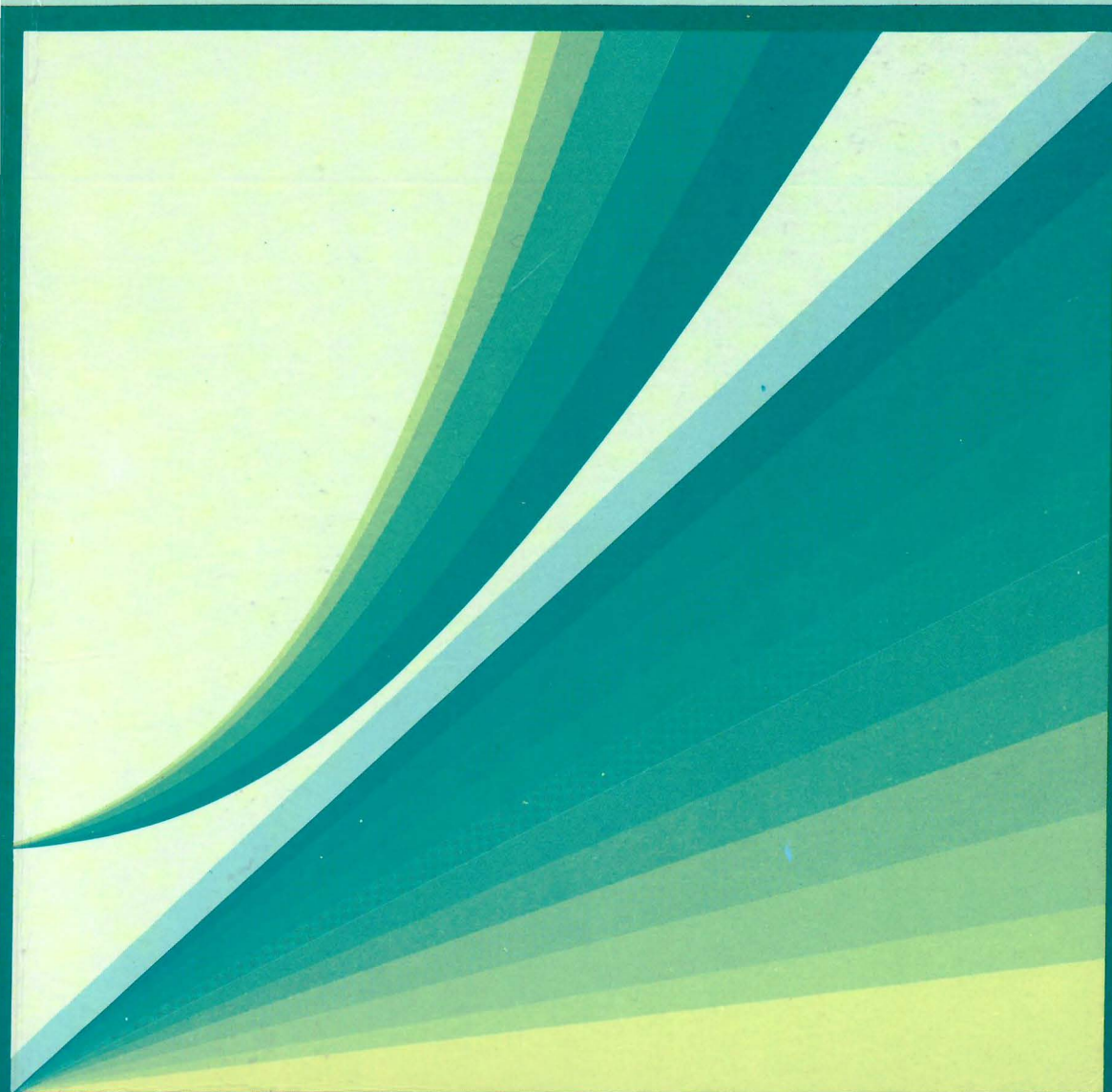


DRENAGEM URBANA

Manual de Projeto

CONVÊNIO
CETESB
ASCETESB

ÁGUA



DRENAGEM URBANA

Manual de Projeto

121 - ÁGUA



CONVÊNIO
CETESB
ASCETESB

Agradecemos aos Eng^{os} Oscar Fugita, Flávio Augusto Câmara, Sunao Assae, Flávio Terra Barth, Hiroaki Makibara, José Leomax dos Santos, José Santos, Oscar Takatoshi Hirayama e Astor Dias de Andrade que se dedicaram à elaboração desta obra.

Ficha Catalográfica
(preparada pela Divisão de Biblioteca da CETESB)

CETESB, São Paulo
C418d Drenagem urbana : manual de projeto. — 3. ed. — São Paulo : CETESB/
3. ed. /ASCETESB, 1986.
464 p. : il. ; 22cm

1. Drenagem — instalações sanitárias 2. Engenharia sanitária 3. Hidrologia —
águas superficiais I. Título.

CDD (18. ed.) 551.48
CDU (Port. peq.) 628.61

DRENAGEM URBANA

Manual de Projeto

3ª Edição



**CONVÊNIO
CETESB
ASCETESB**

São Paulo, 1986

CLASS.	
AUT.	25122
TOM.	

Capa: JOSÉ ROBERTO PEREIRA



CETESB

Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental
Titular dos direitos autorais.



ASCETESB

Associação dos Funcionários da CETESB
Detentora dos direitos de impressão e comercialização.

É proibida a reprodução total ou parcial,
por quaisquer meios, sem autorização escrita da
CETESB — Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental.

Pedidos:

CONVÊNIO
CETESB
ASCETESB

Av. Prof. Frederico Hermann Jr., 345 — Alto de Pinheiros
CEP — 05459 — Fone: 210-1100 — São Paulo — Brasil

Apresentação da 3.^a Edição

Desde o lançamento da 1.^a edição deste Manual de Projeto, em setembro de 1979, a CETESB vem recebendo cartas de entidades e de profissionais que atuam no campo de Drenagem Urbana, as quais demonstram o grande interesse despertado pela obra no meio técnico nacional.

Na inexistência de norma brasileira sobre o assunto, os critérios recomendados neste manual têm orientado profissionais na elaboração de projetos. O texto também tem sido utilizado com êxito em cursos sobre drenagem urbana em várias escolas de engenharia do país.

Em consequência dos dois programas de pesquisa anunciados na Apresentação da 2.^a edição deste manual, foram produzidos os documentos seguintes:

- “Precipitações Intensas no Estado de São Paulo” — Trabalho publicado em 1982 e que pode ser obtido junto ao Centro Tecnológico de Hidráulica da Universidade de São Paulo;
- “BOCA-DE-LOBO — Eficiência Hidráulica” — Relatório do estudo experimental efetuado pela mesma entidade, publicado em 1983.

No primeiro, apresenta-se a metodologia utilizada para o estudo de chuvas intensas e os resultados de sua aplicação aos dados das seguintes cidades paulistas: Aparecida, Avaré, Barretos, Bauru, Lins, Piracicaba, Santos, São Paulo, São Simão, Tapiraí e Ubatuba. O relatório sobre bocas-de-lobo é apresentado como encarte nesta edição. Ambos os documentos deverão, no futuro, ser incorporados ao texto do manual.

Finalmente, esta 3.^a edição foi revista tendo-se eliminado as falhas de impressão detectadas. Além disso, as figuras 5.1 e 5.2 foram refeitas.

São Paulo, julho de 1986

Eng.^o Paulo Bezerril Júnior
DIRETOR

SUMÁRIO

I PLANEJAMENTO	1
1. O SISTEMA DE DRENAGEM URBANA, 1. — A. Planejamento da drenagem urbana, 2. — B. Fundamentos do sistema de drenagem, 2.	
2. VANTAGENS DO PLANEJAMENTO, 4.	
3. BENEFÍCIOS INDIRETOS, 4.	
4. PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA, 5.	
5. OCUPAÇÃO DAS BAIXADAS, 5. — A. Regulamentação do uso, 5. — B. Controle do uso das baixadas, 6. — C. Recuperação das baixadas, 6.	
6. PLANEJAMENTO DA MACRO-DRENAGEM, 6. — A. Roteiro, 7. — B. Plano diretor, 7. — C. Canais, 7.	
7. PLANEJAMENTO DA DRENAGEM INICIAL, 9.	
8. PLANEJAMENTO DE RESERVATÓRIOS,	
9. PLANEJAMENTO DAS GALERIAS DE ÁGUAS PLUVIAIS, 10. — A. Funções das galerias, 10. — B. Traçado preliminar, 10. — C. Dimensionamento, 11.	
10. ÁREAS VERDES, 11.	
11. PLANEJAMENTO DO SISTEMA DE TRANSPORTES, 12.	
12. BIBLIOGRAFIA, 12.	
II CHUVAS	13.
1. INTRODUÇÃO, 13.	
2. RELAÇÕES INTENSIDADE-DURAÇÃO-FREQÜÊNCIA NOS POSTOS ESTUDADOS PELO DNOS, 13.	
3. AVALIAÇÃO DAS RELAÇÕES INTENSIDADE-DURAÇÃO-FREQÜÊNCIA EM ÁREAS NÃO COBERTAS POR PLUVIÓGRAFOS, 14. — A. Considerações gerais, 14. — B. Relação entre a chuva máxima de 1 dia e de 24 horas, 14. — C. Relações entre chuvas de diferentes durações, 16. — D. Análise de freqüência, 17.	
4. RELAÇÃO ÁREA-ALTURA PLUVIOMÉTRICA, 18.	
5. EXEMPLO, 20.	
6. RELAÇÃO DOS POSTOS PLUVIOMÉTRICOS DO BRASIL COM SUAS COORDENADAS GEOGRÁFICAS E PERÍODOS DE OBSERVAÇÃO, 28.	
7. BIBLIOGRAFIA, 30.	
ANEXO. TABELAS DE ALTURA PLUVIOMÉTRICA-INTENSIDADE-DURAÇÃO-FREQÜÊNCIA, 31.	

III DEFLÚVIO SUPERFICIAL DIRETO 131

1. ANÁLISE DOS MÉTODOS ENVOLVIDOS NA AVALIAÇÃO DO DEFLÚVIO SUPERFICIAL DIRETO, 131. — A. Introdução, 131. — B. Métodos analíticos, 131. — C. Campo de aplicação dos métodos, 131.
2. ALTURA PLUVIOMÉTRICA EFETIVA, 132. — A. Áreas permeáveis e impermeáveis, 133. — B. Perdas por armazenamento em depressões e por detenção, 133. — C. Infiltração, 134. — D. Exemplo de cálculo da altura pluviométrica efetiva, 135.
3. MÉTODO RACIONAL, 137. — A. Fórmula racional, 138. — B. Premissas básicas, 138. — C. Limitações, 138. — D. Tempo de concentração, 138. — E. Intensidade, 140. — F. Coeficiente de escoamento superficial ("runoff"), 140. — G. Ajustes para tormentas infrequentes, 141. — H. Aplicação do método racional, 141. — I. Chuva máxima de projeto, 142.
4. MÉTODO CUHP (COLORADO URBAN HYDROGRAPH PROCEDURE), 142. — A. Definição, 142. — B. Hipóteses básicas, 143. — C. Equações, 143. — D. Avaliação de C_t e C_p , 144. — E. Forma do hidrograma unitário, 148. — F. Traçado do hidrograma unitário, 150. — G. Hidrograma de projeto, 151. — H. Exemplo, 151.
5. ANÁLISE ESTATÍSTICA, 156. — A. Introdução, 156. — B. Método log-Pearson tipo III, 157.
6. BIBLIOGRAFIA, 160.

IV GALERIAS 163

1. O SISTEMA DE GALERIAS DE ÁGUAS PLUVIAIS, 163.
2. FREQUÊNCIA DAS DESCARGAS DE PROJETO, 163.
3. RELAÇÃO ENTRE O SISTEMA DE GALERIAS DE ÁGUAS PLUVIAIS E O SISTEMA GERAL DE DRENAGEM, 164.
4. PROCEDIMENTOS DE PROJETO, 165. — A. Diretrizes gerais, 165.
5. ANTE-PROJETO PRELIMINAR, 168.
6. APLICAÇÃO DO MÉTODO RACIONAL PARA O DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE GALERIAS DE ÁGUAS PLUVIAIS, 169.
7. CRITÉRIOS PARA SELEÇÃO DA MELHOR ALTERNATIVA, 172.
8. PROJETO HIDRÁULICO DAS GALERIAS DE ÁGUAS PLUVIAIS, 172. — A. Regras usuais de projeto, 173. — B. Perdas de carga distribuídas nos condutos, 173. — C. Projeto para a condição de operação como conduto livre, 173. — D. Projeto para a condição de operação em carga, 177. — E. Estruturas terminais de descarga, 206.
9. SUGESTÕES PARA NORMAS DE PROJETO, 208. — A. Informações sobre interferências, 208. — B. Plantas topográficas, 209. — C. Arranjo geral, 209. — D. Materiais de construção, 210. — E. Projeto hidráulico, 210. — F. Desenhos construtivos, 211. — G. Especificações, 211. — H. Velas, 211.
10. VERIFICAÇÃO DO PROJETO FINAL, 211. — A. Projeto preliminar, 211. — B. Projeto Final, 212.
11. EXEMPLO DE PROJETO DE GALERIAS DE ÁGUAS PLUVIAIS, 213. — A. Dados básicos, 213. — B. Análise das características da área, 213. — C. Desenvolvimento de concepções alternativas, 215. — D. Arranjo preliminar das galerias, 215. — E. Sub-divisão da área em sub-bacias, 218. — F. Projeto preliminar do sistema, 218. — G. Encaminhamento das descargas resultantes da chuva máxima de projeto através do sistema, 223. — H. Elaboração de estimativas de custo e análise dos aspectos positivos e negativos do sistema, 227. — I. Revisão das alternativas estudadas e decisão a respeito do arranjo geral a ser adotado para o projeto final, 229. — J. Revisão de todas as hipóteses hidrológicas preliminares, delimitação da bacia, definição das sub-bacias,

classificação das ruas e avenidas e outros elementos de projeto preliminarmente definidos que serão utilizados no projeto final, 229. — K. Obtenção dos greides finais das ruas e avenidas, cotas dos cruzamentos, elementos geométricos, etc, que poderão influenciar no desenvolvimento do projeto final, 229. — L. Projeto hidráulico do sistema de galerias de águas pluviais, 229.

12. BIBLIOGRAFIA, 241.

V RUAS 243

1. A FUNÇÃO DA RUA, 243. — A. As ruas e a drenagem, 243. — B. Abordagem de projeto, 243.
2. CLASSIFICAÇÃO DAS RUAS, 244. — A. Rua secundária, 244. — B. Rua principal, 244. — C. Avenida, 244. — D. Vias expressas, 244.
3. INTERFERÊNCIAS ENTRE A DRENAGEM DAS RUAS E O TRÁFEGO, 245. — A. Interferência devida ao escoamento superficial sobre o pavimento, 245. — B. Interferência devida ao escoamento na sarjeta, 246. — C. Interferência devida ao acúmulo de água, 246. — D. Interferência devida à água que escoar sobre a faixa de trânsito, 246. — E. Efeito sobre pedestres, 248.
4. RELAÇÃO ENTRE DRENAGEM E MANUTENÇÃO DE RUA, 248. — A. Pavimento de superfície betuminosa, 248. — B. Guia e sarjeta, 249. — C. Sarjetões, 250. — D. Sedimentação, 250. — E. Valas de drenagem, 250. — F. Manutenção de ruas em geral, 251.
5. SUGESTÕES PARA PROJETO DE RUAS, 251. — A. Declividade da sarjeta, 251. — B. Seção transversal da rua, 252. — C. Declividade transversal, 252. — D. Cruzamentos, 254. — E. Bocas de lobo, 256.
6. CRITÉRIOS DE DRENAGEM PARA PROJETO DE RUAS URBANAS, 257. — A. Capacidade de escoamento da rua para a chuva inicial de projeto, 257. — B. Capacidade de escoamento da rua para a chuva máxima de projeto, 259. — C. Acúmulo de água, 263. — D. Escoamento transversal à rua, 263. — E. Considerações especiais relativas a pedestres, 264. — F. Considerações especiais para áreas comerciais, 265. — G. Considerações especiais para áreas industriais, 265.
7. CRITÉRIOS DE DRENAGEM PARA PROJETO DE RUAS EM ÁREAS RURAIS, 265. — A. Capacidade da rua para a chuva inicial de projeto, 265. — B. Capacidade de escoamento da rua para a chuva máxima de projeto, 266. — C. Acúmulo de água, 268. — D. Escoamento transversal à rua, 268. — E. Projeto de valas de drenagem, 268. — F. Cruzamentos, 268.
8. CRITÉRIOS DE DRENAGEM PARA PROJETO DE CRUZAMENTOS EM RUAS URBANAS, 268. — A. Capacidade de escoamento das sarjetas para chuva inicial de projeto, 268. — B. Capacidade de escoamento da sarjeta para as condições de chuva máxima de projeto, 270. — C. Acúmulo de água, 270. — D. Escoamento transversal à rua, 272. — E. Considerações especiais para áreas comerciais, 272.
9. CANAIS CENTRAIS EM RUAS, 272. — A. Restrições aos canais centrais, 273. — B. Restrições às ruas, 273. — C. Canais centrais em cinturões verdes, 273.
10. BIBLIOGRAFIA, 274.

VI BOCAS DE LOBO 275

1. CONCEITUAÇÃO GERAL, 275. — A. Generalidades, 275. — B. Parâmetros característicos das bocas de lobo, 275. — C. Boca de lobo simples, 278. — D. Boca de lobo com grelha, 278. — E. Boca de lobo combinada, 280. — F.

- Boca de lobo múltipla, 280.
2. RECOMENDAÇÕES GERAIS PARA A ESCOLHA DAS BOCAS DE LOBO, 280. — A. Pontos intermediários das sarjetas, 280. — B. Pontos baixos das sarjetas, 280. — C. Eficiência das bocas de lobo, 281.
3. DIMENSIONAMENTO DA BOCA DE LOBO SIMPLES, 282. — A. Generalidades, 282. — B. Bocas de lobo simples em pontos baixos das sarjetas, 282. — C. Bocas de lobo simples em pontos intermediários das sarjetas, 285.
4. DIMENSIONAMENTO DAS GRELHAS E DAS BOCAS DE LOBO COMBINADAS, 301. — A. Generalidades, 301. — B. Pontos baixos das sarjetas, 302. — C. Pontos intermediários das sarjetas, 305.
5. DIMENSIONAMENTO DOS TUBOS DE CONEXÃO, 324.
6. BIBLIOGRAFIA, 328.

VII OBRAS DE MACRO-DRENAGEM 329

1. PLANEJAMENTO, 329. — A. Considerações preliminares, 329. — B. — Esquema de obras, 330. — C. Ante-projeto, 331. — D. Projeto básico, 331.
2. CANAIS, 332. — A. Escolha do canal, 332. — B. Canais revestidos de concreto, 333. — C. Canais artificiais gramados, 341. — D. Canais naturais, 345. — E. Critérios para projeto final, 347.
3. GALERIAS DE CONCRETO MOLDADAS NO LOCAL, 348. — A. Projeto hidráulico, 349. — B. Estruturas auxiliares, 351.
4. GALERIAS PRÉ-MOLDADAS EM SEÇÃO CIRCULAR DE GRANDES DIMENSÕES, 352.
5. OBRAS DE PROTEÇÃO COM ENROCAMENTO, 352. — A. Enrocamento simples, 355. — B. Gabiões, 356. — C. Pedras rejuntadas, 356.
6. SEDIMENTAÇÃO, 358.
7. BIBLIOGRAFIA, 359.

VIII ESTRUTURAS HIDRÁULICAS ESPECIAIS 361

1. USO DE ESTRUTURAS ESPECIAIS, 361. — A. Dissipadores de energia, 361. — B. Degraus, 361. — C. Pontes, 362. — D. Calhas inclinadas, 362. E. — Curvas, 362. — F. Calhas inclinadas com blocos dissipadores, 362.
2. DISSIPADORES DE ENERGIA, 362. — A. Canal de aproximação, 362. — B. Bacias de dissipação, 364.
3. CANAL COM DEGRAUS, 373. — A. Degraus verticais, 374. — B. Degraus inclinados, 375.
4. PONTES, 376. — A. Critérios básicos, 376. — B. Análise hidráulica, 376. — C. Procedimentos de projeto, 381. — D. Vãos inadequados, 383. — E. Exemplo de cálculo da sobrelevação devida à contração na seção transversal de um canal provocada por uma ponte, 383.
5. CALHAS INCLINADAS, 386. — A. Hidráulica, 387.
6. CURVAS, 387. — A. Escoamento supercrítico, 387.
7. CALHAS INCLINADAS COM BLOCOS DISSIPADORES, 389. — A. Generalidades, 389. — B. Procedimentos de projeto, 390.
8. ESTÉTICA DAS ESTRUTURAS, 391. — A. Áreas de lazer, 391. — B. Grades de proteção e cercas, 391.
9. SÍMBOLOS, 392.
10. BIBLIOGRAFIA, 393.

IX BUEIROS	395
1. IMPORTÂNCIA DA ENTRADA, 395. — A. Entradas de bueiros, 395. — B. Entradas de condutos longos, 395.	
2. HIDRÁULICA, 395. — A. Perdas de energia, 396. — B. Linha de energia e linha piezométrica, 397. — C. Hidráulica dos bueiros, 397.	
3. ESTRUTURAS DE ENTRADA DE SISTEMAS DE DRENAGEM, 400. — A. Entradas projetantes, 400. — B. Entradas com muros de testa, 402.	
4. PROJETO DE BUEIROS E ENTRADAS, 405. — A. Informações de projeto necessárias, 405. — B. Dimensão dos bueiros, 405. — C. Procedimento geral para o projeto de bueiros, 411.	
5. CONSIDERAÇÕES ESPECIAIS SOBRE BUEIROS, 419. — A. Erosão e sedimentação, 419. — B. Canais oblíquos aos bueiros, 420. — C. Tombamento da entrada, 420.	
6. ENTRADAS DE GALERIAS DE CONCRETO, 420. — A. Entradas comuns de bueiros, 420. — B. Entradas especiais para bueiros, 421.	
7. ENTRADAS DE CONDUTOS LONGOS, 421. — A. Entradas especiais, 421.	
8. CONSIDERAÇÕES GERAIS, 421. — A. Entradas de canais abertos, 421. — B. Transições, 421.	
9. GRADES, 422. — A. Grades passíveis de tombamento, 422. — B. Grades coletoras a montante, 422.	
10. GRÁFICOS DE CAPACIDADE E NOMOGRAMAS, 422. — A. Disposição das curvas, 423.	
11. SÍMBOLOS, 439.	
12. BIBLIOGRAFIA, 439.	
X ARMAZENAMENTO	441
1. CONSIDERAÇÕES GERAIS, 441.	
2. ANÁLISE DO ARMAZENAMENTO PELO MÉTODO RACIONAL,	
3. ANÁLISE DO ARMAZENAMENTO PELO MÉTODO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO SINTÉTICO, 448.— Encaminhamento de hidrogramas de cheias, 448.	
4. BIBLIOGRAFIA, 449.	
TERMINOLOGIA BÁSICA	451.

Planejamento

CETESB - CIA. DE TECNOLOGIA E SANEAMENTO AMBIENTAL
BIBLIOTECA

1. O SISTEMA DE DRENAGEM URBANA

O sistema de drenagem faz parte do conjunto de melhoramentos públicos existentes em uma área urbana, quais sejam: redes de água, de esgotos sanitários, de cabos elétricos e telefônicos além da iluminação pública, pavimentação de ruas, guias e passeios, parques, áreas de recreação e lazer, e outros.

É conveniente, para a comunidade, que a área urbana seja planejada de forma integrada, isto é, que todos os melhoramentos públicos sejam planejados coerentemente. Se existirem planos regionais, quer estaduais, quer federais, é interessante a perfeita compatibilidade entre o plano urbano e esses planos. Quando o sistema de drenagem não é considerado desde o início da formulação do planejamento urbano, é bastante provável que esse sistema, ao ser projetado, revele-se ao mesmo tempo, de alto custo e ineficiente.

Em relação aos outros melhoramentos urbanos, o sistema de drenagem tem uma particularidade: o escoamento de águas pluviais sempre ocorrerá, independentemente de existir ou não sistema de drenagem adequado. A qualidade desse sistema é que determinará se os benefícios ou prejuízos à população serão maiores ou menores.

Sempre é possível, através de estudos mais amplos, planejar o sistema de drenagem de forma a diminuir os custos, e aumentar os benefícios resultantes. Por exemplo, a construção de reservatórios de acumulação a montante ou a concepção de parques nos quais se admita inundações periódicas, são possibilidades bastante interessantes. O projeto de canais abertos, diminuindo, ou mesmo eliminando a necessidade de tubulações enterradas, merece análise pormenorizada, pois resulta em investimentos de menor vulto.

Outro aspecto a considerar diz respeito à urbanização de áreas altas, o que pode resultar no aumento do escoamento de águas pluviais rumo às baixadas. O empreendimento a montante deve ser projetado de forma a conservar as condições naturais através de reservatórios de acumulação das cheias, ou então ser onerado pelos custos de ampliação do sistema de drenagem das áreas a jusante.

Fica então, de início, caracterizado que o sistema de drenagem deve ser incluído no plano urbano de desenvolvimento integrado. Em decorrência, na equipe multidisciplinar responsável pela formulação desse plano, ao lado dos urbanistas, economistas, sociólogos, paisagistas, etc... deverá sempre estar presente o engenheiro hidráulico.

Com tal procedimento, na concepção do sistema de drenagem, poderão ser pesquisadas soluções que eliminem interferências do sistema de drenagem com outros melhoramentos públicos, definam os gabaritos para pontes e travessias, eliminem, pelo menos em parte, as tubulações enterradas e levem em conta as possibilidades de barragens de contenção ou retardamento de cheias.

A. PLANEJAMENTO DA DRENAGEM URBANA

Em sentido amplo, planejamento é a atividade destinada a resolver os problemas de uma comunidade, através de considerações ordenadas, que envolvem desde uma concepção inicial até um programa de obras, considerado um espaço determinado e fixado um período de tempo.

O planejamento da drenagem urbana, conforme a exposição inicial, deve ser feito de forma integrada, considerando os outros melhoramentos urbanos e os planos regionais, quando existirem. Após estarem determinadas as interdependências entre o sistema de drenagem urbana e outros sistemas urbanos e regionais, o primeiro pode ser alvo de um planejamento específico.

Tal planejamento deve ser feito sob critérios bem estabelecidos, oriundos de uma política da administração pública, apoiada em regulamentos adequados. Essa política e esses regulamentos devem sempre atender às peculiaridades locais, físicas, econômicas e sociais. O planejamento deve levar sempre ao projeto de um sistema de drenagem exequível, técnica e economicamente eficiente, maximizando os benefícios e minimizando os custos, coerente com outros planos setoriais, e que atenda os anseios da coletividade.

O sistema de drenagem deve ser considerado como composto por dois sistemas distintos, que devem ser planejados e projetados sob critérios diferenciados.

O sistema de drenagem inicial, ou de micro-drenagem, ou ainda coletor de águas pluviais, é aquele composto pelos pavimentos das ruas, guias e sarjetas, bocas de lobo, galerias de águas pluviais e também canais de pequenas dimensões. Esse sistema é dimensionado para o escoamento de águas pluviais cuja ocorrência tem período de retorno variando entre 2 e 10 anos. Quando bem projetado, elimina praticamente as inundações na área urbana, evitando as interferências entre as enxurradas e o tráfego de pedestres e veículos, e danos às propriedades.

O sistema de macro-drenagem é constituído, em geral, por canais de maiores dimensões, projetados para cheias cujo período de retorno deve estar próximo de 100 anos. Quando este sistema é bem projetado pode-se obter diminuição considerável do custo do sistema inicial, reduzindo-se por exemplo, a extensão das tubulações enterradas. Do seu bom funcionamento dependem, essencialmente, a segurança e a saúde pública. Quando este sistema não é projetado, ele existe naturalmente pois as cheias escoam pelas depressões topográficas e pelos cursos de águas naturais. Se a área urbana não se desenvolver de forma coerente com tais fatos, são grandes os riscos de prejuízos materiais, e de perdas de vidas humanas. A urbanização das baixadas marginais aos cursos de água, por exemplo, deve ser feita cautelosamente. Sem um projeto adequado de drenagem dessas áreas, a comunidade será onerada, no futuro, por altos custos decorrentes de manutenção e de correção do sistema de drenagem inadequado. Por outro lado, é bastante provável que essas baixadas se prestem melhor ao uso como áreas verdes e para fins de recreação e lazer.

B. FUNDAMENTOS DO SISTEMA DE DRENAGEM

O sistema de drenagem urbana e portanto de prevenção de inundações, fundamenta-se não só em planos, projetos e obras, mas também em legislação e medidas que compreendem:

- Códigos, leis e regulamentos sobre edificações, zoneamento, parcelamento e loteamento do solo e também códigos sanitários.
- Fiscalização da administração pública nas áreas urbanizadas e edificadas, bem como planos de reurbanização e renovação de áreas deterioradas.
- Declaração de utilidade pública e desapropriação de áreas ociosas, ou assoladas por inundações freqüentes.

Esses dispositivos são particularmente importantes quando se referem às baixadas constituídas por planícies sedimentares marginais aos cursos de água. Como são inundadas durante as cheias, a sua ocupação deve ser restringida através dos seguintes meios:

- Zoneamento com delimitação clara das áreas freqüentemente inundadas.
- Fixação de cotas aquém das quais a ocupação é desaconselhada ou mesmo vedada.
- Restrição de acesso às áreas sujeitas a inundações.
- Restrição por parte de órgãos públicos de financiamento, para empreendimentos de ocupação das baixadas.
- Impedimentos à expansão de outros serviços públicos: água, esgotos, iluminação pública, etc.
- Estudo de áreas alternativas para os empreendimentos em cogitação.
- Fixação de incentivos fiscais para que os terrenos inundáveis permaneçam ociosos.

Outras medidas podem ser tomadas para evitar ou remediar as inundações, como:

- Obras hidráulicas de controle, amortecimento ou retardamento de cheias.
- Recursos de proteção local contra inundações, como comportas, válvulas, etc.
- Planos de emergência contra inundações, compreendendo diques de sacos de areia, esquemas de evacuação da população, etc.
- Planos de assistência social, compreendendo socorro à população pelo fornecimento de abrigo, alimentação, ajuda financeira, etc.
- Isenção de impostos e taxas às pessoas e às propriedades atingidas.

Por outro lado, os planos urbanísticos e de expansão de serviços públicos devem se orientar pelo plano de drenagem urbana, de forma que:

- As áreas potencialmente inundáveis sejam bem conhecidas e perfeitamente delimitadas em mapas oficiais.
- A expansão de serviços públicos nessas áreas seja restringida ao máximo.

É interessante que se disponha de uma organização técnica e administrativa voltada para a implantação do sistema de drenagem urbana, o que possibilitará, por exemplo:

- A inclusão nas leis de zoneamento, nos códigos de edificações e em mapas oficiais, de indicações claras a respeito das áreas sujeitas a inundações.
- Manutenção e atualização permanente de cadastro dos projetos e das obras executadas, com pormenores.
- Participação na elaboração de planos regionais que possam interferir com o sistema de drenagem e conhecimento pleno de tais planos.

- Cooperação com entidades responsáveis por previsões meteorológicas, medições hidrológicas e previsões de cheias.
- Desenvolvimento de programas de coleta de dados a respeito de prejuízos causados por inundações.
- Orientação e supervisão dos serviços de construção e manutenção do sistema de drenagem.

Evidentemente a criação dessa organização depende do comprometimento de pessoal técnico e de recursos financeiros.

2. VANTAGÊNS DO PLANEJAMENTO

A principal vantagem do planejamento, aplicado ao sistema de drenagem urbana, refere-se à obtenção simultânea de menores custos e melhores resultados.

A elaboração de um bom plano de drenagem é um assunto complexo, pois logo de início devem ser adotados critérios básicos de planejamento, para o sistema de drenagem inicial, para o sistema de macro-drenagem e para o programa de desenvolvimento das obras. Frequentemente existem interferências com planos regionais, por exemplo os de aproveitamento e controle de recursos hídricos. As restrições orçamentárias nem sempre são bem definidas, e a programação das obras fica prejudicada.

Quando do projeto de novos loteamentos residenciais, antes mesmo da locação das quadras e das ruas, o sistema de drenagem deve ser estudado e adotados alguns critérios básicos. Nesta etapa de estudo são tomadas decisões que influirão bastante no custo do sistema de drenagem. Se existem áreas frequentemente inundáveis, por processo hidrológico e hidráulico natural, tal fato deverá ser prudentemente considerado antes de se decidir a ocupação dessas áreas.

Quanto mais cedo as questões da drenagem forem examinadas, melhores resultados poderão ser obtidos do plano urbanístico. Ao se estudar tardiamente o sistema de drenagem, ou se ele for projetado considerando-se objetivos de curto prazo, as repercussões para a comunidade serão sempre negativas.

A coleta de dados e informação para o planejamento de um sistema de drenagem é uma fase importante, mas deve sempre desenvolver-se em paralelo com a formulação de esquemas iniciais do sistema, de critérios básicos de dimensionamento, e do exame de problemas de operação e manutenção. Com tal procedimento evita-se a execução de levantamentos desnecessários ou de menor importância.

3. BENEFÍCIOS INDIRETOS

O sistema de drenagem proporciona benefícios indiretos importantes, quando bem projetado. A área urbana se desenvolve de forma ordenada, a salvo de inundações e de prejuízos ao tráfego de pedestres e veículos. Alguns benefícios indiretos, a serem considerados no planejamento, são os seguintes:

- Redução do custo de construção e manutenção das ruas.
- Melhoria do tráfego de veículos durante as chuvas.

- Benefícios à saúde e à segurança públicas.
- Menor custo de implantação de parques e áreas de recreação e lazer.
- Recuperação de terras inaproveitadas.
- Menor custo de implantação de núcleos habitacionais.
- Rebaixamento do lençol freático e saneamento das baixadas.

4. PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA

Um plano de drenagem urbana é de grande valia para a administração pública, para os empresários e para a comunidade em geral. Ele possibilita a todos o conhecimento das obras que serão executadas, dos respectivos prazos, e portanto do potencial de uso do solo urbano, em suas várias regiões.

Não deve se basear exclusivamente em projetos hidráulicos, mas também em critérios ambientais, sociais e econômicos. Outros planos, como os relativos ao zoneamento, ao sistema viário, às áreas verdes, etc., deverão ser coerentes com o plano em tela.

Um plano diretor de drenagem homogêneo traz melhores resultados do que projetos de drenagem isolados, desenvolvidos sob critérios diferentes.

5. OCUPAÇÃO DAS BAIXADAS

As baixadas, ao longo de cursos naturais, são planícies de inundação atingidas periodicamente pelo extravazamento das cheias, onde ocorre a deposição de aluviões. Em condições naturais são cobertas de vegetação característica. A recuperação e a ocupação dessas baixadas deve ser planejada e projetada cuidadosamente, sendo fundamental o conhecimento do mecanismo de formação das mesmas.

A. REGULAMENTAÇÃO DO USO

A regulamentação do uso das baixadas aluvionares decorre do poder disciplinador do uso do solo pela administração pública. Como essa mesma administração é responsável pela expansão de outros serviços públicos, inclusive pela implantação do sistema viário, pelo menos em tese a ocupação das baixadas está sob seu inteiro controle.

A inundação temporária das baixadas aluvionares é um fato natural, associado ao processo geomorfológico. Ao tentar impedir essa ocorrência, o homem encontra a oposição da natureza, de forma que as inundações podem se agravar, tanto no próprio local ocupado, como nas áreas a montante e a jusante.

A administração pública tem a responsabilidade de salvaguardar a segurança e a saúde pública, de assegurar o livre trânsito de pessoas e veículos e de proteger as propriedades públicas e privadas. Assim, se for permitida a ocupação das baixadas, as autoridades colocam em risco o desempenho pleno de seus deveres.

A urbanização das bacias de drenagem altera significativamente o ciclo hidrológico, a forma de escoamento das águas pluviais e as áreas potencialmente inundáveis. Se essa urbanização se processa

conforme leis de zoneamento e de uso do solo promulgados pelo poder público, ele se torna agente dessas transformações. Conclui-se, portanto, que este não pode permitir, ao acaso, alterações no sistema de drenagem se não assumir, ao mesmo tempo, a responsabilidade de suas conseqüências. A ocupação das baixadas, ao longo de cursos de águas naturais, pode ser feita de forma a assegurar razoável proteção contra inundações. A questão fundamental, para obter-se tal resultado, é a implantação e a manutenção de canais que permitam o escoamento livre das cheias. Sempre que possível deverão ser mantidas condições as mais próximas das naturais.

Portanto, a regulamentação do uso das baixadas precisa especificar quais as condições naturais a serem mantidas, e quais os usos que a comunidade pode fazer do solo sem maiores riscos.

B. CONTROLE DO USO DAS BAIXADAS

O controle do uso das baixadas deve ter os seguintes objetivos:

- Aperfeiçoar os critérios de uso das baixadas e os regulamentos respectivos.
- Elaborar um programa de medidas com vistas a diminuir os prejuízos das inundações.
- Reduzir os custos de programas de assistência social, e de socorro à população atingida por inundações.

Esse controle deve se basear não só em dados hidráulicos, hidrológicos e topográficos, mas também em considerações de ordem econômica, social e de política administrativa. Muito frequentemente esse controle assume caráter regional, pois o uso das planícies aluvionares depende de planos de controle de cheias de maior amplitude.

A principal cautela na ocupação das baixadas refere-se à fixação de uma cota segura, acima do nível máximo de água esperado durante as cheias. Este procedimento é ainda mais importante quando se trata de áreas densamente urbanizadas. Nestes casos, as cheias possuem picos altos e pequenas durações, de forma que a eliminação dos armazenamentos temporários, durante o extravazamento das águas, repercute de forma mais acentuada.

C. RECUPERAÇÃO DAS BAIXADAS

Em tese não se deve excluir qualquer uso do solo, quando se cogita da recuperação das baixadas. Pode ser prevista uma urbanização intensa, ou a manutenção das condições naturais, ou qualquer solução intermediária, considerando os seguintes aspectos:

- Custo das alternativas sob os aspectos financeiros e econômicos.
- As condições locais de proteção contra inundações e os riscos potenciais.
- A disponibilidade de áreas alternativas.
- Repercussão em outras áreas, a montante e a jusante.

6. PLANEJAMENTO DA MACRO-DRENAGEM

O planejamento adequado do sistema de macro-drenagem é fundamental para um bom plano de desenvolvimento urbano. Em geral, nas áreas já urbanizadas, o mau funcionamento desse sistema é a principal causa de inundações mais sérias, e do alto custo das galerias de águas pluviais. Quando não existe planejamento desse sistema, o escoamento das cheias se faz por depressões topográficas e pelos canais naturais, de forma desordenada, quase sempre colocando em risco propriedades e vidas humanas.

Existe uma interação entre a área urbana e os canais principais de drenagem. A urbanização aumenta o escoamento superficial e diminui o tempo de concentração das cheias. Frequentemente os canais são obstruídos por material sólido carregado pelas enxurradas, e ocorrem inundações atingindo as áreas marginais.

O conduto final de águas pluviais pode ser tanto um canal natural, como um artificial através de retificação e revestimento do canal natural. Em alguns casos esse canal pode ser uma galeria de grandes dimensões, isto é, um canal coberto que frequentemente é aproveitado como base para construção de ruas ou avenidas.

Os canais principais são às vezes projetados em etapas, deixando-se por exemplo o revestimento em concreto para o futuro, quando as cheias aumentarem com a urbanização progressiva. Quando se estuda os canais principais, são muitas as alternativas e possibilidades envolvendo o traçado, a seção transversal e o tipo de revestimento dos mesmos. Em áreas já urbanizadas existem restrições a serem observadas, mas sempre deve-se pesquisar a alternativa de menor custo, que seja eficiente e ao mesmo tempo esteticamente agradável. A seleção da alternativa mais conveniente envolve grande responsabilidade, pois da eficiência dos canais principais depende o bom funcionamento de todo sistema de drenagem.

A. ROTEIRO

É necessária uma primeira estimativa da vazão de projeto, para uma primeira avaliação das dimensões dos canais principais. Essa estimativa pode ser feita rapidamente adotando-se vazões específicas de cheias, ou mediante cálculos através da fórmula racional ou pelo processo do hidrograma unitário sintético.

