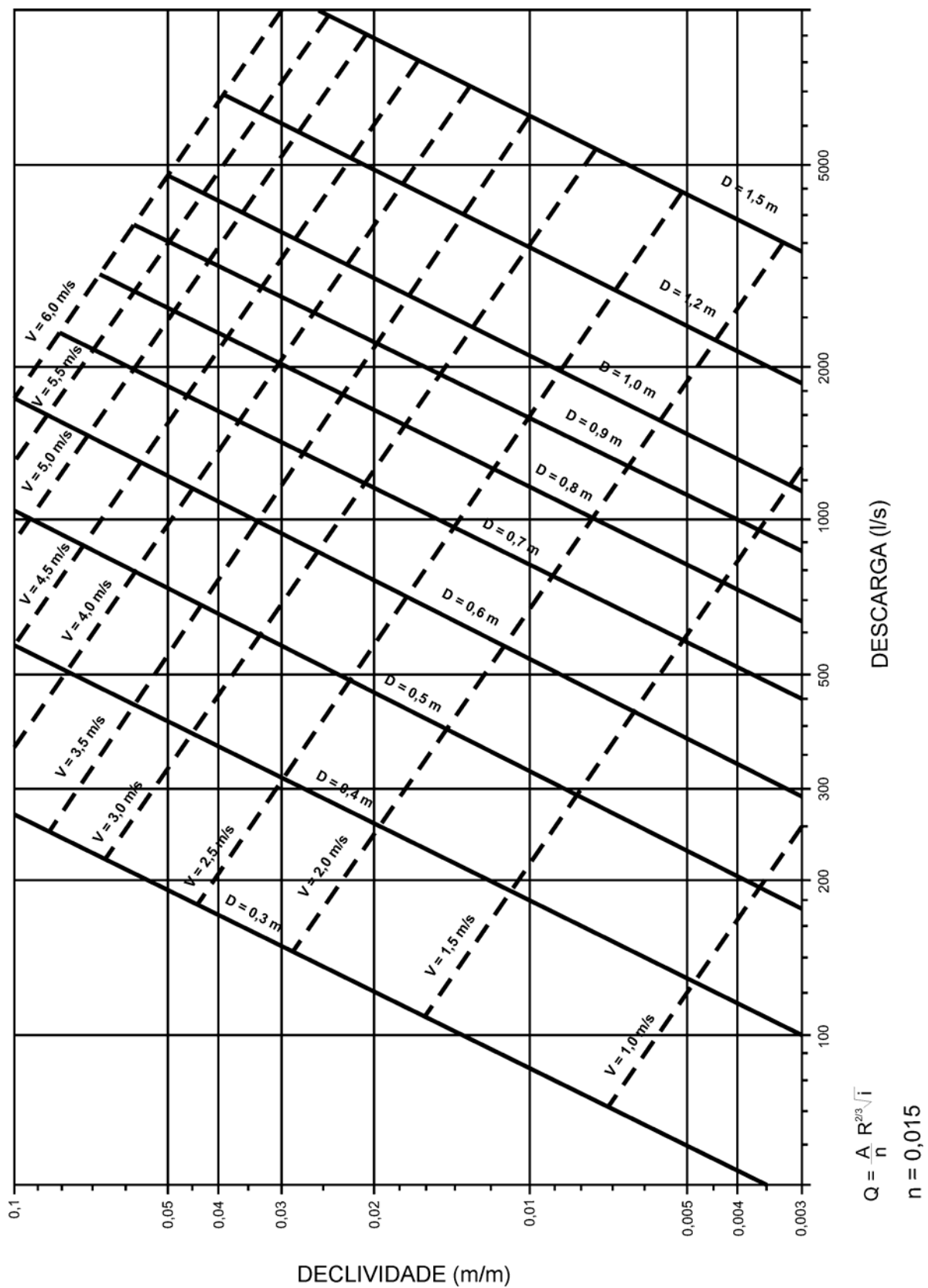


Figura 117 - Gráfico de capacidade de escoamento dos condutos circulares operando em regime livre a plena seção



GEOTÊXTEIS

CARACTERÍSTICAS, FUNÇÕES E SEU DIMENSIONAMENTO COMO FILTRO

7 OS GEOTÊXTEIS: CARACTERÍSTICAS, FUNÇÕES E SEU DIMENSIONAMENTO COMO FILTRO

7.1 INTRODUÇÃO

Os geotêxteis são materiais têxteis permeáveis com aplicação em obras ou estruturas geotécnicas.

Como tantos outros materiais aplicados *em* obras de engenharia, os geotêxteis possuem características (propriedades) que definem seu comportamento quando instalados em uma estrutura pertencente à obra.

Para se definir as características dos geotêxteis, esses materiais são submetidos a alguns ensaios que simulam situações reais e que fornecem resultados que ser usados dimensionamento, ou pelo menos que servir de subsídios para a seleção produto mais adequado situação de obra Esta situação de obra pode estar ligada ao desempenho do geotêxtil ou às suas condições de instalação, que muitas vezes definem também o desempenho.