As diretrizes dos canais principais, em geral, devem seguir os fundos de vale. Nesse caso basta lançá-las em plantas cartográficas. Entretanto, em muitos casos, os fundos de vale não são bem definidos como em cidades muito planas, ou já foram parcialmente urbanizados. Então o traçado dos canais dependerá de outros fatores, dentre os quais o relativo a custos de desapropriação de imóveis particulares. Quando isso ocorre, a seleção da melhor alternativa deve ser amplamente justificada junto aos administradores públicos, de forma a torná-la politicamente aceitável.

B. PLANO DIRETOR

A obediência ao plano diretor de macro-drenagem é importante para a eficiência do sistema de drenagem. Dessa forma, o plano deve ser desenvolvido com pormenores, a nível de projeto de engenharia, possibilitando o seu pleno conhecimento pelos administradores locais e regionais.

Mais importante que o detalhamento do plano diretor é a sua própria concepção. Nesta fase inicial são fixados os critérios básicos de projeto, locados os canais e as estruturas hidráulicas, estudadas as interferências com outros melhoramentos públicos, estudados os usos de canais e reservatórios para outras finalidades, etc.

Decisões importantes dessa fase de concepção estão relacionadas com o projeto de reservatórios de cabeceira com a função de contenção, amortecimento e retardamento de cheias, e com o projeto dos canais principais que, dependendo das dimensões, permitem a atenuação dos picos das cheias através de armazenamento temporário das águas.

C. CANAIS

Os canais, como elementos do sistema de macro drenagem, são soluções baratas que permitem o uso recreativo, além de possibilitarem tratamento urbanístico interessante. Conforme suas características geométricas, possuem efeito atenuador dos picos das cheias. As suas principais desvan-

tagens referem-se às interferências com o sistema viário e ao custo de manutenção, o que, todavia, poderá ser minimizado através de um programa adequado.

O canal projetado mais adequado é aquele cujas características permitem maior volume de acumulação no próprio leito e baixas velocidades para as descargas de cheias, resultando em tempos de concentração relativamente longos, que contribuirão para uma atenuação das descargas de pico a jusante.

As áreas marginais dos canais possibilitam uma interessante alternativa de áreas de recreação e lazer, mediante a criação de parques. Em muitas áreas a serem urbanizadas, as declividades são baixas e os canais naturais não são bem definidos, existindo apenas depressões topográficas. Ao longo desses pequenos vales podem ser projetados canais artificiais e, tal possibilidade, bem explorada, pode levar à diminuição da extensão das galerias de águas pluviais.

A estabilidade dos canais em áreas urbanas é um fato importante a considerar, pois o regime hidrológico, à medida que aumenta o processo de urbanização, pode ser totalmente modificado. As vazões de estiagem e de cheias são alteradas de tal forma que devem ser estudadas medidas para evitar o assoreamento, a erosão do leito e o solapamento das margens dos canais, de forma a diminuir o custo de manutenção.

O projeto do canal depende dos critérios de projeto, do exame das condições topográficas, do custo das alternativas, das repercussões ambientais, etc. A escolha do tipo de revestimento do canal é um ponto importante, pois repercute sensivelmente no custo global do canal. A adoção do canal em terra, ou simplesmente gramado, é interessante considerando-se o baixo investimento inicial, mas precisa ser computada a elevação das despesas com a manutenção e a conservação do mesmo.

De forma mais pormenorizada, a escolha do canal deve basear-se nos seguintes fatores:

Hidráulicos

- Declividade longitudinal
- Travessias
- Vazão de projeto
- Sedimentação
- Topografia
- Drenagem das áreas marginais

Estruturais

- Estabilidade de taludes laterais
- Custo de escavação e revestimentos
- Métodos construtivos
- Manutenção e conservação

Ambientais

- Áreas verdes
- Aspectos estéticos
- Sistema viário
- Uso do solo nas áreas adjacentes

Sociais

- Padrões da vizinhança
- Tráfego de pedestres
- Uso recreacional
- Saúde e segurança

Antes da escolha definitiva do projeto do canal, os vários especialistas devem concordar que a solução encontrada é a mais econômica, atendendo adequadamente os requisitos de cada campo de especialização.

Sempre que possível o canal deve ter escoamento lento, ser largo e raso e de aparência agradável. Quando há transporte de material sólido em suspensão em épocas de vazões baixas, a seção do canal deverá ser composta, a fim de assegurar velocidades mínimas adequadas e que evitem seu assoreamento. Os canais gramados são uma alternativa interessante, embora devam ser cuidadosamente considerados os custos de manutenção.

Sempre que são alteradas as condições de um canal natural, devem ser esperadas repercussões negativas. Quando se tem um canal já estável, de baixa declividade, a sua retificação pode desencadear processos de erosão e sedimentação que tendem a fazer com que o canal retorne ao seu estágio natural. Em canal natural cujo leito é arenoso, o aumento do escoamento superficial pode dar início a um processo erosivo muito rápido, de graves repercussões. Em ambos os casos devem ser previstas medidas preventivas que evitem essas tendências inconvenientes, como a construção de degraus e de bacias de dissipação de energia.

As decisões, relativas ao projeto dos canais principais, devem ser tomadas em conjunto, pela equipe de planejamento. Quando elas são fundamentadas exclusivamente nos aspectos hidráulicos e estruturais, são perdidas boas oportunidades de um projeto mais econômico e integrado na paisagem urbana.

CETESB - CIA. DE TECNOLOGIA E SANEAMENTO AMBIENTAL
BIBLIOTECA

7. PLANEJAMENTO DA DRENAGEM INICIAL

O planejamento de sistemas de escoamento de águas pluviais deve considerar tanto as chuvas mais freqüentes, cujo período de retorno é estimado entre 2 e 10 anos, como as chuvas mais críticas de período de retorno da ordem de 100 anos.

O sistema de drenagem inicial, que compreende os pavimentos das ruas, guias e sarjetas e galerias de águas pluviais, deve ser dimensionado para as chuvas que ocorram em média, a cada 2 a 10 anos. Todavia, durante a ocorrência de chuvas mais críticas esse sistema deve comportar parte do escoamento superficial, de forma que os riscos de prejuízos materiais ou de perdas de vidas humanas não sejam excessivos. Por exemplo, a inundação de todo o pavimento de ruas, e mesmo dos passeios, é admissível desde que não seja freqüente. Os níveis de água que resultem na inundação de residências e de estabelecimentos comerciais ou industriais, devem ser ainda mais raros.

O bom funcionamento do sistema de drenagem inicial depende essencialmente da execução cuidadosa das obras conforme projetadas, além de manutenção permanente, com limpeza e desobstrução das bocas de lobo e das galerias antes das épocas chuvosas.

As ruas servem como importante elemento do sistema de drenagem inicial, com escoamento das águas pluviais pelo pavimento e pelas sarjetas, até a admissão ao sistema de galerias, através das bocas de lobo. Em decorrência, devem ser dimensionadas levando em conta, também, seu funcionamento como conduto hidráulico.

Entretanto, antes desse dimensionamento devem ser fixados critérios básicos, que dependem essencialmente da classe de uso da via. As ruas secundárias admitem inundações mais freqüentes, por exemplo, que as vias expressas. Porém uma rua com pequena circulação de veículos, mas de intenso uso por pedestres, merece uma proteção maior contra inundações. No capítulo específico estes aspectos serão abordados em maior profundidade.

8. PLANEJAMENTO DE RESERVATÓRIOS

Os reservatórios de cabeceira previstos para contenção, amortecimento ou retardamento de cheias, devem ser estudados, logo de início, na concepção do sistema de drenagem. Em geral apresen-

tam excelentes possibilidades, com grande potencialidade técnica e econômica, principalmente se forem aproveitáveis para outros usos como, por exemplo, o de fornecimento de água potável à população.

A construção de pequenos reservatórios, junto a parques e jardins, mesmo no centro de áreas urbanas é outra possibilidade interessante. A retenção temporária das águas pluviais, nesses reservatórios, reduz o custo do sistema de drenagem.

Nos canais principais de drenagem, conforme suas características geométricas e hidráulicas pode haver também uma ponderável atenuação das cheias, através de seu armazenamento temporário. Os volumes acumulados são pequenos, comparativamente com os volumes dos reservatórios de cabeceiras. Porém, como as cheias nas áreas urbanas são rápidas e de pequeno volume, essa possibilidade deve ser pesquisada. Quando é possível contar com extravazamentos laterais, o potencial deste tipo de solução é ainda maior.

Freqüentemente as soluções, que envolvem a construção de reservatórios, são de carácter regional, implicando portanto na colaboração entre órgãos locais e regionais de planejamento.

9. PLANEJAMENTO DAS GALERIAS DE ÁGUAS PLUVIAIS

O sistema de galerias de águas pluviais compreende as bocas de lobo, as tubulações, os poços de visitas e estruturas acessórias, e é projetado tendo em vista a condução de águas pluviais desde a sua captação, nas ruas, até a sua disposição, no sistema principal de drenagem. Pertence portanto ao sistema inicial de drenagem, isto é, é projetado para chuvas cujo período de retorno é estimado de 2 a 10 anos.

Recebe, em geral, mais atenção por parte dos engenheiros e dos administradores, do que os outros componentes do sistema geral de drenagem. O seu bom funcionamento depende essencialmente de um sistema de macro drenagem adequado, e é parcialmente inútil se a drenagem das ruas não for bem projetada. É possível, através de projeto adequado da drenagem das ruas e do sistema de macro drenagem, diminuir a extensão das galerias de águas pluviais ou substituí-las por canais abertos, o que traz sensível diminuição dos investimentos nas obras. Os custos de manutenção possivelmente serão maiores, e a decisão depende de uma análise técnica e financeira pormenorizada.

A. FUNÇÕES DAS GALERIAS

As galerias conduzem as águas pluviais desde seus pontos de captação, as bocas de lobo, até os pontos de despejo, num conduto coletor. Em geral devem ser dimensionadas para chuvas cujo período de retorno seja da ordem de 2 a 10 anos, pois não é econômico que sejam adotados períodos de retorno maiores.

Em áreas de urbanização mais antiga, é freqüente que as galerias sejam insuficientes para a condução de águas pluviais, em razão do aumento do escoamento superficial, provocado pela impermeabilização progressiva do solo. Nesse caso os excessos de escoamento superficial, escoam pelas ruas provocando incômodos e prejuízos à população até o ponto em que se torne aconselhável a ampliação do sistema de galerias.

B. TRAÇADO PRELIMINAR

Através de critérios usuais de drenagem urbana, devem ser estudados diversos traçados da rede de galerias, considerando os dados topográficos existentes e predimensionamento hidrológico e hidráulico. A concepção inicial que for escolhida como mais interessante é muito mais importante para

a economia global do sistema, do que os estudos posteriores, de detalhamento do projeto, de especificação de materiais, etc.

Esse trabalho deve desenvolver-se simultaneamente com o plano urbanístico das ruas e das quadras, pois em caso contrário ficam impostas ao sistema de drenagem restrições que levam sempre a maiores custos. O sistema de galerias deve ser planejado de forma homogênea, proporcionando a todas as áreas condições adequadas de drenagem, sem prejuízo de nenhuma.

C. DIMENSIONAMENTO

As vazões a serem calculadas para dimensionamento das galerias de águas pluviais, dependem do período de retorno da chuva de projeto. Esse período de retorno, variando entre 2 a 10 anos deve ser adotado para cada área, conforme o tipo de uso de solo, e portanto considerando os prejuízos potenciais. Em áreas comerciais densamente construídas deve ser de 10 anos, enquanto que em áreas residenciais de baixa densidade demográfica, pode ser de apenas 2 anos. No capítulo específico há sugestões mais detalhadas sobre o assunto. Em casos particulares quando se trata por exemplo de drenagem de depressões topográficas, a galeria é a única possibilidade de escoamento de águas pluviais, de forma que é interessante aumentar o grau de proteção dessa área. No cálculo das vazões pode ser usado o método racional, para áreas menores que 1 km^2 , e outros processos, como o do hidrograma unitário sintético.

Após o dimensionamento do sistema deve ser feita verificação sobre as repercussões da ocorrência de chuvas mais intensas do que as de projeto. Por vezes é recomendável a ampliação da capacidade das galerias se os prejuízos potenciais são altos e os investimentos adicionais não são excessivos. É necessário que se faça uma distinção entre uma chuva de período de retorno de 100 anos e uma cheia de mesmo período de retorno. A precipitação pluviométrica que ocorre em média uma vez a cada 100 anos é um valor calculado estatisticamente, mediante valores observados em um único ponto. A cheia de período de retorno de 100 anos pode ocorrer sem que tenha sido observada a chuva de 100 anos, pois depende de outros fatores como: distribuição de chuva no espaço, umidade antecedente do solo, etc. A análise estatística de uma série de vazões máximas observadas pode proporcionar estimativa dessa cheia, mas em regiões sob processo de urbanização essa amostra não é homogênea, em razão das alterações das condições hidrológicas.

A admissão das águas pluviais aos coletores é feita através de uma estrutura hidráulica conhecida como boca de lobo. Sempre que possível ela deve ter dimensões e tipo padronizado para maior facilidade de projeto e construção. A seleção do sistema de galerias mais adequado para uma área urbana deve considerar sempre aspectos mais amplos do que somente os relativos à prevenção de inundações. Há outras considerações a examinar, conforme indicadas em capítulos específicos.

10. ÁREAS VERDES

As baixadas podem dar origem a excelentes áreas verdes pois os requisitos da prevenção de inundações são perfeitamente coerentes com tal uso. Como são áreas frequentemente inundáveis, e pouco valorizadas em geral é viável a sua aquisição pela administração pública. Por outro lado conservando-se a possibilidade de inundação temporária dessas áreas, os picos de cheias são atenuados pelo extravazamento lateral, o que diminui o custo do sistema de drenagem a jusante. Portanto o uso das baixadas como parques destinados à recreação e ao lazer é uma excelente oportunidade, que deve ser aproveitada no planejamento urbano.

11. PLANEJAMENTO DO SISTEMA DE TRANSPORTES

O planejamento, projeto e construção do sistema viário, inclusive vias locais, rodovias e vias expressas, sistemas públicos com tubulações, e também aeroportos, freqüentemente dependem de cruzamentos ou desenvolvimentos paralelos com canais e cursos de água. Muitos dos problemas de inundações existentes foram criados por abertura inadequada de canais. Isso decorre de várias deficiências, inclusive carência de critérios básicos, de bom planejamento, de projetos hidráulicos adequados, e também, de falta de coordenação entre os responsáveis pela manutenção de sistemas de drenagem.

Os problemas de drenagem de águas pluviais, podem ser prevenidos por cooperação e coordenação entre as várias entidades públicas, nos primeiros estágios de planejamento dos sistemas de drenagem.

É absolutamente essencial que isso seja feito para obter-se o menor custo possível. Uma coordenação apropriada poderá resolver muitos dos problemas inerentes ao projeto e funcionamento dos sistemas de drenagem.

12. BIBLIOGRAFIA

1. **From Sea to Shining Sea**, The President's Council on Recreation and Natural Beauty, Washington, D.C., 1968.
2. **Soil Water and Suburbia**, A Report on the Proceedings of the Conference patrocinado por the United States Department of Agriculture and the United States Department of Housing and Urban Development, Washington, D.C., June 15 and 16, 1967.
3. **A Unified National Program for Managing Flood Losses**, Communication from the President of the United States Transmitting a Report by the Task Force on Federal Flood Control Policy, 83th Congress, 2nd Session, House Document Nº 465, Washington, D.C., 1966.
4. **Harvard Gulch Flood Control Project**, por Kenneth R. Wright, Proceedings A.S.C.E. Vol. 93, Nº 1R 1, March 1967.
5. **Introduction to Flood Proofing**, por John R. Sheaffer, The Center for Urban Studies, University of Chicago, Chicago, Illinois, 1967.
6. **Urban Hydrology — A Redirection**, por D. Earl Jones, Jr., M. ASCE Acting Chief of Land Planning Section, Federal Housing Administration, Department of Housing and Urban Development, Washington, D.C., August, 1967.

1. INTRODUÇÃO

Os estudos de drenagem urbana envolvem, geralmente, cursos d'água de pequeno porte desprovidos de registros pluviométricos, nos quais a estimativa das cheias é feita com base nos dados de chuvas de curta duração e alta intensidade, que ocorrem nas respectivas bacias.

Entretanto, esses dados são bastante escassos na maior parte do País e, mesmo em regiões onde a densidade dos postos pluviográficos é satisfatória, verifica-se que os registros disponíveis carecem de tratamento sistemático que permita a sua pronta utilização. Ressalte-se que, em 1957, o DNOS publicou um estudo de chuvas de grande alcance, denominado "Chuvas Intensas no Brasil", abrangendo 98 postos pluviográficos mais concentrados na parte sul do País.

Esse estudo e mais aqueles realizados isoladamente em grandes centros urbanos — Brasília, São Paulo, Rio de Janeiro, etc. — são praticamente os únicos disponíveis em todo o território brasileiro. O número de postos englobados no referido trabalho do DNOS, que representa uma densidade média de aproximadamente 1 posto para cada 85.000 km², está longe da ideal, restando imensas áreas em que as únicas informações disponíveis são as chuvas de 1 dia, dadas por postos pluviométricos.

Face ao exposto, e dada a importância do conhecimento das chuvas de curta duração e alta intensidade nos estudos de drenagem de maneira geral, que envolvem inclusive um problema de âmbito nacional que é o do controle de erosão, é importante enfatizar os seguintes aspectos fundamentais:

- necessidade de analisar e processar os dados pluviográficos atualmente disponíveis no País, com o objetivo de se ter uma idéia da qualidade dos mesmos e sua distribuição espacial;
- programar a instalação de novos postos em regiões carentes de postos pluviográficos;
- manter um arquivo atualizado de dados analisados e processados;
- realizar estudos e pesquisas de caráter regional onde for possível, que permitam avaliar parâmetros de interesse em áreas não cobertas por pluviógrafos.

2. RELAÇÕES INTENSIDADE-DURAÇÃO- FREQUÊNCIA NOS POSTOS ESTUDADOS PELO DNOS

Conforme já mencionado, o Departamento Nacional de Obras de Saneamento — DNOS, publicou em 1957 o trabalho intitulado Chuvas Intensas no Brasil, envolvendo 98 postos pluviográficos do Serviço de Meteorologia, cuja localização é apresentada na Figura 2.1.

Para se definir a precipitação máxima em cada posto, em função de sua duração e período de retorno, foi utilizada a seguinte expressão empírica:

$$P = T^{(\alpha + \frac{\beta}{T^\gamma})} [at + b \log(1 + ct)]$$

onde:

P = a altura pluviométrica máxima em mm.

T = o período de retorno em anos.

t = a duração da chuva em horas.

α e β = valores que dependem da duração da chuva.

γ , a, b e c = valores constantes para cada posto.

Ao final deste capítulo, apresentam-se em anexo:

1. Relação dos postos considerados no trabalho do DNOS com suas coordenadas geográficas e períodos de observação;
2. Tabelas para cada um desses postos, mostrando para as durações de 5 min, 10 min, 15 min, 20 min, 25 min, 30 min, 1 h, 2 h, 4 h, 6 h, 8 h, 10 h, 12 h, 14 h e 24 h, (a) as correspondentes alturas pluviométricas em mm e, (b) as intensidades em mm/min, para os períodos de retorno T de 2, 5, 10, 15, 20, 25, 50 e 100 anos.

3 AVALIAÇÃO DAS RELAÇÕES INTENSIDADE-DURAÇÃO-FREQÜÊNCIA EM ÁREAS NÃO COBERTAS POR PLUVIÓGRAFOS

A. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Dada, muitas vezes, a necessidade de se avaliar as relações intensidade — duração — freqüência das chuvas de curta duração em regiões onde as únicas informações disponíveis são as chuvas de 1 dia, apresentam-se neste trabalho relações — de caráter preliminar — que permitem avaliar com base nessas informações as chuvas de 24 horas, e a partir destas últimas as chuvas de curta duração.

Frise-se mais uma vez o caráter preliminar dessas relações pois, conforme já dito, o País não dispõe atualmente de dados pluviográficos, em quantidade e qualidade, suficientes para a realização de estudos de profundidade visando o estabelecimento das relações acima referidas, bem como a possível regionalização das mesmas, agrupando-as em zonas homogêneas.

B. RELAÇÃO ENTRE A CHUVA MÁXIMA DE 1 DIA E DE 24 HORAS

Em 1966 o Instituto Astronômico e Geofísico da Universidade de São Paulo realizou um estudo procurando estabelecer uma relação entre as alturas pluviométricas das chuvas máximas de "1 dia" e de "24 horas", com base em séries anuais que abrangem o período de 1928 a 1965, obtidas dos dados pluviométricos e pluviográficos observados simultaneamente em São Paulo.

Os resultados obtidos, resumidos na Tabela 3.1, mostram que em termos de alturas pluviométricas, a média das chuvas de "1 dia" e de "2 dias" pode ser considerada como uma estimativa bastante representativa da chuva de "24 horas" de freqüência correspondente.

CHUVAS

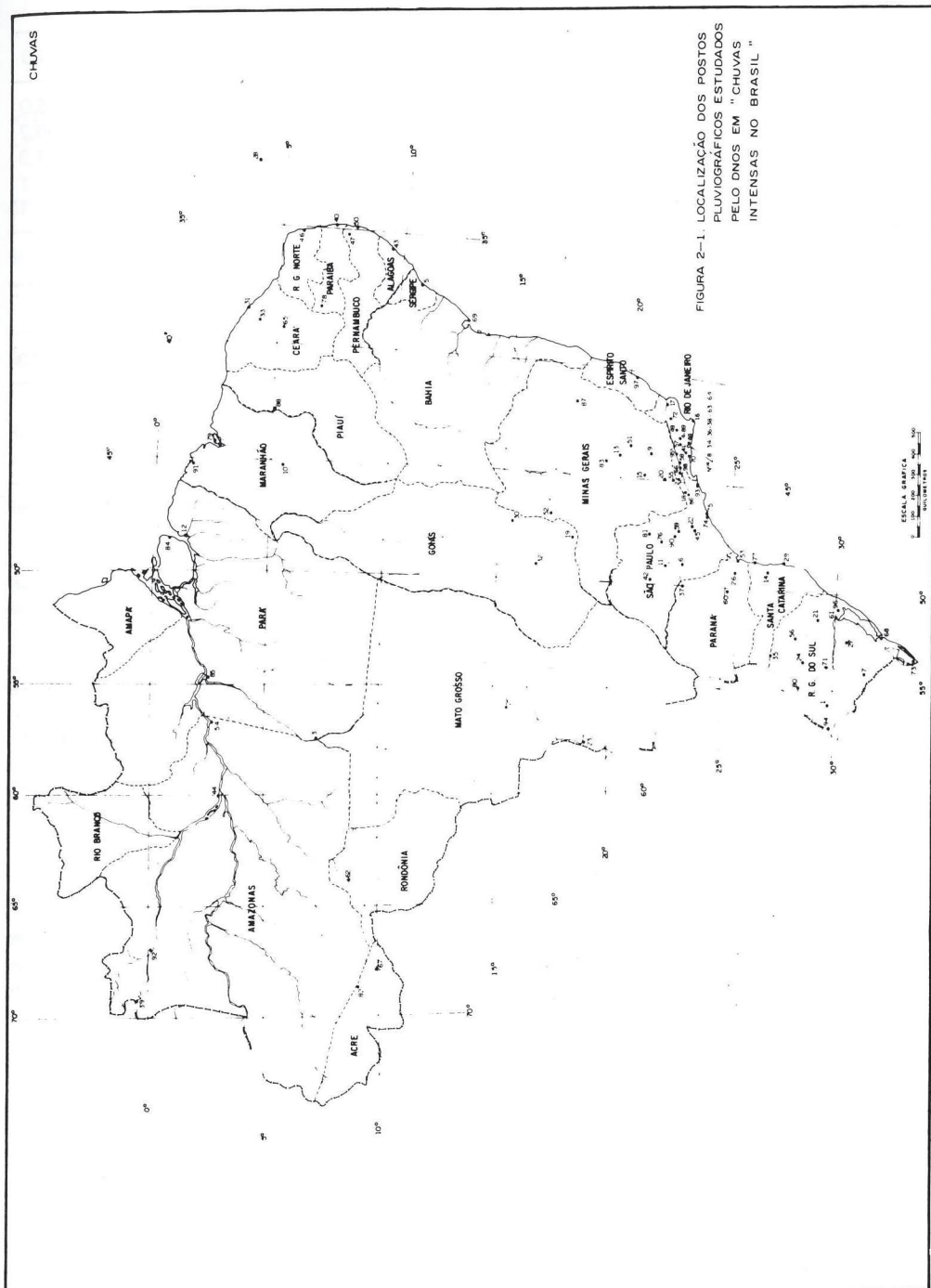


FIGURA 2-1. LOCALIZAÇÃO DOS POSTOS PLUVIOMÉTRICOS ESTUDADOS PELO DNOS EM "CHUVAS INTENSAS NO BRASIL"

DURAÇÃO	PERÍODO DE RETORNO (ANOS)					
	5	10	25	50	75	100
1 dia	83,0	93,8	108,0	118,0	125,6	128,0
2 dias	105,9	118,5	135,0	147,6	155,4	159,2
Média de 1 e 2 dias	94,4	106,1	121,1	133,3	140,5	144,0
24 horas	93,5	106,1	122,7	135,7	143,2	147,1
Erro relativo (%)	0,96	0,00	0,98	1,56	1,89	2,10

OBS.: Com base nos dados acima pode-se obter a seguinte relação:

	PERÍODO DE RETORNO (ANOS)					
	5	10	25	50	75	100
Relação entre alturas pluviométricas das chuvas máximas de 24 h e de 1 dia	1,13	1,13	1,14	1,15	1,14	1,15

TABELA 3.1 — Relação entre as alturas pluviométricas (mm) das chuvas máximas em São Paulo (calculadas pelo método Chow-Gumbel).

Por outro lado, a partir dos dados dessa Tabela, pode-se verificar que as alturas pluviométricas das chuvas máximas de "24 horas" e de "1 dia", guardam uma relação quase constante e independente do período de retorno, cujo valor é da ordem de 1,14, praticamente coincidente com o valor adotado pelo U.S. Weather Bureau para a mesma relação, que é de 1,13.

Portanto, em áreas onde só se dispõe de dados de postos pluviométricos, a avaliação das chuvas de 24 horas pode ser feita a partir das chuvas máximas de 1 dia de mesma frequência, aplicando-se o fator 1,14 acima mencionado, ou ainda pela média aritmética das chuvas máximas de 1 dia e de 2 dias, de mesma frequência.

Claro está que tanto um processo quanto outro, deve ser encarado com as devidas reservas, pois infelizmente não se dispõe de pesquisas de mesma natureza em outras áreas do País.

C. RELAÇÕES ENTRE CHUVAS DE DIFERENTES DURAÇÕES

O estudo das relações em referência foi efetuado com base na publicação do DNOS já referida. As séries utilizadas nesse trabalho são séries parciais que, segundo o U.S. Weather Bureau, fornecem resultados mais consistentes que as séries anuais para períodos de retorno inferiores a 10 anos, enquanto que ambas as séries contemplam, praticamente, os mesmos resultados para períodos de retorno iguais ou maiores que 10 anos.

Foram analisadas as seguintes relações entre alturas pluviométricas:

- (01) 5 min/30 min
- (02) 10 min/30 min
- (03) 15 min/30 min
- (04) 20 min/30 min
- (05) 25 min/30 min
- (06) 30 min/1 h
- (07) 1 h/24 h
- (08) 6 h/24 h

- (09) 8 h/24 h
 (10) 10 h/24 h
 (11) 12 h/24 h

Para cada relação acima citada, os valores encontrados, para períodos de retorno de 2 a 100 anos, são próximos, podendo-se dizer que a relação média — representada pela média aritmética do conjunto desses valores e mostrada na Tabela 3.2 — é bastante representativa do mesmo conjunto.

RELAÇÃO ENTRE ALTURAS PLUVIOMÉTRICAS	VALORES			
	OBTIDOS DO ESTUDO DO DNOS (MÉDIOS)	ADOTADOS PELO U.S. WEATHER BUREAU	ADOTADOS EM DENVER	DE OUTROS ESTUDOS
(01) 5 min/30 min	0,34	0,37	0,42	0,435 (a)
(02) 10 min/30 min	0,54	0,57	0,63	
(03) 15 min/30 min	0,70	0,72	0,75	
(04) 20 min/30 min	0,81		0,84	
(05) 25 min/30 min	0,91		0,92	
(06) 30 min/1 h	0,74	0,79		
(07) 1 h/24 h	0,42			
(08) 6 h/24 h	0,72			
(09) 8 h/24 h	0,78			
(10) 10 h/24 h	0,82			
(11) 12 h/24 h	0,85			

OBS.: (a) Valor obtido nos Estados Unidos para T = 2 anos.

TABELA 3.2. Relação entre alturas pluviométricas — Valores médios obtidos do estudo do DNOS

Portanto, em regiões onde as únicas informações mais detalhadas são as chuvas de 1 dia observadas em postos pluviométricos, pode-se avaliar a chuva de 24 horas de determinada frequência, conforme item B, e a partir dessas, as chuvas de menor duração com a mesma frequência, utilizando-se as relações constantes da Tabela 3.2 já referida. Ressalte-se, por outro lado, que a partir das Tabelas “altura pluviométrica-duração-frequência” dos postos pluviográficos processados pelo DNOS, apresentadas em anexo ao final deste Capítulo, essas relações poderão ser calculadas para cada posto em particular, para aplicação em áreas de características pluviométricas semelhantes.

Conforme se pode verificar ainda nessa Tabela, os valores obtidos do estudo do DNOS são bastante próximos dos encontrados nos Estados Unidos. Aliás, conforme citado por Goswami, vários pesquisadores como Bell, Reich, Hershfield, Weiss e Wilson, tem demonstrado que as relações verificadas nos Estados Unidos são aplicáveis em outras partes do mundo, como por exemplo, África do Sul, Alasca, Hawai, Porto Rico e Austrália, tendo Reich sugerido que as mesmas são aplicáveis em todo o mundo. Bell cita que essas relações independem do período de retorno e que os erros médios variam de 5 a 8%, que são da mesma ordem de grandeza dos erros devidos a deficiências de amostragem.

Por isso mesmo, apesar de que os valores das relações obtidas a partir do estudo do DNOS devam ser considerados de caráter preliminar, face aos motivos já apontados, as pesquisas acima citadas mostram, pelo menos, que esses valores podem ser aplicados com relativa confiança.

D. ANÁLISE DE FREQUÊNCIA

Tipos de séries

Dois tipos de séries podem ser utilizadas nas análises de frequência dos dados de chuva: as séries anuais que incluem a altura pluviométrica máxima de cada ano, e as séries parciais constituídas por alturas pluviométricas acima de um certo valor-base, independentemente do ano em que possam ocorrer.

Conforme já citado, as séries parciais fornecem resultados mais consistentes para períodos de retorno inferiores a 10 anos, enquanto que as duas séries contemplam, praticamente, os mesmos resultados para períodos de retorno superiores a 10 anos. Em particular, o "Drainage Criteria Manual" de Denver ressalta que as análises de frequência baseadas em séries anuais resultam em valores muito baixos para períodos de retorno menores que 10 anos.

Procedimento de cálculo

As alturas pluviométricas da série considerada, parcial e anual, devem ser relacionadas em ordem decrescente, associando-lhes a respectiva probabilidade de ocorrência p ou período de retorno T , avaliada pelas seguintes expressões:

$$p = \frac{m}{n + 1} \quad (3-1)$$

$$T = \frac{1}{p} \quad \text{ou} \quad T = \frac{n + 1}{m} \quad (3-2)$$

onde:

p = a probabilidade acumulada de um evento ser igualado ou superado em magnitude.

m = o número de ordem.

n = o número de anos de registro considerado (para a série anual coincide com o número de eventos da amostra).

T = o período de retorno ou intervalo de recorrência em anos.

Segundo Ven Te Chow a expressão 3.1 devida a Weibull, entre inúmeras outras que permitem o cálculo da posição de plotagem ("plotting position"), é uma das que fornecem resultados que se mostram satisfatoriamente coerentes com a experiência.

Séries parciais — Para séries parciais as alturas pluviométricas e os respectivos períodos de retorno devem ser plotados num papel monolog ou bilog, definindo-se depois a curva de frequência graficamente. As curvas só devem ser consideradas para períodos de retorno até 10 anos.

Séries anuais — Para séries anuais, um tratamento gráfico dos dados pode ser conseguido plotando-se as cargas pluviométricas máximas anuais, arranjadas em ordem decrescente de magnitude, e os períodos de retorno, computados segundo a expressão 3.2 acima, no papel de probabilidade de Gumbel ou no papel log-probabilístico. Completa-se a análise, definindo-se a curva de frequência graficamente.

4. RELAÇÃO ÁREA-ALTURA PLUVIOMÉTRICA

Os estudos de frequência acima citados são baseados em alturas pluviométricas pontuais.

Segundo o "Drainage Criteria Manual" de Denver, para áreas de drenagem até aproximadamente 25 km² (10 milhas quadradas), as alturas pluviométricas pontuais podem ser utilizadas para se calcular as alturas pluviométricas nessas mesmas áreas, sem nenhuma redução.

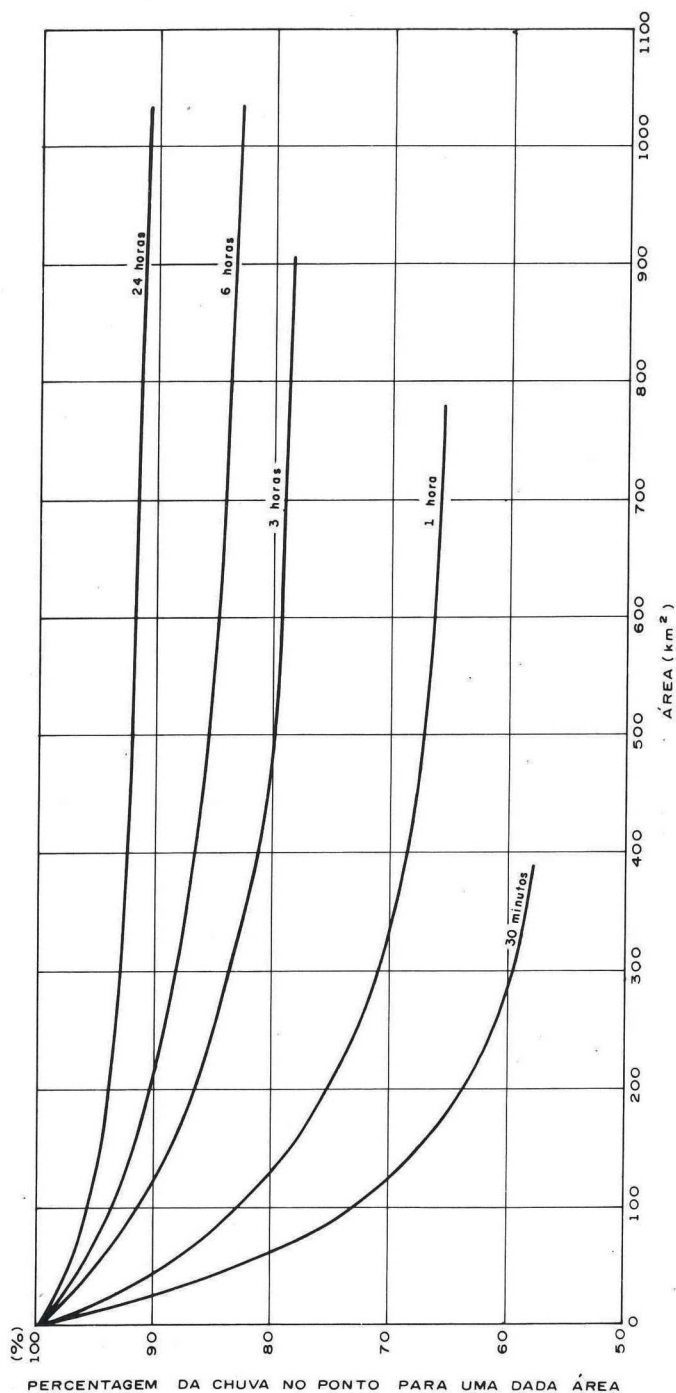


FIGURA 4-1 .CURVAS DE RELAÇÃO ENTRE CHUVA NO PONTO E CHUVA NA ÁREA PARA USO COM OS VALORES DE DURAÇÃO -FREQUÊNCIA (U.S. WEATHER BUREAU)

Para áreas maiores se faz necessário aplicar um fator de redução, que pode ser obtido das curvas apresentadas na Figura 4.1 elaboradas pelo U.S. Weather Bureau.

5. EXEMPLO

Exemplo de avaliação das relações altura pluviométrica-intensidade-duração-freqüência, em local onde os únicos dados disponíveis são as chuvas de 1 dia.

O posto pluviométrico focalizado é o de Iacri, no Estado de São Paulo, prefixo C7-46; sua operação está a cargo do CTH/DAEE — Centro Tecnológico de Hidráulica do Departamento de Águas e Energia Elétrica. As chuvas de 1 dia desse posto, de 1958 até 1973, encontram-se publicadas nos Boletins Pluviométricos da citada entidade.

As séries anual e parcial do posto em referência, são mostradas nas Tabelas 5.1 e 5.2, em ordem decrescente de magnitude, juntamente com as correspondentes probabilidades de ocorrência ou períodos de retorno, calculados conforme as expressões 3.1 e 3.2. Para se obter a série parcial, considerou-se um valor base que forneceu, em média, aproximadamente duas chuvas por ano, no período de observações disponível.

P_1 (mm)	m (nº de ordem)	p (1)	T (2)
157,8	1	0,059	17,00
130,8	2	0,118	8,50
128,5	3	0,176	5,67
118,4	4	0,235	4,25
98,5	5	0,294	3,40
95,2	6	0,353	2,83
91,7	7	0,412	2,43
89,4	8	0,471	2,13
87,2	9	0,529	1,89
85,5	10	0,588	1,70
79,4	11	0,647	1,55
74,8	12	0,706	1,42
70,4	13	0,765	1,31
65,3	14	0,824	1,21
58,2	15	0,882	1,13
51,4	16	0,941	1,06

OBS.: (1) p é a probabilidade acumulada calculada através da expressão (3-1).

(2) T é o período de retorno; $T = \frac{1}{p}$.

TABELA 5.1 — Posto pluviométrico de Iacri — C7-46. Dados de probabilidade das chuvas máximas anuais de 1 dia. (Período de dados: 1958 a 1973).

Os dados da série parcial foram plotados no papel bilog, enquanto que para a série anual utilizou-se o papel log-probabilístico (vide Figuras 5.1 e 5.2). O ajuste das retas em ambas as Figuras foi feito através de tratamento gráfico.