7.2 CARACTERÍSTICAS DOS GEOTÊXTEIS

As características dos geotêxteis derivam diretamente de dois fatores básicos;

- Processo de fabricação
- Matéria-prima

Essas características são divididas em quatro grupos:

- Características Físicas
- Características Mecânicas
- Características Hidráulicas
- Características de Durabilidade

Com relação ao processo de fabricação os geotêxteis podem ser tecidos ou não-tecidos.

Características físicas:

- a) Gramatura (densidade superficial)
- b) Espessura
- c) Densidade da fibra ou filamento
- d) Diâmetro da fibra ou filamento
- e) Porosidade

Características mecânicas:

- a) Resistência à tração
- b) Alongamento
- c) Módulo de rigidez
- d) Resistência ao Puncionamento
- e) Resistência ao estouro
- f) Resistência à propagação do rasgo
- g) Flexibilidade
- h) Atrito com o solo
- i) Isotropia

Características hidráulicas:

- a) Permeabilidade normal
- b) Permeabilidade transversal
- c) Abertura de filtração (Porosimetria) - Capacidade de retenção de partículas.

Características de durabilidade:

- a) Fluência
- b) Resistência à abrasão
- c) Resistência aos raios ultra-violetas
- d) Resistência à temperatura
- e) Resistência a agentes químicos
- f) Resistência a agentes biológicos

7.3 FUNÇÕES DOS GEOTÊXTEIS

A função de um geotêxtil é tudo aquilo que se espera que o mesmo desempenhe na estrutura pertencente à obra.

As funções são:

- Filtração
- Separação
- Reforço

- Proteção
- Drenagem

Nas obras os geotêxteis podem desempenhar simultânea ou isoladamente as funções apresentadas.

É importante que fique claro que as funções derivam e dependem das Características dos geotêxteis, ou seja, se esperamos que um geotêxtil desempenhe uma determinada função na obra e condição básica que este possua as características exigidas para tal e com determinados valores (dimensionamento)

7.3.1 FUNÇÃO FILTRAÇÃO

Por exemplo, quando instalado entre um solo e um meio drenante, o geotêxtil permite a livre passagem da água, ao mesmo tempo que retém as partículas do solo necessárias à sua estabilização.

Deve-se observar que são características importantes para função:

- Permeabilidade
- Porosidade
- Abertura de Filtração (capacidade de retenção de partículas)

Para a instalação (Resistência a esforço de instalação)

- Resistência à tração
- Alongamento
- Resistência ao Puncionamento
- Resistência à propagação do rasgo

7.3.2 FUNÇÃO SEPARAÇÃO

Quando instalado entre dois materiais de granulometrias diferentes, o geotêxtil impede que estes se misturem, mantendo cada qual suas características, ao mesmo tempo que permite a livre passagem da água nos dois sentidos evitando sub-pressões. Aqui também são características importantes:

- Abertura de filtração
- Resistência ao Puncionamento
- Resistência à propagação do rasgo
- Resistência à tração

7.3.3 FUNÇÃO REFORÇO

O geotêxtil atua como reforço sempre que solicitado à tração no sentido de aumentar a resistência do material que o envolve. São características importantes:

- Resistência à tração
- Alongamento
- Rigidez
- Atrito com o solo
- Fluência

7.3.4 FUNÇÃO PROTEÇÃO

Nessa função o geotêxtil absorve os esforços e tensões localizadas que se incidissem diretamente sobre o material protegido poderiam danificá-lo. São características importantes:

- Espessura
- Resistência ao Puncionamento

7.3.5 FUNÇÃO DRENAGEM TRANSVERSAL

Função desempenhada pelo geotêxtil quando transporta gases ou líquidos através de sua espessura no plano da manta, onde o importante é caracterizar:

- Espessura
- Permeabilidade

7.4 CARACTERÍSTICAS DOS GEOTÊXTEIS

As características dos geotêxteis, também chamadas de propriedades, são as seguintes:

7.4.1 GRAMATURA (DENSIDADE SUPERFICIAL)

- Símbolo:
- Unidade: (gramas/m)

7.4.2 ESPESSURA

- Símbolo:
- Unidade: (mm)

7.4.3 DENSIDADE DA FIBRA OU FILAMENTO

- Símbolo : ρ_f
- Unidade : (Kg/m³, g/m³)

É a própria densidade da matéria-prima com que são fabricadas.

7.4.4 DIÂMETRO DA FIBRA OU FILAMENTO

- Símbolo: d_f
- Unidade: (mm , μm)

Dimensão da seção transversal da fibra ou filamento que compõe o Geotêxtil

7.4.5 POROSIDADE

- Símbolo: (η_{GT})
- Unidade: (%)

É a relação entre o volume de vazios do geotêxtil e o volume total do mesmo. Analiticamente:

$$\eta = 1 - \frac{\mu}{\rho_f \cdot T_g}$$

7.4.6 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

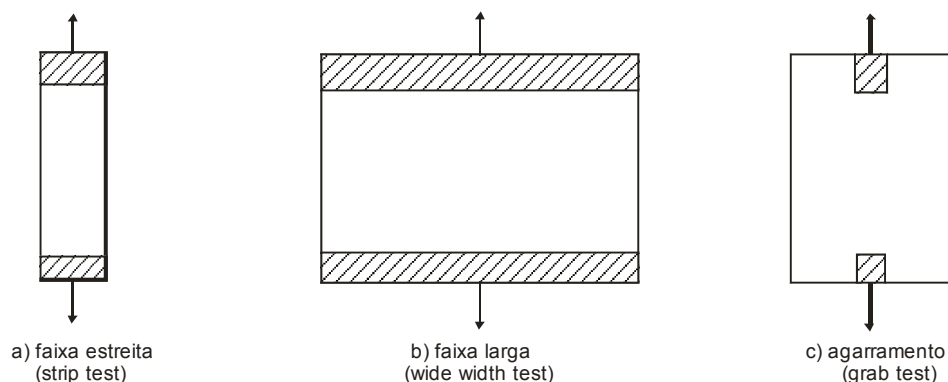
- Símbolo: α_E = força por unidade de largura para um dado alongamento

α_f = força por unidade de largura na ruptura

- Unidade (KN/m)

Os três tipos básicos de ensaios de tração para geotêxteis são os constantes da Fig. 118.

Figura 118 - Tipos básicos de ensaios de tração para geotêxteis



- a) O ensaio de faixa estreita não é utilizado para caracterizar o comportamento de geotêxteis, pois, pela sua reduzida largura, produz distorções no resultado devido à grande estricção que o corpo de prova sofre na sua parte central.

Esse ensaio só é usado para controle de qualidade da fabricação.

- b) Considerado um ensaio de performance, para caracterizar um geotêxtil, é muito utilizado por ser bastante prático, mas não traduz corretamente o desempenho do geotêxtil devidamente confinado pelo solo.
- c) O ensaio de agarramento (GRAB-TEST) simula a solicitação de tração no geotêxtil quando utilizado entre duas pedras que tendem a se afastar.

7.4.7 ALONGAMENTO

- Símbolo: ε
- Unidade: (%)

Corresponde à deformação que o geotêxtil sofre nos ensaios de tração.

7.4.8 MODULO DE RIGIDEZ

- Símbolo: J
- Unidade : (KN/m)

É a inclinação da curva tensão X deformação obtida nos ensaios de tração.

O módulo (J) depende do formato da curva tensão (α) X deformação (ε), e pode assumir valores diferentes dependendo de cada fase da curva.

7.4.9 RESISTÊNCIA AO PUNCIONAMENTO

- a) Puncionamento estático:

- símbolo: Fp
- unidade: (KN, N)

Representa o esforço concentrado e praticamente estático que pedras, arames e outros objetos contundentes aplicam no geotêxtil durante sua instalação e/ou vida útil.

O ensaio consiste em se fazer penetrar uma determinada punção sobre a amostra de geotêxtil e medir o esforço necessário para tal.

- b) Puncionamento dinâmico

- símbolo : Wi
- Unidade : (J)

Representa a solicitação dinâmica pontual que pedras e enrocamentos lançados impõe sobre o geotêxtil especialmente durante sua instalação.

O ensaio (não normalizado para geotêxteis) consiste em lançar uma função sobre a amostra do geotêxtil e verificar a energia máxima de resistência ao impacto, ou em ensaios mais empíricos, em se medir o diâmetro do furo provocado pela punção e energia padronizadas.

7.4.10 RESISTÊNCIA AO ESTOURO

- símbolo: PB
- unidade: (KPa, MPa)

É o esforço distribuído que solos moles ou líquidos impõem ao geotêxtil quando apoiado em substrato que apresente grandes vazios (espaços intragranulares, fendas, rachaduras, etc.)

O ensaio de caracterização consiste em se aplicar uma carga hidráulica através de uma membrana de borracha na amostra de geotêxtil instalada em uma flange.

7.4.11 RESISTÊNCIA À PROPAGAÇÃO DO RASGO

- símbolo: FT
- unidade: (N, KN)

Em situações onde o geotêxtil sofre danos localizados, é importante que esses danos não se propaguem para não comprometer ainda mais o seu desempenho.

O ensaio de caracterização consiste em se fazer tracionar os lados não paralelos de um corpo de prova trapezoidal no qual se faz um corte inicial.

7.4.12 FLEXIBILIDADE

Essa propriedade está ligada à capacidade de acomodação do geotêxtil no terreno ou substrato onde é instalado.

7.4.13 ATRITO COM O SOLO

Característica muito importante quando o geotêxtil atua como reforço, o atrito com o solo está ligado à interação entre este e o geotêxtil como medida da transmissão do esforço.