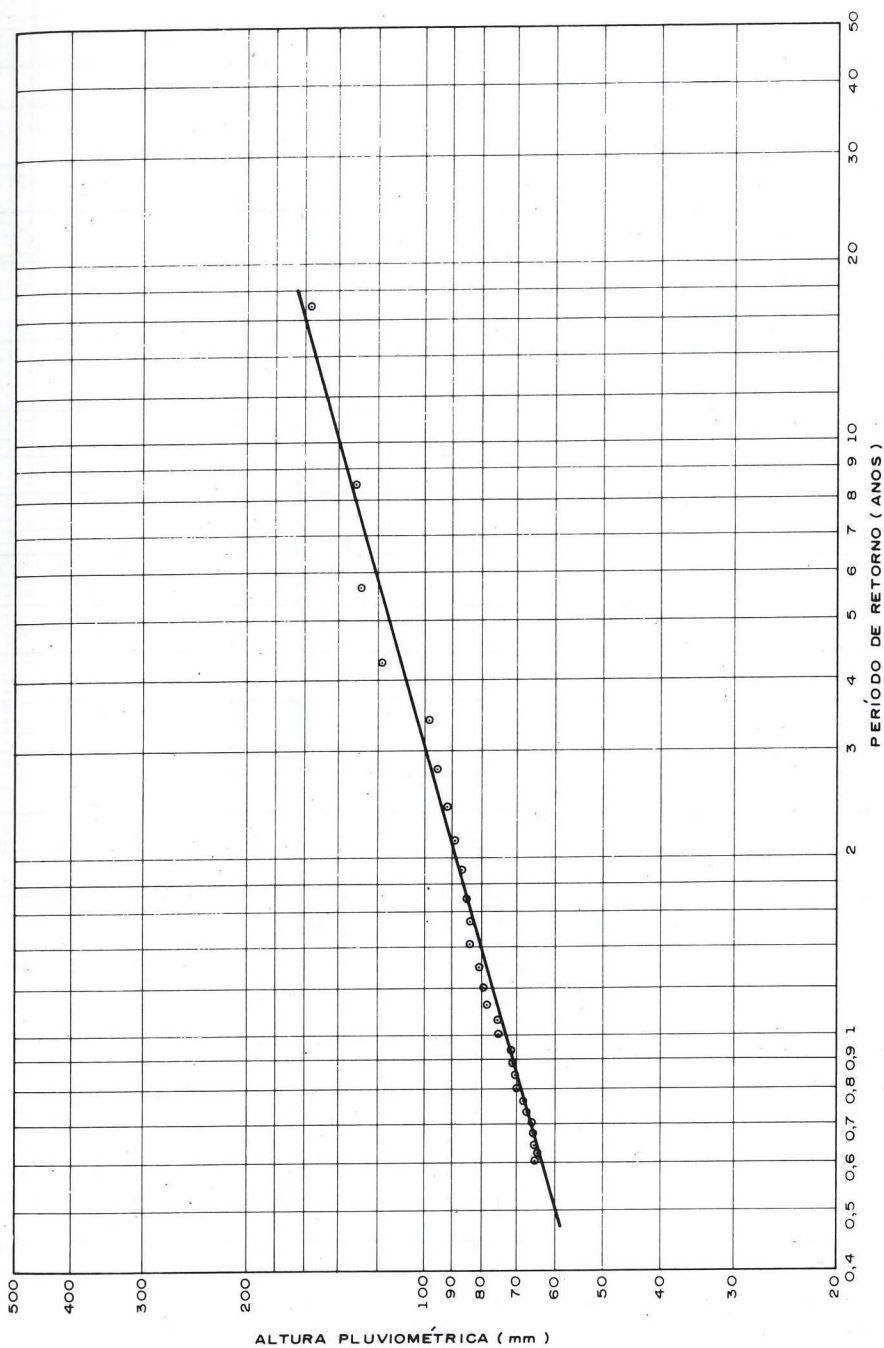
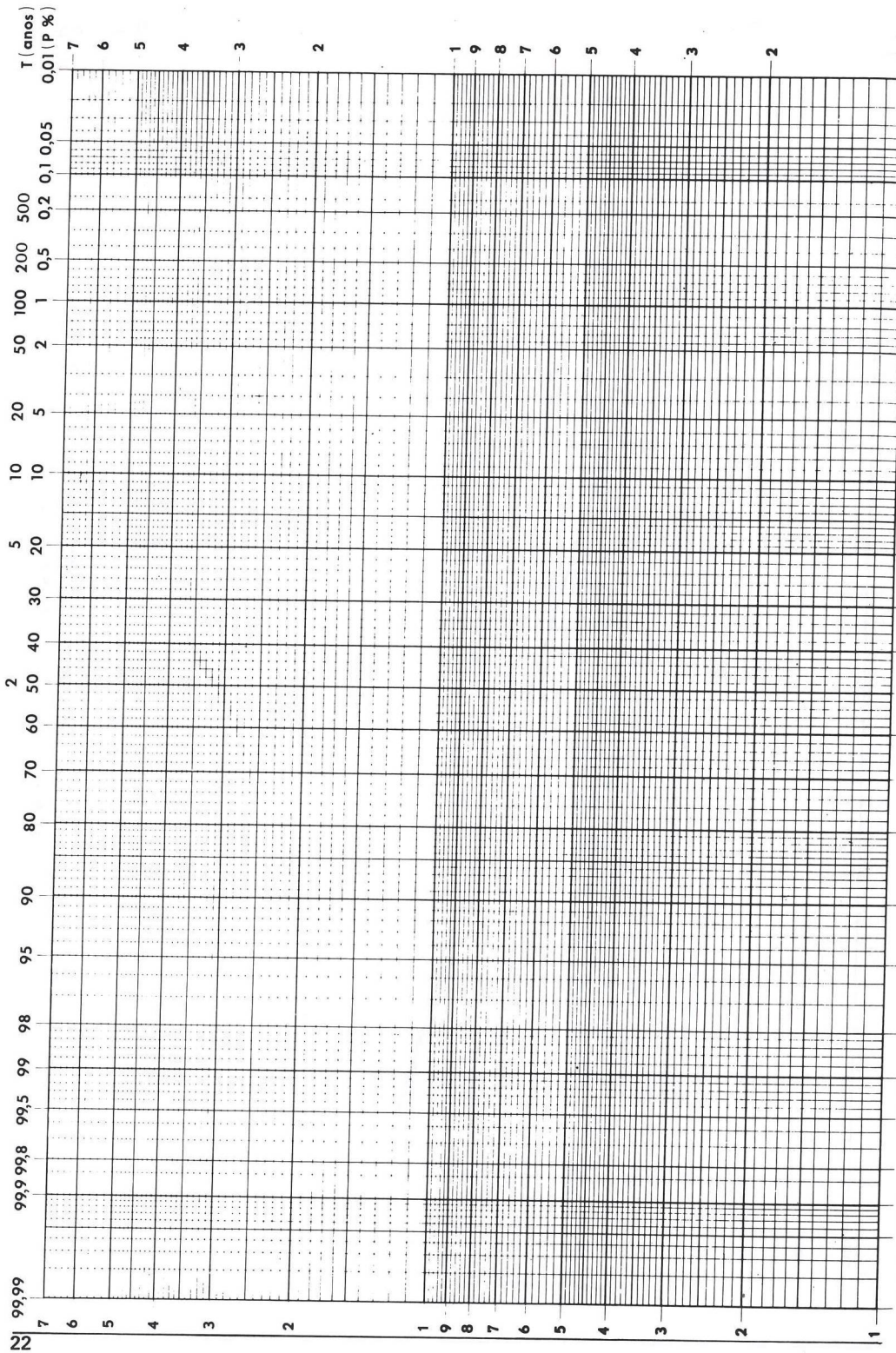


FIGURA 5-1. PROBABILIDADE DE OCORRÊNCIA DAS CHUVAS INTENSAS DE 1 DIA (SÉRIE PARCIAL) - PÓSTO IACRI C7-46



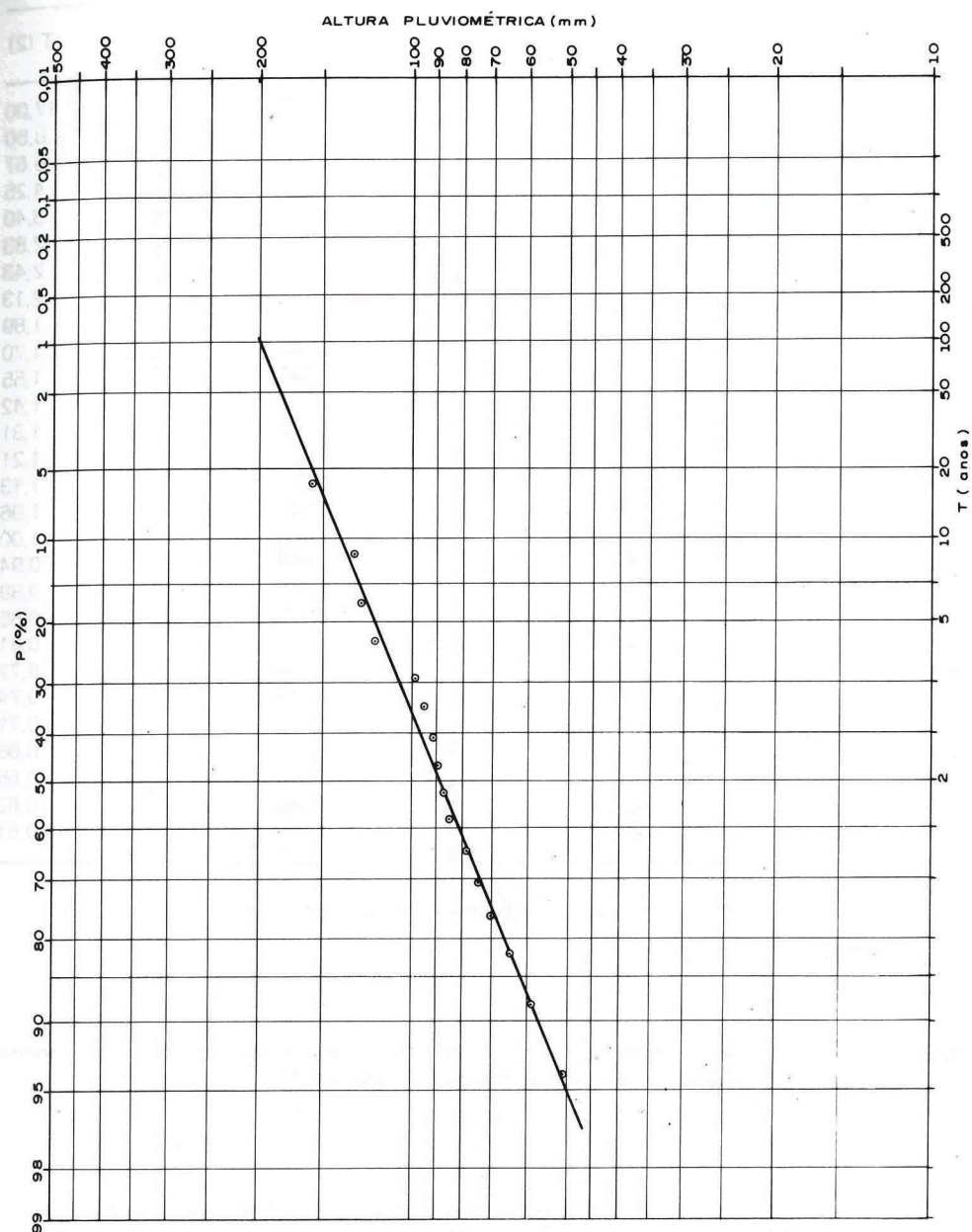


FIGURA 5-2. PROBABILIDADE DE OCORRÊNCIA DAS CHUVAS MÁXIMAS ANUAIS DE 1 DIA - POSTO IACRI C7-46

P_1 (mm)	m (nº de ordem)	p (1)	T (2)
157,8	1	0,059	17,00
130,8	2	0,118	8,50
128,5	3	0,176	5,67
118,4	4	0,235	4,25
98,5	5	0,294	3,40
95,2	6	0,353	2,83
91,7	7	0,412	2,43
89,4	8	0,471	2,13
87,2	9	0,529	1,89
85,5	10	0,588	1,70
84,0	11	0,647	1,55
82,7	12	0,706	1,42
80,5	13	0,765	1,31
79,5	14	0,824	1,21
78,4	15	0,882	1,13
75,4	16	0,941	1,06
74,8	17	1,000	1,00
71,5	18	1,059	0,94
70,8	19	1,118	0,89
70,4	20	1,176	0,85
70,2	21	1,235	0,81
68,4	22	1,294	0,77
67,8	23	1,353	0,74
66,4	24	1,412	0,71
65,8	25	1,471	0,68
65,8	26	1,529	0,65
65,7	27	1,588	0,63
65,3	28	1,647	0,61

OBS.: (1) p é a probabilidade acumulada calculada através da expressão (3-1).

(2) T é o período de retorno; $T = \frac{1}{p}$

TABELA 5.2 – Posto pluviométrico de Iacri – C7-46 Dados de probabilidade das chuvas intensas de 1 dia (série parcial). (Período de dados: 1958 a 1973).

Com base nessas figuras foram obtidas as alturas pluviométricas das chuvas de 1 dia, para diversos períodos de retorno, constantes da Tabela 5.3. As chuvas de 24 horas, mostradas nessa mesma tabela, foram avaliadas multiplicando-se as chuvas de 1 dia pelo fator 1,14, enquanto que para estimativa das chuvas de 6 h, 1 h, 30 min e 5 min, aplicaram-se as relações apresentadas na Tabela 3.2 deste Capítulo.

Os valores assim determinados foram plotados no Gráfico "Altura-Duração-Frequência" apresentado na Figura 5.3; os pontos obtidos foram unidos por retas, permitindo assim avaliar as alturas das chuvas de outras durações.

CHUVAS

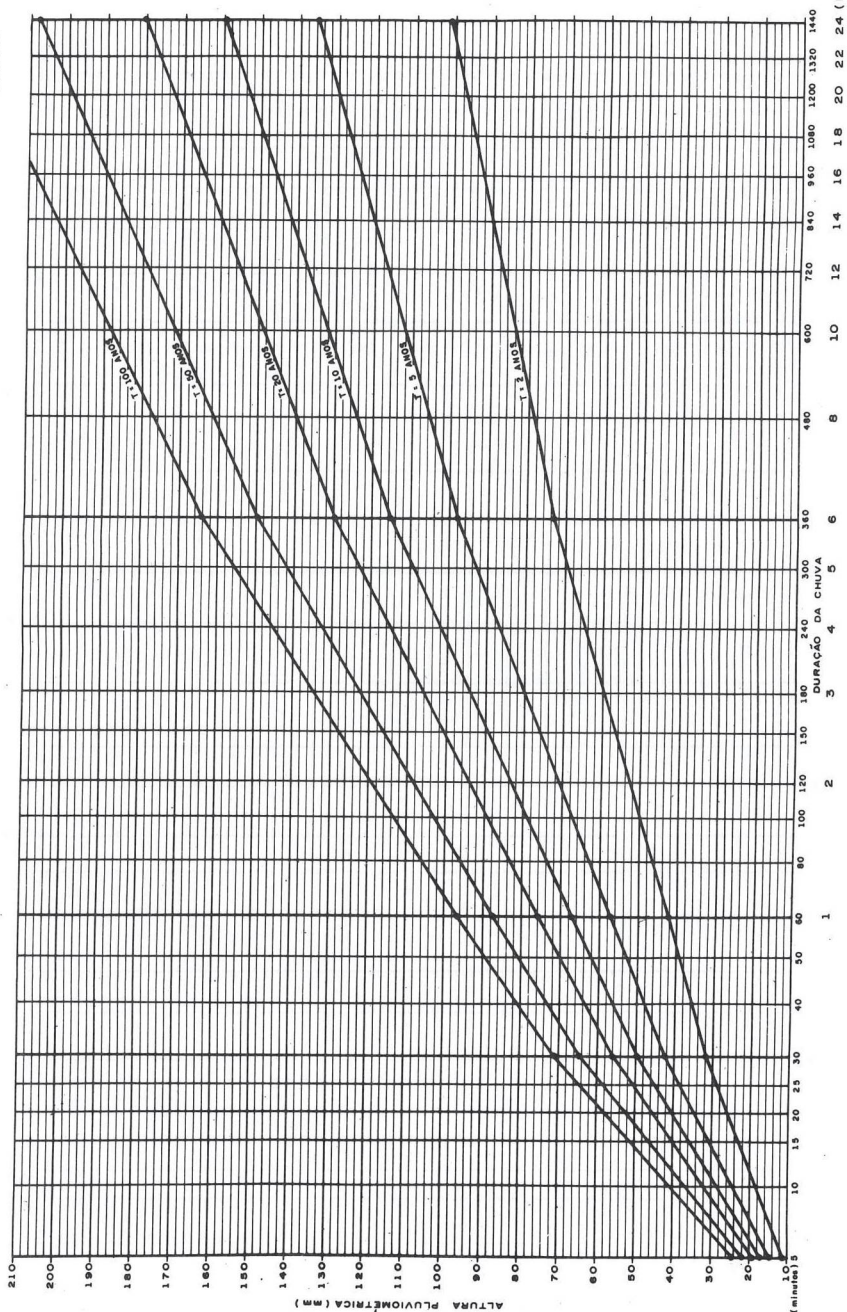
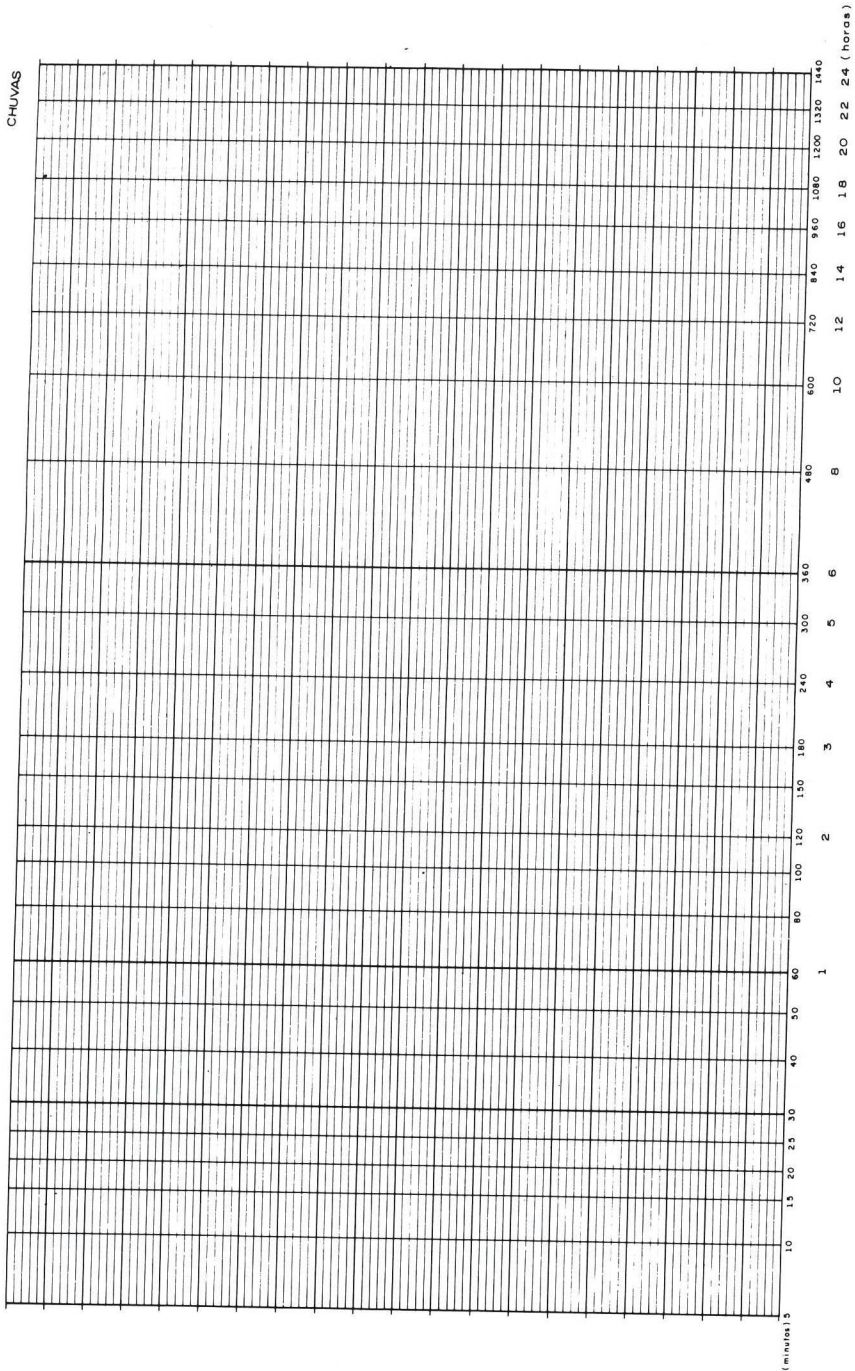


FIGURA 5-3. POSTO IACRI - C7-46 - AVALIAÇÃO DA RELAÇÃO ALTURA - DURAÇÃO - FREQUÊNCIA



DURAÇÃO	ALTURA PLUVIOMÉTRICA (MM)					
	PERÍODO DE RETORNO T (ANOS)					
	2	5	10	20	50	100
5 min	10,7	14,3	16,9	19,0	21,9	24,1
30 min	31,5	42,2	49,6	56,0	64,5	71,0
1 h	42,6	57,0	67,0	75,6	87,1	96,0
6 h	73,1	97,7	114,9	129,7	149,4	164,2
24 h	101,5	135,7	159,6	180,1	207,5	228,0
1 dia	89,0	119,0	140,0	158,0	182,0	200,0

TABELA 5.3 – *Posto pluviométrico de Iacri – C7-46 Avaliação das relações intensidade-duração-freqüência.*

6. RELAÇÃO DOS POSTOS COM SUAS COORDENADAS GEOGRÁFICAS E PERÍODOS DE OBSERVAÇÃO

FONTE: "CHUVAS INTENSAS NO BRASIL" — DNOS — 1957

POSTOS	COORDENADAS GEOGRÁFICAS		PERÍODOS DE OBSERVAÇÃO (ANOS)	
	L.S.	L.W.G.	PLUVIÓ- GRAFO	PLUVIÓ- METRO
1 — Alegrete (RS)	29°46'	55°47'	16,956	25,365
2 — Alto Itatiaia (RJ)	22°25'	44°50'	24,833	26,000
3 — Alto Tapajós (PA)	7°21'	57°31'	21,000	22,333
4 — Alto Terezópolis (RJ)	22°26'	42°55'	3,849	7,660
5 — Aracajú (SE)	10°55'	37°04'	24,848	24,750
6 — Avaré (SP)	23°06'	48°55'	9,973	9,000
7 — Bagé (RS)	31°20'	54°05'	17,580	38,622
8 — Bangú (RJ)	22°52'	43°27'	20,516	23,552
9 — Barbacena (MG)	21°15'	43°46'	12,693	32,584
10 — Barra do Corda (MA)	5°30'	45°16'	20,773	26,915
11 — Bauru (SP)	22°19'	49°04'	9,350	9,437
12 — Belém (PA)	1°28'	48°27'	19,836	25,589
13 — Belo Horizonte (MG)	19°56'	43°57'	12,758	30,875
14 — Blumenau (SC)	26°55'	49°03'	17,685	24,272
15 — Bonsucesso (MG)	21°02'	44°46'	5,741	30,520
16 — Cabo Frio (RJ)	22°52'	42°00'	32,088	26,000
17 — Campos (RJ)	21°45'	41°20'	29,220	26,589
18 — Campos do Jordão (SP)	22°44'	45°30'	10,144	17,278
19 — Catalão (GO)	18°10'	47°58'	22,554	26,973
20 — Caxambú (MG)	21°09'	44°56'	3,339	31,086
21 — Caxias do Sul (RS)	29°10'	51°12'	26,178	18,944
22 — Congonhas (SP)			5,476	5,249
23 — Corumbá (MT)	19°00'	57°39'	9,452	38,621
24 — Cruz Alta (RS)	28°38'	53°37'	14,632	37,660
25 — Cuiabá (MT)	15°35'	56°06'	12,786	25,000
26 — Curitiba (PR)	25°25'	49°17'	33,888	22,915
27 — Encruzilhada (RS)	30°33'	52°31'	17,590	35,507
28 — Fernando de Noronha (FN)	3°50'	32°25'	20,545	24,921
29 — Florianópolis (SC)	27°35'	48°33'	29,031	25,899
30 — Formosa (GO)	15°32'	47°18'	19,745	26,000
31 — Fortaleza (CE)	3°43'	38°31'	21,148	26,334
32 — Goiânia (GO)	16°40'	49°15'	17,298	13,918
33 — Guaramiranga (CE)	4°17'	39°00'	19,152	28,915
34 — Ipanema (RJ)	22°58'	43°15'	14,979	11,064
35 — Iraí (RS)	27°11'	53°17'	16,480	15,310
36 — Jacarepaguá (RJ)	22°51'	43°15'	6,079	5,020
37 — Jacarezinho (PR)	23°09'	50°01'	11,326	9,667
38 — Jardim Botânico (RJ)	22°58'	43°14'	28,187	26,838
39 — Juaretê (AM)	0°18' N	68°54'	10,119	20,504
40 — João Pessoa (PB)	7°06'	34°52'	23,299	28,241

Continuação

41 – Km. 47 – Rodovia Presidente Dutra (RJ)			14,857	8,671
42 – Lins (SP)	21°41'	49°45'	13,326	10,187
43 – Maceió (AL)	9°40'	35°42'	26,962	25,997
44 – Manaus (AM)	3°08'	60°01'	24,783	7,000
45 – Mirante Sant'Ana (SP)			7,172	11,581
46 – Natal (RN)	5°46'	35°12'	19,277	27,247
47 – Nazaré (PE)	7°44'	35°15'	19,435	26,334
48 – Niterói (RJ)	22°54'	43°07'	31,488	26,170
49 – Nova Friburgo (RJ)	22°17'	42°32'	26,502	26,792
50 – Olinda (PE)	8°01'	34°51'	20,483	26,000
51 – Ouro Preto (MG)	20°23'	43°30'	5,480	32,357
52 – Paracatú (MG)	17°13'	46°52'	5,346	31,012
53 – Paranaguá (PR)	25°31'	48°30'	23,551	22,000
54 – Parintins (AM)	2°38'	56°44'	13,745	16,831
55 – Passa Quatro (MG)	22°23'	44°58'	10,647	32,754
56 – Passo Fundo (RS)	28°16'	52°25'	31,398	35,586
57 – Petrópolis (RJ)	22°31'	43°11'	32,125	24,554
58 – Pinheiral (RJ)	22°31'	44°00'	26,231	26,967
59 – Piracicaba (SP)	22°43'	47°38'	10,630	22,417
60 – Ponta Grossa (PR)	25°06'	50°10'	30,094	21,496
61 – Porto Alegre (RS)	30°02'	51°13'	21,406	34,220
62 – Porto Velho (RO)	8°46'	63°55'	11,676	22,619
63 – Praça XV (RJ)	22°54'	43°10'	14,268	12,666
64 – Praça Saens Peña (RJ)	22°53'	43°12'	17,914	6,806
65 – Quixeramobim (CE)	5°12'	39°18'	29,971	26,000
66 – Rezende (RJ)	22°29'	44°28'	33,817	26,619
67 – Rio Branco (AC)	9°58'	67°49'	2,538	5,327
68 – Rio Grande (RS)	32°02'	52°06'	19,936	38,190
69 – Salvador (BA)	13°00'	38°31'	23,633	26,000
70 – Santa Cruz (RJ)	22°55'	43°38'	20,759	24,763
71 – Santa Maria (RS)	29°41'	53°49'	16,230	38,296
72 – Santa Maria Madalena (RJ)	21°59'	42°01'	7,557	26,170
73 – Santa Vitória do Palmar (RS)	33°31'	53°22'	18,732	37,768
74 – Santos – Itapema (SP)	23°55'	46°25'	11,118	15,176
75 – Santos (SP)	23°56'	46°19'	28,605	25,450
76 – São Carlos (SP)	22°01'	47°54'	10,632	8,000
77 – São Francisco do Sul (SC)	26°15'	48°38'	18,097	22,524
78 – São Gonçalo (PA)	6°46'	38°14'	15,575	12,230
79 – São Luiz (MA)	2°32'	44°17'	21,680	26,167
80 – São Luiz Gonzaga (RS)	28°24'	54°58'	21,517	36,971
81 – São Simão (SP)	21°29'	47°33'	26,236	25,000
82 – Sena Madureira (AC)	9°08'	68°40'	7,743	31,502
83 – Sete Lagoas (MG)	19°27'	44°15'	19,357	23,461
84 – Soure (PA)	0°44'	48°31'	17,981	29,364
85 – Taperinha (PA)	2°25'	54°20'	26,292	26,000
86 – Taubaté (SP)	23°01'	45°34'	5,963	4,662
87 – Teófilo Otoni (MG)	17°51'	41°30'	6,813	32,146
88 – Teresina (PI)	5°05'	42°49'	22,973	26,266
89 – Terezópolis (RJ)	22°26'	42°59'	32,910	25,573
90 – Tupi (SP)	22°48'	47°33'	5,920	6,348

DRENAGEM URBANA

Continuação

91 – Turiassu (MA)	1°43'	45°24'	33,065	27,586
92 – Uaupés (AM)	0°08'	67°05'	17,556	23,880
93 – Ubatuba (SP)	23°26'	45°04'	7,570	15,945
94 – Uruguaiana (RS)	29°45'	57°05'	17,051	37,559
95 – Vassouras (RJ)	22°24'	43°40'	26,246	25,932
96 – Viamão (RS)	30°05'	50°47'	15,097	16,786
97 – Vitória (ES)	20°19'	40°20'	25,000	26,028
98 – Volta Redonda (RJ)	22°29'	44°05'	12,880	9,704

7. BIBLIOGRAFIA

1. **Chuvas Intensas no Brasil** – Otto Pfafstetter, DNOS – Departamento Nacional de Obras de Saneamento, Ministério do Interior, 1957.
2. **Relação Entre as Precipitações Máximas de “Um Dia” e de “24 Horas” Na Cidade de São Paulo** – A. Garcia Occhipinti e P. Marques dos Santos – Instituto Astronômico e Geofísico da Universidade de São Paulo, 1966.
3. **Short Duration Rainfall Depth-Duration-Frequency – Map of India** – Atul C. Goswami, em Decisions With Inadequate Hydrologic Data – Proceeding of the Second International Symposium in Hydrology – September 1972 – Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado – U.S.A.
4. **Generalized Rainfall Depth-Frequency Relationships** – Bell, F.C., Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 95, Nº HY1, 311-327, January 1969.
5. **Short Duration Rainfall Intensity Estimates And Other Design Aids for Regions of Sparse Data** – Reich B.M., Journal of Hydrology, Vol. 1, Nº 1, March 1963.
6. **Synthesis of Rainfall-Intensity-Frequency Regime** – Hershfield D.M., Weiss L.L., Wilson W.T., Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 81, Nº HY, Proc. Paper 774, July 1965.

ANEXO DO CAPÍTULO II CHUVAS

TABELAS DE
ALTURA PLUVIOMÉTRICA-INTENSIDADE-DURAÇÃO-FREQÜÊNCIA
Fonte: "Chuvvas Intensas no Brasil" - DNOS

DRENAGEM URBANA

POSTO
ALEGRETE

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RS 29 GR 46 MIN 55 GR 47 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	16.7	19.9	22.2	23.5	24.4	25.1	27.2	29.2
10 M	24.8	29.5	32.9	34.9	36.3	37.3	40.8	43.9
15 M	30.1	35.7	39.8	42.3	44.0	45.3	49.5	53.8
20 M	34.3	40.9	45.9	48.8	50.9	52.5	57.5	62.7
25 M	37.8	45.3	51.0	54.3	56.7	58.6	64.4	70.5
30 M	40.7	49.0	55.4	59.2	61.9	64.0	70.7	77.6
1 H	51.3	61.5	69.8	74.8	78.5	81.4	91.0	101.2
2 H	63.3	76.6	87.5	94.2	99.1	103.0	115.9	129.9
4 H	75.9	92.6	106.3	114.8	121.1	126.1	142.6	160.7
6 H	83.4	101.9	117.1	126.5	133.4	139.0	157.3	177.4
8 H	89.0	108.8	125.1	135.3	142.7	148.7	168.5	190.1
10 H	93.5	114.2	131.2	141.8	149.6	155.9	176.5	199.0
12 H	97.2	118.7	136.3	147.3	155.4	161.8	183.1	206.5
14 H	100.5	122.6	140.7	152.6	160.3	167.0	188.9	212.8
24 H	112.8	137.1	157.0	169.3	178.4	185.6	209.4	235.3

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	3.333	3.982	4.444	4.704	4.884	5.021	5.439	5.848
10 M	2.476	2.947	3.291	3.487	3.625	3.731	4.059	4.367
15 M	2.004	2.378	2.657	2.819	2.933	3.023	3.302	3.587
20 M	1.716	2.046	2.295	2.440	2.543	2.624	2.877	3.138
25 M	1.512	1.812	2.039	2.173	2.268	2.343	2.579	2.823
30 M	1.358	1.635	1.847	1.973	2.062	2.133	2.356	2.587
1 H	0.855	1.026	1.164	1.248	1.309	1.358	1.517	1.688
2 H	0.528	0.639	0.730	0.785	0.826	0.859	0.966	1.083
4 H	0.317	0.386	0.443	0.479	0.505	0.526	0.595	0.670
6 H	0.232	0.284	0.326	0.352	0.371	0.387	0.438	0.493
8 H	0.186	0.227	0.261	0.282	0.298	0.310	0.351	0.397
10 H	0.156	0.191	0.219	0.237	0.250	0.260	0.295	0.332
12 H	0.136	0.165	0.190	0.205	0.216	0.225	0.255	0.287
14 H	0.120	0.146	0.168	0.181	0.191	0.199	0.225	0.254
24 H	0.079	0.096	0.110	0.118	0.124	0.129	0.146	0.164

CETESB - CIA. DE TECNOLOGIA E SANEAMENTO AMBIENTAL

BIBLIOTECA

POSTO
ALTO ITAÍRAIA

ESTADO

LATITUDE

LONGITUDE

RJ

22 GR 25 MIN

44 GR 50 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	12.0	14.4	15.8	16.0	17.2	17.7	19.1	20.6
10 M	18.9	21.9	24.1	25.4	26.4	27.1	29.4	31.8
15 M	23.3	27.1	30.0	31.7	32.9	33.9	37.0	40.2
20 M	26.6	31.1	34.0	36.6	38.1	39.3	43.0	46.9
25 M	29.3	34.4	38.4	40.8	42.5	43.9	48.2	52.8
30 M	31.0	37.3	41.8	44.5	46.4	48.0	52.9	58.2
1 H	40.9	49.1	55.7	59.7	62.7	65.0	72.6	80.8
2 H	50.9	61.7	70.4	75.8	79.8	83.0	93.3	104.6
4 H	62.0	75.6	86.8	93.7	98.9	103.0	116.5	131.2
6 H	69.0	84.3	96.8	104.6	110.4	115.0	130.2	146.6
8 H	74.5	91.1	104.8	113.2	119.5	124.5	141.0	159.1
10 H	79.1	96.7	111.1	120.0	126.7	132.0	149.4	168.5
12 H	83.2	101.5	116.6	126.0	132.9	138.5	156.7	176.0
14 H	86.3	106.0	121.6	131.4	138.6	144.3	163.2	183.9
24 H	102.0	124.0	142.0	153.1	161.3	167.8	189.3	212.7

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.515	2.889	3.168	3.331	3.448	3.538	3.823	4.115
10 M	1.892	2.187	2.411	2.542	2.635	2.710	2.943	3.183
15 M	1.552	1.805	1.999	2.114	2.196	2.261	2.467	2.661
20 M	1.330	1.555	1.728	1.832	1.906	1.965	2.152	2.348
25 M	1.173	1.378	1.537	1.635	1.702	1.756	1.930	2.114
30 M	1.054	1.245	1.394	1.484	1.549	1.600	1.765	1.940
1 H	0.683	0.820	0.929	0.996	1.045	1.084	1.211	1.348
2 H	0.425	0.515	0.587	0.632	0.665	0.692	0.778	0.872
4 H	0.259	0.315	0.362	0.391	0.412	0.430	0.486	0.547
6 H	0.192	0.235	0.269	0.291	0.307	0.320	0.362	0.408
8 H	0.156	0.190	0.219	0.236	0.249	0.260	0.294	0.332
10 H	0.132	0.162	0.186	0.201	0.212	0.220	0.249	0.281
12 H	0.116	0.142	0.162	0.176	0.185	0.193	0.218	0.246
14 H	0.104	0.127	0.145	0.157	0.165	0.172	0.195	0.219
24 H	0.071	0.087	0.099	0.107	0.113	0.117	0.132	0.146

DRENAGEM URBANA

POSTO
ALTO TAPAJUS

ESTADO
PA

LATITUDE
7 GR 21 MIN

LONGITUDE
57 GR 31 MIN

P (MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

PERIODO DE RETORNO (ANOS)

DURACAO	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	16.9	19.4	21.2	22.3	23.1	23.7	25.6	27.6
10 M	25.1	28.7	31.5	33.2	34.4	35.3	38.3	41.4
15 M	30.4	34.7	38.1	40.2	41.7	42.9	46.7	50.6
20 M	34.8	39.8	43.9	46.4	48.2	49.6	54.3	59.3
25 M	38.3	44.1	48.8	51.6	53.7	55.4	60.8	66.7
30 M	41.3	47.8	53.0	56.3	58.6	60.5	66.7	73.3
1 H	53.2	62.6	70.4	75.2	78.8	81.7	91.1	101.5
2 H	65.7	78.1	88.4	94.8	99.6	103.5	116.2	130.3
4 H	79.0	94.5	107.5	115.8	121.9	126.8	143.3	161.6
6 H	87.0	104.2	118.7	127.8	134.6	140.1	158.4	178.7
8 H	93.0	111.5	127.0	136.9	144.2	150.1	169.8	191.8
10 H	97.8	117.1	133.4	143.7	151.4	157.6	178.2	201.1
12 H	101.9	121.9	138.8	149.5	157.5	163.9	185.2	208.9
14 H	105.4	126.1	143.5	154.5	162.7	169.3	191.3	215.7
24 H	119.2	142.0	161.2	173.3	182.2	189.4	213.4	240.0

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

PERIODO DE RETORNO (ANOS)

DURACAO	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	3.375	3.877	4.252	4.471	4.627	4.748	5.130	5.523
10 M	2.508	2.870	3.149	3.315	3.435	3.529	3.829	4.143
15 M	2.030	2.316	2.542	2.680	2.780	2.859	3.116	3.388
20 M	1.739	1.993	2.196	2.320	2.411	2.483	2.715	2.965
25 M	1.532	1.765	1.952	2.066	2.150	2.217	2.434	2.667
30 M	1.376	1.593	1.768	1.876	1.955	2.018	2.224	2.445
1 H	0.888	1.044	1.174	1.255	1.314	1.362	1.519	1.692
2 H	0.536	0.651	0.737	0.791	0.831	0.863	0.969	1.087
4 H	0.330	0.394	0.449	0.483	0.508	0.529	0.598	0.674
6 H	0.242	0.290	0.330	0.355	0.374	0.390	0.440	0.497
8 H	0.194	0.233	0.265	0.286	0.301	0.313	0.354	0.400
10 H	0.163	0.196	0.223	0.240	0.253	0.263	0.297	0.336
12 H	0.142	0.170	0.193	0.206	0.219	0.228	0.258	0.291
14 H	0.126	0.151	0.171	0.184	0.194	0.202	0.228	0.257
24 H	0.083	0.099	0.112	0.121	0.127	0.132	0.149	0.167

POSTO
ALTO TEREZOPOLIS

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RJ 22 GR 26 MIN 42 GR 55 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

PERIODO DE RETORNO (ANOS)

DURACAO	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	11.7	12.9	13.9	14.5	15.0	15.4	16.6	17.9
10 M	19.5	22.1	24.2	25.5	26.4	27.1	29.4	31.8
15 M	25.7	29.9	33.1	35.0	36.3	37.4	40.8	44.4
20 M	30.2	35.3	39.2	41.6	43.3	44.6	48.8	53.3
25 M	34.0	39.9	44.5	47.3	49.3	50.9	55.9	61.2
30 M	37.2	44.0	49.2	52.4	54.7	56.5	62.3	68.5
1 H	40.8	50.5	59.1	74.1	77.7	80.6	90.1	100.2
2 H	55.6	79.5	90.7	97.7	102.8	106.9	120.2	134.7
4 H	81.9	100.0	114.8	124.0	130.8	136.2	154.0	173.6
6 H	92.3	112.7	125.4	139.9	147.6	153.7	174.0	196.2
8 H	100.2	122.5	140.8	152.2	160.6	167.4	189.6	213.9
10 H	106.7	130.3	149.8	161.9	170.8	177.9	201.4	227.2
12 H	112.3	137.1	157.5	170.2	179.5	187.0	211.6	238.6
14 H	117.4	143.2	164.4	177.6	187.3	195.1	220.7	248.7
24 H	137.6	167.5	191.7	206.7	217.8	226.6	255.6	287.3

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

PERIODO DE RETORNO (ANOS)