7.4.14 ISOTROPIA

Característica inerente ao geotêxtil que possui as mesmas propriedades mecânicas em todas as direções dentro do seu plano de fabricação.

7.4.15 PERMEABILIDADE NORMAL

- Símbolo: Kn
- Unidade: (cm/s)

Representada pelo seu coeficiente de permeabilidade normal, essa é a característica que expressa sua capacidade em ser atravessado por um fluxo de água perpendicularmente ao plano do geotêxtil.

A determinação de Kn é feita através da passagem de um fluxo de água em regime laminar pelo geotêxtil em um permeâmetro de carga constante aplicando-se a lei de DARCY.

É comum se expressar a permeabilidade normal do geotêxtil através de sua permissividade (Ψ), que é a relação entre o coeficiente de permeabilidade normal e a espessura do geotêxtil.

$$\Psi = \frac{Kn}{Tg} (s^{-1})$$

7.4.16 PERMEABILIDADE TRANSVERSAL

- símbolo: Kt
- unidade: (cm/s)

Representada pelo seu coeficiente de permeabilidade transversal, essa é a característica que expressa a capacidade do geotêxtil em conduzir um fluxo de água (ou gases) pela sua espessura no sentido paralelo à sua superfície.

A determinação de Kt é feita fazendo-se percolar água pela sua espessura em condições de carga hidráulica conhecida lei de DARCY.

É comum se expressar a permeabilidade transversal do geotêxtil, através da sua transmissividade ($\emptyset$), que é o produto de seu coeficiente de permeabilidade transversal pela sua espessura.

$$\emptyset = Kt Tg (cm /s)$$

7.4.17 ABERTURA DE FILTRAÇÃO (CAPACIDADE DE RETENÇÃO DE PARTÍCULAS)

- Símbolo: Of
- Unidade ($mm, \mu m$)

Característica que representa o tamanho do maior poro do geotêxtil. Em outras palavras, representa o tamanho da maior partícula que atravessa o geotêxtil nas condições de ensaio (capacidade de retenção de partículas).

Os ensaios existentes, bem diferentes entre si, consistem na determinação do tamanho da maior partícula de um solo padrão que atravessa o geotêxtil em condições de percolação de água ou a seco com vibração.

7.4.18 FLUÊNCIA

Corresponde à característica, não desejável de um geotêxtil, em se deformar ao longo do tempo quando submetido à carga constante. Característica derivada da matéria-prima.

7.4.19 RESISTÊNCIA À ABRASÃO

Característica pouco importante para a maioria das aplicações do geotêxtil, representa sua maior ou menor suscetibilidade em alterar sua textura superficial quando submetida a esforços de abrasão por cravação ou arrasto.

7.4.20 RESISTÊNCIA AOS RAIOS ULTRA-VIOLETAS

Característica ligada à degradação da matéria prima do geotêxtil quando exposto à luz do sol. Nas aplicações enterradas, via de regra não há com o que se preocupar.

7.4.21 RESISTÊNCIA À TEMPERATURA

Característica da matéria-prima de importância quando o geotêxtil entrar em contato com altas temperaturas.

7.4.22 RESISTÊNCIA A AGENTES QUÍMICOS

Característica da matéria-prima ligada à sua degradação ou resistência aos elementos químicos, concentração e demais condições do produto em contato com o geotêxtil.

7.4.23 RESISTÊNCIA A AGENTES BIOLÓGICOS

Resistência da matéria-prima do geotêxtil aos agentes biológicos em contato.

7.5 O DIMENSIONAMENTO DO GEOTÊXIL COMO FILTRO NA DRENAGEM SUBTERRÂNEA – FUNÇÃO FILTRAÇÃO

7.5.1 MECANISMOS DE FILTRAÇÃO

Para o correto dimensionamento do geotêxtil como filtro é importante que se entenda os dois mecanismos básicos de filtração a que os geotêxteis, como os demais tipos de filtros, podem vir a ser submetidos;

- Solo em contato direto com o geotêxtil

- Geotêxtil retendo partículas em suspensão no fluido percolante

a) Solo em contato direto com o geotêxtil

É o caso dos drenos subterrâneos de rebaixamento de lençol freático, drenos de barragem, etc, onde a água percola limpa através dos poros do solo.

Nesse caso o geotêxtil pode ser instalado enterrado e sem acesso ao mesmo, praticamente por tempo indefinido.

Segundo Rollin e Denis (4), nesse mecanismo de filtração o geotêxtil atua como barreira provocando a formação de um filtro natural, seguindo as duas formações básicas que seguem

- formação reticulada em pontes (figura 119a): Após a passagem, em uma primeira fase de algumas partículas mais Finas, as mais grossas que vão para junto do geotêxtil são retidas. Formando um novo arcabouço estável e criando um filtro natural.
- formação reticulada em abóbada (figura 119b): Em solos argilosos, a aderência entre partículas do solo e as fibras do geotêxtil faz com que o processo seja semelhante ao anterior, formando um filtro natural.

b) Geotêxtil retendo partículas em suspensão no fluido percolante

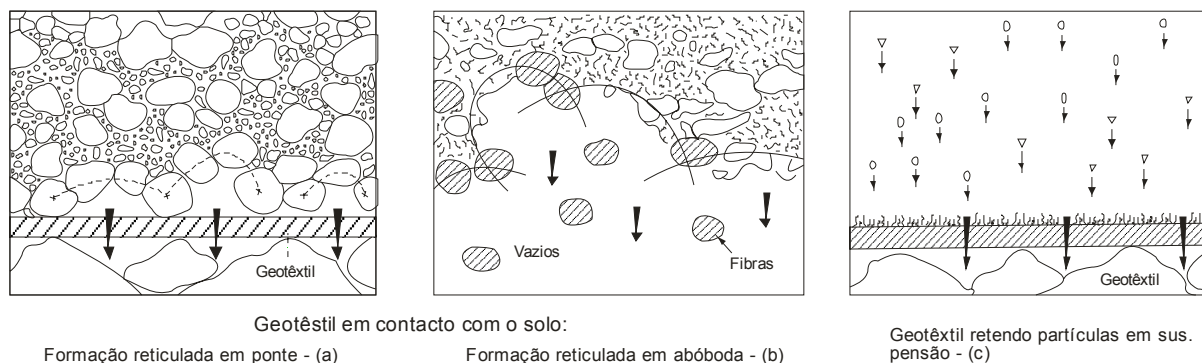
É o caso da filtração de águas brutas de rios para abastecimento, esgotos industriais e domésticos, enxurradas com partículas em suspensão, etc.

Nesse caso, o geotêxtil só pode ser instalado quando for possível o acesso ao mesmo para retirada do material retido, lavagem, retrolavagem ou até substituição do geotêxtil.

Nesse mecanismo de filtração (figura 119c) o geotêxtil vai retendo as partículas em suspensão e deixando passar o fluido. Com o passar do tempo as partículas retidas na superfície vão tornando o sistema menos permeável, necessitando manutenção.

Geotêxtil em contacto com o solo:

Figura 119 - Mecanismos de filtração



7.5.2 O DIMENSIONAMENTO DO GEOTÊXTIL PARA O DESEMPENHO DA FUNÇÃO

Filtração

Para o dimensionamento de um geotêxtil como filtro em uma drenagem subterrânea (ou sub-superficial), da mesma forma que para o dimensionamento de filtros granulares, dois critérios básicos devem ser considerados.

- Critério de retenção
- Critério de permeabilidade

ou seja, o geotêxtil deve ser permeável o suficiente para evitar perturbações no solo por problemas de pressão, de percolação e, ao mesmo tempo, suficientemente capaz de reter as partículas necessárias para a estabilização do solo em contato

Praticamente, todos os métodos de dimensionamento de geotêxteis como filtros propõe a seguinte relação:

- Critério de Permeabilidade

$$kn \geq C \cdot ks$$

onde:

K_s = coeficiente de permeabilidade do solo base

C = constante do método

K_n = coeficiente de permeabilidade normal do geotêxtil

- Critério de Retenção

$$Of \leq B \cdot d$$

onde

d = diâmetro da partícula do solo base tal que 85% em peso são inferiores a este diâmetro.

B = constante do método

Of = abertura de filtração do geotêxtil (capacidade de retenção)

O CFGG - Comitê Francês de Geotêxteis e Geomembranas adota como método de escolha (dimensionamento) do geotêxtil como filtro a metodologia que segue:

Critério de Permeabilidade

A perda de carga Δh à passagem do geotêxtil é dada pela relação:

$$\left(\frac{kn}{Tg}\right)^* = \frac{ks \ is}{\Delta h}$$

onde $\left(\frac{kn}{Tg}\right)^*$ = permissividade do geotêxtil na obra em S^{-1}

Kn = coeficiente de permeabilidade do geotêxtil em m/s

Ks = coeficiente de permeabilidade do solo em m/s

Tg = espessura do geotêxtil em m

is = gradiente hidráulico no solo ou vizinho do geotêxtil (adimensional)

Obs : A permissividade é a medida sob pressão nula (AFNOR NF 38.016)

A permissividade da obra será a permissividade do geotêxtil, novo e não comprimido, com o fator de correção A.

$$\left(\frac{kn}{Tg}\right)^* = \frac{\frac{kn}{Tg}}{A}$$

Fator de Correção A (Produto de termos corretivos ou pré-fixados)

a) Obras com alto nível de segurança (barragens, etc)

- contaminação: na colocação na obra ou em funcionamento: Fator 100.
- compressão sob carga: Fator 3
- gradiente $1s \leq 10$: equivale a Fator 10
- perda de carga admissível: $\Delta h = 0,1$ m: equivale a Fator 10
- coeficiente de segurança global: Fator 3

A permissividade do geotêxtil deve ser.