DURACAO	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.341	2.585	2.786	2.911	3.002	3.076	3.315	3.572
10 M	1.952	2.214	2.421	2.546	2.637	2.708	2.938	3.181
15 M	1.711	1.991	2.204	2.331	2.422	2.494	2.721	2.957
20 M	1.510	1.765	1.962	2.060	2.164	2.231	2.443	2.666
25 M	1.359	1.597	1.782	1.893	1.973	2.036	2.238	2.451
30 M	1.242	1.466	1.642	1.747	1.824	1.884	2.079	2.285
1 H	0.847	1.016	1.152	1.235	1.296	1.345	1.502	1.671
2 H	0.547	0.663	0.757	0.814	0.857	0.891	1.002	1.123
4 H	0.342	0.417	0.479	0.517	0.545	0.568	0.642	0.724
6 H	0.257	0.313	0.360	0.389	0.410	0.428	0.484	0.545
8 H	0.209	0.256	0.294	0.318	0.335	0.349	0.395	0.446
10 H	0.178	0.218	0.250	0.270	0.285	0.297	0.336	0.379
12 H	0.157	0.191	0.219	0.237	0.250	0.260	0.294	0.332
14 H	0.140	0.171	0.196	0.212	0.224	0.233	0.263	0.297
24 H	0.096	0.117	0.134	0.144	0.152	0.158	0.178	0.200

DRENAGEM URBANA

POSTO
ARACAJU

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
SE 10 GR 55 MTN 37 GR 4 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	11.1	12.2	13.2	13.8	14.2	14.5	15.7	16.9
10 M	16.9	18.9	20.6	21.6	22.4	23.0	24.9	27.0
15 M	21.0	23.9	26.3	27.7	28.7	29.5	32.2	35.0
20 M	24.1	27.9	30.6	32.6	33.9	34.9	38.2	41.7
25 M	26.8	31.3	34.8	37.0	38.5	39.7	43.7	47.9
30 M	29.2	34.4	38.5	41.0	42.8	44.3	48.8	53.7
1 H	40.5	51.5	60.0	65.0	68.5	71.2	79.9	88.7
2 H	50.3	64.6	75.8	82.4	87.1	90.8	102.5	114.7
4 H	61.1	79.1	93.2	101.7	107.8	112.6	127.8	143.7
6 H	68.0	86.1	103.9	113.3	120.2	125.5	142.6	160.5
8 H	73.3	95.1	112.2	122.5	129.9	135.7	154.3	173.8
10 H	77.8	100.8	118.9	129.7	137.5	143.7	163.3	183.8
12 H	81.6	105.7	124.7	136.0	144.2	150.6	171.1	192.5
14 H	85.1	110.2	129.9	141.7	150.2	156.8	178.1	200.3
24 H	99.6	128.4	151.0	164.4	174.0	181.6	205.6	230.0

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.215	2.446	2.636	2.754	2.840	2.910	3.136	3.380
10 M	1.686	1.893	2.060	2.162	2.237	2.296	2.489	2.695
15 M	1.399	1.595	1.751	1.846	1.915	1.969	2.146	2.334
20 M	1.208	1.394	1.541	1.630	1.695	1.746	1.911	2.086
25 M	1.074	1.253	1.394	1.480	1.542	1.591	1.748	1.915
30 M	0.973	1.146	1.285	1.368	1.428	1.476	1.628	1.789
1 H	0.675	0.860	1.000	1.083	1.142	1.188	1.332	1.460
2 H	0.420	0.539	0.632	0.687	0.726	0.757	0.855	0.956
4 H	0.255	0.330	0.389	0.424	0.450	0.469	0.533	0.599
6 H	0.169	0.245	0.289	0.315	0.334	0.349	0.397	0.446
8 H	0.133	0.199	0.234	0.256	0.271	0.283	0.322	0.363
10 H	0.130	0.168	0.199	0.217	0.230	0.240	0.273	0.307
12 H	0.114	0.147	0.174	0.189	0.201	0.210	0.238	0.268
14 H	0.102	0.132	0.155	0.169	0.179	0.187	0.212	0.239
24 H	0.070	0.090	0.105	0.115	0.121	0.127	0.143	0.161

AVARE POSTO ESTADO LATITUDE LONGITUDE
SP 23 GR 6 MIN 48 GR 55 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	11.5	12.7	13.7	14.3	14.7	15.1	16.3	17.5
10 M	17.5	19.6	21.4	22.4	23.2	23.8	25.8	28.0
15 M	21.8	24.6	27.2	28.7	29.8	30.6	33.4	36.3
20 M	25.0	28.9	31.9	33.8	35.1	36.2	39.6	43.2
25 M	27.8	32.4	36.1	38.3	39.9	41.2	45.2	49.6
30 M	30.2	35.6	39.9	42.5	44.3	45.8	50.5	55.5
1 H	38.9	46.7	53.0	56.8	59.6	61.8	69.1	76.9
2 H	48.1	58.3	66.5	71.0	75.4	78.3	88.1	98.7
4 H	57.8	70.5	81.0	87.5	92.3	96.1	108.7	122.5
6 H	63.7	77.8	89.4	96.0	101.9	106.2	120.2	135.5
8 H	66.1	83.3	95.8	103.5	109.2	113.8	128.9	145.5
10 H	71.7	87.6	100.0	108.7	114.7	119.5	135.3	152.6
12 H	74.7	91.2	104.7	113.1	119.4	124.3	140.7	158.6
14 H	77.3	94.3	108.3	117.0	123.4	128.5	145.4	163.8
24 H	87.5	106.4	121.8	131.4	138.4	144.0	162.4	182.5

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.302	2.541	2.738	2.861	2.951	3.023	3.258	3.511
10 M	1.750	1.965	2.138	2.244	2.322	2.384	2.584	2.798
15 M	1.451	1.655	1.816	1.915	1.986	2.043	2.226	2.421
20 M	1.252	1.445	1.598	1.690	1.757	1.810	1.981	2.163
25 M	1.112	1.298	1.445	1.533	1.597	1.648	1.811	1.984
30 M	1.007	1.188	1.331	1.416	1.479	1.528	1.685	1.852
1 H	0.849	0.779	0.884	0.947	0.994	1.031	1.152	1.282
2 H	0.401	0.486	0.555	0.597	0.628	0.653	0.735	0.823
4 H	0.241	0.294	0.338	0.365	0.385	0.401	0.453	0.511
6 H	0.177	0.217	0.249	0.269	0.284	0.295	0.334	0.377
8 H	0.142	0.174	0.200	0.216	0.228	0.238	0.269	0.304
10 H	0.120	0.146	0.168	0.182	0.192	0.200	0.226	0.255
12 H	0.104	0.127	0.146	0.158	0.166	0.173	0.196	0.221
14 H	0.093	0.113	0.129	0.140	0.147	0.153	0.174	0.195
24 H	0.061	0.074	0.085	0.092	0.097	0.101	0.113	0.127

BAJE POSTO ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RS 31 GR 20 MIN 54 GR 5 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	11.1	12.8	14.0	14.7	15.2	15.6	16.9	18.2
10 M	16.7	19.3	21.3	22.5	23.3	23.9	26.0	28.1
15 M	20.5	23.9	26.5	28.0	29.1	29.9	32.7	35.5
20 M	23.5	27.4	30.5	32.3	33.7	34.7	38.0	41.4
25 M	25.9	30.4	33.9	36.0	37.5	38.7	42.6	46.6
30 M	27.9	32.9	36.9	39.3	41.0	42.3	46.7	51.3
1 H	30.1	43.3	49.1	52.6	55.2	57.3	64.0	71.2
2 H	44.8	54.2	61.9	66.7	70.2	72.9	82.0	91.9
4 H	54.2	66.2	76.0	82.1	86.6	90.2	102.0	114.9
6 H	60.2	73.5	84.5	91.3	96.3	100.3	113.6	128.0
8 H	64.6	79.2	91.1	98.5	103.9	108.3	122.6	138.4
10 H	68.6	83.8	96.3	104.1	109.8	114.4	129.5	146.0
12 H	71.9	87.8	100.8	108.9	114.9	119.7	135.4	152.7
14 H	74.6	91.3	104.6	113.2	119.4	124.4	140.7	158.5
24 H	86.9	105.6	120.9	130.4	137.3	142.9	161.2	181.1

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.223	2.553	2.800	2.944	3.047	3.127	3.378	3.637
10 M	1.672	1.932	2.150	2.246	2.329	2.394	2.600	2.812
15 M	1.370	1.594	1.765	1.867	1.940	1.997	2.179	2.368
20 M	1.174	1.373	1.526	1.617	1.683	1.735	1.900	2.073
25 M	1.035	1.216	1.357	1.441	1.502	1.550	1.704	1.866
30 M	0.931	1.098	1.230	1.309	1.367	1.412	1.558	1.712
1 H	0.802	0.722	0.819	0.878	0.921	0.956	1.067	1.188
2 H	0.374	0.452	0.517	0.556	0.585	0.608	0.684	0.767
4 H	0.227	0.276	0.317	0.342	0.361	0.376	0.425	0.479
6 H	0.168	0.205	0.235	0.254	0.268	0.279	0.316	0.356
8 H	0.136	0.166	0.190	0.206	0.217	0.226	0.256	0.289
10 H	0.115	0.140	0.161	0.174	0.183	0.191	0.216	0.244
12 H	0.100	0.122	0.141	0.152	0.160	0.167	0.189	0.213
14 H	0.090	0.109	0.125	0.135	0.143	0.149	0.168	0.189
24 H	0.061	0.074	0.084	0.091	0.096	0.100	0.112	0.126

BANGU POSTO ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RJ 22 GR 52 MIN 43 GR 27 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	13.8	15.2	16.4	17.1	17.7	18.1	19.5	21.0
10 M	21.5	24.6	27.1	28.5	29.5	30.4	33.0	35.7
15 M	27.3	32.4	36.2	38.4	39.9	41.1	44.9	48.8
20 M	31.1	37.1	41.6	44.3	46.1	47.6	52.2	56.9
25 M	34.3	41.1	46.2	49.2	51.4	53.1	58.4	64.0
30 M	36.9	44.5	50.2	53.6	56.1	58.0	64.1	70.4
1 H	47.5	58.2	66.5	71.6	75.2	78.1	87.3	97.1
2 H	58.5	72.2	83.2	89.8	94.7	98.5	111.0	124.3
4 H	77.8	88.8	100.5	108.9	115.1	120.0	135.9	153.0
6 H	76.4	95.1	110.3	119.5	126.3	131.7	149.2	168.2
8 H	81.2	101.2	117.4	127.3	134.6	140.3	159.1	179.5
10 H	84.9	105.8	122.6	132.9	140.5	146.5	166.1	187.2
12 H	88.0	109.5	126.9	137.5	145.3	151.5	171.7	193.4
14 H	90.6	112.7	130.5	141.5	149.4	155.8	176.4	198.7
24 H	100.0	124.0	143.2	154.9	163.4	170.2	192.2	215.9

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.757	3.044	3.281	3.427	3.535	3.622	3.903	4.207
10 M	2.147	2.462	2.705	2.850	2.955	3.037	3.298	3.570
15 M	1.819	2.158	2.411	2.558	2.662	2.743	2.996	3.255
20 M	1.557	1.856	2.082	2.213	2.307	2.380	2.610	2.846
25 M	1.371	1.643	1.849	1.970	2.057	2.125	2.339	2.560
30 M	1.231	1.483	1.675	1.788	1.870	1.934	2.136	2.346
1 H	0.792	0.970	1.109	1.193	1.254	1.302	1.456	1.620
2 H	0.488	0.602	0.694	0.749	0.790	0.822	0.925	1.036
4 H	0.291	0.362	0.419	0.454	0.480	0.500	0.567	0.638
6 H	0.213	0.265	0.307	0.333	0.351	0.366	0.415	0.468
8 H	0.170	0.211	0.245	0.266	0.281	0.293	0.332	0.374
10 H	0.142	0.177	0.205	0.222	0.235	0.245	0.277	0.312
12 H	0.123	0.153	0.177	0.192	0.202	0.211	0.239	0.269
14 H	0.108	0.135	0.156	0.169	0.178	0.186	0.211	0.237
24 H	0.070	0.087	0.100	0.108	0.114	0.119	0.134	0.150

DRENAGEM URBANA

POSTO
BARBACEVA

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
MG 21 GR 15 MIN 43 GR 16 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	16.2	19.0	21.0	22.2	23.0	23.6	25.6	27.5
10 M	21.9	25.8	28.7	30.3	31.5	32.4	35.2	38.1
15 M	25.4	30.2	33.7	35.8	37.2	38.4	41.9	45.5
20 M	27.9	33.0	36.9	39.2	40.8	42.1	46.1	50.3
25 M	29.7	35.1	39.3	41.8	43.6	45.0	49.5	54.2
30 M	31.2	36.9	41.3	44.0	45.9	47.4	52.3	57.5
1 H	37.2	43.8	49.2	52.6	55.1	57.1	63.7	71.0
2 H	44.2	52.5	59.4	63.8	67.0	69.6	78.2	87.6
4 H	51.8	62.0	70.0	76.0	80.0	83.2	94.0	106.0
6 H	56.7	67.8	77.3	83.2	87.7	91.2	103.1	116.4
8 H	60.5	72.5	82.6	89.0	93.7	97.6	110.4	124.6
10 H	63.6	76.2	86.8	93.5	98.5	102.5	115.9	130.8
12 H	66.4	79.4	90.4	97.4	102.6	106.8	120.7	136.1
14 H	68.9	82.4	93.8	101.0	106.3	110.6	125.0	140.9
24 H	79.3	94.5	107.3	115.3	121.3	126.1	142.0	159.7

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	3.249	3.805	4.210	4.441	4.604	4.729	5.116	5.504
10 M	2.187	2.578	2.867	3.033	3.150	3.241	3.524	3.810
15 M	1.697	2.013	2.249	2.386	2.483	2.559	2.795	3.036
20 M	1.393	1.650	1.845	1.960	2.042	2.106	2.308	2.517
25 M	1.190	1.407	1.574	1.673	1.745	1.801	1.981	2.168
30 M	1.042	1.230	1.377	1.466	1.530	1.581	1.744	1.916
1 H	0.821	0.730	0.821	0.877	0.919	0.952	1.063	1.183
2 H	0.369	0.438	0.496	0.532	0.559	0.580	0.652	0.731
4 H	0.216	0.259	0.294	0.317	0.334	0.347	0.392	0.442
6 H	0.158	0.189	0.215	0.232	0.244	0.254	0.287	0.324
8 H	0.126	0.151	0.173	0.186	0.196	0.204	0.230	0.260
10 H	0.106	0.127	0.145	0.156	0.165	0.171	0.194	0.218
12 H	0.093	0.111	0.126	0.136	0.143	0.149	0.168	0.190
14 H	0.082	0.099	0.112	0.121	0.127	0.132	0.149	0.168
24 H	0.056	0.066	0.075	0.081	0.085	0.088	0.099	0.111

POSTO
BARRA DO CORDE

ESTADO
MA

LATITUDE
5 GR 30 MIN

LONGITUDE
45 GR 16 MIN

P(MM) - ALTURA PLOUIGMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	12.3	13.0	13.8	14.3	14.7	15.1	16.2	17.5
10 M	19.1	21.1	22.8	23.8	24.6	25.3	27.4	29.7
15 M	24.3	27.7	30.4	32.1	33.3	34.2	37.3	40.6
20 M	27.9	32.3	35.7	37.7	39.2	40.4	44.2	48.3
25 M	31.0	36.2	40.3	42.7	44.5	45.9	50.5	55.3
30 M	33.7	39.8	44.5	47.4	49.5	51.1	56.4	62.0
1 H	44.4	54.3	62.1	66.8	70.2	72.9	81.5	90.7
2 H	54.6	67.4	77.0	83.9	88.4	92.0	103.6	116.0
4 H	85.1	81.1	93.9	101.7	107.5	112.0	126.9	142.9
6 H	71.3	88.9	103.0	111.6	118.0	123.0	139.4	157.1
8 H	75.8	94.5	109.6	118.9	125.7	131.1	148.7	167.7
10 H	79.3	98.8	114.5	124.2	131.3	136.9	155.1	174.9
12 H	82.2	102.3	118.6	128.5	135.8	141.6	160.4	180.8
14 H	84.7	105.3	122.0	132.2	139.7	145.6	164.9	185.7
24 H	93.5	115.9	133.9	144.9	152.9	159.2	179.6	201.9

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.456	2.607	2.761	2.866	2.946	3.013	3.239	3.495
10 M	1.912	2.108	2.277	2.363	2.463	2.526	2.736	2.965
15 M	1.620	1.848	2.029	2.139	2.219	2.282	2.486	2.704
20 M	1.398	1.614	1.784	1.887	1.962	2.021	2.212	2.414
25 M	1.241	1.449	1.612	1.711	1.782	1.839	2.021	2.214
30 M	1.123	1.326	1.484	1.580	1.649	1.704	1.880	2.066
1 H	0.740	0.905	1.036	1.114	1.171	1.216	1.359	1.512
2 H	0.455	0.562	0.648	0.699	0.737	0.767	0.864	0.967
4 H	0.272	0.338	0.392	0.424	0.448	0.467	0.529	0.596
6 H	0.199	0.247	0.287	0.311	0.328	0.342	0.388	0.437
8 H	0.158	0.197	0.229	0.248	0.262	0.274	0.310	0.350
10 H	0.133	0.165	0.191	0.207	0.219	0.229	0.259	0.292
12 H	0.115	0.143	0.165	0.179	0.189	0.197	0.223	0.252
14 H	0.101	0.126	0.146	0.158	0.167	0.174	0.197	0.222
24 H	0.065	0.081	0.093	0.101	0.107	0.111	0.125	0.141

DRENAGEM URBANA

BAURO POSTO

ESTADO SP LATITUDE 22 GR 19 MIN LONGITUDE 49 GR 4 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	10.8	11.7	12.5	13.0	13.4	13.7	14.8	15.9
10 M	16.9	19.0	20.6	21.7	22.4	23.0	25.0	27.1
15 M	21.4	24.9	27.6	29.2	30.3	31.2	34.1	37.0
20 M	24.5	28.6	31.8	33.7	35.1	36.2	39.6	43.2
25 M	27.0	31.7	35.4	37.6	39.2	40.4	44.4	48.6
30 M	29.1	34.4	38.5	41.0	42.7	44.2	48.7	53.5
1 H	37.6	45.2	51.2	54.9	57.6	59.8	66.8	74.3
2 H	46.7	56.5	64.5	69.5	73.1	76.0	85.5	95.8
4 H	56.5	68.9	79.1	85.5	90.2	93.9	106.2	119.7
6 H	62.7	76.5	87.9	95.0	100.2	104.4	118.2	133.3
8 H	67.4	82.4	94.8	102.4	108.1	112.6	127.6	143.9
10 H	71.3	87.1	100.1	108.2	114.2	118.9	134.6	151.9
12 H	74.7	91.2	104.8	113.2	119.4	124.4	140.7	158.6
14 H	77.7	94.8	108.9	117.6	124.1	129.2	146.1	164.7
24 H	90.0	109.4	125.3	135.1	142.3	148.1	167.1	187.7

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.162	2.341	2.501	2.604	2.682	2.745	2.954	3.186
10 M	1.685	1.895	2.065	2.166	2.244	2.304	2.499	2.707
15 M	1.430	1.663	1.842	1.948	2.024	2.083	2.273	2.470
20 M	1.225	1.432	1.592	1.687	1.756	1.810	1.982	2.163
25 M	1.060	1.269	1.415	1.503	1.567	1.617	1.777	1.947
30 M	0.971	1.146	1.283	1.366	1.425	1.473	1.625	1.785
1 H	0.828	0.753	0.854	0.916	0.961	0.996	1.113	1.239
2 H	0.389	0.472	0.538	0.580	0.610	0.634	0.713	0.799
4 H	0.236	0.288	0.330	0.357	0.376	0.392	0.443	0.499
6 H	0.175	0.213	0.245	0.264	0.279	0.291	0.329	0.371
8 H	0.141	0.172	0.198	0.214	0.226	0.235	0.266	0.300
10 H	0.119	0.146	0.167	0.181	0.191	0.199	0.225	0.254
12 H	0.104	0.127	0.146	0.158	0.166	0.173	0.196	0.221
14 H	0.093	0.113	0.130	0.141	0.148	0.154	0.174	0.197
24 H	0.063	0.076	0.088	0.094	0.099	0.105	0.117	0.131

BELEM POSTO ESTADO LATITUDE LONGITUDE
PA 1 GR 28 MIN 48 GR 27 MIN

P (MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	13.9	15.1	16.1	16.8	17.3	17.7	19.0	20.5
10 M	21.2	23.3	25.2	26.3	27.2	27.9	30.2	32.7
15 M	26.4	29.5	32.1	33.7	34.9	35.9	39.0	42.5
20 M	30.1	33.8	36.9	38.9	40.4	41.5	45.4	49.6
25 M	33.1	37.4	41.0	43.3	45.0	46.4	50.8	55.7
30 M	35.7	40.6	44.6	47.2	49.1	50.6	55.7	61.3
1 H	47.2	55.5	62.4	66.7	69.9	72.4	80.8	90.0
2 H	58.3	69.3	78.4	84.1	88.4	91.8	103.1	115.8
4 H	70.2	83.9	95.5	102.8	108.3	112.7	127.3	143.5
6 H	77.4	92.7	105.5	113.7	119.7	124.6	140.8	158.9
8 H	82.8	99.2	113.1	121.9	128.4	133.7	151.2	170.7
10 H	87.2	104.4	118.9	128.1	134.9	140.4	158.8	179.2
12 H	90.9	108.8	123.8	133.3	140.4	146.2	165.2	186.3
14 H	94.1	112.6	128.1	138.0	145.3	151.2	170.8	192.5
24 H	106.8	127.3	144.5	155.3	163.3	169.8	191.3	215.1

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS.)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.789	3.018	3.225	3.358	3.459	3.540	3.810	4.108
10 M	2.121	2.334	2.518	2.634	2.721	2.791	3.021	3.274
15 M	1.758	1.966	2.139	2.248	2.328	2.392	2.603	2.833
20 M	1.506	1.692	1.848	1.946	2.019	2.077	2.269	2.479
25 M	1.327	1.498	1.643	1.733	1.801	1.855	2.034	2.230
30 M	1.192	1.353	1.488	1.574	1.638	1.689	1.858	2.045
1 H	0.787	0.926	1.041	1.113	1.165	1.208	1.347	1.500
2 H	0.487	0.578	0.654	0.702	0.737	0.766	0.860	0.964
4 H	0.293	0.350	0.399	0.429	0.452	0.470	0.531	0.599
6 H	0.215	0.258	0.294	0.316	0.333	0.347	0.392	0.442
8 H	0.173	0.207	0.236	0.254	0.268	0.279	0.316	0.356
10 H	0.146	0.174	0.199	0.214	0.225	0.235	0.265	0.299
12 H	0.127	0.152	0.172	0.186	0.196	0.204	0.230	0.259
14 H	0.113	0.135	0.153	0.165	0.173	0.180	0.204	0.230
24 H	0.075	0.089	0.101	0.108	0.114	0.118	0.133	0.150

DRENAGEM URBANA

POSTO
BELO HORIZONTE

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
MG 19 GR 56 MIN 43 GR 57 MIN

P (MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	12.9	15.1	16.7	17.6	18.2	18.7	20.2	21.8
10 M	19.3	22.8	25.4	26.8	27.9	28.7	31.2	33.7
15 M	23.8	28.2	31.5	33.5	34.8	35.9	39.2	42.6
20 M	27.2	32.4	36.3	38.6	40.3	41.6	45.6	49.7
25 M	29.9	35.9	40.4	43.0	44.9	46.4	51.1	55.9
30 M	32.3	38.9	43.9	46.9	49.1	50.7	56.0	61.6
1 H	39.9	46.9	52.8	56.4	59.1	61.2	68.3	76.0
2 H	49.5	58.8	66.6	71.4	75.1	78.0	87.6	98.2
4 H	60.1	71.9	81.8	88.0	92.7	96.5	109.0	122.9
6 H	66.7	79.9	91.0	98.0	103.2	107.5	121.5	137.0
8 H	71.9	86.2	98.2	105.4	111.5	116.1	131.3	148.2
10 H	76.2	91.2	103.9	111.9	117.9	122.7	138.7	156.6
12 H	79.9	95.6	108.9	117.2	123.5	128.5	145.2	163.8
14 H	83.2	99.6	113.3	122.0	128.4	133.7	151.0	170.2
24 H	96.9	115.5	131.1	140.9	148.2	154.0	173.5	195.1

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.573	3.013	3.334	3.517	3.646	3.745	4.051	4.359
10 M	1.955	2.281	2.536	2.683	2.787	2.868	3.118	3.371
15 M	1.760	1.882	2.103	2.231	2.322	2.392	2.613	2.839
20 M	1.359	1.621	1.818	1.933	2.015	2.078	2.279	2.485
25 M	1.199	1.430	1.616	1.722	1.798	1.857	2.044	2.237
30 M	1.077	1.297	1.465	1.565	1.636	1.692	1.869	2.052
1 H	0.665	0.783	0.880	0.940	0.985	1.021	1.139	1.268
2 H	0.413	0.491	0.555	0.596	0.626	0.650	0.730	0.819
4 H	0.251	0.300	0.341	0.367	0.387	0.402	0.455	0.512
6 H	0.186	0.222	0.253	0.273	0.287	0.299	0.338	0.381
8 H	0.150	0.180	0.205	0.221	0.233	0.242	0.274	0.309
10 H	0.127	0.153	0.174	0.187	0.197	0.205	0.232	0.261
12 H	0.111	0.133	0.152	0.163	0.172	0.179	0.202	0.228
14 H	0.100	0.119	0.135	0.146	0.153	0.160	0.180	0.203
24 H	0.068	0.081	0.092	0.098	0.103	0.107	0.121	0.136

POSTO
BLUMENAU

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
SC 26 GR 55 MIN 49 GR 3 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	10.5	11.2	11.8	12.3	12.6	12.9	13.9	15.0
10 M	16.6	18.5	20.1	21.1	21.8	22.4	24.3	26.3
15 M	21.4	24.8	27.5	29.1	30.2	31.1	33.9	36.9
20 M	24.4	28.5	31.7	33.6	34.9	36.0	39.4	43.0
25 M	26.8	31.5	35.2	37.4	38.9	40.2	44.2	48.4
30 M	28.9	34.2	38.2	40.7	42.5	43.9	48.4	53.2
1 H	37.3	44.7	50.7	54.4	57.1	59.2	66.1	73.6
2 H	46.0	55.7	63.6	68.4	72.0	74.9	84.2	94.4
4 H	55.1	67.2	77.2	83.3	87.9	91.6	103.6	116.7
6 H	60.5	73.9	84.9	91.8	96.8	100.9	114.2	128.8
8 H	64.6	78.9	90.6	98.1	103.5	107.9	122.2	137.9
10 H	67.8	82.8	95.1	102.8	108.5	113.0	127.9	144.3
12 H	70.4	86.0	98.8	106.7	112.6	117.3	132.7	149.6
14 H	72.6	88.8	101.9	110.1	116.1	121.0	136.8	154.2
24 H	81.5	99.1	113.5	122.4	128.9	134.2	151.3	170.0

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.107	2.237	2.369	2.459	2.528	2.585	2.774	2.998
10 M	1.661	1.852	2.011	2.109	2.182	2.239	2.428	2.631
15 M	1.424	1.656	1.834	1.940	2.016	2.075	2.264	2.461
20 M	1.219	1.425	1.584	1.679	1.748	1.801	1.973	2.152
25 M	1.074	1.262	1.408	1.495	1.559	1.608	1.768	1.936
30 M	0.965	1.139	1.275	1.357	1.417	1.464	1.615	1.775
1 H	0.622	0.746	0.846	0.907	0.952	0.987	1.103	1.227
2 H	0.384	0.464	0.530	0.571	0.601	0.624	0.702	0.787
4 H	0.230	0.281	0.322	0.348	0.367	0.382	0.432	0.487
6 H	0.169	0.206	0.236	0.255	0.270	0.281	0.318	0.358
8 H	0.135	0.165	0.190	0.205	0.216	0.225	0.255	0.288
10 H	0.113	0.138	0.159	0.172	0.181	0.189	0.214	0.241
12 H	0.098	0.120	0.138	0.149	0.157	0.163	0.185	0.208
14 H	0.087	0.106	0.122	0.132	0.139	0.144	0.163	0.184
24 H	0.057	0.069	0.079	0.085	0.090	0.094	0.106	0.119

DRENAGEM URBANA

POSTO
BONSUCESSO

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
MG 21 GR 2 MIN 44 GR 46 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	15.5	17.5	19.0	19.9	20.6	21.1	22.8	24.5
10 M	20.9	23.7	25.9	27.2	28.2	29.0	31.4	34.0
15 M	24.4	27.8	30.5	32.2	33.4	34.3	37.4	40.7
20 M	26.9	30.8	34.0	35.9	37.3	38.4	42.0	45.9
25 M	29.0	33.4	36.9	39.1	40.6	41.9	46.0	50.4
30 M	30.7	35.5	39.4	41.8	43.6	45.0	49.6	54.5
1 H	37.0	44.2	49.7	53.1	55.6	57.6	64.3	71.6
2 H	44.9	53.3	60.3	64.7	68.0	70.7	79.4	89.0
4 H	55.2	63.6	72.4	78.0	82.1	85.5	96.5	108.8
6 H	58.7	70.3	80.1	86.3	90.9	94.6	106.9	120.6
8 H	63.2	75.8	86.4	93.0	98.0	102.1	115.4	130.4
10 H	67.1	80.3	91.5	98.6	103.8	108.1	122.2	137.9
12 H	70.5	84.4	96.1	103.5	109.0	113.5	128.2	144.6
14 H	73.7	88.2	100.4	108.1	113.8	118.4	133.8	150.8
24 H	87.0	104.4	118.5	127.3	133.9	139.2	156.9	176.4

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	3.106	3.498	3.803	3.986	4.118	4.222	4.556	4.908
10 M	2.093	2.372	2.591	2.724	2.820	2.896	3.141	3.400
15 M	1.625	1.853	2.034	2.145	2.225	2.288	2.493	2.712
20 M	1.346	1.543	1.700	1.796	1.866	1.922	2.102	2.295
25 M	1.159	1.335	1.476	1.563	1.626	1.677	1.841	2.017
30 M	1.023	1.184	1.315	1.395	1.454	1.500	1.653	1.818
1 H	0.627	0.737	0.828	0.885	0.928	0.961	1.072	1.194
2 H	0.375	0.445	0.503	0.540	0.567	0.589	0.662	0.742
4 H	0.222	0.266	0.302	0.325	0.343	0.357	0.403	0.454
6 H	0.164	0.196	0.223	0.240	0.253	0.263	0.297	0.336
8 H	0.132	0.158	0.180	0.194	0.205	0.213	0.241	0.272
10 H	0.112	0.134	0.153	0.165	0.174	0.181	0.204	0.230
12 H	0.098	0.118	0.134	0.144	0.152	0.158	0.179	0.201
14 H	0.086	0.105	0.120	0.129	0.136	0.141	0.160	0.180
24 H	0.061	0.073	0.083	0.089	0.094	0.097	0.109	0.123

POSTO
CABO FRIO

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RJ 22 GR 52 MIN 42 GR 0 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	10.1	12.1	13.5	14.2	14.8	15.2	16.5	17.7
10 M	15.4	18.7	21.0	22.4	23.3	24.0	26.1	28.2
15 M	19.1	23.6	26.8	28.6	29.9	30.8	33.8	36.0
20 M	21.8	27.0	30.9	33.0	34.5	35.7	39.2	42.7
25 M	24.0	29.9	34.3	36.8	38.5	39.8	44.0	48.1
30 M	25.9	32.4	37.3	40.0	42.0	43.5	48.2	52.9
1 H	31.8	39.0	44.6	47.9	50.4	52.3	58.5	65.1
2 H	39.3	48.5	55.9	60.4	63.6	66.2	74.6	83.5
4 H	47.2	58.7	68.0	73.6	77.8	81.1	91.8	103.4
6 H	51.9	64.6	74.9	81.2	85.8	89.5	101.4	114.5
8 H	55.4	69.1	80.1	86.9	91.8	95.8	108.0	122.5
10 H	58.2	72.5	84.1	91.1	96.3	100.4	113.9	128.3
12 H	60.6	75.4	87.4	94.7	100.1	104.4	118.2	133.2
14 H	62.6	78.0	90.5	97.8	103.4	107.7	122.0	137.4
24 H	70.5	87.4	101.0	109.2	115.3	120.1	135.6	152.3

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.021	2.414	2.694	2.851	2.961	3.044	3.297	3.545
10 M	1.536	1.866	2.103	2.236	2.329	2.399	2.614	2.824
15 M	1.273	1.571	1.786	1.908	1.992	2.056	2.252	2.443
20 M	1.090	1.352	1.543	1.652	1.727	1.785	1.963	2.138
25 M	0.961	1.197	1.371	1.471	1.541	1.594	1.759	1.923
30 M	0.863	1.081	1.242	1.335	1.401	1.451	1.607	1.763
1 H	0.531	0.650	0.743	0.800	0.840	0.873	0.976	1.085
2 H	0.328	0.405	0.466	0.504	0.531	0.552	0.622	0.697
4 H	0.197	0.245	0.284	0.307	0.325	0.338	0.383	0.431
6 H	0.145	0.180	0.209	0.226	0.239	0.249	0.282	0.318
8 H	0.116	0.144	0.167	0.182	0.192	0.200	0.227	0.256
10 H	0.098	0.121	0.141	0.152	0.161	0.168	0.190	0.214
12 H	0.085	0.105	0.122	0.132	0.140	0.145	0.165	0.186
14 H	0.075	0.093	0.108	0.117	0.124	0.129	0.146	0.164
24 H	0.049	0.061	0.071	0.076	0.081	0.084	0.095	0.106

DRENAGEM URBANA

CAMPOS POSTO

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RJ 21 GR 45 MIN 41 GR 20 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	13.3	15.6	17.2	18.2	18.9	19.4	21.0	22.6
10 M	20.0	23.6	26.2	27.8	28.8	29.7	32.2	34.9
15 M	24.6	29.2	32.6	34.6	36.0	37.1	40.5	44.0
20 M	28.1	33.5	37.5	39.9	41.6	42.9	47.0	51.3
25 M	30.9	37.0	41.7	44.4	46.3	47.9	52.7	57.7
30 M	33.3	40.1	45.3	48.4	50.6	52.3	57.8	63.4
1 H	41.9	50.3	57.0	61.1	64.2	66.6	74.3	82.7
2 H	51.7	62.6	71.4	76.9	80.9	84.1	94.6	106.0
4 H	61.9	75.5	86.6	93.6	98.7	102.8	116.3	131.0
6 H	67.9	83.0	95.3	103.0	108.7	113.2	128.1	144.5
8 H	72.4	88.5	101.8	110.0	116.1	121.0	137.0	154.6
10 H	75.9	92.8	106.6	115.2	121.6	126.6	143.4	161.7
12 H	78.9	96.3	110.6	119.5	126.1	131.3	148.6	167.6
14 H	81.5	99.4	114.1	123.2	130.0	135.4	153.1	172.5
24 H	91.0	110.6	126.7	136.6	143.9	149.8	168.9	189.8

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.663	3.120	3.451	3.641	3.774	3.877	4.194	4.512
10 M	2.001	2.359	2.623	2.775	2.883	2.966	3.225	3.486
15 M	1.639	1.945	2.172	2.305	2.399	2.472	2.700	2.933
20 M	1.403	1.673	1.876	1.995	2.080	2.146	2.353	2.566
25 M	1.236	1.481	1.667	1.777	1.855	1.916	2.109	2.308
30 M	1.110	1.337	1.510	1.613	1.686	1.744	1.926	2.115
1 H	0.699	0.839	0.951	1.020	1.070	1.110	1.240	1.379
2 H	0.431	0.522	0.596	0.641	0.675	0.702	0.789	0.884
4 H	0.258	0.315	0.362	0.390	0.412	0.429	0.485	0.546
6 H	0.189	0.231	0.265	0.287	0.302	0.315	0.356	0.402
8 H	0.151	0.185	0.213	0.230	0.242	0.253	0.286	0.323
10 H	0.127	0.155	0.178	0.193	0.203	0.212	0.239	0.270
12 H	0.110	0.134	0.154	0.167	0.176	0.183	0.207	0.233
14 H	0.097	0.119	0.136	0.147	0.155	0.162	0.183	0.206
24 H	0.064	0.077	0.088	0.095	0.100	0.104	0.118	0.132

POSTO
CAMPOS DE JORDAO

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
SP 22 GR 44 MIN 45 GR 30 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	14.4	15.6	16.0	17.3	17.8	18.2	19.6	21.2
10 M	22.4	25.2	27.4	28.8	29.8	30.6	33.2	36.0
15 M	28.4	33.1	36.6	38.8	40.3	41.5	45.2	49.2
20 M	32.7	38.5	43.0	45.6	47.5	49.0	53.7	58.5
25 M	36.3	43.2	48.5	51.7	53.9	55.7	61.3	67.1
30 M	39.4	47.5	53.0	57.3	59.9	61.9	68.4	75.2
1 H	50.8	62.2	71.1	76.5	80.4	83.5	93.4	103.8
2 H	62.6	77.3	89.0	96.2	101.4	105.5	118.8	133.0
4 H	74.9	93.2	107.9	116.9	123.5	128.8	145.8	164.2
6 H	82.1	102.3	118.6	128.6	135.8	141.6	160.5	180.9
8 H	87.5	109.1	126.5	137.2	145.0	151.3	171.5	193.4
10 H	91.7	114.2	132.4	143.6	151.7	158.2	179.3	202.2
12 H	95.2	118.5	137.3	148.8	157.3	164.0	185.6	209.3
14 H	98.2	122.2	141.5	153.4	162.0	168.9	191.3	215.4
24 H	109.3	135.6	156.6	169.4	178.8	186.2	210.3	236.1

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.875	3.112	3.324	3.462	3.565	3.649	3.928	4.235
10 M	2.239	2.517	2.742	2.880	2.981	3.060	3.319	3.595
15 M	1.897	2.207	2.444	2.584	2.685	2.765	3.016	3.278
20 M	1.637	1.927	2.149	2.260	2.375	2.449	2.683	2.928
25 M	1.453	1.730	1.942	2.068	2.158	2.228	2.452	2.685
30 M	1.315	1.584	1.789	1.910	1.997	2.065	2.281	2.506
1 H	0.847	1.037	1.186	1.276	1.341	1.392	1.557	1.731
2 H	0.522	0.645	0.742	0.802	0.845	0.879	0.990	1.109
4 H	0.312	0.389	0.450	0.488	0.515	0.537	0.608	0.685
6 H	0.229	0.285	0.330	0.358	0.378	0.394	0.446	0.503
8 H	0.183	0.228	0.264	0.286	0.303	0.316	0.356	0.403
10 H	0.153	0.191	0.221	0.240	0.253	0.264	0.299	0.337
12 H	0.133	0.165	0.191	0.207	0.219	0.228	0.259	0.291
14 H	0.117	0.146	0.169	0.183	0.193	0.202	0.228	0.257
24 H	0.076	0.095	0.109	0.118	0.125	0.130	0.147	0.164

DRENAGEM URBANA

POSTO
CATALAO

ESTADO

LATITUDE

LONGITUDE

GO

18 GR 10 MIN

47 GR 58 MIN

P (MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	12.7	14.3	15.6	16.3	16.9	17.3	18.7	20.1
10 M	15.2	21.7	23.7	24.9	25.8	26.5	28.7	31.1
15 M	23.5	26.9	29.5	31.1	32.2	33.2	36.1	39.3
20 M	26.9	30.8	34.0	35.9	37.3	38.4	42.0	45.8
25 M	29.6	34.1	37.7	40.0	41.6	42.9	47.1	51.6
30 M	32.0	37.0	41.1	43.6	45.4	46.9	51.6	56.8
1 H	41.3	48.6	54.6	58.4	61.1	63.4	70.7	78.7
2 H	51.2	60.7	68.6	73.8	77.5	80.5	90.4	101.4
4 H	61.6	73.9	84.2	90.6	95.4	99.3	112.1	126.4
6 H	68.5	82.0	93.3	100.5	105.9	110.2	124.6	140.6
8 H	73.5	88.1	100.4	108.2	114.0	118.7	134.3	151.6
10 H	77.7	93.0	106.0	114.1	120.2	125.1	141.5	159.7
12 H	81.2	97.2	110.7	119.2	125.6	130.7	147.7	166.6
14 H	84.4	101.0	114.9	123.8	130.3	135.6	153.2	172.7
24 H	97.2	115.9	131.5	141.3	148.7	154.6	174.1	195.8

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.548	2.869	3.119	3.269	3.377	3.463	3.737	4.025
10 M	1.513	2.171	2.372	2.493	2.581	2.651	2.875	3.112
15 M	1.570	1.791	1.966	2.072	2.150	2.211	2.409	2.620
20 M	1.545	1.542	1.699	1.795	1.865	1.920	2.100	2.293
25 M	1.166	1.366	1.510	1.599	1.664	1.716	1.883	2.064
30 M	1.066	1.233	1.369	1.452	1.514	1.562	1.721	1.893
1 H	0.689	0.810	0.911	0.973	1.019	1.056	1.179	1.312
2 H	0.427	0.507	0.573	0.615	0.646	0.671	0.754	0.846
4 H	0.258	0.309	0.351	0.378	0.398	0.414	0.468	0.527
6 H	0.191	0.228	0.260	0.280	0.295	0.307	0.347	0.391
8 H	0.154	0.184	0.210	0.226	0.238	0.248	0.280	0.316
10 H	0.130	0.156	0.177	0.191	0.201	0.209	0.236	0.267
12 H	0.113	0.136	0.154	0.166	0.175	0.182	0.206	0.232
14 H	0.101	0.121	0.137	0.146	0.156	0.162	0.183	0.206
24 H	0.068	0.081	0.092	0.099	0.104	0.108	0.121	0.136

POSTO ESTADO LATITUDE LONGITUDE
CAXAMBU MG 21 GR 59 MIN 44 GR 56 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

URACAU	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	11.1	12.8	14.0	14.7	15.2	15.6	16.9	18.2
10 M	16.7	19.3	21.3	22.5	23.3	23.9	26.0	28.1
15 M	20.5	23.9	26.5	28.0	29.1	29.9	32.7	35.5
20 M	23.5	27.4	31.5	32.3	33.7	34.7	38.0	41.4
25 M	25.9	30.4	33.9	36.0	37.5	38.7	42.6	46.6
30 M	27.9	32.9	36.9	39.3	41.0	42.3	46.7	51.3
1 H	36.1	43.3	49.1	52.6	55.2	57.3	64.0	71.2
2 H	44.6	54.2	61.9	66.7	70.2	72.9	82.0	91.9
4 H	54.2	66.2	76.0	82.1	86.6	90.2	102.0	114.9
6 H	60.2	73.5	84.5	91.3	96.3	100.3	113.6	128.0
8 H	64.8	79.2	91.1	98.5	103.9	108.3	122.6	138.4
10 H	68.6	83.8	96.3	104.1	109.8	114.4	129.5	146.0
12 H	71.7	87.8	100.8	108.9	114.9	119.7	135.4	152.7
14 H	74.8	91.3	104.8	113.2	119.4	124.4	140.7	158.5
24 H	86.7	105.6	120.9	130.4	137.3	142.9	161.2	181.1

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

URACAU	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.223	2.553	2.800	2.944	3.047	3.127	3.378	3.637
10 M	1.672	1.932	2.130	2.246	2.329	2.394	2.600	2.812
15 M	1.370	1.594	1.765	1.867	1.940	1.997	2.179	2.368
20 M	1.174	1.373	1.526	1.617	1.683	1.735	1.900	2.073
25 M	1.035	1.216	1.357	1.441	1.502	1.550	1.704	1.866
30 M	0.931	1.098	1.230	1.309	1.367	1.412	1.558	1.712
1 H	0.602	0.722	0.819	0.878	0.921	0.956	1.067	1.188
2 H	0.374	0.452	0.517	0.556	0.585	0.608	0.684	0.767
4 H	0.227	0.276	0.317	0.342	0.361	0.376	0.425	0.479
6 H	0.168	0.205	0.235	0.254	0.268	0.279	0.316	0.356
8 H	0.136	0.166	0.190	0.206	0.217	0.226	0.256	0.289
10 H	0.115	0.140	0.161	0.174	0.183	0.191	0.216	0.244
12 H	0.100	0.122	0.141	0.152	0.160	0.167	0.189	0.213
14 H	0.090	0.109	0.125	0.135	0.143	0.149	0.168	0.189
24 H	0.061	0.074	0.084	0.091	0.096	0.100	0.112	0.126

DRENAGEM URBANA

POSTO
CAXIAS DO SUL

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RS 29 GR 10 MIN 51 GR 12 MIN

P (MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	10.6	11.7	12.6	13.2	13.6	13.9	15.0	16.2
10 M	16.3	18.5	20.3	21.3	22.1	22.7	24.6	26.6
15 M	20.5	23.9	26.5	28.0	29.1	29.9	32.7	35.5
20 M	23.5	27.4	30.5	32.3	33.7	34.7	38.0	41.4
25 M	25.9	30.4	33.9	36.0	37.5	38.7	42.6	46.6
30 M	27.9	32.9	36.9	39.3	41.0	42.3	46.7	51.3
1 H	36.1	43.3	49.1	52.0	55.2	57.3	64.0	71.2
2 H	44.8	54.2	61.9	66.7	70.2	72.9	82.0	91.9
4 H	54.2	66.2	76.0	82.1	86.6	90.2	102.0	114.9
6 H	60.2	73.5	84.5	91.3	96.3	100.3	113.6	128.0
8 H	64.8	79.2	91.1	98.5	103.9	108.3	122.6	138.4
10 H	68.6	83.8	96.3	104.1	109.8	114.4	129.5	146.0
12 H	71.9	87.0	100.0	108.9	114.9	119.7	135.4	152.7
14 H	74.8	91.3	104.8	113.2	119.4	124.4	140.7	158.5
24 H	86.9	105.0	120.9	130.4	137.3	142.9	161.2	181.1

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.122	2.342	2.524	2.637	2.720	2.787	3.003	3.237
10 M	1.634	1.854	2.027	2.131	2.207	2.267	2.459	2.663
15 M	1.370	1.594	1.765	1.867	1.940	1.997	2.179	2.368
20 M	1.174	1.373	1.526	1.617	1.683	1.735	1.900	2.073
25 M	1.035	1.216	1.357	1.441	1.502	1.550	1.704	1.866
30 M	0.931	1.098	1.230	1.309	1.367	1.412	1.558	1.712
1 H	0.802	0.922	0.819	0.876	0.921	0.956	1.067	1.188
2 H	0.374	0.452	0.517	0.556	0.585	0.608	0.684	0.767
4 H	0.227	0.276	0.317	0.342	0.361	0.376	0.425	0.479
6 H	0.168	0.205	0.235	0.254	0.268	0.279	0.316	0.356
8 H	0.136	0.166	0.190	0.206	0.217	0.226	0.256	0.289
10 H	0.115	0.140	0.161	0.174	0.183	0.191	0.216	0.244
12 H	0.100	0.122	0.141	0.152	0.160	0.167	0.189	0.213
14 H	0.090	0.109	0.125	0.135	0.143	0.149	0.168	0.189
24 H	0.061	0.074	0.084	0.091	0.096	0.100	0.112	0.126

POSTO
CONGUNHAS

ESTADO
SP

LATITUDE
GR MIN

LONGITUDE
GR MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	13.2	14.2	15.2	15.6	16.3	16.7	18.0	19.4
10 M	18.2	20.2	21.9	23.0	23.7	24.4	26.4	28.6
15 M	21.6	24.7	27.1	28.5	29.6	30.5	33.2	36.1
20 M	23.9	27.4	30.2	31.9	33.1	34.1	37.3	40.7
25 M	25.7	29.6	32.7	34.6	36.1	37.2	40.8	44.7
30 M	27.2	31.5	35.0	37.1	38.7	39.9	44.0	48.4
1 H	33.3	39.1	44.0	47.0	49.3	51.0	56.9	63.4
2 H	39.6	47.1	53.3	57.2	60.1	62.4	70.1	78.6
4 H	46.8	56.0	63.7	68.0	72.2	75.1	84.9	95.7
6 H	51.4	61.6	70.2	75.0	79.6	82.8	93.6	105.6
8 H	55.2	66.1	75.4	81.2	85.6	89.1	100.7	113.7
10 H	58.3	69.9	79.0	85.7	90.3	94.0	106.3	119.9
12 H	61.1	73.2	83.3	89.7	94.5	98.4	111.2	125.4
14 H	63.7	76.2	86.8	93.4	98.4	102.4	115.6	130.4
24 H	74.8	89.1	101.2	108.7	114.4	118.9	133.9	150.6

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.633	2.850	3.045	3.171	3.266	3.343	3.598	3.880
10 M	1.816	2.020	2.190	2.295	2.373	2.435	2.639	2.859
15 M	1.442	1.645	1.806	1.904	1.975	2.031	2.213	2.407
20 M	1.194	1.369	1.508	1.594	1.656	1.705	1.865	2.036
25 M	1.028	1.184	1.310	1.387	1.443	1.488	1.633	1.790
30 M	0.908	1.050	1.166	1.237	1.289	1.331	1.466	1.612
1 H	0.555	0.653	0.734	0.784	0.821	0.851	0.950	1.057
2 H	0.331	0.393	0.445	0.477	0.501	0.521	0.585	0.656
4 H	0.195	0.234	0.266	0.286	0.301	0.314	0.354	0.399
6 H	0.143	0.172	0.195	0.210	0.222	0.231	0.261	0.294
8 H	0.115	0.138	0.158	0.170	0.179	0.186	0.210	0.237
10 H	0.098	0.117	0.133	0.143	0.151	0.157	0.178	0.200
12 H	0.085	0.102	0.116	0.125	0.132	0.137	0.155	0.175
14 H	0.076	0.091	0.104	0.112	0.118	0.122	0.138	0.156
24 H	0.052	0.062	0.071	0.076	0.080	0.083	0.094	0.105

DRENAGEM URBANA

CORUMBA
POSTOESTADO
MT 19 GR 0 MIN 57 GR 39 MIN
LATITUDE
LONGITUDE

P (MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	13.5	14.6	15.6	16.2	16.7	17.1	18.4	19.8
10 M	21.2	24.1	26.4	27.8	28.8	29.6	32.1	34.8
15 M	27.2	32.3	36.1	38.3	39.9	41.1	44.9	48.8
20 M	31.1	37.1	41.6	44.2	46.1	47.5	52.1	56.8
25 M	34.2	41.0	46.1	49.2	51.3	53.0	58.4	63.9
30 M	36.9	44.4	50.1	53.5	56.0	57.9	64.0	70.2
1 H	48.5	60.6	69.9	75.4	79.4	82.5	92.4	102.7
2 H	59.6	75.1	87.2	94.5	99.8	103.9	117.2	131.2
4 H	70.9	90.0	105.1	114.3	121.0	126.2	143.1	161.1
6 H	77.4	98.4	115.0	125.1	132.4	138.2	156.8	176.6
8 H	82.1	104.4	122.1	132.9	140.7	146.9	166.8	188.0
10 H	85.7	108.8	127.3	138.4	146.6	153.0	173.6	195.6
12 H	88.5	112.4	131.4	142.9	151.3	157.9	179.1	201.6
14 H	91.0	115.5	134.9	146.7	155.2	161.9	183.6	206.7
24 H	99.4	125.7	146.4	158.9	168.0	175.1	198.0	222.2

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.692	2.914	3.113	3.242	3.339	3.417	3.678	3.966
10 M	2.121	2.412	2.641	2.780	2.880	2.959	3.211	3.478
15 M	1.817	2.156	2.408	2.555	2.659	2.740	2.993	3.251
20 M	1.555	1.854	2.079	2.211	2.304	2.377	2.607	2.843
25 M	1.369	1.641	1.846	1.968	2.054	2.122	2.335	2.556
30 M	1.229	1.480	1.672	1.785	1.867	1.930	2.132	2.342
1 H	0.809	1.010	1.165	1.258	1.324	1.376	1.541	1.712
2 H	0.497	0.626	0.727	0.788	0.832	0.867	0.977	1.094
4 H	0.296	0.375	0.439	0.477	0.504	0.526	0.597	0.672
6 H	0.216	0.274	0.320	0.348	0.368	0.384	0.436	0.491
8 H	0.172	0.218	0.255	0.277	0.294	0.306	0.348	0.392
10 H	0.143	0.182	0.213	0.231	0.245	0.255	0.290	0.326
12 H	0.123	0.157	0.183	0.199	0.211	0.220	0.249	0.281
14 H	0.109	0.138	0.161	0.175	0.185	0.193	0.219	0.247
24 H	0.070	0.088	0.102	0.111	0.117	0.122	0.138	0.155

PJSTU
CRUZ ALTA

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RS 28 GR 35 MIN 53 GR 37 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

URACAU	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	18.3	19.1	21.1	22.3	23.1	23.7	25.7	27.6
10 M	24.2	26.3	31.3	33.1	34.3	35.3	38.3	41.5
15 M	29.4	34.2	37.9	40.1	41.7	42.9	46.8	50.8
20 M	33.0	39.3	43.7	46.3	48.2	49.6	54.4	59.3
25 M	37.0	43.5	48.5	51.5	53.7	55.4	60.9	66.7
30 M	39.9	47.1	52.8	56.2	58.6	60.6	66.8	73.4
1 H	50.3	59.2	66.6	71.1	74.5	77.2	86.2	96.0
2 H	62.3	73.9	83.7	89.8	94.4	98.0	110.1	123.4
4 H	75.0	89.8	102.2	110.0	115.8	120.5	136.1	153.5
6 H	82.9	99.2	113.0	121.7	128.2	133.5	150.9	170.2
8 H	88.8	106.5	121.3	130.7	137.8	143.4	162.2	183.1
10 H	93.8	112.1	127.7	137.6	145.0	150.9	170.0	192.5
12 H	97.7	117.0	133.2	143.5	151.1	157.2	177.7	200.5
14 H	101.4	121.3	138.0	148.6	156.5	162.8	184.0	207.4
24 H	115.7	138.0	156.6	168.3	177.0	184.0	207.3	233.1

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

URACAU	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	3.260	3.619	4.225	4.457	4.620	4.746	5.134	5.523
10 M	2.422	2.823	3.130	3.306	3.431	3.528	3.833	4.145
15 M	1.902	2.262	2.527	2.673	2.777	2.859	3.119	3.390
20 M	1.601	1.965	2.164	2.315	2.409	2.483	2.719	2.967
25 M	1.481	1.740	1.941	2.062	2.149	2.218	2.438	2.670
30 M	1.331	1.571	1.759	1.872	1.954	2.019	2.228	2.448
1 H	0.839	0.986	1.110	1.186	1.243	1.288	1.437	1.600
2 H	0.519	0.617	0.698	0.749	0.787	0.817	0.918	1.029
4 H	0.313	0.375	0.426	0.459	0.483	0.503	0.568	0.640
6 H	0.231	0.276	0.314	0.339	0.357	0.371	0.420	0.473
8 H	0.166	0.222	0.253	0.273	0.287	0.299	0.338	0.382
10 H	0.137	0.187	0.213	0.230	0.242	0.252	0.285	0.321
12 H	0.136	0.183	0.186	0.200	0.210	0.219	0.247	0.279
14 H	0.121	0.145	0.165	0.177	0.187	0.194	0.219	0.247
24 H	0.081	0.096	0.109	0.117	0.123	0.128	0.144	0.162

POSTO
CUIABÁ

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
MT 15 GR 35 MIN 56 GR 6 MIN

=====

P (MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	14.4	16.6	18.2	19.1	19.8	20.3	21.9	23.6
10 M	21.7	25.1	27.6	29.2	30.2	31.1	33.7	36.5
15 M	26.6	31.0	34.3	36.3	37.7	38.8	42.4	46.1
20 M	30.4	35.5	39.5	41.9	43.6	44.9	49.2	53.7
25 M	33.5	39.3	43.9	46.6	48.6	50.1	55.1	60.4
30 M	36.1	42.6	47.7	50.8	53.0	54.7	60.4	66.4
1 H	45.4	53.4	60.0	64.1	67.2	69.6	77.6	86.5
2 H	55.8	66.3	75.0	80.5	84.5	87.8	98.6	110.6
4 H	66.0	79.0	90.6	97.6	102.8	106.9	120.8	136.2
6 H	72.7	87.3	99.4	107.1	112.8	117.4	132.7	149.7
8 H	77.5	92.9	105.8	114.0	120.1	125.1	141.5	159.7
10 H	81.0	97.0	110.5	119.1	125.4	130.6	147.6	166.6
12 H	83.9	100.5	114.4	123.2	129.8	135.0	152.6	172.2
14 H	86.4	103.4	117.7	126.7	133.4	138.8	156.8	176.8
24 H	95.4	115.7	129.1	138.7	145.9	151.7	170.9	192.2

=====

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.889	3.318	3.638	3.826	3.960	4.064	4.391	4.726
10 M	2.170	2.508	2.764	2.915	3.023	3.108	3.374	3.651
15 M	1.777	2.067	2.289	2.421	2.515	2.589	2.825	3.071
20 M	1.521	1.778	1.977	2.095	2.180	2.247	2.461	2.685
25 M	1.340	1.574	1.756	1.865	1.944	2.006	2.205	2.415
30 M	1.203	1.420	1.590	1.693	1.767	1.825	2.014	2.213
1 H	0.756	0.890	1.000	1.069	1.120	1.160	1.295	1.442
2 H	0.405	0.555	0.625	0.671	0.705	0.732	0.823	0.922
4 H	0.278	0.332	0.378	0.407	0.429	0.446	0.504	0.568
6 H	0.203	0.243	0.277	0.298	0.314	0.327	0.369	0.416
8 H	0.162	0.194	0.221	0.238	0.251	0.261	0.295	0.333
10 H	0.136	0.162	0.185	0.199	0.210	0.218	0.247	0.278
12 H	0.117	0.140	0.159	0.172	0.181	0.188	0.212	0.240
14 H	0.103	0.124	0.141	0.151	0.159	0.166	0.187	0.211
24 H	0.087	0.079	0.090	0.097	0.102	0.106	0.119	0.134

POSTO
CURITIBA

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
PR 25 GR 25 MIN 49 GR 17 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIUMETRICA

URACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	12.0	15.1	16.8	17.8	18.5	19.0	20.6	22.1
10 M	19.0	22.8	25.6	27.2	28.3	29.1	31.7	34.2
15 M	23.3	28.2	31.6	33.8	35.3	36.4	39.8	43.2
20 M	26.0	32.3	36.6	39.0	40.8	42.1	46.2	50.4
25 M	29.3	35.8	40.6	43.4	45.4	47.0	51.8	56.6
30 M	31.0	38.8	44.2	47.3	49.6	51.3	56.7	62.3
1 H	38.8	48.0	52.8	56.6	59.4	61.7	68.9	76.0
2 H	47.9	58.0	66.2	71.3	75.0	78.0	87.7	98.3
4 H	57.3	70.0	80.3	86.8	91.5	95.3	107.8	121.5
6 H	63.0	76.9	88.4	95.5	100.6	105.0	118.8	134.0
8 H	67.2	82.1	94.4	102.1	107.7	112.2	127.1	143.5
10 H	70.3	86.1	99.0	106.9	112.8	117.5	133.1	150.1
12 H	73.3	89.4	102.7	111.0	117.1	122.0	138.0	155.6
14 H	75.7	92.3	106.0	114.5	120.8	125.8	142.2	160.3
24 H	84.7	103.0	117.9	127.1	133.9	139.4	157.2	176.6

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

URACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.525	3.016	3.366	3.563	3.699	3.803	4.120	4.429
10 M	1.897	2.281	2.558	2.716	2.825	2.909	3.167	3.422
15 M	1.554	1.860	2.119	2.255	2.351	2.425	2.652	2.879
20 M	1.330	1.618	1.830	1.952	2.038	2.105	2.311	2.519
25 M	1.172	1.432	1.626	1.739	1.818	1.880	2.071	2.266
30 M	1.053	1.293	1.473	1.578	1.653	1.711	1.892	2.077
1 H	0.648	0.777	0.881	0.945	0.991	1.028	1.148	1.278
2 H	0.399	0.484	0.552	0.594	0.625	0.650	0.731	0.819
4 H	0.239	0.292	0.335	0.362	0.382	0.398	0.450	0.507
6 H	0.176	0.214	0.246	0.266	0.280	0.292	0.331	0.373
8 H	0.140	0.172	0.197	0.213	0.225	0.234	0.265	0.299
10 H	0.118	0.144	0.165	0.179	0.189	0.196	0.222	0.251
12 H	0.102	0.125	0.143	0.155	0.163	0.170	0.192	0.217
14 H	0.091	0.110	0.127	0.137	0.144	0.150	0.170	0.191
24 H	0.059	0.072	0.082	0.089	0.093	0.097	0.110	0.123

DRENAGEM URBANA

POSTO
ENCROUZILHADA

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RS 30 GR 33 MIN 52 GR 31 MIN

P (MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	10.4	11.7	12.7	13.4	13.8	14.1	15.3	16.4
10 M	15.9	18.2	19.9	21.0	21.8	22.4	24.3	26.3
15 M	19.7	23.0	25.4	26.9	28.0	28.8	31.4	34.1
20 M	22.6	26.4	29.3	31.1	32.4	33.4	36.5	39.9
25 M	24.9	29.2	32.6	34.7	36.1	37.3	41.0	44.9
30 M	26.9	31.7	35.5	37.8	39.5	40.8	45.0	49.4
1 H	34.9	41.9	47.5	50.9	53.4	55.4	61.9	68.9
2 H	43.0	52.8	60.3	64.9	68.3	71.0	79.9	89.5
4 H	53.4	65.2	74.8	80.8	85.2	88.8	100.4	113.1
6 H	59.9	73.1	84.0	90.8	95.8	99.8	112.9	127.3
8 H	65.0	79.5	91.4	98.8	104.3	108.6	123.1	138.9
10 H	69.4	84.8	97.4	105.3	111.1	115.8	131.0	147.8
12 H	73.3	89.5	102.8	111.1	117.2	122.1	138.1	155.7
14 H	76.9	93.8	107.7	116.4	122.7	127.8	144.6	162.9
24 H	92.2	112.1	128.3	138.4	145.8	151.7	171.1	192.2

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.083	2.346	2.550	2.673	2.762	2.832	3.056	3.291
10 M	1.587	1.817	1.994	2.100	2.176	2.236	2.427	2.626
15 M	1.317	1.532	1.697	1.794	1.864	1.919	2.094	2.276
20 M	1.129	1.320	1.468	1.556	1.619	1.669	1.827	1.994
25 M	0.990	1.171	1.306	1.387	1.446	1.492	1.640	1.796
30 M	0.890	1.058	1.185	1.261	1.316	1.360	1.500	1.649
1 H	0.582	0.698	0.792	0.849	0.891	0.924	1.032	1.149
2 H	0.384	0.440	0.503	0.541	0.570	0.592	0.666	0.746
4 H	0.223	0.272	0.312	0.337	0.356	0.370	0.419	0.472
6 H	0.167	0.204	0.234	0.253	0.267	0.278	0.314	0.354
8 H	0.136	0.166	0.191	0.206	0.218	0.227	0.257	0.290
10 H	0.116	0.142	0.163	0.176	0.186	0.193	0.219	0.247
12 H	0.102	0.125	0.143	0.155	0.163	0.170	0.192	0.217
14 H	0.092	0.112	0.129	0.139	0.147	0.153	0.173	0.194
24 H	0.065	0.078	0.090	0.097	0.102	0.106	0.119	0.134

POSTO
FERNANDO DE NORONHA

ESTADO
FN

LATITUDE
3 GR 50 MIN

LONGITUDE
32 GR 25 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

PERIODO DE RETORNO (ANOS)

DURACAO	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	10.1	10.8	11.4	11.8	12.2	12.4	13.4	14.4
10 M	15.8	17.4	18.8	19.7	20.4	20.9	22.6	24.5
15 M	20.1	23.0	25.2	26.6	27.6	28.4	30.7	33.6
20 M	23.4	27.2	30.1	31.9	33.2	34.2	37.5	40.9
25 M	26.2	31.0	34.7	36.9	38.5	39.7	43.7	47.9
30 M	28.7	34.5	39.0	41.7	43.6	45.0	49.7	54.6
1 H	37.2	45.5	52.0	56.0	58.8	61.1	68.3	76.0
2 H	46.3	57.2	65.9	71.2	75.0	78.1	87.9	98.5
4 H	56.5	70.3	81.4	88.2	93.2	97.2	110.0	123.9
6 H	65.1	78.6	91.1	98.7	104.3	108.8	123.3	138.9
8 H	70.3	85.1	98.7	107.1	113.2	118.0	133.9	151.0
10 H	72.6	90.5	104.9	113.7	120.2	125.3	142.1	160.1
12 H	76.5	95.2	110.3	119.6	126.4	131.8	149.3	168.2
14 H	80.0	99.0	115.3	124.9	132.0	137.6	155.8	175.5
24 H	94.7	117.4	135.6	146.7	154.8	161.2	182.1	204.5

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

PERIODO DE RETORNO (ANOS)

DURACAO	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.028	2.153	2.280	2.366	2.433	2.488	2.674	2.886
10 M	1.582	1.744	1.883	1.972	2.037	2.090	2.263	2.453
15 M	1.343	1.531	1.681	1.772	1.838	1.891	2.060	2.240
20 M	1.169	1.359	1.508	1.597	1.662	1.712	1.875	2.047
25 M	1.048	1.240	1.388	1.477	1.540	1.590	1.750	1.916
30 M	0.956	1.151	1.301	1.389	1.452	1.502	1.659	1.822
1 H	0.620	0.759	0.868	0.934	0.981	1.019	1.139	1.267
2 H	0.386	0.477	0.550	0.594	0.626	0.651	0.733	0.821
4 H	0.236	0.293	0.340	0.368	0.389	0.405	0.459	0.517
6 H	0.176	0.219	0.253	0.275	0.290	0.303	0.343	0.386
8 H	0.143	0.178	0.206	0.224	0.236	0.246	0.279	0.315
10 H	0.122	0.151	0.175	0.190	0.201	0.209	0.237	0.267
12 H	0.107	0.133	0.154	0.167	0.176	0.184	0.208	0.234
14 H	0.096	0.119	0.138	0.149	0.158	0.164	0.186	0.209
24 H	0.066	0.082	0.095	0.102	0.108	0.112	0.127	0.143

DRENAGEM URBANA

POSTO
FLORIANOPOLIS

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
SC 27 GR 35 MIN 48 GR 33 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	9.2	9.9	10.6	11.0	11.4	11.6	12.5	13.5
10 M	15.7	17.8	19.5	20.5	21.3	21.8	23.7	25.7
15 M	21.0	25.0	27.9	29.6	30.8	31.7	34.7	37.7
20 M	25.1	30.4	34.3	36.6	38.2	39.4	43.3	47.2
25 M	28.7	35.3	40.3	43.1	45.1	46.7	51.5	56.3
30 M	31.9	40.0	46.0	49.4	51.8	53.7	59.5	65.3
1 H	43.4	55.3	64.3	69.0	73.4	76.4	85.6	95.1
2 H	55.8	71.7	84.0	91.3	96.6	100.7	113.6	127.1
4 H	69.0	89.3	105.3	114.8	121.7	127.1	144.3	162.3
6 H	77.0	99.8	117.7	128.4	136.2	142.2	161.6	181.9
8 H	83.0	107.0	127.0	138.7	147.1	153.6	174.7	196.8
10 H	87.7	113.7	134.1	146.4	155.2	162.1	184.3	207.4
12 H	91.7	118.8	140.1	152.9	162.0	169.3	192.3	216.4
14 H	95.2	123.3	145.3	158.5	168.0	175.4	199.2	224.0
24 H	108.5	139.9	164.4	179.1	189.6	197.8	223.9	251.2

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	1.835	1.987	2.122	2.210	2.276	2.329	2.507	2.704
10 M	1.566	1.761	1.950	2.053	2.127	2.185	2.372	2.568
15 M	1.403	1.665	1.860	1.973	2.054	2.116	2.312	2.511
20 M	1.257	1.520	1.716	1.829	1.909	1.971	2.164	2.360
25 M	1.149	1.415	1.612	1.726	1.806	1.868	2.060	2.254
30 M	1.065	1.334	1.533	1.648	1.729	1.791	1.983	2.176
1 H	0.724	0.922	1.073	1.161	1.224	1.274	1.428	1.586
2 H	0.465	0.598	0.700	0.761	0.805	0.839	0.948	1.060
4 H	0.288	0.373	0.439	0.479	0.507	0.530	0.602	0.677
6 H	0.214	0.278	0.327	0.357	0.379	0.396	0.449	0.506
8 H	0.173	0.225	0.265	0.289	0.307	0.321	0.364	0.410
10 H	0.147	0.190	0.224	0.244	0.259	0.271	0.306	0.346
12 H	0.128	0.166	0.195	0.213	0.226	0.236	0.268	0.301
14 H	0.114	0.147	0.173	0.189	0.200	0.209	0.238	0.267
24 H	0.076	0.096	0.115	0.125	0.132	0.138	0.150	0.175

FORMOSA POSTO ESTADO LATITUDE LONGITUDE
GO 15 GR 32 MIN 47 GR 18 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	13.0	15.0	16.4	17.3	17.9	18.3	19.8	21.3
10 M	19.6	22.7	25.0	26.3	27.3	28.1	30.5	33.0
15 M	24.1	28.0	31.0	32.8	34.1	35.1	38.3	41.6
20 M	27.5	32.2	35.8	37.7	39.5	40.7	44.5	48.6
25 M	30.3	35.6	39.7	42.2	44.0	45.4	49.9	54.7
30 M	32.7	38.6	43.2	46.0	48.0	49.6	54.8	60.2
1 H	41.3	48.6	54.0	58.4	61.1	63.4	70.7	78.7
2 H	51.2	60.7	68.8	73.6	77.5	80.5	90.4	101.4
4 H	61.8	73.9	84.2	90.6	95.4	99.3	112.1	126.4
6 H	68.5	82.0	93.3	100.5	105.9	110.2	124.6	140.6
8 H	73.5	88.1	100.4	108.2	114.0	118.7	134.3	151.6
10 H	77.7	93.0	106.0	114.1	120.2	125.1	141.5	159.7
12 H	81.2	97.2	110.7	119.2	125.6	130.7	147.7	166.6
14 H	84.4	101.0	114.9	123.8	130.3	135.6	153.2	172.7
24 H	97.2	115.9	131.5	141.3	148.7	154.6	174.1	195.8

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.608	2.995	3.284	3.454	3.574	3.668	3.963	4.266
10 M	1.961	2.266	2.498	2.634	2.732	2.808	3.049	3.299
15 M	1.607	1.869	2.070	2.189	2.275	2.342	2.555	2.777
20 M	1.377	1.609	1.789	1.896	1.973	2.034	2.228	2.431
25 M	1.214	1.426	1.591	1.689	1.761	1.817	1.998	2.188
30 M	1.091	1.287	1.442	1.534	1.602	1.655	1.826	2.006
1 H	0.689	0.810	0.911	0.973	1.019	1.056	1.179	1.312
2 H	0.427	0.507	0.573	0.615	0.646	0.671	0.754	0.846
4 H	0.258	0.309	0.351	0.378	0.398	0.414	0.468	0.527
6 H	0.191	0.228	0.260	0.280	0.295	0.307	0.347	0.391
8 H	0.154	0.184	0.210	0.226	0.238	0.248	0.280	0.316
10 H	0.130	0.156	0.177	0.191	0.201	0.209	0.236	0.267
12 H	0.113	0.136	0.154	0.166	0.175	0.182	0.206	0.232
14 H	0.101	0.121	0.137	0.148	0.156	0.162	0.183	0.206
24 H	0.068	0.081	0.092	0.099	0.104	0.108	0.121	0.136

DRENAGEM URBANA

POSTO
FORTALEZA

ESTADO
CE

LATITUDE
3 GR 43 MIN

LONGITUDE
38 GR 31 MIN

P (MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	10.9	19.1	26.7	21.7	22.4	23.0	24.8	26.8
10 M	25.5	28.8	31.5	33.1	34.3	35.2	38.2	41.4
15 M	31.3	35.7	39.1	41.3	42.8	44.0	48.0	52.2
20 M	30.0	41.5	45.9	48.5	50.5	52.0	56.9	62.1
25 M	39.9	46.0	51.8	55.0	57.3	59.1	65.0	71.2
30 M	43.3	51.2	57.3	61.0	63.7	65.8	72.6	79.7
1 H	55.8	67.0	75.9	81.4	85.4	88.6	99.0	110.2
2 H	68.7	83.2	95.0	102.3	107.7	111.9	125.9	141.1
4 H	82.2	100.2	115.1	124.3	131.1	136.5	154.4	174.0
6 H	90.1	110.0	126.4	136.6	144.1	150.1	169.9	191.6
8 H	95.9	117.3	134.8	145.7	153.8	160.2	181.5	204.8
10 H	100.5	122.7	141.0	152.4	160.8	167.5	189.7	213.9
12 H	104.2	127.3	146.2	157.9	166.6	173.5	196.4	221.4
14 H	107.5	131.2	150.0	162.7	171.6	178.7	202.1	227.7
24 H	119.5	145.2	166.3	179.3	188.9	195.6	221.7	249.1

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	3.388	3.815	4.148	4.347	4.492	4.605	4.970	5.353
10 M	2.545	2.885	3.152	3.313	3.430	3.523	3.820	4.135
15 M	2.085	2.377	2.610	2.751	2.854	2.935	3.199	3.479
20 M	1.799	2.076	2.295	2.427	2.524	2.600	2.845	3.106
25 M	1.597	1.864	2.074	2.201	2.293	2.366	2.600	2.848
30 M	1.445	1.706	1.910	2.033	2.122	2.193	2.419	2.658
1 H	0.931	1.117	1.266	1.357	1.424	1.477	1.650	1.836
2 H	0.573	0.694	0.792	0.853	0.898	0.933	1.050	1.176
4 H	0.343	0.418	0.480	0.518	0.547	0.569	0.644	0.726
6 H	0.251	0.300	0.352	0.380	0.401	0.418	0.473	0.533
8 H	0.200	0.245	0.281	0.304	0.321	0.334	0.379	0.427
10 H	0.168	0.205	0.236	0.255	0.269	0.280	0.317	0.357
12 H	0.145	0.177	0.204	0.220	0.232	0.242	0.273	0.308
14 H	0.128	0.157	0.180	0.194	0.205	0.213	0.241	0.272
24 H	0.083	0.101	0.116	0.125	0.132	0.137	0.154	0.174

POSTO
GUIANIA

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
GO 16 GR 40 MIN 49 GR 15 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	14.4	16.6	18.2	19.1	19.8	20.3	22.0	23.6
10 M	21.7	25.1	27.7	29.2	30.3	31.1	33.8	36.5
15 M	26.7	31.0	34.4	36.3	37.8	38.9	42.4	46.1
20 M	30.4	35.6	39.6	41.9	43.6	45.0	49.3	53.8
25 M	35.5	39.4	43.9	46.7	48.6	50.2	55.2	60.4
30 M	36.1	42.7	47.8	50.8	53.1	54.8	60.5	66.5
1 H	47.6	58.3	66.7	71.7	75.4	78.3	87.6	97.4
2 H	58.7	72.5	83.5	90.2	95.1	98.9	111.4	124.8
4 H	70.2	87.4	101.2	109.7	115.9	120.8	136.8	154.1
6 H	77.1	96.0	111.5	120.7	127.5	133.0	150.7	169.8
8 H	82.2	102.4	118.8	128.8	136.2	142.0	161.0	181.6
10 H	86.1	107.3	124.4	134.8	142.5	148.6	168.4	189.8
12 H	89.4	111.3	129.0	139.8	147.7	154.0	174.5	196.6
14 H	92.3	114.8	133.0	144.1	152.2	158.7	179.7	202.4
24 H	102.9	127.6	147.3	159.4	168.2	175.2	197.8	222.2

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.891	3.320	3.641	3.829	3.962	4.066	4.393	4.729
10 M	2.172	2.510	2.767	2.918	3.025	3.110	3.377	3.654
15 M	1.779	2.069	2.291	2.423	2.518	2.592	2.828	3.074
20 M	1.523	1.780	1.979	2.098	2.183	2.250	2.464	2.689
25 M	1.342	1.576	1.758	1.868	1.947	2.009	2.208	2.418
30 M	1.205	1.422	1.593	1.695	1.770	1.828	2.017	2.217
1 H	0.794	0.972	1.112	1.196	1.257	1.305	1.460	1.624
2 H	0.490	0.605	0.696	0.752	0.793	0.825	0.929	1.040
4 H	0.293	0.365	0.422	0.458	0.483	0.504	0.571	0.642
6 H	0.215	0.267	0.310	0.336	0.355	0.370	0.419	0.472
8 H	0.172	0.214	0.246	0.269	0.284	0.296	0.336	0.379
10 H	0.144	0.179	0.208	0.225	0.238	0.248	0.281	0.317
12 H	0.125	0.155	0.180	0.195	0.206	0.214	0.243	0.274
14 H	0.110	0.137	0.159	0.172	0.182	0.189	0.214	0.241
24 H	0.072	0.089	0.103	0.111	0.117	0.122	0.138	0.155

DRENAGEM URBANA

POSTO
GUARAMIRANGA

ESTADO
CE

LATITUDE
4 GR 17 MIN

LONGITUDE
39 GR 0 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	9.9	10.7	11.5	11.9	12.3	12.6	13.5	14.6
10 M	15.3	17.0	18.4	19.3	20.0	20.5	22.2	24.0
15 M	19.2	21.9	24.1	25.4	26.3	27.1	29.5	32.1
20 M	22.1	25.5	28.2	29.9	31.0	32.0	35.0	38.2
25 M	24.6	28.7	31.9	33.9	35.3	36.4	40.0	43.8
30 M	26.7	31.5	35.3	37.6	39.2	40.5	44.7	49.1
1 H	34.5	41.5	47.0	50.4	52.9	54.9	61.3	68.2
2 H	42.9	51.9	59.3	63.8	67.2	69.8	78.6	88.0
4 H	52.0	63.4	72.8	78.7	83.0	86.4	97.7	110.1
6 H	57.7	70.5	81.0	87.5	92.4	96.2	108.9	122.8
8 H	62.2	76.0	87.4	94.5	99.7	103.9	117.7	132.8
10 H	65.9	80.5	92.5	99.9	105.4	109.8	124.3	140.2
12 H	69.1	84.3	96.9	104.6	110.4	115.0	130.1	146.7
14 H	72.0	87.8	100.8	108.9	114.8	119.6	135.3	152.4
24 H	83.7	101.7	116.5	125.6	132.3	137.7	155.3	174.5

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	1.983	2.146	2.293	2.388	2.459	2.517	2.709	2.921
10 M	1.527	1.699	1.841	1.930	1.995	2.048	2.219	2.404
15 M	1.281	1.461	1.604	1.691	1.754	1.804	1.966	2.138
20 M	1.107	1.277	1.412	1.493	1.552	1.599	1.750	1.911
25 M	0.983	1.148	1.277	1.355	1.412	1.457	1.601	1.754
30 M	0.891	1.051	1.177	1.253	1.308	1.351	1.491	1.638
1 H	0.570	0.691	0.784	0.840	0.882	0.915	1.022	1.137
2 H	0.358	0.433	0.495	0.533	0.560	0.583	0.655	0.734
4 H	0.217	0.265	0.304	0.328	0.346	0.361	0.408	0.459
6 H	0.161	0.190	0.226	0.244	0.257	0.268	0.303	0.342
8 H	0.130	0.159	0.183	0.197	0.208	0.217	0.246	0.277
10 H	0.110	0.135	0.155	0.167	0.176	0.184	0.208	0.234
12 H	0.096	0.118	0.135	0.146	0.154	0.160	0.181	0.204
14 H	0.086	0.105	0.120	0.130	0.137	0.143	0.162	0.182
24 H	0.059	0.071	0.081	0.088	0.092	0.096	0.108	0.122