$$\frac{kn}{tg} \geq 10^5 \text{ ks} \quad \text{pois,}$$

$$\left(\frac{kn}{tg}\right) = \frac{ks \times is}{\Delta h}$$

$$\frac{\frac{kn}{tg}}{A} = \frac{ks \times is}{\Delta h}$$

$$\frac{kn}{tg} = \frac{ks \times is \times A}{\Delta h}$$

$$\frac{kn}{tg} = \frac{10 \times 100 \times 3 \times 3 \times ks}{0,10}$$

$$\frac{kn}{tg} = 10^5 \text{ ks}$$

b) Outras Obras (Trincheiras Drenantes, Drenagem De Taludes, Floreiras, Etc)

$$\frac{kn}{tg} \geq 10^4 \text{ ks}$$

c) No caso de areias puras: equivalente de areia > 60, 12% passando na peneira 200 (0,074mm), pode-se considerar a contaminação desprezível

$$\frac{kn}{tg} \geq 10^3 \text{ ks}$$

Critério de Retenção

É comparada a abertura de filtração (Of) do geotêxtil, com as partículas maiores do solo (d 85) a filtrar.

Of é obtido através do ensaio de peneiramento hidrodinâmico (AFNOR NF-G 38017)

A comparação acima é afetada por coeficientes para levar em conta condições particulares, ligadas à granulometria do solo, compacidade, tipo de escoamento e função do geotêxtil, como segue:

$$Of \leq c \cdot d_{85}$$

sendo $C = C1 \cdot C2 \cdot C3 \cdot C4$

onde

C 1 – influência da granulometria

granulometria continua e bem graduada $C1 = 1$

granulometria uniforme $C1 = 0,8$

C 2 – influência do solo

solos -fofos ou não confinados $C2 = 0,8$

solos densos e confinados $C2 = 1,25$

C 3 – escoamento hidráulico

gradiente hidráulico: $i < 5$ C3 = 1

$$5 < i < 20 \quad C3 = 0,8$$
$$20 < i < 40$$

fluxo reversoC3 = 0,6

(proteção de margem)

C 4 – função do geotêxtil

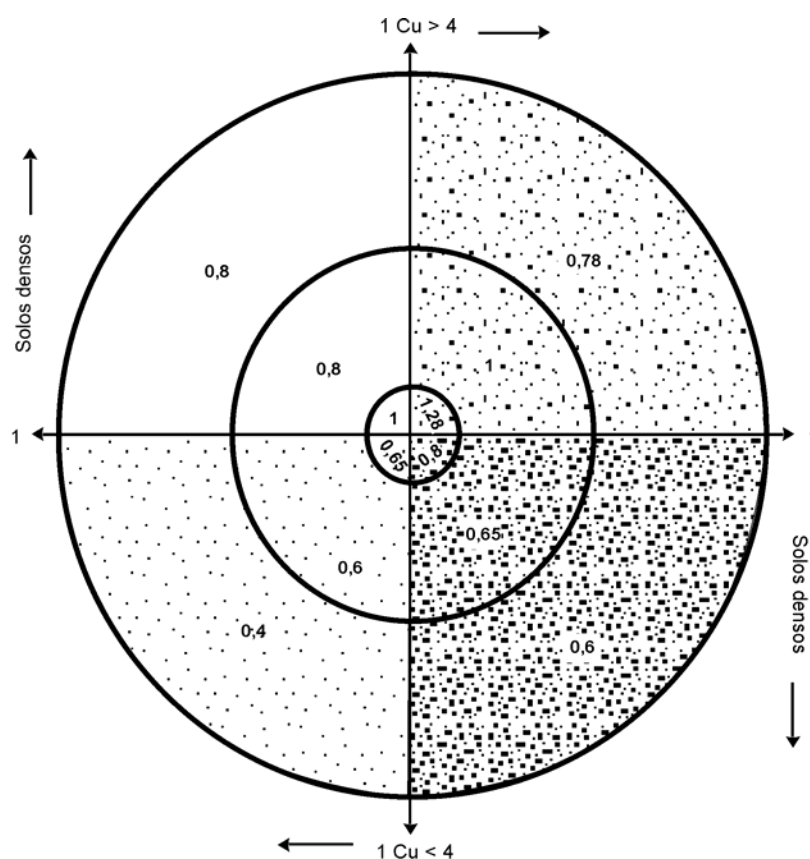
função de filtroC4 = 1

função filtro-drenante (drenagem transversal) $C4 = 0,3$

Gráfico para Determinação de C

A escolha do fator "C", do geotêxtil como filtro, pode ser feita diretamente sobre o "ÁBACO" abaixo:

Figura 120 - Ábaco para escolha do fator “C”



NOTA: No caso de aplicações filtro-drenantes (drenagem transversal) os valores de “C” obtidos no ábaco, são multiplicados por $C4 = 0,3$;