POSTO
IPANEMA

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RJ 22 GR 58 MIN 43 GR 15 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	9.7	10.5	11.2	11.7	12.0	12.3	13.3	14.3
10 M	16.0	16.8	20.6	21.7	22.5	23.1	25.1	27.1
15 M	22.2	26.4	29.5	31.3	32.5	33.5	36.6	39.6
20 M	26.1	31.1	34.9	37.1	38.7	39.9	43.8	47.7
25 M	29.3	35.2	39.6	42.2	44.0	45.5	50.1	54.8
30 M	32.1	38.7	43.7	46.7	48.8	50.5	55.8	61.2
1 H	45.6	58.1	67.6	73.2	77.2	80.3	90.1	100.0
2 H	58.3	75.0	87.9	95.5	101.0	105.3	118.9	133.0
4 H	71.0	92.6	109.2	119.1	126.2	131.8	149.6	168.5
6 H	79.3	102.7	121.1	132.2	140.1	146.4	166.3	187.2
8 H	84.8	110.0	129.8	141.7	150.2	157.0	178.5	201.0
10 H	89.0	115.4	136.1	148.5	157.5	164.5	186.9	210.5
12 H	92.5	119.8	141.2	154.0	163.3	170.6	193.8	218.0
14 H	95.4	123.4	145.5	158.7	168.2	175.6	199.4	224.5
24 H	105.4	135.9	159.8	174.0	184.2	192.2	217.6	244.1

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	1.941	2.101	2.244	2.337	2.407	2.464	2.652	2.859
10 M	1.655	1.882	2.061	2.169	2.247	2.309	2.506	2.714
15 M	1.482	1.758	1.964	2.084	2.169	2.235	2.442	2.652
20 M	1.306	1.557	1.746	1.857	1.935	1.997	2.190	2.388
25 M	1.175	1.407	1.584	1.688	1.762	1.820	2.003	2.193
30 M	1.072	1.290	1.458	1.557	1.627	1.683	1.859	2.042
1 H	0.761	0.969	1.128	1.221	1.287	1.339	1.501	1.668
2 H	0.487	0.625	0.733	0.797	0.842	0.878	0.991	1.109
4 H	0.299	0.386	0.455	0.497	0.526	0.550	0.624	0.702
6 H	0.221	0.286	0.337	0.368	0.390	0.407	0.462	0.520
8 H	0.177	0.230	0.271	0.296	0.313	0.328	0.372	0.419
10 H	0.149	0.193	0.227	0.248	0.263	0.275	0.312	0.351
12 H	0.129	0.167	0.197	0.214	0.227	0.237	0.270	0.303
14 H	0.114	0.147	0.174	0.189	0.201	0.210	0.238	0.268
24 H	0.074	0.095	0.111	0.121	0.128	0.134	0.152	0.170

DRENAGEM URBANA

IRAI POSTO ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RS 27 GR 11 MIN 53 GR 17 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	13.0	15.0	16.4	17.3	17.9	18.3	19.8	21.3
10 M	19.6	22.7	25.0	26.3	27.3	28.1	30.5	33.0
15 M	24.1	28.0	31.0	32.8	34.1	35.1	38.3	41.6
20 M	27.1	31.3	34.6	36.6	38.0	39.1	42.8	46.7
25 M	29.4	33.6	37.1	39.2	40.8	42.1	46.1	50.6
30 M	31.2	35.4	39.0	41.2	42.9	44.2	48.7	53.6
1 H	42.3	50.7	57.5	61.7	64.7	67.1	75.0	83.4
2 H	52.4	63.4	72.4	78.0	82.0	85.3	95.9	107.5
4 H	65.3	77.2	88.6	95.7	101.0	105.2	118.9	134.0
6 H	70.1	85.6	98.3	106.2	112.1	116.7	132.1	149.0
8 H	75.3	92.0	105.8	114.3	120.7	125.7	142.4	160.7
10 H	79.5	97.1	111.0	120.6	127.2	132.6	150.1	169.3
12 H	83.2	101.5	116.6	126.0	132.9	138.4	156.6	176.6
14 H	86.4	105.4	121.1	130.8	137.9	143.6	162.5	183.1
24 H	99.5	121.0	138.5	149.3	157.3	163.7	184.7	207.5

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.608	2.995	3.284	3.454	3.574	3.668	3.963	4.266
10 M	1.961	2.266	2.498	2.634	2.732	2.808	3.049	3.299
15 M	1.607	1.869	2.070	2.189	2.275	2.342	2.555	2.777
20 M	1.356	1.565	1.729	1.826	1.901	1.958	2.142	2.337
25 M	1.177	1.347	1.485	1.570	1.633	1.683	1.847	2.023
30 M	1.041	1.181	1.300	1.375	1.430	1.475	1.623	1.786
1 H	0.705	0.846	0.959	1.028	1.079	1.119	1.250	1.391
2 H	0.437	0.529	0.604	0.650	0.684	0.711	0.800	0.896
4 H	0.264	0.322	0.370	0.399	0.421	0.439	0.496	0.559
6 H	0.175	0.238	0.274	0.296	0.312	0.325	0.368	0.414
8 H	0.157	0.192	0.221	0.239	0.252	0.262	0.297	0.335
10 H	0.133	0.162	0.186	0.201	0.213	0.221	0.251	0.283
12 H	0.116	0.141	0.162	0.175	0.185	0.193	0.218	0.246
14 H	0.103	0.126	0.145	0.156	0.165	0.171	0.194	0.218
24 H	0.070	0.085	0.097	0.104	0.110	0.114	0.129	0.145

POSTO
JACAREPAGUA

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RJ 22 GR 51 MIN 43 GR 15 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

PERIODO DE RETORNO (ANOS)

DURACAO	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	12.7	13.5	14.3	14.8	15.3	15.6	16.8	18.1
10 M	20.1	22.4	24.3	25.5	26.4	27.0	29.3	31.8
15 M	25.8	30.0	33.2	35.1	36.5	37.6	41.0	44.6
20 M	29.7	34.9	38.9	41.3	43.0	44.4	48.6	53.1
25 M	32.9	39.2	44.0	46.8	48.9	50.5	55.5	60.8
30 M	35.8	43.1	48.6	51.9	54.3	56.2	62.0	68.1
1 H	40.1	50.4	64.5	69.4	72.9	75.7	84.7	94.2
2 H	56.8	70.1	80.6	87.2	91.9	95.7	107.7	120.7
4 H	67.7	84.5	97.9	106.1	112.1	115.8	132.3	149.0
6 H	74.6	92.9	107.7	116.7	123.3	128.6	145.7	164.2
8 H	79.5	99.1	114.9	124.6	131.7	137.4	155.8	175.7
10 H	83.3	103.8	120.3	130.5	137.9	143.8	163.0	183.7
12 H	86.5	107.7	124.8	135.3	143.0	149.1	168.9	190.3
14 H	89.3	111.1	128.7	139.5	147.3	153.6	173.9	195.9
24 H	99.0	123.5	142.7	154.4	162.9	169.7	191.6	215.2

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

PERIODO DE RETORNO (ANOS)

DURACAO	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.546	2.702	2.861	2.970	3.054	3.122	3.357	3.622
10 M	2.007	2.237	2.429	2.548	2.635	2.705	2.932	3.177
15 M	1.720	2.000	2.215	2.343	2.434	2.506	2.734	2.972
20 M	1.484	1.747	1.948	2.067	2.153	2.220	2.432	2.654
25 M	1.317	1.569	1.761	1.875	1.956	2.020	2.223	2.434
30 M	1.192	1.436	1.622	1.732	1.811	1.872	2.068	2.272
1 H	0.768	0.940	1.075	1.157	1.216	1.262	1.411	1.570
2 H	0.473	0.585	0.673	0.727	0.767	0.798	0.898	1.006
4 H	0.284	0.353	0.408	0.443	0.467	0.487	0.552	0.621
6 H	0.208	0.259	0.300	0.325	0.343	0.358	0.405	0.457
8 H	0.166	0.207	0.240	0.260	0.275	0.287	0.325	0.367
10 H	0.139	0.173	0.201	0.218	0.230	0.240	0.272	0.307
12 H	0.121	0.150	0.174	0.186	0.199	0.208	0.235	0.265
14 H	0.107	0.133	0.154	0.167	0.176	0.183	0.208	0.234
24 H	0.070	0.086	0.100	0.108	0.114	0.118	0.134	0.150

DRENAGEM URBANA

POSTO
JACAREZINHÓ

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
PR 23 GR 9 MIN 50 GR 1 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA								
DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	11.0	11.6	12.3	12.8	13.2	13.5	14.5	15.6
10 M	17.3	19.3	21.0	22.0	22.7	23.3	25.3	27.4
15 M	22.3	25.9	28.7	30.3	31.5	32.5	35.4	38.5
20 M	25.6	30.2	33.6	35.7	37.2	38.3	42.0	45.8
25 M	28.4	33.9	38.0	40.5	42.2	43.6	48.0	52.5
30 M	30.9	37.2	42.0	44.9	46.9	48.5	53.6	58.9
1 H	36.9	46.7	53.0	56.8	59.6	61.8	69.1	76.9
2 H	48.1	58.3	66.5	71.6	75.4	78.3	88.1	98.7
4 H	57.8	70.5	81.0	87.5	92.5	96.1	108.7	122.5
6 H	63.7	77.8	89.4	96.6	101.9	106.2	120.2	135.5
8 H	68.1	83.3	95.8	103.5	109.2	113.8	128.9	145.5
10 H	71.7	87.6	100.6	108.7	114.7	119.5	135.3	152.6
12 H	74.7	91.2	104.7	113.1	119.4	124.3	140.7	158.6
14 H	77.3	94.3	108.3	117.0	123.4	128.5	145.4	163.8
24 H	87.5	106.4	121.8	131.4	138.4	144.0	162.4	182.5

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA								
DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.197	2.331	2.469	2.563	2.635	2.694	2.897	3.125
10 M	1.732	1.931	2.097	2.199	2.275	2.335	2.531	2.743
15 M	1.485	1.727	1.913	2.023	2.102	2.164	2.361	2.566
20 M	1.262	1.509	1.683	1.786	1.859	1.917	2.101	2.292
25 M	1.136	1.355	1.521	1.620	1.690	1.745	1.920	2.103
30 M	1.031	1.241	1.401	1.497	1.565	1.618	1.787	1.963
1 H	0.649	0.779	0.884	0.947	0.994	1.031	1.152	1.282
2 H	0.401	0.486	0.555	0.597	0.628	0.653	0.735	0.823
4 H	0.241	0.294	0.338	0.365	0.385	0.401	0.453	0.511
6 H	0.177	0.217	0.249	0.269	0.284	0.295	0.334	0.377
8 H	0.142	0.174	0.200	0.216	0.228	0.238	0.269	0.304
10 H	0.120	0.146	0.168	0.182	0.192	0.200	0.226	0.255
12 H	0.104	0.127	0.146	0.158	0.166	0.173	0.196	0.221
14 H	0.093	0.113	0.129	0.140	0.147	0.153	0.174	0.195
24 H	0.061	0.074	0.085	0.092	0.097	0.101	0.113	0.127

POSTO
JARDIM BOTANICO

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RJ 22 GR 58 MIN 43 GR 14 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

PERIODO DE RETORNO (ANOS)

DURACAO	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	10.6	11.2	11.9	12.4	12.7	13.0	14.0	15.1
10 M	18.1	20.2	21.9	23.0	23.8	24.4	26.4	28.6
15 M	24.3	28.3	31.3	33.1	34.4	35.4	38.6	42.0
20 M	28.8	33.9	37.8	40.1	41.8	43.1	47.2	51.5
25 M	32.6	38.9	43.6	46.5	48.5	50.1	55.1	60.3
30 M	36.0	43.4	49.0	52.4	54.7	56.6	62.5	68.7
1 H	49.0	60.0	68.6	73.8	77.6	80.5	90.1	100.2
2 H	63.0	77.8	89.6	96.8	102.1	106.2	119.6	134.0
4 H	78.0	7.1	112.5	121.9	128.8	134.2	152.0	171.2
6 H	87.2	108.6	125.9	136.5	144.2	150.4	170.4	192.0
8 H	94.1	117.3	136.0	147.5	155.9	162.6	184.4	207.9
10 H	99.5	124.0	143.7	155.8	164.7	171.7	194.7	219.4
12 H	104.1	129.7	150.2	162.8	172.1	179.4	203.3	229.0
14 H	108.2	134.6	155.9	169.0	178.5	185.1	210.7	237.3
24 H	123.7	153.3	177.1	191.6	202.2	210.6	237.8	267.1

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

PERIODO DE RETORNO (ANOS)

DURACAO	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.120	2.250	2.382	2.473	2.543	2.600	2.795	3.016
10 M	1.809	2.017	2.190	2.297	2.376	2.439	2.644	2.865
15 M	1.621	1.886	2.088	2.208	2.295	2.362	2.577	2.801
20 M	1.441	1.696	1.891	2.007	2.090	2.155	2.361	2.576
25 M	1.307	1.556	1.746	1.859	1.940	2.003	2.204	2.414
30 M	1.202	1.447	1.635	1.746	1.825	1.888	2.085	2.290
1 H	0.817	1.000	1.144	1.231	1.293	1.343	1.502	1.670
2 H	0.526	0.649	0.748	0.807	0.851	0.886	0.997	1.117
4 H	0.326	0.405	0.469	0.508	0.537	0.560	0.634	0.714
6 H	0.243	0.302	0.350	0.380	0.401	0.418	0.474	0.534
8 H	0.196	0.245	0.284	0.308	0.325	0.339	0.385	0.434
10 H	0.166	0.207	0.240	0.260	0.275	0.287	0.325	0.366
12 H	0.145	0.181	0.209	0.227	0.239	0.250	0.283	0.319
14 H	0.129	0.161	0.186	0.202	0.213	0.222	0.251	0.283
24 H	0.086	0.107	0.123	0.134	0.141	0.147	0.166	0.186

DRENAGEM URBANA

POSTO
JUARETE

ESTADO
AM

LATITUDE
0 GR 18 MIN

LONGITUDE
68 GR 54 MIN

P (MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	17.4	19.0	21.3	22.3	23.1	23.7	25.5	27.5
10 M	25.9	29.0	31.6	33.1	34.3	35.2	38.1	41.3
15 M	31.4	35.1	38.2	40.1	41.6	42.7	46.5	50.6
20 M	35.8	40.3	44.0	46.3	48.0	49.4	54.0	59.0
25 M	39.4	44.5	48.8	51.5	53.5	55.2	60.5	66.3
30 M	42.5	48.2	53.1	56.1	58.4	60.2	66.3	72.9
1 H	54.7	63.1	70.4	74.9	78.4	81.2	90.4	100.8
2 H	67.4	78.5	88.0	94.2	98.8	102.5	115.0	129.0
4 H	80.6	94.5	106.6	114.4	120.3	125.0	141.1	159.1
6 H	86.4	103.7	117.1	125.7	132.2	137.5	155.2	175.2
8 H	94.1	110.5	124.9	134.1	141.1	146.7	165.7	187.2
10 H	98.5	115.7	130.6	140.2	147.5	153.4	173.2	195.6
12 H	102.2	119.9	135.4	145.3	152.8	158.9	179.3	202.4
14 H	105.4	123.6	139.4	149.6	157.3	163.5	184.5	208.1
24 H	117.1	136.6	153.9	164.9	173.1	179.8	202.3	227.6

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	3.482	3.921	4.263	4.468	4.616	4.733	5.108	5.501
10 M	2.586	2.901	3.156	3.312	3.426	3.517	3.811	4.126
15 M	2.093	2.340	2.547	2.676	2.772	2.848	3.099	3.373
20 M	1.792	2.014	2.200	2.316	2.403	2.472	2.700	2.950
25 M	1.578	1.782	1.954	2.062	2.142	2.207	2.420	2.653
30 M	1.417	1.608	1.770	1.872	1.947	2.008	2.210	2.432
1 H	0.913	1.053	1.173	1.250	1.307	1.353	1.508	1.680
2 H	0.562	0.654	0.734	0.785	0.824	0.855	0.959	1.076
4 H	0.336	0.35	0.445	0.477	0.502	0.521	0.588	0.664
6 H	0.246	0.26	0.326	0.350	0.368	0.382	0.432	0.487
8 H	0.196	0.231	0.261	0.280	0.294	0.306	0.346	0.391
10 H	0.165	0.193	0.218	0.234	0.246	0.256	0.289	0.326
12 H	0.142	0.167	0.188	0.202	0.213	0.221	0.250	0.282
14 H	0.126	0.148	0.166	0.179	0.188	0.195	0.220	0.248
24 H	0.082	0.095	0.107	0.115	0.121	0.125	0.141	0.159

POSTO
JUADE PESSUA

ESTADO
PB

LATITUDE
7 GR 6 MIN

LONGITUDE
34 GR 52 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	9.4	10.4	11.2	11.7	12.1	12.4	13.3	14.4
10 M	15.3	17.0	18.5	19.3	20.0	20.5	22.2	24.1
15 M	19.7	22.0	24.0	25.2	26.1	26.8	29.2	31.8
20 M	23.4	26.4	29.0	30.5	31.7	32.6	35.7	39.0
25 M	26.5	30.3	33.4	35.4	36.8	37.9	41.6	45.6
30 M	29.3	33.9	37.6	39.9	41.6	42.9	47.3	52.0
1 H	40.8	49.0	55.5	59.6	62.5	64.8	72.4	80.6
2 H	52.7	63.6	72.9	78.5	82.6	85.8	96.5	108.2
4 H	65.7	80.2	92.1	99.5	104.9	109.3	123.6	139.3
6 H	73.9	90.3	103.7	112.1	118.3	123.2	139.5	157.3
8 H	80.2	98.1	112.7	121.9	128.6	134.0	151.8	171.3
10 H	85.4	104.3	115.8	129.5	136.6	142.3	161.1	181.7
12 H	89.8	109.6	125.9	136.0	143.5	149.5	169.2	190.7
14 H	93.8	114.4	131.3	141.9	149.6	155.8	176.3	198.6
24 H	109.6	133.5	152.6	164.5	173.3	180.4	203.4	228.6

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	1.884	2.080	2.241	2.342	2.416	2.475	2.667	2.874
10 M	1.534	1.704	1.846	1.934	1.999	2.051	2.221	2.406
15 M	1.314	1.469	1.599	1.680	1.740	1.788	1.946	2.117
20 M	1.168	1.322	1.449	1.527	1.586	1.632	1.784	1.948
25 M	1.060	1.213	1.338	1.416	1.473	1.518	1.666	1.826
30 M	0.976	1.129	1.254	1.330	1.386	1.431	1.576	1.733
1 H	0.681	0.817	0.926	0.993	1.042	1.081	1.207	1.344
2 H	0.440	0.532	0.608	0.654	0.689	0.716	0.805	0.902
4 H	0.274	0.332	0.384	0.415	0.438	0.456	0.515	0.581
6 H	0.206	0.251	0.289	0.312	0.329	0.343	0.388	0.437
8 H	0.168	0.205	0.235	0.254	0.268	0.280	0.317	0.357
10 H	0.143	0.174	0.200	0.216	0.228	0.238	0.269	0.303
12 H	0.125	0.153	0.175	0.189	0.200	0.208	0.235	0.265
14 H	0.112	0.137	0.157	0.169	0.179	0.186	0.210	0.237
24 H	0.077	0.093	0.106	0.115	0.121	0.126	0.142	0.159

DRENAGEM URBANA

POSTO
KM 47 RODovia PRESIDENTE DUTRA

ESTADO
RJ

LATITUDE
GR MIN

LONGITUDE
GR MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	12.9	14.2	15.3	16.0	16.5	16.9	18.2	19.6
10 M	19.0	22.5	24.6	25.9	26.8	27.5	29.9	32.3
15 M	24.9	29.0	32.1	34.0	35.3	36.3	39.6	43.1
20 M	28.9	34.5	38.4	40.8	42.5	43.8	48.1	52.4
25 M	32.3	39.0	44.1	47.1	49.2	50.8	56.0	61.3
30 M	35.4	43.5	49.5	53.1	55.6	57.5	63.6	69.9
1 H	40.7	59.5	69.3	75.0	79.1	82.2	92.2	102.4
2 H	51.7	74.1	86.9	94.5	99.9	104.1	117.6	131.5
4 H	69.3	89.7	105.7	115.3	122.2	127.6	144.8	162.9
6 H	76.3	98.8	116.5	127.2	134.8	140.8	160.0	180.1
8 H	81.5	105.7	124.7	136.1	144.4	150.9	171.5	193.2
10 H	85.6	111.0	130.9	142.9	151.5	158.3	179.8	202.5
12 H	89.2	115.5	136.2	148.6	157.5	164.5	186.8	210.3
14 H	92.2	119.4	140.7	153.5	162.7	169.9	192.9	217.0
24 H	104.0	134.2	157.7	171.7	181.8	189.7	214.8	240.9

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.577	2.845	3.066	3.203	3.305	3.385	3.648	3.932
10 M	1.983	2.250	2.460	2.587	2.679	2.752	2.985	3.232
15 M	1.662	1.934	2.141	2.265	2.353	2.423	2.643	2.873
20 M	1.446	1.715	1.919	2.039	2.125	2.192	2.403	2.622
25 M	1.294	1.562	1.765	1.883	1.968	2.034	2.240	2.452
30 M	1.161	1.450	1.652	1.770	1.853	1.918	2.122	2.329
1 H	0.779	0.992	1.155	1.250	1.318	1.371	1.537	1.708
2 H	0.481	0.618	0.725	0.788	0.833	0.868	0.980	1.096
4 H	0.289	0.374	0.441	0.481	0.509	0.532	0.604	0.679
6 H	0.212	0.275	0.324	0.354	0.375	0.392	0.445	0.501
8 H	0.170	0.221	0.260	0.284	0.301	0.315	0.358	0.403
10 H	0.143	0.185	0.219	0.239	0.253	0.264	0.300	0.338
12 H	0.124	0.161	0.190	0.207	0.219	0.229	0.260	0.293
14 H	0.110	0.143	0.168	0.183	0.194	0.203	0.230	0.259
24 H	0.073	0.094	0.110	0.120	0.127	0.132	0.150	0.168

LINS POSTO ESTADO LATITUDE LONGITUDE
SP 21 GR 41 MIN 49 GR 45 MIN

P (MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

PERIODO DE RETORNO (ANOS)

DURACAO	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	8.8	9.7	10.4	10.9	11.2	11.5	12.4	13.4
10 M	13.3	15.0	16.3	17.1	17.7	18.2	19.7	21.3
15 M	16.6	18.9	20.8	21.9	22.7	23.4	25.4	27.7
20 M	19.1	22.0	24.4	25.8	26.8	27.6	30.2	33.0
25 M	21.2	24.7	27.5	29.2	30.4	31.4	34.5	37.8
30 M	23.0	27.2	30.5	32.4	33.8	35.0	38.6	42.4
1 H	29.1	34.2	38.5	41.1	43.1	44.7	49.8	55.5
2 H	36.1	42.9	48.5	52.1	54.7	56.8	63.8	71.6
4 H	45.7	52.3	59.5	64.1	67.5	70.2	79.3	89.4
6 H	48.5	58.1	66.1	71.2	75.0	78.1	88.3	99.6
8 H	52.2	62.5	71.3	76.8	80.9	84.2	95.3	107.6
10 H	55.2	66.1	75.3	81.1	85.5	89.0	100.6	113.5
12 H	57.8	69.2	78.8	84.9	89.4	93.0	105.1	118.6
14 H	60.2	72.0	81.9	88.2	92.9	96.7	109.2	123.1
24 H	69.7	83.1	94.3	101.4	106.7	110.9	124.9	140.4

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

PERIODO DE RETORNO (ANOS)

DURACAO	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	1.752	1.935	2.085	2.178	2.247	2.302	2.481	2.674
10 M	1.334	1.497	1.629	1.710	1.769	1.816	1.968	2.132
15 M	1.106	1.261	1.385	1.459	1.514	1.557	1.697	1.845
20 M	0.955	1.102	1.218	1.289	1.340	1.380	1.511	1.649
25 M	0.849	0.991	1.102	1.170	1.219	1.257	1.382	1.514
30 M	0.769	0.907	1.010	1.081	1.129	1.166	1.286	1.414
1 H	0.486	0.571	0.642	0.686	0.719	0.745	0.831	0.925
2 H	0.301	0.358	0.405	0.434	0.456	0.474	0.533	0.597
4 H	0.183	0.218	0.249	0.268	0.282	0.293	0.331	0.373
6 H	0.135	0.162	0.184	0.198	0.209	0.217	0.246	0.277
8 H	0.109	0.131	0.149	0.160	0.169	0.176	0.199	0.225
10 H	0.093	0.111	0.126	0.136	0.143	0.149	0.168	0.190
12 H	0.081	0.097	0.110	0.118	0.125	0.130	0.147	0.165
14 H	0.072	0.086	0.098	0.106	0.111	0.116	0.131	0.147
24 H	0.049	0.058	0.066	0.071	0.075	0.077	0.087	0.098

DRENAGEM URBANA

MACÉIO POSTO

ESTADO AL LATITUDE 9 GR 40 MIN LONGITUDE 35 GR 42 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	8.3	9.1	9.8	10.3	10.6	10.9	11.7	12.6
10 M	13.0	15.3	16.6	17.5	18.1	18.6	20.1	21.8
15 M	17.7	20.2	22.2	23.4	24.3	24.9	27.2	29.6
20 M	21.0	24.2	26.8	28.3	29.5	30.4	33.2	36.3
25 M	23.8	27.8	30.9	32.8	34.2	35.3	38.8	42.5
30 M	26.3	31.1	34.8	37.0	38.6	39.9	44.0	48.4
1 H	38.4	48.9	57.0	61.7	65.0	67.6	75.9	84.3
2 H	49.6	63.7	74.7	81.2	85.9	89.5	101.1	113.1
4 H	81.8	80.0	94.3	102.9	109.0	113.9	129.3	145.4
6 H	89.5	90.0	106.2	115.9	122.8	128.3	145.8	164.1
8 H	75.3	97.7	115.3	125.9	133.5	139.5	158.6	178.6
10 H	80.1	103.8	122.5	133.6	141.7	148.0	168.2	189.4
12 H	84.2	109.1	128.6	140.3	148.8	155.4	176.5	198.6
14 H	87.9	113.8	134.1	146.2	155.0	161.9	183.8	206.7
24 H	102.5	132.2	155.4	169.2	179.1	185.9	211.6	237.4

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	1.655	1.827	1.969	2.057	2.122	2.174	2.343	2.525
10 M	1.363	1.530	1.665	1.748	1.808	1.856	2.012	2.179
15 M	1.181	1.347	1.479	1.559	1.618	1.664	1.813	1.971
20 M	1.051	1.212	1.340	1.418	1.474	1.518	1.662	1.814
25 M	0.953	1.113	1.238	1.314	1.369	1.412	1.552	1.700
30 M	0.877	1.036	1.160	1.234	1.288	1.331	1.468	1.614
1 H	0.641	0.816	0.950	1.028	1.084	1.128	1.265	1.405
2 H	0.414	0.532	0.623	0.677	0.716	0.747	0.843	0.943
4 H	0.258	0.334	0.394	0.429	0.455	0.475	0.539	0.606
6 H	0.194	0.251	0.295	0.322	0.342	0.357	0.405	0.456
8 H	0.157	0.204	0.241	0.263	0.279	0.291	0.331	0.373
10 H	0.134	0.174	0.205	0.223	0.237	0.247	0.281	0.316
12 H	0.117	0.152	0.179	0.195	0.207	0.216	0.246	0.276
14 H	0.105	0.136	0.160	0.175	0.185	0.193	0.219	0.247
24 H	0.072	0.092	0.108	0.118	0.125	0.130	0.147	0.165

POSTO
MANAUS

ESTADO AM LATITUDE 3 GR 8 MIN LONGITUDE 60 GR 1 MIN

P (MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	15.5	17.5	19.0	19.9	20.6	21.1	22.8	24.5
10 M	23.0	25.9	28.1	29.5	30.5	31.3	34.0	36.8
15 M	28.0	31.3	34.0	35.8	37.0	38.1	41.4	45.1
20 M	31.9	35.9	39.2	41.3	42.8	44.0	48.1	52.6
25 M	35.1	39.7	43.5	45.9	47.7	49.1	53.9	59.1
30 M	37.9	43.0	47.3	50.0	52.0	53.7	59.0	65.0
1 H	49.9	58.7	66.0	70.5	73.9	76.5	85.4	95.1
2 H	61.4	72.9	82.5	88.5	93.0	96.6	108.5	121.6
4 H	75.2	87.6	99.6	107.5	113.0	117.5	132.8	149.7
6 H	80.1	95.9	109.3	117.7	123.9	129.0	145.8	164.5
8 H	85.1	102.0	116.3	125.3	132.0	137.4	155.5	175.5
10 H	89.0	106.6	121.4	130.8	137.8	143.4	162.2	183.0
12 H	92.2	110.4	125.7	135.3	142.5	148.3	167.6	189.1
14 H	94.9	113.6	129.2	139.1	146.5	152.5	172.2	194.2
24 H	104.7	124.8	141.6	152.2	160.1	166.4	187.5	210.8

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	3.104	3.495	3.800	3.983	4.115	4.220	4.553	4.904
10 M	2.305	2.586	2.813	2.952	3.054	3.135	3.397	3.677
15 M	1.865	2.086	2.270	2.385	2.470	2.538	2.762	3.006
20 M	1.597	1.794	1.960	2.064	2.141	2.203	2.406	2.629
25 M	1.406	1.588	1.741	1.837	1.909	1.966	2.156	2.364
30 M	1.263	1.433	1.577	1.668	1.735	1.789	1.969	2.166
1 H	0.832	0.979	1.100	1.175	1.231	1.276	1.424	1.585
2 H	0.512	0.608	0.688	0.738	0.775	0.805	0.904	1.014
4 H	0.305	0.365	0.416	0.447	0.471	0.490	0.554	0.624
6 H	0.223	0.267	0.304	0.327	0.345	0.359	0.406	0.458
8 H	0.178	0.213	0.243	0.262	0.276	0.287	0.324	0.366
10 H	0.149	0.178	0.203	0.219	0.230	0.240	0.271	0.306
12 H	0.129	0.154	0.175	0.188	0.198	0.207	0.233	0.263
14 H	0.114	0.136	0.154	0.166	0.175	0.182	0.206	0.232
24 H	0.073	0.087	0.099	0.106	0.112	0.116	0.131	0.147

DRENAGEM URBANA

POSTO
MIRANTE SANT'ANA

ESTADO
SP

LATITUDE
GR MIN

LONGITUDE
GR MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	11.2	12.2	13.0	13.5	13.9	14.3	15.4	16.6
10 M	17.7	20.2	22.1	23.3	24.1	24.8	26.9	29.1
15 M	22.8	27.1	30.2	32.1	33.4	34.4	37.6	40.8
20 M	26.1	31.1	34.8	37.1	38.6	39.9	43.7	47.7
25 M	28.7	34.4	38.7	41.3	43.1	44.5	49.0	53.6
30 M	31.0	37.3	42.1	45.0	47.0	48.6	53.7	59.0
1 H	38.2	44.9	50.5	53.9	56.5	58.6	65.3	72.7
2 H	47.2	56.1	63.5	68.1	71.6	74.3	83.5	93.6
4 H	56.9	68.1	77.5	83.5	87.9	91.5	103.3	116.5
6 H	62.9	75.4	85.8	92.4	97.4	101.3	114.6	129.3
8 H	67.5	80.9	92.2	99.3	104.7	109.0	123.2	139.2
10 H	71.2	85.2	97.1	104.6	110.2	114.7	129.7	146.4
12 H	74.3	89.0	101.3	109.1	114.9	119.6	135.2	152.5
14 H	77.2	92.3	105.0	113.1	119.1	123.9	140.0	157.8
24 H	86.3	105.2	119.4	128.3	135.0	140.3	158.1	177.8

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.250	2.436	2.602	2.710	2.791	2.856	3.074	3.315
10 M	1.775	2.018	2.210	2.326	2.410	2.476	2.687	2.910
15 M	1.522	1.806	2.017	2.140	2.227	2.295	2.507	2.723
20 M	1.304	1.554	1.743	1.853	1.932	1.993	2.186	2.383
25 M	1.149	1.377	1.549	1.651	1.724	1.780	1.960	2.145
30 M	1.032	1.243	1.404	1.499	1.568	1.621	1.791	1.967
1 H	0.836	0.745	0.842	0.899	0.942	0.976	1.089	1.213
2 H	0.594	0.468	0.529	0.568	0.597	0.620	0.696	0.781
4 H	0.238	0.204	0.324	0.346	0.367	0.382	0.431	0.486
6 H	0.175	0.210	0.239	0.257	0.271	0.282	0.319	0.360
8 H	0.141	0.169	0.193	0.207	0.219	0.227	0.257	0.290
10 H	0.119	0.143	0.162	0.175	0.184	0.192	0.217	0.244
12 H	0.104	0.124	0.141	0.152	0.160	0.167	0.188	0.212
14 H	0.092	0.110	0.126	0.135	0.142	0.148	0.167	0.188
24 H	0.062	0.074	0.083	0.090	0.094	0.098	0.110	0.124

POSTO ESTADO LATITUDE LONGITUDE
NATAL RN 5 GR 45 MIN 35 GR 12 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

PERIODO DE RETORNO (ANOS)

DURACAO	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	10.1	10.8	11.4	11.8	12.2	12.4	13.4	14.4
10 M	15.6	17.0	18.3	19.1	19.8	20.2	21.9	23.8
15 M	19.7	22.0	23.9	25.1	26.0	26.8	29.1	31.7
20 M	22.8	26.0	28.6	30.2	31.4	32.3	35.3	38.6
25 M	25.6	29.7	32.9	34.9	36.4	37.5	41.2	45.2
30 M	28.0	33.1	37.0	39.4	41.2	42.5	46.9	51.6
1 H	37.2	45.5	52.0	56.0	58.8	61.1	68.3	76.0
2 H	46.3	57.2	65.9	71.2	75.0	78.1	87.9	98.5
4 H	56.5	70.3	81.4	88.2	93.2	97.2	110.0	123.9
6 H	63.1	78.6	91.1	98.7	104.3	108.8	123.3	138.9
8 H	68.3	85.1	98.7	107.1	113.2	118.0	133.9	151.0
10 H	72.0	90.5	104.9	113.7	120.2	125.3	142.1	160.1
12 H	76.5	95.2	110.3	119.6	126.4	131.8	149.3	168.2
14 H	80.0	99.6	115.3	124.9	132.0	137.6	155.8	175.5
24 H	94.7	117.4	135.6	146.7	154.8	161.2	182.1	204.5

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

PERIODO DE RETORNO (ANOS)

DURACAO	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.028	2.153	2.280	2.366	2.433	2.488	2.674	2.886
10 M	1.563	1.705	1.831	1.913	1.975	2.025	2.191	2.375
15 M	1.312	1.467	1.596	1.677	1.737	1.785	1.942	2.114
20 M	1.142	1.302	1.432	1.511	1.570	1.617	1.768	1.931
25 M	1.023	1.188	1.318	1.398	1.456	1.501	1.650	1.808
30 M	0.934	1.103	1.235	1.315	1.372	1.418	1.564	1.719
1 H	0.620	0.759	0.868	0.934	0.981	1.019	1.139	1.267
2 H	0.386	0.477	0.550	0.594	0.626	0.651	0.733	0.821
4 H	0.236	0.293	0.340	0.368	0.389	0.405	0.459	0.517
6 H	0.176	0.219	0.253	0.275	0.290	0.303	0.343	0.386
8 H	0.143	0.178	0.206	0.224	0.236	0.246	0.279	0.315
10 H	0.122	0.151	0.175	0.190	0.201	0.209	0.237	0.267
12 H	0.107	0.133	0.154	0.167	0.176	0.184	0.208	0.234
14 H	0.096	0.119	0.138	0.149	0.158	0.164	0.186	0.209
24 H	0.066	0.082	0.095	0.102	0.108	0.112	0.127	0.143

DRENAGEM URBANA

NAZARE POSTO ESTADO LATITUDE LONGITUDE
PE 7 GR 44 MIN 35 GR 15 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	9.0	9.7	10.4	10.8	11.2	11.4	12.3	13.3
10 M	13.9	15.4	16.7	17.5	18.1	18.6	20.2	21.8
15 M	17.4	19.9	21.8	23.0	23.9	24.6	26.8	29.1
20 M	20.1	23.2	25.6	27.1	28.2	29.0	31.8	34.7
25 M	22.3	26.0	29.0	30.7	32.0	33.1	36.3	39.6
30 M	24.2	28.6	32.0	34.1	35.6	36.8	40.6	44.6
1 H	31.3	37.6	42.6	45.7	48.0	49.8	55.6	61.9
2 H	38.9	47.1	53.7	57.8	60.9	63.3	71.2	79.8
4 H	47.0	57.4	65.8	71.1	75.0	78.1	88.4	99.6
6 H	52.1	63.6	73.1	79.0	83.3	86.8	98.3	110.8
8 H	56.0	68.5	78.7	85.1	89.8	93.6	106.0	119.6
10 H	59.2	72.4	83.1	89.9	94.8	98.8	111.8	126.1
12 H	62.0	75.7	87.0	94.0	99.1	103.2	116.8	131.7
14 H	64.5	78.7	90.4	97.6	102.9	107.2	121.3	136.6
24 H	74.5	90.6	103.8	111.9	117.9	122.7	138.3	155.5

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	1.802	1.950	2.084	2.170	2.235	2.287	2.462	2.654
10 M	1.387	1.543	1.673	1.753	1.813	1.860	2.016	2.184
15 M	1.164	1.327	1.457	1.536	1.593	1.639	1.785	1.942
20 M	1.005	1.160	1.282	1.356	1.410	1.452	1.590	1.735
25 M	0.893	1.042	1.160	1.231	1.282	1.323	1.454	1.592
30 M	0.809	0.954	1.069	1.138	1.187	1.227	1.353	1.487
1 H	0.523	0.627	0.711	0.763	0.800	0.830	0.927	1.032
2 H	0.324	0.393	0.448	0.483	0.508	0.528	0.594	0.665
4 H	0.196	0.239	0.275	0.297	0.313	0.326	0.369	0.415
6 H	0.145	0.177	0.204	0.220	0.232	0.242	0.273	0.308
8 H	0.117	0.143	0.165	0.178	0.188	0.195	0.221	0.250
10 H	0.099	0.121	0.139	0.150	0.159	0.165	0.187	0.211
12 H	0.087	0.106	0.121	0.131	0.138	0.144	0.163	0.183
14 H	0.077	0.094	0.108	0.117	0.123	0.128	0.145	0.163
24 H	0.052	0.063	0.073	0.078	0.082	0.086	0.097	0.108

POSTO
NITEROI

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RJ 22 GR 54 MIN 43 GR 7 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	13.0	14.9	16.4	17.2	17.8	18.3	19.8	21.3
10 M	19.8	23.1	25.6	27.0	28.1	28.8	31.4	33.9
15 M	24.6	29.2	32.6	34.6	36.0	37.1	40.5	44.0
20 M	28.1	33.5	37.5	39.9	41.6	42.9	47.0	51.5
25 M	30.9	37.0	41.7	44.4	46.3	47.9	52.7	57.7
30 M	33.3	40.1	45.3	48.4	50.6	52.3	57.8	63.4
1 H	42.9	52.5	60.1	64.6	67.9	70.5	78.9	87.7
2 H	52.9	65.5	75.2	81.3	85.6	89.1	100.4	112.4
4 H	63.5	78.8	91.2	98.9	104.5	108.9	123.3	138.9
6 H	69.5	86.6	100.4	108.8	115.0	119.9	135.9	153.1
8 H	74.1	92.4	107.2	116.2	122.9	128.1	145.3	163.9
10 H	77.7	96.8	112.3	121.7	128.6	134.1	152.1	171.4
12 H	80.8	100.6	116.5	126.3	133.4	139.1	157.6	177.6
14 H	83.4	103.8	120.2	130.2	137.6	143.4	162.4	182.9
24 H	93.2	115.5	133.4	144.3	152.3	158.6	179.1	201.2

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.602	2.988	3.277	3.446	3.567	3.660	3.955	4.257
10 M	1.978	2.310	2.558	2.702	2.805	2.885	3.135	3.391
15 M	1.639	1.945	2.172	2.305	2.399	2.472	2.700	2.933
20 M	1.403	1.673	1.876	1.995	2.080	2.146	2.353	2.566
25 M	1.236	1.481	1.667	1.777	1.855	1.916	2.109	2.308
30 M	1.110	1.337	1.510	1.613	1.686	1.744	1.926	2.115
1 H	0.715	0.876	1.001	1.077	1.132	1.176	1.315	1.462
2 H	0.441	0.545	0.627	0.678	0.714	0.743	0.837	0.937
4 H	0.264	0.329	0.381	0.412	0.436	0.454	0.514	0.579
6 H	0.194	0.241	0.279	0.303	0.320	0.334	0.378	0.426
8 H	0.155	0.193	0.224	0.243	0.256	0.267	0.303	0.342
10 H	0.130	0.162	0.188	0.203	0.215	0.224	0.254	0.286
12 H	0.113	0.140	0.162	0.176	0.186	0.194	0.219	0.247
14 H	0.100	0.124	0.144	0.156	0.164	0.171	0.194	0.218
24 H	0.065	0.081	0.093	0.101	0.106	0.111	0.125	0.140

DRENAGEM URBANA

POSTO
NOVA FRIBURGO

ESTADO RJ LATITUDE 22 GR 17 MIN LONGITUDE 42 GR 32 MIN

P (MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	12.3	13.1	13.8	14.3	14.8	15.1	16.2	17.5
10 M	19.4	21.6	23.5	24.6	25.5	26.2	28.4	30.7
15 M	25.0	29.0	32.2	34.0	35.3	36.4	39.7	43.1
20 M	28.5	33.3	37.0	39.3	40.9	42.1	46.1	50.3
25 M	31.4	36.9	41.1	43.7	45.6	47.0	51.7	56.6
30 M	33.8	40.0	44.7	47.6	49.7	51.4	56.7	62.3
1 H	43.7	52.4	59.4	63.7	66.9	69.4	77.5	86.2
2 H	54.0	65.4	74.7	80.4	84.6	88.0	99.0	110.9
4 H	65.1	79.4	91.1	98.4	103.8	108.1	122.3	137.6
6 H	71.8	87.7	100.8	108.9	114.9	119.7	135.4	152.7
8 H	76.9	94.0	108.1	116.9	123.3	128.5	145.5	164.2
10 H	81.0	99.0	113.7	122.9	129.7	135.1	153.0	172.5
12 H	84.6	103.2	118.6	128.1	135.1	140.8	159.3	179.6
14 H	87.7	107.0	122.8	132.6	139.9	145.7	164.8	185.7
24 H	99.8	121.4	139.0	149.8	157.9	164.3	185.3	208.2

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.461	2.612	2.767	2.872	2.953	3.019	3.246	3.502
10 M	1.941	2.164	2.350	2.465	2.549	2.617	2.837	3.074
15 M	1.664	1.936	2.144	2.267	2.356	2.425	2.646	2.876
20 M	1.426	1.666	1.852	1.963	2.043	2.106	2.307	2.517
25 M	1.256	1.476	1.646	1.749	1.823	1.881	2.068	2.265
30 M	1.129	1.332	1.492	1.588	1.658	1.713	1.889	2.076
1 H	0.729	0.874	0.991	1.063	1.115	1.157	1.292	1.438
2 H	0.451	0.546	0.623	0.671	0.706	0.734	0.825	0.925
4 H	0.272	0.331	0.380	0.411	0.433	0.451	0.510	0.575
6 H	0.200	0.244	0.280	0.303	0.320	0.333	0.377	0.425
8 H	0.161	0.196	0.226	0.244	0.257	0.268	0.304	0.343
10 H	0.136	0.165	0.190	0.205	0.217	0.226	0.255	0.288
12 H	0.118	0.144	0.165	0.178	0.188	0.196	0.222	0.250
14 H	0.105	0.128	0.147	0.158	0.167	0.174	0.197	0.222
24 H	0.070	0.085	0.097	0.105	0.110	0.115	0.129	0.145

CETESB - CIA. DE TECNOLOGIA E SANEAMENTO AMBIENTAL
BIBLIOTECA

POSTO OLINDA ESTADO PE LATITUDE 8 GR 1 MIN LONGITUDE 34 GR 51 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	10.2	11.5	12.5	13.1	13.5	13.9	15.0	16.1
10 M	17.4	20.6	23.0	24.4	25.3	26.1	28.4	30.7
15 M	23.4	28.9	32.9	35.1	36.7	37.9	41.5	45.0
20 M	27.6	34.2	39.0	41.8	43.7	45.1	49.6	54.0
25 M	31.0	38.6	44.3	47.5	49.7	51.5	56.8	62.1
30 M	34.0	42.6	48.9	52.6	55.2	57.2	63.3	69.4
1 H	46.3	58.9	68.6	74.2	78.3	81.4	91.3	101.4
2 H	59.6	76.6	89.8	97.6	103.2	107.6	121.5	135.9
4 H	74.1	95.9	113.0	123.3	130.7	136.5	154.9	174.3
6 H	83.1	107.6	126.9	138.5	146.9	153.4	174.3	196.2
8 H	89.9	116.6	137.6	150.2	159.2	166.4	189.2	213.1
10 H	95.4	123.6	145.8	159.1	168.7	176.2	200.3	225.5
12 H	100.1	129.6	152.8	166.7	176.7	184.6	209.7	236.0
14 H	104.2	134.9	159.0	173.4	183.8	192.0	218.0	245.2
24 H	120.6	155.5	182.8	199.0	210.7	219.8	248.9	279.7

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.043	2.300	2.501	2.621	2.708	2.777	2.996	3.227
10 M	1.744	2.063	2.299	2.435	2.531	2.605	2.835	3.066
15 M	1.563	1.929	2.193	2.342	2.445	2.524	2.764	2.999
20 M	1.379	1.710	1.951	2.088	2.184	2.257	2.481	2.703
25 M	1.241	1.547	1.771	1.900	1.990	2.059	2.272	2.484
30 M	1.133	1.419	1.631	1.754	1.839	1.906	2.110	2.315
1 H	0.771	0.982	1.143	1.238	1.305	1.357	1.522	1.691
2 H	0.497	0.639	0.749	0.814	0.860	0.897	1.013	1.133
4 H	0.309	0.400	0.472	0.514	0.545	0.569	0.646	0.727
6 H	0.231	0.299	0.353	0.385	0.408	0.427	0.485	0.545
8 H	0.188	0.243	0.287	0.313	0.332	0.347	0.395	0.444
10 H	0.159	0.206	0.243	0.266	0.282	0.294	0.334	0.376
12 H	0.139	0.181	0.213	0.232	0.246	0.257	0.292	0.328
14 H	0.125	0.161	0.190	0.207	0.219	0.229	0.260	0.292
24 H	0.084	0.108	0.127	0.139	0.147	0.153	0.173	0.194

DRENAGEM URBANA

POSTO
OURO PRETO

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
MG 20 GR 23 MIN 43 GR 30 MIN

P (MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	10.6	11.7	12.6	13.2	13.6	13.9	15.0	16.2
10 M	16.6	19.0	20.9	22.0	22.8	23.4	25.4	27.5
15 M	21.1	25.0	27.9	29.6	30.8	31.8	34.7	37.7
20 M	24.1	28.7	32.2	34.2	35.7	36.8	40.4	44.0
25 M	26.5	31.8	35.8	38.1	39.8	41.1	45.2	49.5
30 M	28.6	34.5	38.9	41.6	43.5	44.9	49.6	54.5
1 H	35.4	41.6	46.8	50.0	52.4	54.3	60.5	67.4
2 H	44.0	52.2	59.1	63.4	66.6	69.2	77.8	87.2
4 H	53.5	64.0	72.8	78.4	82.5	85.9	97.0	109.4
6 H	59.5	71.3	81.2	87.4	92.1	95.8	108.3	122.2
8 H	64.2	77.0	87.7	94.5	99.6	103.7	117.3	132.4
10 H	68.2	81.6	93.0	100.2	105.5	109.8	124.2	140.2
12 H	71.6	85.7	97.6	105.1	110.7	115.2	130.2	146.9
14 H	74.7	89.4	101.7	109.5	115.4	120.0	135.6	152.9
24 H	87.6	104.4	118.5	127.4	134.0	139.3	156.9	176.5

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.123	2.344	2.526	2.639	2.723	2.789	3.006	3.239
10 M	1.656	1.899	2.087	2.198	2.279	2.342	2.543	2.753
15 M	1.405	1.667	1.862	1.975	2.056	2.118	2.314	2.514
20 M	1.204	1.435	1.610	1.712	1.784	1.841	2.018	2.201
25 M	1.062	1.272	1.432	1.526	1.593	1.645	1.811	1.982
30 M	0.954	1.149	1.298	1.386	1.449	1.499	1.655	1.818
1 H	0.590	0.694	0.780	0.834	0.873	0.905	1.010	1.124
2 H	0.367	0.436	0.493	0.529	0.556	0.577	0.648	0.727
4 H	0.223	0.267	0.304	0.327	0.344	0.358	0.405	0.456
6 H	0.166	0.198	0.226	0.243	0.256	0.267	0.301	0.340
8 H	0.134	0.161	0.183	0.197	0.208	0.217	0.245	0.276
10 H	0.114	0.137	0.156	0.167	0.176	0.184	0.207	0.234
12 H	0.100	0.120	0.136	0.146	0.154	0.161	0.181	0.204
14 H	0.089	0.107	0.122	0.131	0.138	0.143	0.162	0.182
24 H	0.061	0.073	0.083	0.089	0.094	0.097	0.109	0.123

POSTO
PARACATU

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
MG 17 GR 13 MIN 46 GR 52 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	12.0	13.0	13.9	14.5	14.9	15.3	16.4	17.7
10 M	19.8	21.8	23.5	24.6	25.4	26.1	28.2	30.6
15 M	25.6	28.8	31.4	33.0	34.1	35.1	38.2	41.6
20 M	30.6	34.6	37.9	40.0	41.5	42.7	46.7	51.0
25 M	34.7	39.7	43.8	46.4	48.2	49.7	54.6	59.6
30 M	38.4	44.4	49.3	52.3	54.5	56.3	62.0	68.2
1 H	34.9	67.3	76.9	82.7	87.0	90.3	101.0	112.3
2 H	71.3	88.1	101.4	109.6	115.5	120.2	135.3	151.6
4 H	89.7	111.6	129.3	140.1	148.0	154.3	174.7	196.8
6 H	101.7	126.6	146.8	159.1	168.1	175.3	198.7	223.9
8 H	111.1	138.5	160.6	174.1	184.1	192.0	217.7	245.5
10 H	118.9	148.1	171.7	186.2	196.8	205.2	232.6	262.2
12 H	125.8	156.7	181.6	196.8	207.9	216.8	245.6	276.8
14 H	132.1	164.4	190.4	206.4	218.0	227.3	257.4	289.9
24 H	158.3	196.3	226.7	245.3	258.6	269.6	304.5	341.9

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.405	2.604	2.782	2.897	2.983	3.053	3.286	3.544
10 M	1.983	2.182	2.354	2.463	2.544	2.609	2.824	3.060
15 M	1.720	1.923	2.093	2.199	2.277	2.340	2.546	2.771
20 M	1.530	1.731	1.897	2.000	2.076	2.137	2.336	2.552
25 M	1.389	1.590	1.754	1.855	1.929	1.989	2.183	2.393
30 M	1.279	1.481	1.643	1.744	1.817	1.876	2.067	2.273
1 H	0.916	1.121	1.283	1.380	1.450	1.505	1.684	1.873
2 H	0.595	0.734	0.846	0.914	0.963	1.002	1.128	1.264
4 H	0.374	0.466	0.539	0.584	0.617	0.643	0.729	0.820
6 H	0.283	0.352	0.408	0.442	0.468	0.487	0.552	0.622
8 H	0.232	0.289	0.335	0.363	0.384	0.400	0.454	0.512
10 H	0.199	0.247	0.287	0.311	0.328	0.342	0.388	0.437
12 H	0.175	0.218	0.253	0.274	0.289	0.302	0.342	0.385
14 H	0.158	0.196	0.227	0.246	0.260	0.271	0.307	0.346
24 H	0.110	0.137	0.158	0.171	0.180	0.188	0.212	0.238

DRENAGEM URBANA

POSTO
PARANAGUA

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
PR 25 GR 31 MIN 48 GR 30 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA								
DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	12.2	13.8	15.0	15.7	16.2	16.6	17.9	19.3
10 M	20.4	23.6	26.0	27.4	28.4	29.2	31.8	34.4
15 M	26.8	31.7	35.5	37.6	39.2	40.4	44.1	47.9
20 M	31.4	37.5	42.0	44.7	46.6	48.1	52.7	57.5
25 M	35.4	42.4	47.7	50.8	53.1	54.8	60.3	66.0
30 M	38.7	46.6	52.7	56.3	58.8	60.8	67.2	73.8
1 H	53.9	67.2	77.6	83.7	88.2	91.6	102.6	114.0
2 H	69.1	87.1	101.2	109.7	115.8	120.6	136.0	152.2
4 H	85.4	108.4	126.6	137.6	145.6	152.0	172.3	193.9
6 H	95.2	120.9	141.3	153.7	162.7	169.8	192.7	217.0
8 H	102.4	130.2	152.3	165.7	175.5	183.2	208.0	234.4
10 H	108.1	137.3	160.6	174.7	184.9	193.0	219.0	246.8
12 H	112.8	143.3	167.5	182.2	192.6	201.2	228.2	257.0
14 H	117.0	148.5	173.5	188.6	199.6	208.2	236.1	265.7
24 H	132.5	167.5	195.1	211.8	223.9	233.4	263.9	296.2

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA								
DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.446	2.754	2.994	3.138	3.242	3.324	3.587	3.864
10 M	2.037	2.357	2.600	2.743	2.845	2.925	3.177	3.438
15 M	1.784	2.117	2.365	2.509	2.611	2.691	2.939	3.193
20 M	1.573	1.876	2.103	2.236	2.331	2.405	2.637	2.876
25 M	1.415	1.696	1.909	2.034	2.123	2.193	2.414	2.642
30 M	1.292	1.555	1.757	1.876	1.962	2.029	2.241	2.461
1 H	0.898	1.121	1.294	1.396	1.470	1.527	1.710	1.901
2 H	0.577	0.726	0.844	0.914	0.965	1.005	1.134	1.269
4 H	0.356	0.452	0.528	0.574	0.607	0.634	0.718	0.809
6 H	0.265	0.336	0.393	0.427	0.452	0.472	0.536	0.603
8 H	0.214	0.272	0.318	0.346	0.366	0.382	0.434	0.489
10 H	0.181	0.229	0.268	0.292	0.309	0.322	0.366	0.412
12 H	0.157	0.200	0.233	0.253	0.268	0.280	0.317	0.357
14 H	0.140	0.177	0.207	0.225	0.238	0.248	0.282	0.317
24 H	0.092	0.117	0.136	0.146	0.156	0.163	0.184	0.206

POSTO
PARINTINSESTADO
AMLATITUDE
2 GR 38 MINLONGITUDE
56 GR 44 MIN

P (MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	14.1	15.9	17.3	18.2	18.8	19.2	20.8	22.4
10 M	21.3	24.1	26.4	27.7	28.7	29.5	32.0	34.6
15 M	26.2	29.8	32.8	34.5	35.8	36.9	40.2	43.7
20 M	29.9	34.3	37.8	39.9	41.4	42.7	46.7	51.0
25 M	32.9	37.9	42.0	44.4	46.2	47.7	52.3	57.3
30 M	35.5	41.1	45.6	48.4	50.5	52.1	57.4	63.1
1 H	47.0	56.4	64.0	68.6	72.0	74.7	83.4	92.8
2 H	58.3	70.6	80.6	86.8	91.3	94.9	106.8	119.7
4 H	70.5	86.0	98.8	106.7	112.5	117.2	132.5	149.4
6 H	78.2	95.5	109.7	118.5	125.0	130.2	147.4	166.2
8 H	84.0	102.7	118.1	127.7	134.7	140.4	159.0	179.4
10 H	88.8	108.5	124.7	134.8	142.2	148.2	167.7	189.2
12 H	93.0	113.6	130.4	140.9	148.7	154.9	175.2	197.6
14 H	96.8	118.1	135.5	146.4	154.4	160.8	181.9	205.0
24 H	111.8	135.9	155.6	167.8	176.8	184.0	207.5	233.2

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.831	3.188	3.466	3.633	3.754	3.849	4.153	4.473
10 M	2.129	2.413	2.636	2.771	2.869	2.947	3.196	3.459
15 M	1.745	1.990	2.185	2.303	2.389	2.458	2.678	2.912
20 M	1.495	1.714	1.889	1.995	2.073	2.135	2.335	2.549
25 M	1.318	1.516	1.679	1.778	1.850	1.907	2.094	2.295
30 M	1.185	1.371	1.522	1.615	1.683	1.737	1.914	2.105
1 H	0.784	0.941	1.067	1.144	1.200	1.245	1.390	1.547
2 H	0.486	0.589	0.672	0.724	0.761	0.792	0.890	0.998
4 H	0.294	0.359	0.412	0.445	0.469	0.489	0.553	0.623
6 H	0.218	0.266	0.305	0.330	0.348	0.362	0.410	0.462
8 H	0.176	0.215	0.247	0.266	0.281	0.293	0.332	0.374
10 H	0.149	0.181	0.208	0.225	0.238	0.247	0.280	0.316
12 H	0.130	0.158	0.182	0.196	0.207	0.216	0.244	0.275
14 H	0.116	0.141	0.162	0.175	0.184	0.192	0.217	0.245
24 H	0.078	0.095	0.109	0.117	0.123	0.128	0.145	0.162

DRENAGEM URBANA

POSTO
PASSA QUATRO

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
MG 22 GR 23 MIN 44 GR 58 MIN

P (MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	9.9	11.2	12.2	12.7	13.2	13.5	14.6	15.7
10 M	15.0	16.9	18.5	19.5	20.2	20.7	22.4	24.3
15 M	18.4	21.0	23.0	24.3	25.2	25.9	28.2	30.7
20 M	21.0	24.1	26.6	28.1	29.2	30.0	32.8	35.9
25 M	23.2	26.7	29.5	31.3	32.5	33.6	36.8	40.4
30 M	25.0	29.0	32.2	34.1	35.6	36.7	40.4	44.5
1 H	33.2	39.9	45.2	48.5	50.9	52.8	59.0	65.6
2 H	41.5	50.2	57.3	61.7	64.9	67.5	76.0	85.1
4 H	50.7	61.8	71.0	76.7	80.9	84.2	95.3	107.4
6 H	56.7	69.2	79.6	86.0	90.7	94.5	106.9	120.6
8 H	61.5	75.2	86.4	93.4	98.6	102.7	116.3	131.3
10 H	65.5	80.0	92.0	99.4	104.9	109.2	123.7	139.5
12 H	69.1	84.3	96.9	104.7	110.4	115.0	130.2	146.7
14 H	72.4	88.3	101.4	109.5	115.5	120.3	136.0	153.3
24 H	86.2	104.8	120.0	129.4	136.3	141.8	160.0	179.7

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	1.987	2.238	2.433	2.550	2.635	2.701	2.915	3.140
10 M	1.496	1.695	1.852	1.947	2.016	2.070	2.245	2.430
15 M	1.227	1.399	1.536	1.619	1.680	1.728	1.883	2.047
20 M	1.052	1.206	1.329	1.404	1.459	1.502	1.643	1.794
25 M	0.928	1.069	1.182	1.252	1.302	1.343	1.474	1.615
30 M	0.835	0.966	1.072	1.138	1.186	1.224	1.348	1.483
1 H	0.554	0.665	0.754	0.809	0.848	0.880	0.983	1.094
2 H	0.346	0.419	0.478	0.515	0.542	0.563	0.633	0.710
4 H	0.212	0.258	0.296	0.320	0.337	0.351	0.397	0.448
6 H	0.158	0.193	0.221	0.239	0.252	0.263	0.298	0.335
8 H	0.129	0.157	0.181	0.195	0.206	0.214	0.243	0.274
10 H	0.110	0.134	0.154	0.166	0.175	0.183	0.207	0.233
12 H	0.096	0.118	0.135	0.146	0.154	0.160	0.181	0.204
14 H	0.087	0.106	0.121	0.131	0.138	0.144	0.162	0.183
24 H	0.060	0.073	0.084	0.090	0.095	0.099	0.112	0.125

POSTO
PASSO FUNDO

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RS 28 GR 16 MIN 52 GR 25 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	9.5	10.3	11.0	11.4	11.8	12.0	12.9	14.0
10 M	14.6	16.3	17.6	18.5	19.1	19.6	21.2	23.0
15 M	16.4	21.0	23.0	24.3	25.2	25.9	28.2	30.7
20 M	21.0	24.1	26.6	28.1	29.2	30.0	32.8	35.9
25 M	23.2	26.7	29.5	31.3	32.5	33.6	36.8	40.4
30 M	25.0	29.0	32.2	34.1	35.6	36.7	40.4	44.5
1 H	33.2	39.9	45.2	48.5	50.9	52.8	59.0	65.6
2 H	41.5	50.2	57.3	61.7	64.9	67.5	76.0	85.1
4 H	50.7	61.8	71.0	76.7	80.9	84.2	95.3	107.4
6 H	56.7	69.2	79.6	86.0	90.7	94.5	106.9	120.6
8 H	61.5	75.2	86.4	93.4	98.6	102.7	116.3	131.3
10 H	65.5	80.0	92.0	99.4	104.9	109.2	123.7	139.5
12 H	69.1	84.3	96.9	104.7	110.4	115.0	130.2	146.7
14 H	72.4	88.3	101.4	109.5	115.5	120.3	136.0	153.3
24 H	86.2	104.8	120.0	129.4	136.3	141.8	160.0	179.7

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	1.897	2.053	2.193	2.284	2.352	2.408	2.591	2.794
10 M	1.462	1.626	1.762	1.847	1.910	1.960	2.124	2.301
15 M	1.227	1.399	1.536	1.619	1.680	1.728	1.883	2.047
20 M	1.052	1.206	1.329	1.404	1.459	1.502	1.643	1.794
25 M	0.928	1.069	1.182	1.252	1.302	1.343	1.474	1.615
30 M	0.835	0.966	1.072	1.138	1.186	1.224	1.348	1.483
1 H	0.554	0.665	0.754	0.809	0.848	0.880	0.983	1.094
2 H	0.346	0.419	0.478	0.515	0.542	0.563	0.633	0.710
4 H	0.212	0.258	0.296	0.320	0.337	0.351	0.397	0.448
6 H	0.158	0.193	0.221	0.239	0.252	0.263	0.298	0.335
8 H	0.129	0.157	0.181	0.195	0.206	0.214	0.243	0.274
10 H	0.110	0.134	0.154	0.166	0.175	0.183	0.207	0.233
12 H	0.096	0.118	0.135	0.146	0.154	0.160	0.181	0.204
14 H	0.087	0.106	0.121	0.131	0.138	0.144	0.162	0.183
24 H	0.060	0.073	0.084	0.090	0.095	0.099	0.112	0.125

DRENAGEM URBANA

POSTO
PETROPOLIS

ESTADO
RJ

LATITUDE
22 GR 31 MIN

LONGITUDE
43 GR 11 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	11.1	11.8	12.5	13.0	13.3	13.6	14.7	15.8
10 M	19.2	21.7	23.7	24.9	25.8	26.5	28.7	31.1
15 M	26.1	31.0	34.6	36.7	38.2	39.4	43.0	46.8
20 M	30.7	36.6	41.1	43.7	45.5	46.9	51.5	56.1
25 M	34.5	41.4	46.6	49.6	51.8	53.5	58.9	64.5
30 M	37.8	45.5	51.4	54.9	57.4	59.4	65.6	72.1
1 H	50.2	60.2	68.3	73.2	76.8	79.7	89.0	99.1
2 H	64.4	78.0	89.1	95.9	100.9	104.9	118.0	132.3
4 H	77.6	97.1	111.5	120.4	127.0	132.3	149.6	168.6
6 H	88.7	108.3	124.5	134.5	141.9	147.8	167.3	188.6
8 H	95.5	116.7	134.1	145.0	153.0	159.5	180.6	203.8
10 H	100.8	123.1	141.5	152.9	161.3	168.1	190.3	214.6
12 H	105.2	128.5	147.6	159.4	168.2	175.2	198.3	223.5
14 H	109.1	133.1	152.9	165.1	174.1	181.4	205.1	231.1
24 H	123.6	150.3	172.0	185.5	195.4	203.4	229.4	257.8

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.226	2.363	2.502	2.597	2.670	2.731	2.935	3.167
10 M	1.923	2.169	2.368	2.489	2.577	2.647	2.872	3.111
15 M	1.742	2.067	2.309	2.450	2.549	2.627	2.870	3.117
20 M	1.536	1.831	2.053	2.183	2.276	2.348	2.575	2.808
25 M	1.382	1.656	1.863	1.986	2.073	2.141	2.357	2.579
30 M	1.261	1.519	1.715	1.832	1.915	1.981	2.188	2.403
1 H	0.837	1.004	1.139	1.221	1.281	1.329	1.485	1.652
2 H	0.537	0.651	0.743	0.800	0.842	0.875	0.984	1.103
4 H	0.332	0.405	0.465	0.502	0.530	0.552	0.624	0.703
6 H	0.247	0.301	0.346	0.374	0.395	0.411	0.465	0.525
8 H	0.199	0.244	0.280	0.303	0.319	0.333	0.377	0.425
10 H	0.168	0.206	0.236	0.255	0.269	0.281	0.318	0.358
12 H	0.147	0.179	0.205	0.222	0.234	0.244	0.276	0.311
14 H	0.130	0.159	0.182	0.197	0.208	0.216	0.245	0.276
24 H	0.086	0.105	0.120	0.129	0.136	0.142	0.160	0.180

POSTO
PINHEIRAL

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RJ 22 GR 31 MIN 44 GR 0 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	16.7	19.2	21.1	22.2	22.9	23.5	25.4	27.4
10 M	22.8	26.6	29.5	31.1	32.3	33.2	36.1	39.1
15 M	26.8	31.8	35.5	37.7	39.3	40.4	44.2	48.0
20 M	29.8	35.8	40.3	42.9	44.7	46.2	50.6	55.2
25 M	32.3	39.2	44.4	47.5	49.6	51.3	56.5	61.8
30 M	34.5	42.3	48.2	51.7	54.1	56.0	62.0	68.0
1 H	39.1	46.1	51.8	55.3	58.0	60.1	67.0	74.6
2 H	40.4	55.1	62.3	66.9	70.3	73.0	82.0	91.9
4 H	54.1	64.7	73.7	79.3	83.5	86.9	98.2	110.7
6 H	58.9	70.6	80.4	86.5	91.2	94.9	107.2	121.0
8 H	62.6	75.1	85.5	92.2	97.1	101.1	114.4	129.1
10 H	65.7	78.6	88.6	96.5	101.6	105.8	119.6	135.0
12 H	68.3	81.7	93.1	100.2	105.5	109.8	124.1	140.0
14 H	70.6	84.5	96.2	103.3	109.0	113.4	128.2	144.5
24 H	80.2	95.5	108.4	116.6	122.6	127.5	143.6	161.4

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	3.348	3.845	4.217	4.434	4.589	4.709	5.088	5.477
10 M	2.260	2.662	2.948	3.114	3.232	3.324	3.613	3.908
15 M	1.788	2.122	2.370	2.515	2.617	2.697	2.946	3.200
20 M	1.492	1.791	2.014	2.145	2.237	2.309	2.533	2.762
25 M	1.293	1.570	1.778	1.899	1.985	2.052	2.260	2.473
30 M	1.149	1.411	1.608	1.723	1.805	1.868	2.066	2.266
1 H	0.653	0.768	0.863	0.923	0.967	1.002	1.117	1.244
2 H	0.387	0.459	0.520	0.558	0.586	0.609	0.684	0.766
4 H	0.226	0.270	0.307	0.331	0.348	0.363	0.410	0.462
6 H	0.164	0.196	0.224	0.241	0.254	0.264	0.298	0.337
8 H	0.131	0.157	0.179	0.193	0.203	0.211	0.239	0.269
10 H	0.110	0.132	0.150	0.161	0.170	0.177	0.200	0.225
12 H	0.095	0.114	0.130	0.140	0.147	0.153	0.173	0.195
14 H	0.085	0.101	0.115	0.124	0.130	0.136	0.153	0.173
24 H	0.056	0.067	0.076	0.081	0.086	0.089	0.100	0.113

DRENAGEM URBANA

POSTO
PIRACICA3A

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
SP 22 GR 43 MIN 47 GR 38 MIN

P (MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	11.0	11.6	12.3	12.8	13.2	13.5	14.5	15.6
10 M	17.1	18.9	20.4	21.3	22.0	22.6	24.5	26.5
15 M	21.8	24.8	27.2	28.7	29.8	30.6	33.4	36.3
20 M	25.2	29.3	32.5	34.5	35.9	37.0	40.5	44.2
25 M	28.2	33.4	37.4	39.8	41.5	42.9	47.1	51.6
30 M	30.9	37.2	42.0	44.9	46.9	48.5	53.6	58.9
1 H	39.9	48.8	55.8	60.0	63.1	65.5	73.3	81.5
2 H	48.1	58.3	66.5	71.6	75.4	78.3	88.1	98.7
4 H	57.8	70.5	81.0	87.5	92.3	96.1	108.7	122.5
6 H	63.7	77.8	89.4	96.6	101.9	106.2	120.2	135.5
8 H	66.1	83.3	95.8	103.5	109.2	113.8	128.9	145.5
10 H	71.7	87.6	100.6	108.7	114.7	119.5	135.3	152.6
12 H	74.7	91.2	104.7	113.1	119.4	124.3	140.7	158.6
14 H	77.3	94.3	108.3	117.0	123.4	128.5	145.4	163.8
24 H	87.5	106.4	121.8	131.4	138.4	144.0	162.4	182.5

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.197	2.331	2.469	2.563	2.635	2.694	2.897	3.125
10 M	1.711	1.887	2.037	2.133	2.204	2.261	2.448	2.654
15 M	1.451	1.655	1.816	1.915	1.986	2.043	2.226	2.421
20 M	1.262	1.467	1.628	1.724	1.794	1.848	2.024	2.210
25 M	1.130	1.337	1.497	1.593	1.661	1.715	1.887	2.066
30 M	1.031	1.241	1.401	1.497	1.565	1.618	1.787	1.963
1 H	0.665	0.814	0.931	1.001	1.052	1.092	1.222	1.359
2 H	0.401	0.486	0.555	0.597	0.628	0.653	0.735	0.823
4 H	0.241	0.294	0.338	0.365	0.385	0.401	0.453	0.511
6 H	0.177	0.217	0.249	0.269	0.284	0.295	0.334	0.377
8 H	0.142	0.174	0.200	0.216	0.228	0.238	0.269	0.304
10 H	0.120	0.146	0.168	0.182	0.192	0.200	0.226	0.255
12 H	0.104	0.127	0.146	0.158	0.165	0.173	0.196	0.221
14 H	0.093	0.113	0.129	0.140	0.147	0.153	0.174	0.195
24 H	0.061	0.074	0.085	0.092	0.097	0.101	0.113	0.127

POSTO
PONTA GROSSA

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
PR 25 GR 5 MIN 50 GR 10 MIN

P(MM) - ALTURA PLOUIMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	10.1	10.7	11.4	11.8	12.1	12.4	13.3	14.4
10 M	15.9	17.8	19.3	20.2	20.9	21.5	23.3	25.2
15 M	20.5	23.0	26.4	27.9	29.0	29.9	32.0	35.4
20 M	23.4	27.4	30.4	32.2	33.5	34.6	37.9	41.3
25 M	25.8	30.3	33.8	35.9	37.4	38.6	42.4	46.5
30 M	27.8	32.0	36.7	39.1	40.8	42.2	46.5	51.1
1 H	35.0	41.2	46.3	49.5	51.9	53.8	60.0	66.8
2 H	43.3	51.4	58.2	62.4	65.6	68.1	76.5	85.8
4 H	52.1	62.3	70.9	76.3	80.4	83.6	94.5	106.5
6 H	57.4	68.0	76.3	84.4	88.9	92.5	104.5	117.9
8 H	61.5	73.7	84.0	90.5	95.3	99.2	112.2	126.7
10 H	64.7	77.5	88.3	95.1	100.2	104.3	117.9	133.0
12 H	67.5	80.7	91.9	99.0	104.3	108.5	122.6	138.3
14 H	69.9	83.6	95.1	102.4	107.9	112.2	126.8	143.0
24 H	79.3	94.0	107.3	115.3	121.3	126.1	142.1	159.6

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.021	2.145	2.272	2.358	2.425	2.479	2.665	2.876
10 M	1.594	1.777	1.929	2.024	2.093	2.149	2.329	2.524
15 M	1.367	1.590	1.760	1.862	1.935	1.992	2.173	2.362
20 M	1.171	1.308	1.521	1.612	1.678	1.729	1.894	2.066
25 M	1.031	1.212	1.352	1.436	1.497	1.544	1.698	1.859
30 M	0.927	1.094	1.225	1.304	1.361	1.406	1.551	1.705
1 H	0.584	0.687	0.773	0.826	0.865	0.896	1.000	1.113
2 H	0.361	0.429	0.485	0.521	0.547	0.568	0.638	0.716
4 H	0.217	0.260	0.290	0.319	0.335	0.349	0.394	0.444
6 H	0.160	0.192	0.218	0.235	0.247	0.257	0.291	0.328
8 H	0.129	0.154	0.175	0.189	0.199	0.207	0.234	0.265
10 H	0.108	0.130	0.148	0.159	0.167	0.174	0.197	0.222
12 H	0.094	0.113	0.128	0.138	0.145	0.151	0.171	0.193
14 H	0.084	0.100	0.114	0.122	0.129	0.134	0.151	0.171
24 H	0.056	0.066	0.075	0.081	0.085	0.086	0.099	0.111

DRENAGEM URBANA

POSTO
PORTO ALEGRE

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RS 30 GR 2 MIN 51 GR 13 MIN

P(MM) -- ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	10.1	11.2	12.1	12.6	13.0	13.3	14.3	15.5
10 M	15.6	17.7	19.4	20.4	21.1	21.7	23.5	25.4
15 M	19.6	22.8	25.3	26.7	27.8	28.6	31.2	33.9
20 M	22.4	26.2	29.1	30.9	32.1	33.1	36.3	39.6
25 M	24.7	29.0	32.4	34.4	35.8	37.0	40.7	44.5
30 M	26.6	31.5	35.2	37.5	39.1	40.4	44.6	49.0
1 H	34.4	41.3	46.8	50.2	52.7	54.7	61.1	68.0
2 H	42.6	51.7	59.0	63.5	66.8	69.5	78.1	87.6
4 H	51.5	62.9	72.2	77.9	82.2	85.6	96.8	109.1
6 H	57.0	69.7	80.0	86.5	91.2	95.0	107.6	121.3
8 H	61.3	74.9	86.1	93.0	98.2	102.3	115.9	130.8
10 H	64.7	79.0	90.8	98.1	103.5	107.9	122.1	137.7
12 H	67.6	82.6	94.9	102.5	108.1	112.6	127.4	143.7
14 H	70.3	85.8	98.5	106.4	112.2	116.8	132.1	148.9
24 H	86.9	98.3	112.6	121.4	127.9	133.1	150.1	166.6

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.028	2.239	2.413	2.521	2.600	2.664	2.871	3.094
10 M	1.561	1.771	1.937	2.037	2.109	2.166	2.350	2.545
15 M	1.309	1.523	1.687	1.784	1.853	1.908	2.082	2.263
20 M	1.122	1.311	1.458	1.545	1.608	1.657	1.815	1.980
25 M	0.989	1.162	1.296	1.376	1.435	1.481	1.627	1.782
30 M	0.889	1.049	1.175	1.250	1.305	1.348	1.487	1.635
1 H	0.574	0.669	0.781	0.838	0.879	0.912	1.018	1.133
2 H	0.356	0.431	0.492	0.530	0.557	0.579	0.652	0.730
4 H	0.215	0.262	0.301	0.325	0.343	0.357	0.404	0.455
6 H	0.159	0.194	0.223	0.241	0.254	0.264	0.299	0.337
8 H	0.128	0.156	0.180	0.194	0.205	0.214	0.242	0.273
10 H	0.108	0.132	0.152	0.164	0.173	0.180	0.204	0.230
12 H	0.094	0.115	0.132	0.143	0.151	0.157	0.177	0.200
14 H	0.084	0.103	0.118	0.127	0.134	0.140	0.158	0.178
24 H	0.057	0.069	0.079	0.085	0.089	0.093	0.105	0.118

POSTO
PORTO VELHO

ESTADO
RO

LATITUDE
8 GR 46 MIN

LONGITUDE
63 GR 55 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	16.1	17.8	19.1	20.0	20.6	21.1	22.8	24.6
10 M	24.2	26.9	29.1	30.5	31.5	32.4	35.0	38.0
15 M	29.7	33.2	36.2	38.0	39.4	40.4	44.0	47.9
20 M	33.9	38.1	41.6	43.9	45.5	46.8	51.1	55.9
25 M	37.4	42.2	46.3	48.8	50.7	52.2	57.3	62.8
30 M	40.3	45.7	50.3	53.2	55.3	57.1	62.8	69.1
1 H	53.1	62.5	70.3	75.1	78.7	81.5	90.9	101.3
2 H	65.5	77.8	88.1	94.5	99.3	103.1	115.8	129.9
4 H	76.5	93.9	106.9	115.1	121.2	126.1	142.5	160.6
6 H	86.3	103.4	117.7	126.8	133.5	139.0	157.1	177.3
8 H	92.1	110.4	125.8	135.5	142.6	148.7	168.2	189.9
10 H	96.6	115.7	131.9	142.0	149.6	155.7	176.1	198.7
12 H	100.5	120.3	136.9	147.5	155.3	161.6	182.7	206.1
14 H	103.8	124.2	141.3	152.2	160.2	166.7	188.3	212.4
24 H	116.4	138.7	157.4	169.2	178.0	185.1	206.5	234.4

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	3.220	3.555	3.831	4.003	4.129	4.230	4.558	4.913
10 M	2.420	2.689	2.912	3.051	3.154	3.236	3.505	3.796
15 M	1.982	2.216	2.412	2.534	2.624	2.697	2.935	3.194
20 M	1.697	1.907	2.083	2.194	2.276	2.341	2.558	2.794
25 M	1.495	1.688	1.851	1.953	2.029	2.090	2.292	2.513
30 M	1.343	1.524	1.677	1.775	1.845	1.903	2.094	2.304
1 H	0.866	1.042	1.171	1.252	1.311	1.359	1.516	1.688
2 H	0.546	0.649	0.734	0.788	0.828	0.860	0.966	1.083
4 H	0.326	0.392	0.446	0.480	0.505	0.526	0.594	0.670
6 H	0.240	0.288	0.327	0.353	0.371	0.387	0.437	0.493
8 H	0.192	0.230	0.263	0.283	0.298	0.310	0.351	0.396
10 H	0.162	0.193	0.220	0.237	0.250	0.260	0.294	0.332
12 H	0.140	0.166	0.191	0.205	0.216	0.225	0.254	0.287
14 H	0.124	0.148	0.169	0.182	0.191	0.199	0.225	0.253
24 H	0.081	0.097	0.110	0.118	0.124	0.129	0.145	0.163

POSTO
PRAÇA XV

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RJ 22 GR 54 MIN 43 GR 10 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURAÇÃO	PERÍODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	12.4	13.7	14.8	15.4	15.9	16.3	17.6	18.9
10 M	19.8	23.3	25.8	27.3	28.4	29.2	31.8	34.4
15 M	25.8	31.8	36.1	38.6	40.3	41.6	45.6	49.4
20 M	29.4	36.5	41.6	44.5	46.6	48.1	52.9	57.6
25 M	32.4	40.3	46.2	49.6	51.9	53.7	59.3	64.8
30 M	34.9	43.7	50.2	54.0	56.6	58.7	65.0	71.3
1 H	44.9	57.2	66.6	72.1	76.0	79.1	88.7	98.5
2 H	55.4	71.2	83.4	90.7	95.9	100.0	112.9	126.3
4 H	66.3	85.9	101.2	110.4	117.0	122.2	138.7	156.0
6 H	72.9	94.4	111.3	121.5	128.8	134.5	152.9	172.1
8 H	77.7	100.7	118.9	129.8	137.6	143.8	163.5	184.1
10 H	81.4	105.6	124.5	135.9	144.1	150.5	171.0	192.6
12 H	84.6	109.6	129.2	141.0	149.5	156.1	177.3	199.5
14 H	87.4	113.1	133.3	145.4	154.1	160.9	182.7	205.5
24 H	97.6	125.9	148.0	161.1	170.6	178.0	201.5	226.1