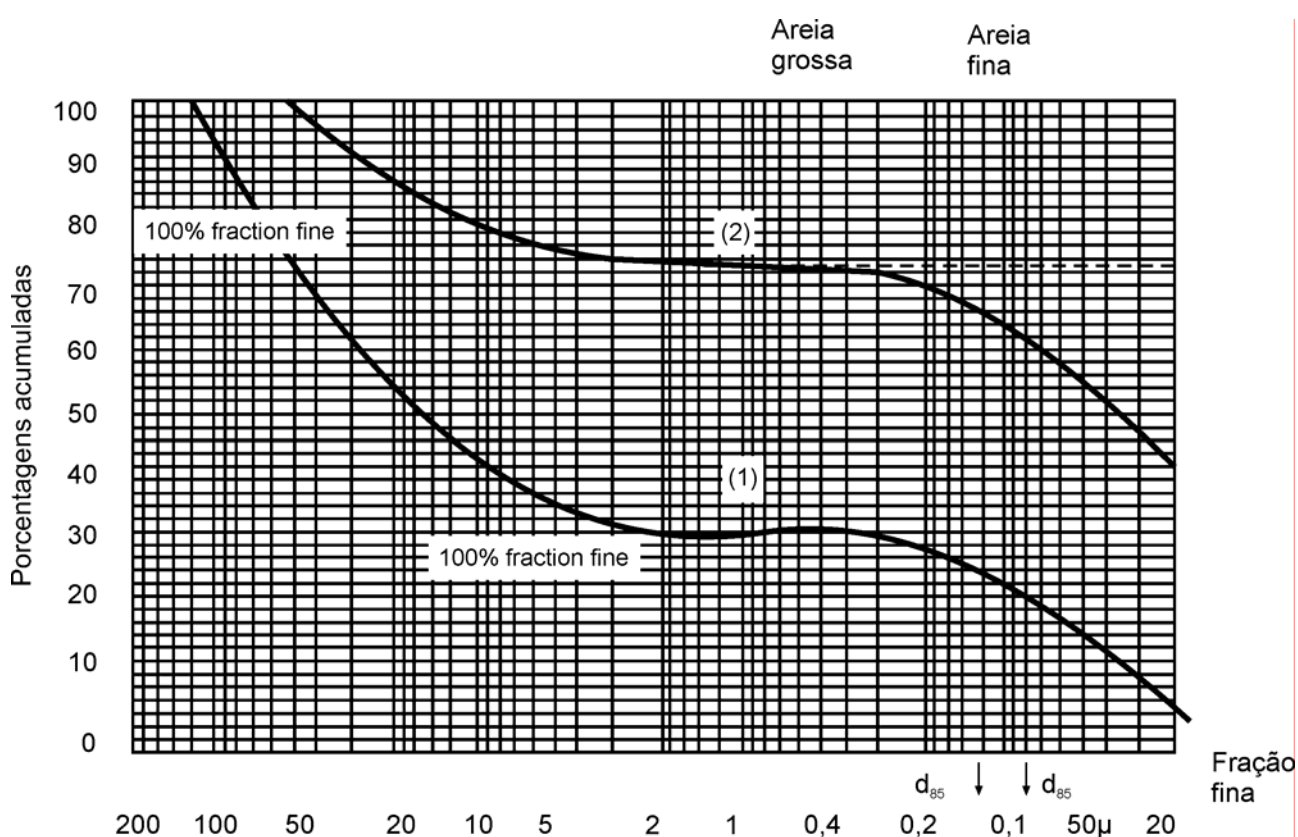
- no caso de solos-finos, aplica-se a regra de retenção, se ela conduzir a um valor de Of superior a $50\ \mu\text{m}$, se não, adota-se $Of = 50\ \mu\text{m}$.

Comentários

Para solos de granulometrias descontínuas, nos quais a curva granulométrica apresenta um patamar acima do limite de "20% passando", a abertura de filtração Of é comparado ao d_{85} da fração granulométrica inferior a este patamar (considera-se o patamar como sendo 100% passando).

Neste caso a composição granulométrica tem a forma indicada na Figura 121 a seguir:

Figura 121 - Composição granulométrica



Para os solos que apresentam a possibilidade de terem partículas finas percolando nos seus vazios (britas pulverulentas, areias pouco argilosas onde a porção argila não constitua uma matriz contínua), o geotêxtil deve reter os elementos mais grossos e deixar passar os elementos mais finos, respeitando o critério seguinte:

$$4 \cdot d_{15} < Of < C \cdot d_{85}$$

Considerações

Porosimetria

Medida da dimensão dos poros do geotêxtil e sua distribuição percentual.

Abertura de Filtração (Of)

Diâmetro do maior poro do geotêxtil, corresponde ao diâmetro do maior elemento de solo capaz de atravessar o geotêxtil sobre a ação da percolação de água.

$$\text{Coeficiente de Uniformidade } C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \text{ (usado na definição do } C_1 \text{)}$$

Parâmetros do Solo:

d₈₅: corresponde ao diâmetro da partícula do solo tal que 85% em peso são inferiores a esse diâmetro d₆₀, d₁₀ e d₁₅ = conceitos análogos ao d₈₅.

7.5.3 ESCOLHA DO GEOTÊXTEL TENDO EM VISTA A INSTALAÇÃO DO MESMO NA OBRA

As características de permeabilidade e retenção de partículas são primordiais para o desempenho da Função Filtração do geotêxtil, mas, para garantir a eficácia do mesmo durante sua instalação e vida útil, ocasião em que esforços mecânicos poderão danificá-lo, é muito importante a escolha final de um geotêxtil em relação ao outro levando-se em conta as características que seguem (resistência à esforços de instalação):

- Resistência à tração
- Alongamento
- Resistência ao puncionamento
- Resistência ao estouro
- Resistência à propagação do rasgo

Requisitos básicos das mantas geotêxteis

As mantas geotêxteis, utilizadas como materiais filtrantes nos drenos, não devem tecidos, agulhadas e atender aos seguintes requisitos básicos (Tabela 60).

Tabela 52 - Requisitos básicos das mantas geotêxteis

Requisitos	Norma (ABNT)	Unidade	Dreno	
			Profundo	Superficial
Permeabilidade	NBR-15223	cm/s	$\geq 3 \times 10^{-1}$	$\geq 3 \times 10^{-1}$
Abertura de Filtração	NBR-15229	$\mu\text{ m}$	$\leq 2D_{85\text{solo}}$	$\leq 2D_{85\text{solo}}$
Resistência à tração	NBR-15224, NBR-12824	kN/M	≥ 12	≥ 8
Alongamento ϵ_r	NBR-15224, NBR-12824	%	≥ 30	≥ 30
Resistência ao puncionamento	NBR-13359 ou NBR-15224	kN	$\geq 2,5$	$\geq 1,5$

7.5.4 ESCOLHA FINAL DO GEOTÊXTIL TENDO EM VISTA A PRÁTICA

Tendo em vista a recente apresentação e uso dos métodos de dimensionamento de Geotêxteis para a Função Filtração, o projetista pode e deve colocar sua escolha final tendo em conta também a tradição de uso de certos geotêxteis em condições de instalação e solos conhecidos.

7.5.5 ALGUMAS RECOMENDAÇÕES PARA A INSTALAÇÃO DO GEOTÊXTIL COMO FILTRO NA DRENAGEM SUBTERRÂNEA

Preparo do terreno: as superfícies onde será instalado o geotêxtil deverão, dentro do possível, estarem isentas de lama ou de água com partículas em suspensão para evitar algum tipo de poluição das mesmas. Objetos contundentes deverão ser removidos

Instalação e união dos geotêxteis: O geotêxtil deve ser instalado convenientemente contra o fundo e paredes da trincheira drenante para prevenir solicitações exageradas quando da colocação do material de enchimento e também para evitar a presença de "cavidades" entre o solo e o geotêxtil, causando a movimentação indesejada do solo a drenar.

A união do geotêxtil para o fechamento do filtro e emenda de duas mantas pode ser feita por recobrimento de 0,30 m (aceita-se até 0,20 m)

Colocação do material de enchimento (material drenante): o sentido de lançamento do material de enchimento deverá ser tal que impeça o levantamento e deslocamento do geotêxtil nos locais de recobrimento.

Após o enchimento da trincheira e rebatimento do geotêxtil na superfície (fechamento superior do filtro) deverá ser imediatamente executado o selo superior para impedir a entrada de partículas na trincheira drenante devido às águas de enxurrada.

A circulação de equipamentos da obra sobre a trincheira drenante antes de sua conclusão (selo) deve ser proibida.

A instalação do geotêxtil, enchimento e selo, devem ser feitas logo após a abertura da vala.

NOTAS: Recomendações complementares dos catálogos e folhetos dos fabricantes dos geotêxteis devem ser considerados para obter o melhor desempenho possível dos mesmos.

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

1. COMITÉ FRANÇAIS DES GÉOTEXTILES ET LE GÉOMEMBRANES. Recommandations pour l'emploi des géotextiles dans les systemes de drainage et de filtration. Paris, 1986.
2. GICOT, Olivier; PERFETTI Jacques. Les géotextiles: guide de l'utilisateur. Paris: Rhône-Poulenc, 1987.
3. GIROUD, J. P. *Geotextiles and geomembranes, definitions, properties and designs*. 3th. ed. St. Paul, Mn: Industrial Fabrics Association International, 1984-1985.
4. KOERNER, R. M. *Designing with geosynthetics*. 5th. ed. New Jersey: Prentice-Hall, 2005.
5. RIGO, Jean-Marie; PERFETTI, Jacques. Nouvelle approche de la mesure de la résistance à la traction des géotextiles non-tissés. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, Paris, n. 107, p. 83-92, mai/jun. 1980.
6. ROLLIN, A. L., DENIS R. Geosynthetic filtration in landfill design. In: Geosynthetic'87 Conference, 1987, New Orleans. *Proceedings...* New Orleans, 1987. v. 2, p. 456-470.