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURAÇÃO	PERÍODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.465	2.742	2.955	3.087	3.185	3.262	3.516	3.789
10 M	1.982	2.325	2.583	2.733	2.839	2.921	3.178	3.439
15 M	1.717	2.119	2.409	2.573	2.687	2.774	3.037	3.296
20 M	1.470	1.824	2.081	2.227	2.329	2.408	2.647	2.883
25 M	1.295	1.614	1.849	1.983	2.077	2.150	2.372	2.593
30 M	1.163	1.457	1.675	1.800	1.888	1.956	2.166	2.377
1 H	0.750	0.954	1.111	1.203	1.268	1.319	1.479	1.643
2 H	0.462	0.594	0.696	0.756	0.800	0.834	0.941	1.053
4 H	0.277	0.358	0.422	0.460	0.488	0.510	0.579	0.651
6 H	0.203	0.263	0.310	0.338	0.358	0.374	0.425	0.478
8 H	0.162	0.210	0.248	0.271	0.287	0.300	0.341	0.384
10 H	0.136	0.176	0.208	0.227	0.241	0.251	0.286	0.321
12 H	0.118	0.153	0.180	0.196	0.208	0.217	0.247	0.278
14 H	0.105	0.135	0.159	0.174	0.184	0.192	0.218	0.245
24 H	0.068	0.088	0.103	0.112	0.119	0.124	0.140	0.157

POSTO
PRAÇA SAENS PENA

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RJ 22 GR 53 MIN 43 GR 12 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	13.9	15.1	16.1	16.8	17.3	17.7	19.0	20.5
10 M	22.0	25.0	27.3	28.8	29.8	30.6	33.2	36.0
15 M	26.2	33.5	37.4	39.7	41.3	42.5	46.5	50.5
20 M	32.5	39.0	43.8	46.7	48.7	50.2	55.1	60.1
25 M	36.0	43.7	49.5	52.9	55.3	57.2	63.0	68.9
30 M	39.1	48.0	54.7	58.6	61.4	63.6	70.3	77.2
1 H	50.4	62.9	72.6	78.3	82.4	85.7	95.9	106.7
2 H	62.1	78.2	90.9	98.5	103.9	108.3	122.1	136.6
4 H	74.3	94.3	110.1	119.7	126.7	132.2	149.9	168.7
6 H	81.5	103.5	121.1	131.7	139.4	145.4	165.0	185.9
8 H	86.8	110.4	129.2	140.5	148.8	155.3	176.4	198.8
10 H	91.0	115.6	135.2	147.1	155.7	162.5	184.4	207.8
12 H	94.5	120.0	140.2	152.5	161.4	168.4	191.1	215.1
14 H	97.5	123.7	144.5	157.1	166.3	173.5	196.7	221.4
24 H	108.0	137.4	160.0	173.7	183.6	191.4	216.4	242.9

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.785	3.015	3.221	3.354	3.454	3.535	3.805	4.103
10 M	2.195	2.496	2.734	2.877	2.981	3.062	3.324	3.600
15 M	1.861	2.232	2.493	2.646	2.753	2.837	3.099	3.367
20 M	1.623	1.949	2.193	2.334	2.435	2.513	2.757	3.007
25 M	1.441	1.750	1.982	2.117	2.213	2.287	2.520	2.757
30 M	1.304	1.602	1.825	1.955	2.048	2.120	2.344	2.573
1 H	0.840	1.049	1.210	1.306	1.375	1.429	1.600	1.778
2 H	0.518	0.652	0.758	0.821	0.867	0.903	1.018	1.139
4 H	0.310	0.393	0.459	0.499	0.528	0.551	0.625	0.703
6 H	0.227	0.288	0.337	0.366	0.388	0.404	0.459	0.517
8 H	0.181	0.231	0.270	0.293	0.310	0.324	0.368	0.415
10 H	0.152	0.193	0.226	0.246	0.260	0.271	0.308	0.347
12 H	0.132	0.167	0.195	0.212	0.225	0.234	0.266	0.299
14 H	0.117	0.146	0.173	0.188	0.198	0.207	0.235	0.264
24 H	0.076	0.096	0.112	0.121	0.128	0.133	0.151	0.169

DRENAGEM URBANA

POSTO
QUIXERAMOBIM

ESTADO
CE

LATITUDE
5 GR 12 MIN

LONGITUDE
39 GR 18 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	13.6	14.5	15.3	15.9	16.3	16.7	18.0	19.4
10 M	19.0	21.0	22.6	23.7	24.5	25.1	27.2	29.5
15 M	22.9	26.1	28.6	30.2	31.3	32.2	35.1	38.1
20 M	25.4	29.3	32.4	34.3	35.6	36.7	40.2	43.9
25 M	27.5	32.1	35.7	37.9	39.5	40.8	44.8	49.1
30 M	29.3	34.0	38.8	41.3	43.1	44.5	49.1	54.0
1 H	36.5	44.7	51.1	55.0	57.8	60.0	67.1	74.6
2 H	43.1	53.2	61.3	66.2	69.8	72.6	81.8	91.6
4 H	50.0	62.2	72.0	78.0	82.4	85.9	97.3	109.6
6 H	54.1	67.4	78.1	84.6	89.5	93.3	105.7	119.1
8 H	57.2	71.5	82.7	89.7	94.8	98.8	112.1	126.4
10 H	59.6	74.3	86.1	93.4	98.7	102.9	116.6	131.5
12 H	61.7	76.8	89.0	96.5	102.0	106.3	120.5	135.7
14 H	63.5	79.1	91.6	99.2	104.8	109.3	123.8	139.4
24 H	70.6	87.5	101.1	109.3	115.4	120.2	135.7	152.4

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.726	2.893	3.064	3.180	3.270	3.344	3.594	3.878
10 M	1.900	2.095	2.263	2.369	2.447	2.511	2.719	2.947
15 M	1.524	1.739	1.909	2.012	2.087	2.147	2.339	2.544
20 M	1.271	1.467	1.621	1.715	1.783	1.837	2.010	2.195
25 M	1.101	1.286	1.430	1.518	1.582	1.632	1.793	1.964
30 M	0.979	1.155	1.294	1.377	1.437	1.485	1.638	1.800
1 H	0.809	0.745	0.852	0.917	0.964	1.000	1.119	1.244
2 H	0.350	0.444	0.511	0.552	0.582	0.606	0.682	0.764
4 H	0.209	0.260	0.301	0.326	0.344	0.359	0.406	0.457
6 H	0.151	0.186	0.217	0.236	0.249	0.260	0.294	0.331
8 H	0.120	0.149	0.173	0.187	0.198	0.206	0.234	0.264
10 H	0.100	0.124	0.144	0.156	0.165	0.172	0.195	0.220
12 H	0.086	0.107	0.124	0.135	0.142	0.148	0.168	0.189
14 H	0.076	0.095	0.110	0.119	0.125	0.131	0.148	0.166
24 H	0.050	0.061	0.071	0.076	0.081	0.084	0.095	0.106

POSTO ESTADO LATITUDE LONGITUDE
REZENDE RJ 22 GR 29 MIN 44 GR 28 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	14.0	16.4	17.9	18.7	19.3	19.8	21.4	23.1
10 M	22.2	25.4	27.9	29.4	30.5	31.3	34.0	36.8
15 M	27.0	32.1	35.5	37.0	39.1	40.2	43.9	47.7
20 M	31.5	36.8	40.9	43.4	45.2	46.5	51.0	55.6
25 M	34.7	40.7	45.5	48.3	50.3	51.9	57.1	62.5
30 M	37.4	44.1	49.4	52.6	54.9	56.7	62.6	68.8
1 H	40.2	57.8	65.6	70.3	73.8	76.5	85.5	95.2
2 H	59.5	72.0	82.2	88.5	93.2	96.9	109.0	122.1
4 H	71.4	87.1	99.9	107.9	113.9	118.6	134.1	151.1
6 H	78.5	95.9	110.1	119.0	125.6	130.8	148.0	166.9
8 H	83.8	102.5	117.8	127.3	134.4	140.0	158.6	178.9
10 H	86.0	107.5	123.6	133.5	140.9	146.8	166.2	187.4
12 H	91.6	111.8	128.4	138.7	146.4	152.5	172.5	194.5
14 H	94.7	115.5	132.6	143.3	151.1	157.4	178.0	200.6
24 H	106.5	129.5	148.2	159.8	168.4	175.2	197.6	222.1

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.920	3.288	3.574	3.747	3.871	3.969	4.283	4.613
10 M	2.220	2.542	2.790	2.938	3.045	3.129	3.396	3.675
15 M	1.840	2.140	2.370	2.506	2.604	2.681	2.925	3.179
20 M	1.575	1.842	2.047	2.170	2.258	2.328	2.549	2.782
25 M	1.388	1.631	1.819	1.932	2.014	2.079	2.285	2.502
30 M	1.247	1.472	1.648	1.754	1.831	1.892	2.087	2.294
1 H	0.804	0.965	1.094	1.173	1.230	1.276	1.426	1.586
2 H	0.496	0.601	0.686	0.738	0.777	0.808	0.908	1.018
4 H	0.298	0.363	0.417	0.450	0.475	0.495	0.559	0.630
6 H	0.219	0.267	0.306	0.331	0.349	0.364	0.412	0.464
8 H	0.175	0.214	0.246	0.266	0.280	0.292	0.331	0.373
10 H	0.147	0.180	0.206	0.223	0.235	0.245	0.277	0.313
12 H	0.128	0.156	0.179	0.193	0.204	0.212	0.240	0.271
14 H	0.113	0.138	0.158	0.171	0.180	0.188	0.212	0.239
24 H	0.074	0.090	0.103	0.111	0.117	0.122	0.138	0.155

DRENAGEM URBANA

POSTO
RIO BRANCO

ESTADO
AC

LATITUDE
9 GR 58 MIN

LONGITUDE
67 GR 49 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	13.6	14.4	15.3	15.9	16.3	16.7	17.9	19.4
10 M	21.0	22.8	24.5	25.6	26.5	27.1	29.4	31.8
15 M	26.3	29.4	32.0	33.7	34.9	35.8	39.0	42.4
20 M	30.3	34.3	37.6	39.6	41.1	42.3	46.3	50.5
25 M	33.6	38.5	42.5	44.9	46.7	48.2	52.9	57.9
30 M	36.5	42.3	46.9	49.8	51.9	53.6	59.0	64.9
1 H	48.2	57.8	65.6	70.3	73.8	76.5	85.5	95.2
2 H	59.5	72.0	82.2	88.5	93.2	96.9	109.0	122.1
4 H	71.4	87.1	99.9	107.9	113.9	118.6	134.1	151.1
6 H	78.5	95.9	110.1	119.0	125.6	130.8	148.0	166.9
8 H	83.8	102.5	117.8	127.3	134.4	140.0	158.6	178.9
10 H	88.0	107.5	123.6	133.5	140.9	146.8	166.2	187.4
12 H	91.6	111.8	128.4	138.7	146.4	152.5	172.5	194.5
14 H	94.7	115.5	132.6	143.3	151.1	157.4	178.0	200.6
24 H	106.5	129.5	148.2	159.8	168.4	175.2	197.6	222.1

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.723	2.890	3.060	3.176	3.266	3.340	3.590	3.874
10 M	2.095	2.285	2.455	2.562	2.648	2.714	2.937	3.184
15 M	1.756	1.954	2.137	2.245	2.325	2.390	2.600	2.830
20 M	1.516	1.715	1.879	1.981	2.057	2.117	2.314	2.528
25 M	1.346	1.540	1.699	1.797	1.869	1.927	2.115	2.318
30 M	1.218	1.410	1.565	1.660	1.730	1.786	1.968	2.164
1 H	0.804	0.965	1.094	1.173	1.230	1.276	1.426	1.586
2 H	0.496	0.601	0.686	0.738	0.777	0.808	0.908	1.018
4 H	0.298	0.363	0.417	0.450	0.475	0.495	0.559	0.630
6 H	0.219	0.267	0.306	0.331	0.349	0.364	0.412	0.464
8 H	0.175	0.214	0.246	0.266	0.280	0.292	0.331	0.373
10 H	0.147	0.180	0.206	0.223	0.235	0.245	0.277	0.313
12 H	0.128	0.156	0.179	0.193	0.204	0.212	0.240	0.271
14 H	0.113	0.138	0.158	0.171	0.180	0.188	0.212	0.239
24 H	0.074	0.090	0.103	0.111	0.117	0.122	0.138	0.155

POSTO
RIO GRANDE

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RS 32 GR 2 MIN 52 GR 6 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	11.0	12.2	13.1	13.7	14.2	14.5	15.6	16.8
10 M	17.6	20.7	23.0	24.3	25.3	26.0	28.3	30.6
15 M	22.9	28.3	32.2	34.4	35.9	37.0	40.6	44.0
20 M	26.2	32.5	37.1	39.7	41.5	42.9	47.1	51.3
25 M	28.8	35.9	41.2	44.2	46.2	47.9	52.8	57.7
30 M	31.1	38.9	44.8	48.1	50.5	52.3	57.9	63.5
1 H	38.3	46.9	53.6	57.6	60.6	62.9	70.4	78.3
2 H	47.3	56.4	67.3	72.7	76.6	79.7	89.8	100.5
4 H	56.9	70.8	82.0	88.8	93.8	97.8	110.8	124.7
6 H	62.7	78.1	90.5	98.1	103.7	108.1	122.5	138.1
8 H	67.1	83.6	97.0	105.2	111.2	116.0	131.5	148.3
10 H	70.6	87.9	101.9	110.5	116.8	121.8	138.1	155.6
12 H	73.6	91.6	106.1	115.0	121.5	126.7	143.6	161.8
14 H	76.2	94.8	109.0	119.0	125.7	131.0	146.4	167.1
24 H	86.4	107.1	123.7	133.8	141.2	147.0	166.0	186.5

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.210	2.440	2.629	2.747	2.834	2.903	3.128	3.371
10 M	1.764	2.070	2.299	2.432	2.527	2.600	2.829	3.061
15 M	1.529	1.887	2.145	2.291	2.392	2.469	2.704	2.934
20 M	1.310	1.624	1.853	1.984	2.075	2.144	2.357	2.567
25 M	1.154	1.438	1.647	1.767	1.851	1.915	2.113	2.310
30 M	1.037	1.296	1.493	1.604	1.683	1.743	1.930	2.118
1 H	0.638	0.781	0.894	0.961	1.010	1.049	1.173	1.305
2 H	0.395	0.467	0.561	0.606	0.639	0.665	0.749	0.838
4 H	0.237	0.295	0.342	0.371	0.391	0.408	0.462	0.520
6 H	0.175	0.217	0.252	0.273	0.289	0.301	0.341	0.384
8 H	0.140	0.175	0.203	0.220	0.232	0.242	0.274	0.309
10 H	0.116	0.147	0.170	0.185	0.195	0.203	0.231	0.260
12 H	0.103	0.126	0.146	0.160	0.169	0.177	0.200	0.225
14 H	0.091	0.113	0.131	0.142	0.150	0.156	0.177	0.199
24 H	0.060	0.075	0.086	0.093	0.099	0.103	0.116	0.130

DRENAGEM URBANA

POSTO
SALVADOR

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
BA 13 GR 0 MIN 38 GR 31 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	9.2	10.0	10.6	11.1	11.4	11.7	12.6	13.5
10 M	15.5	17.5	19.0	20.0	20.7	21.2	23.0	24.9
15 M	20.6	24.0	26.0	28.1	29.2	30.1	32.8	35.7
20 M	24.3	28.4	31.6	33.4	34.8	35.9	39.3	42.9
25 M	27.3	32.1	35.8	38.0	39.6	40.9	45.0	49.3
30 M	30.0	35.4	39.6	42.1	44.0	45.5	50.1	55.1
1 H	41.8	51.1	58.5	62.9	66.1	68.7	76.8	85.4
2 H	53.9	66.6	76.8	82.9	87.4	90.9	102.4	114.7
4 H	67.3	83.7	97.0	105.1	111.0	115.7	131.1	147.6
6 H	75.7	94.3	109.3	118.4	125.2	130.5	147.9	166.7
8 H	82.1	102.4	118.7	128.8	136.1	142.0	161.0	181.5
10 H	87.4	108.9	126.2	136.8	144.6	150.8	170.9	192.6
12 H	91.9	114.4	132.6	143.7	151.9	158.4	179.4	202.1
14 H	96.0	119.4	138.3	149.9	158.3	165.1	186.9	210.5
24 H	112.2	139.1	160.7	173.0	183.4	191.1	215.8	242.3

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	1.841	1.992	2.128	2.216	2.283	2.336	2.515	2.712
10 M	1.553	1.746	1.902	1.998	2.067	2.123	2.302	2.493
15 M	1.377	1.601	1.773	1.875	1.949	2.006	2.189	2.379
20 M	1.245	1.420	1.578	1.673	1.741	1.794	1.965	2.144
25 M	1.093	1.265	1.433	1.522	1.587	1.637	1.800	1.971
30 M	0.999	1.179	1.320	1.405	1.467	1.516	1.672	1.837
1 H	0.697	0.853	0.975	1.049	1.103	1.145	1.280	1.424
2 H	0.450	0.556	0.640	0.691	0.729	0.758	0.854	0.956
4 H	0.281	0.349	0.405	0.438	0.463	0.483	0.547	0.616
6 H	0.211	0.262	0.304	0.330	0.348	0.363	0.411	0.464
8 H	0.172	0.214	0.248	0.269	0.284	0.296	0.336	0.379
10 H	0.146	0.182	0.211	0.229	0.241	0.252	0.285	0.322
12 H	0.128	0.159	0.185	0.200	0.211	0.220	0.250	0.281
14 H	0.115	0.143	0.165	0.179	0.189	0.197	0.223	0.251
24 H	0.078	0.097	0.112	0.121	0.128	0.133	0.150	0.169

POSTO
SANTA CRUZ

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RJ 22 GR 55 MIN 43 GR 38 MIN

P (MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	12.0	13.2	14.2	14.9	15.3	15.7	16.9	18.3
10 M	18.4	20.9	22.9	24.1	24.9	25.6	27.8	30.1
15 M	23.2	27.0	29.9	31.6	32.8	33.8	36.9	40.1
20 M	26.5	30.9	34.4	36.5	37.9	39.1	42.8	46.7
25 M	29.2	34.3	38.2	40.6	42.3	43.7	48.0	52.6
30 M	31.4	37.1	41.6	44.2	46.2	47.7	52.6	57.9
1 H	42.5	53.1	61.3	66.1	69.6	72.3	81.0	90.1
2 H	52.6	66.5	77.0	83.5	88.1	91.8	103.5	115.9
4 H	63.4	80.5	94.1	102.3	108.2	112.9	128.0	144.1
6 H	70.1	89.0	104.1	113.2	119.8	125.1	141.9	159.8
8 H	75.1	95.5	111.8	121.6	128.7	134.4	152.6	172.0
10 H	79.2	100.6	117.7	128.0	135.5	141.4	160.5	180.8
12 H	82.7	105.0	122.7	133.5	141.3	147.4	167.2	188.3
14 H	85.8	108.9	127.2	138.5	146.3	152.7	173.1	194.9
24 H	98.0	123.9	144.4	156.7	165.6	172.6	195.2	219.1

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.395	2.644	2.850	2.977	3.071	3.146	3.391	3.654
10 M	1.844	2.092	2.287	2.405	2.491	2.558	2.776	3.005
15 M	1.546	1.798	1.992	2.106	2.188	2.253	2.458	2.672
20 M	1.324	1.548	1.721	1.824	1.896	1.957	2.143	2.338
25 M	1.167	1.371	1.530	1.625	1.693	1.748	1.921	2.104
30 M	1.049	1.238	1.386	1.475	1.540	1.591	1.755	1.929
1 H	0.709	0.886	1.022	1.103	1.161	1.206	1.351	1.501
2 H	0.439	0.555	0.643	0.696	0.735	0.766	0.863	0.966
4 H	0.265	0.336	0.392	0.427	0.451	0.471	0.534	0.601
6 H	0.195	0.248	0.290	0.315	0.333	0.348	0.395	0.444
8 H	0.157	0.200	0.233	0.254	0.269	0.280	0.318	0.359
10 H	0.132	0.168	0.197	0.214	0.226	0.236	0.268	0.302
12 H	0.115	0.146	0.171	0.186	0.197	0.205	0.233	0.262
14 H	0.103	0.130	0.152	0.165	0.175	0.182	0.207	0.232
24 H	0.069	0.087	0.101	0.109	0.115	0.120	0.136	0.153

POSTO
SANTA MARIA

ESTADO RS LATITUDE 29 GR 41 MIN LONGITUDE 53 GR 49 MIN

P (MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	10.1	10.7	11.3	11.7	12.1	12.3	13.3	14.3
10 M	17.0	18.7	20.2	21.1	21.8	22.4	24.3	26.3
15 M	22.5	25.7	28.2	29.7	30.9	31.7	34.6	37.6
20 M	26.5	30.4	33.5	35.4	36.7	37.8	41.4	45.2
25 M	29.8	34.3	38.0	40.2	41.8	43.1	47.3	51.9
30 M	32.7	37.8	42.0	44.5	46.4	47.9	52.8	58.0
1 H	35.4	40.5	44.8	48.3	50.6	52.2	58.6	64.7
2 H	38.4	44.8	50.0	54.0	57.6	60.2	68.1	74.9
4 H	42.4	50.0	56.5	61.6	66.2	69.8	80.1	89.7
6 H	46.0	55.9	63.5	69.6	75.2	79.8	92.1	103.4
8 H	49.4	60.6	69.0	76.1	82.7	87.4	101.7	115.2
10 H	52.5	64.0	73.5	81.2	87.8	92.5	108.1	123.6
12 H	55.8	67.8	77.8	86.1	92.7	97.4	114.1	130.6
14 H	59.0	71.8	82.0	90.8	97.4	102.1	120.1	137.1
16 H	62.2	75.8	86.0	95.2	101.8	106.5	125.1	142.6
24 H	72.2	88.0	100.0	111.2	119.8	125.5	148.1	170.6

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.011	2.135	2.261	2.346	2.413	2.467	2.652	2.861
10 M	1.696	1.870	2.019	2.114	2.184	2.240	2.427	2.630
15 M	1.503	1.714	1.882	1.983	2.058	2.116	2.306	2.508
20 M	1.325	1.519	1.674	1.768	1.837	1.892	2.069	2.259
25 M	1.193	1.374	1.519	1.608	1.674	1.726	1.895	2.076
30 M	1.089	1.260	1.399	1.484	1.547	1.597	1.759	1.934
1 H	0.758	0.910	1.031	1.106	1.160	1.203	1.344	1.496
2 H	0.488	0.590	0.674	0.726	0.764	0.794	0.893	1.000
4 H	0.302	0.369	0.423	0.457	0.482	0.502	0.568	0.640
6 H	0.225	0.275	0.316	0.341	0.360	0.375	0.425	0.479
8 H	0.183	0.223	0.256	0.277	0.292	0.305	0.345	0.389
10 H	0.155	0.189	0.217	0.234	0.247	0.258	0.291	0.329
12 H	0.135	0.165	0.189	0.204	0.215	0.224	0.254	0.286
14 H	0.120	0.147	0.168	0.182	0.192	0.200	0.226	0.254
24 H	0.081	0.098	0.112	0.121	0.127	0.132	0.149	0.167

POSTO
SANTA MARIA MADALENA

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RJ 21 GR 59 MIN 42 GR 1 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	10.5	11.2	11.9	12.3	12.7	12.9	13.9	15.0
10 M	16.4	18.1	19.6	20.5	21.2	21.7	23.5	25.5
15 M	20.9	23.9	26.2	27.6	28.6	29.5	32.1	34.9
20 M	23.9	27.4	30.2	31.9	33.1	34.1	37.3	40.7
25 M	26.3	30.3	33.5	35.5	36.9	38.1	41.8	45.8
30 M	28.4	32.8	36.5	38.7	40.3	41.6	45.8	50.4
1 H	35.8	41.3	46.0	49.0	51.3	53.1	59.2	65.9
2 H	44.3	51.6	57.9	61.9	65.0	67.4	75.6	84.9
4 H	55.5	62.7	70.8	75.9	79.8	83.0	93.6	105.6
6 H	59.1	69.4	78.4	84.1	88.5	92.0	103.9	117.5
8 H	63.5	74.6	84.2	90.5	95.2	99.0	111.6	126.3
10 H	66.9	78.6	88.8	95.3	100.2	104.2	117.7	132.9
12 H	69.9	82.1	92.6	99.4	104.6	108.7	122.7	138.5
14 H	72.6	85.2	96.1	103.1	108.4	112.7	127.1	143.4
24 H	83.2	97.2	109.4	117.2	123.1	127.9	143.8	161.6

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.111	2.240	2.372	2.463	2.532	2.589	2.783	3.003
10 M	1.645	1.813	1.958	2.050	2.118	2.173	2.353	2.551
15 M	1.395	1.591	1.746	1.841	1.910	1.964	2.140	2.328
20 M	1.195	1.370	1.509	1.594	1.656	1.706	1.866	2.037
25 M	1.053	1.213	1.341	1.420	1.478	1.524	1.673	1.833
30 M	0.946	1.095	1.216	1.290	1.344	1.386	1.529	1.681
1 H	0.597	0.689	0.768	0.818	0.855	0.885	0.986	1.099
2 H	0.370	0.431	0.483	0.517	0.542	0.562	0.631	0.708
4 H	0.223	0.262	0.295	0.317	0.333	0.346	0.391	0.441
6 H	0.165	0.193	0.218	0.234	0.246	0.256	0.289	0.326
8 H	0.133	0.156	0.176	0.189	0.199	0.207	0.233	0.264
10 H	0.112	0.132	0.148	0.159	0.168	0.174	0.197	0.222
12 H	0.098	0.115	0.129	0.139	0.146	0.152	0.171	0.193
14 H	0.087	0.102	0.115	0.123	0.130	0.135	0.152	0.171
24 H	0.058	0.068	0.076	0.082	0.086	0.089	0.100	0.113

DRENAGEM URBANA

POSTO
SANTA VITORIA DO PALMAR

ESTADO RS LATITUDE 33 GR 31 MIN LONGITUDE 53 GR 22 MIN

P (MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	10.5	11.2	11.9	12.3	12.7	12.9	13.9	15.0
10 M	16.9	19.0	20.8	21.8	22.6	23.2	25.2	27.3
15 M	21.9	26.0	29.0	30.8	32.1	33.0	36.1	39.2
20 M	25.0	29.8	33.5	35.8	37.1	38.3	42.0	45.8
25 M	27.6	33.0	37.2	39.6	41.4	42.7	47.0	51.5
30 M	29.7	35.8	40.4	43.2	45.1	46.7	51.6	56.6
1 H	38.4	47.0	53.8	57.8	60.8	63.1	70.6	78.5
2 H	47.5	58.7	67.6	73.0	77.0	80.1	90.2	101.1
4 H	57.4	71.4	82.7	89.6	94.6	98.6	111.7	125.8
6 H	63.4	79.0	91.6	99.3	104.9	109.4	123.9	139.7
8 H	68.0	84.8	98.4	106.7	112.8	117.6	133.4	150.4
10 H	71.8	89.4	103.7	112.4	118.8	123.9	140.4	158.3
12 H	75.0	93.4	108.2	117.3	123.9	129.2	146.4	165.0
14 H	77.9	96.9	112.2	121.6	126.5	133.9	151.7	170.8
24 H	89.3	110.7	127.8	138.3	145.9	152.0	171.6	192.7

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.111	2.240	2.372	2.463	2.532	2.589	2.783	3.003
10 M	1.686	1.901	2.075	2.181	2.259	2.320	2.517	2.727
15 M	1.461	1.734	1.937	2.055	2.139	2.204	2.407	2.615
20 M	1.252	1.493	1.674	1.780	1.855	1.914	2.099	2.289
25 M	1.103	1.322	1.488	1.585	1.655	1.710	1.882	2.060
30 M	0.992	1.194	1.348	1.440	1.505	1.557	1.720	1.889
1 H	0.840	0.784	0.896	0.964	1.013	1.052	1.177	1.309
2 H	0.397	0.490	0.564	0.609	0.642	0.668	0.752	0.843
4 H	0.239	0.298	0.345	0.374	0.395	0.412	0.466	0.525
6 H	0.177	0.220	0.255	0.276	0.292	0.304	0.345	0.388
8 H	0.142	0.177	0.205	0.223	0.235	0.246	0.278	0.314
10 H	0.120	0.150	0.173	0.188	0.199	0.207	0.235	0.264
12 H	0.105	0.130	0.151	0.163	0.173	0.180	0.204	0.230
14 H	0.093	0.116	0.134	0.145	0.153	0.160	0.181	0.204
24 H	0.062	0.077	0.089	0.097	0.102	0.106	0.120	0.134

POSTO
SANTOS ITAPEMA

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
SP 23 GR 55 MIN 46 GR 25 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	24.6	28.9	31.9	33.7	34.9	35.9	38.8	41.7
10 M	37.9	45.0	51.2	54.4	56.6	58.3	63.5	68.0
15 M	47.6	58.8	66.8	71.4	74.5	76.9	84.3	91.4
20 M	54.4	67.4	77.0	82.4	86.1	89.0	97.9	106.0
25 M	59.8	74.6	85.4	91.6	96.0	99.3	109.6	119.8
30 M	64.5	80.0	92.9	99.8	104.7	108.5	120.1	131.8
1 H	72.2	97.0	110.9	119.3	125.4	130.2	145.6	162.0
2 H	97.5	120.5	138.7	149.8	157.9	164.4	185.1	207.3
4 H	116.4	144.9	167.8	181.8	192.1	200.2	226.8	255.4
6 H	127.5	158.9	184.1	199.6	210.9	219.9	249.2	280.9
8 H	135.0	169.1	196.1	212.7	224.6	234.4	265.9	299.0
10 H	141.9	176.8	204.9	222.2	234.8	244.9	277.5	312.9
12 H	147.1	183.1	212.2	230.0	243.0	253.4	287.1	323.5
14 H	151.5	188.6	218.4	236.6	250.0	260.6	295.1	332.4
24 H	167.0	207.8	240.0	259.6	274.0	285.4	322.3	361.9

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	4.928	5.773	6.387	6.738	6.985	7.175	7.762	8.350
10 M	3.791	4.563	5.122	5.439	5.660	5.830	6.349	6.862
15 M	3.176	3.920	4.457	4.759	4.970	5.130	5.618	6.096
20 M	2.719	3.372	3.848	4.119	4.308	4.452	4.895	5.331
25 M	2.395	2.985	3.419	3.667	3.841	3.974	4.385	4.794
30 M	2.151	2.694	3.096	3.328	3.491	3.617	4.005	4.394
1 H	1.321	1.617	1.849	1.989	2.091	2.171	2.428	2.700
2 H	0.813	1.004	1.157	1.249	1.317	1.370	1.543	1.728
4 H	0.486	0.604	0.700	0.756	0.801	0.835	0.945	1.065
6 H	0.355	0.442	0.512	0.555	0.585	0.611	0.693	0.781
8 H	0.283	0.353	0.409	0.444	0.469	0.489	0.554	0.625
10 H	0.237	0.295	0.342	0.371	0.392	0.409	0.463	0.522
12 H	0.205	0.255	0.295	0.320	0.338	0.352	0.399	0.450
14 H	0.181	0.225	0.260	0.282	0.298	0.311	0.352	0.396
24 H	0.117	0.145	0.167	0.181	0.191	0.199	0.224	0.252

DRENAGEM URBANA

SANTOS POSTO

ESTADO SP LATITUDE 23 GR 56 MIN LONGITUDE 46 GR 19 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	15.5	15.0	17.4	18.4	19.1	19.6	21.2	22.8
10 M	21.9	25.0	28.7	30.4	31.6	32.5	35.3	38.2
15 M	26.1	33.4	37.3	39.6	41.2	42.4	46.4	50.4
20 M	33.4	40.0	45.1	48.0	50.0	51.6	56.7	61.8
25 M	37.8	45.9	52.0	55.6	58.1	60.0	66.1	72.4
30 M	41.8	51.3	58.5	62.6	65.6	67.9	75.1	82.4
1 H	50.2	74.2	86.3	93.5	98.5	102.5	114.9	127.7
2 H	75.1	96.5	113.1	123.0	130.0	135.6	153.1	171.2
4 H	93.5	121.0	142.7	155.6	164.9	172.2	195.5	220.0
6 H	105.0	136.0	160.4	175.0	185.6	193.9	220.2	247.9
8 H	113.7	147.5	174.0	190.0	201.5	210.5	239.3	269.6
10 H	120.8	156.5	184.7	201.5	213.7	223.2	253.7	285.6
12 H	126.9	164.3	193.8	211.4	224.1	234.1	265.9	299.2
14 H	132.3	171.3	201.8	220.2	233.3	243.7	276.7	311.2
24 H	155.7	198.3	233.0	253.8	268.6	280.3	317.4	356.0

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.692	3.153	3.488	3.680	3.815	3.918	4.239	4.560
10 M	2.191	2.583	2.872	3.030	3.156	3.247	3.530	3.817
15 M	1.877	2.227	2.487	2.639	2.747	2.830	3.092	3.358
20 M	1.669	2.005	2.253	2.399	2.502	2.583	2.834	3.090
25 M	1.514	1.858	2.082	2.223	2.324	2.402	2.646	2.896
30 M	1.393	1.711	1.949	2.086	2.187	2.264	2.504	2.748
1 H	0.971	1.237	1.439	1.558	1.643	1.709	1.916	2.129
2 H	0.626	0.805	0.943	1.025	1.084	1.130	1.276	1.427
4 H	0.390	0.505	0.595	0.649	0.688	0.718	0.815	0.917
6 H	0.292	0.378	0.446	0.487	0.516	0.539	0.612	0.689
8 H	0.237	0.308	0.363	0.396	0.420	0.439	0.499	0.562
10 H	0.202	0.261	0.308	0.336	0.357	0.373	0.423	0.470
12 H	0.177	0.229	0.270	0.294	0.312	0.326	0.370	0.416
14 H	0.158	0.204	0.241	0.263	0.278	0.291	0.330	0.371
24 H	0.107	0.138	0.162	0.177	0.187	0.195	0.221	0.248

POSTO
SAO CARLOS

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
SP 22 GR 1 MIN 47 GR 54 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	13.0	14.1	15.1	15.7	16.2	16.6	17.8	19.2
10 M	20.3	22.9	24.9	26.2	27.1	27.8	30.1	32.6
15 M	25.8	30.1	33.3	35.2	36.6	37.7	41.1	44.7
20 M	29.5	34.5	38.3	40.0	42.3	43.6	47.8	52.1
25 M	32.5	38.2	42.6	45.3	47.2	48.7	53.5	58.6
30 M	35.0	41.4	46.3	49.3	51.5	53.2	58.7	64.5
1 H	40.3	56.7	64.8	69.7	73.3	76.1	85.1	94.6
2 H	57.2	70.7	81.4	88.0	92.7	96.5	108.7	121.7
4 H	88.9	85.7	99.3	107.6	113.7	118.5	134.2	151.1
6 H	78.0	94.7	109.8	119.0	125.7	131.1	148.6	167.4
8 H	61.4	101.5	117.7	127.7	134.9	140.7	159.6	180.0
10 H	85.7	106.8	123.8	134.2	141.9	148.0	167.7	189.0
12 H	89.4	111.4	129.0	139.8	147.8	154.1	174.6	196.7
14 H	92.7	115.3	133.6	144.8	152.9	159.4	180.5	203.3
24 H	105.4	130.7	151.0	163.3	172.4	179.5	202.7	227.7

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.009	2.824	3.017	3.142	3.236	3.312	3.565	3.844
10 M	2.033	2.286	2.490	2.615	2.706	2.779	3.014	3.264
15 M	1.723	2.005	2.220	2.340	2.440	2.512	2.740	2.978
20 M	1.476	1.726	1.918	2.033	2.116	2.181	2.388	2.606
25 M	1.301	1.526	1.705	1.811	1.888	1.948	2.141	2.345
30 M	1.169	1.380	1.545	1.644	1.716	1.773	1.956	2.150
1 H	0.772	0.945	1.081	1.163	1.222	1.269	1.419	1.578
2 H	0.477	0.590	0.679	0.733	0.773	0.804	0.906	1.015
4 H	0.268	0.358	0.414	0.449	0.474	0.494	0.560	0.630
6 H	0.212	0.264	0.305	0.331	0.350	0.365	0.413	0.466
8 H	0.170	0.212	0.246	0.266	0.282	0.294	0.333	0.375
10 H	0.143	0.179	0.207	0.224	0.237	0.247	0.280	0.316
12 H	0.125	0.155	0.180	0.195	0.206	0.214	0.243	0.274
14 H	0.111	0.138	0.160	0.173	0.183	0.190	0.215	0.243
24 H	0.074	0.091	0.105	0.114	0.120	0.125	0.141	0.159

DRENAGEM URBANA

POSTO
SAO FRANCISCO DO SUL

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
SC 26 GR 15 MIN 48 GR 38 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	10.5	11.6	12.5	13.1	13.5	13.8	14.9	16.1
10 M	17.5	19.9	21.6	22.9	23.7	24.3	26.4	28.6
15 M	23.0	26.8	29.7	31.4	32.6	33.6	36.6	39.8
20 M	27.1	31.7	35.2	37.3	38.8	40.0	43.8	47.8
25 M	30.5	35.8	39.9	42.4	44.2	45.6	50.1	54.9
30 M	33.4	39.4	44.1	46.9	49.0	50.6	55.9	61.4
1 H	47.5	59.3	68.4	73.8	77.7	80.8	90.5	100.5
2 H	61.0	76.0	89.3	96.7	102.1	106.4	120.0	134.3
4 H	75.4	95.7	111.8	121.5	128.6	134.2	152.1	171.2
6 h	84.1	106.8	124.9	135.8	143.8	150.1	170.3	191.8
8 H	90.5	115.1	134.7	146.6	155.2	162.0	183.9	207.3
10 h	95.6	121.5	142.1	154.0	163.7	170.8	193.9	218.4
12 h	99.9	126.9	148.4	161.3	170.7	178.2	202.1	227.6
14 h	105.7	131.6	153.7	167.1	176.9	184.5	209.3	235.5
24 H	117.7	148.9	173.5	188.3	199.0	207.5	234.6	263.3

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.106	2.324	2.505	2.617	2.700	2.766	2.981	3.212
10 M	1.754	1.990	2.175	2.288	2.369	2.433	2.640	2.858
15 M	1.536	1.787	1.979	2.093	2.175	2.239	2.443	2.655
20 M	1.355	1.583	1.760	1.866	1.942	2.001	2.192	2.391
25 M	1.219	1.432	1.597	1.697	1.769	1.825	2.006	2.197
30 M	1.113	1.313	1.471	1.565	1.634	1.688	1.862	2.047
1 H	0.792	0.989	1.141	1.231	1.296	1.347	1.508	1.676
2 H	0.509	0.641	0.745	0.807	0.852	0.887	1.000	1.119
4 H	0.315	0.399	0.466	0.507	0.536	0.560	0.634	0.714
6 h	0.234	0.297	0.347	0.378	0.400	0.417	0.473	0.533
8 H	0.189	0.240	0.281	0.306	0.324	0.338	0.384	0.432
10 H	0.160	0.203	0.237	0.256	0.273	0.285	0.324	0.365
12 H	0.139	0.177	0.207	0.225	0.238	0.248	0.281	0.317
14 H	0.124	0.157	0.184	0.199	0.211	0.220	0.250	0.281
24 H	0.082	0.104	0.121	0.131	0.139	0.145	0.165	0.183

POSTO
SAO GONCALO

ESTADO
PB

LATITUDE
6 GR 46 MIN

LONGITUDE
38 GR 14 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	12.7	13.5	14.3	14.9	15.3	15.6	16.8	18.1
10 M	20.1	22.4	24.3	25.5	26.4	27.1	29.4	31.8
15 M	25.8	30.1	33.3	35.2	36.6	37.7	41.1	44.7
20 M	29.7	35.0	39.0	41.4	43.2	44.5	48.8	53.2
25 M	33.0	39.3	44.1	47.0	49.0	50.6	55.7	61.0
30 M	35.9	43.2	48.8	52.1	54.5	56.3	62.2	68.4
1 H	47.4	59.2	68.3	73.7	77.6	80.6	90.3	100.3
2 H	58.6	73.8	85.8	92.9	98.1	102.2	115.2	129.0
4 H	70.5	89.5	104.6	113.7	120.3	125.5	142.3	160.2
6 H	77.8	98.9	115.6	125.7	133.1	138.9	157.6	177.5
8 H	83.3	106.0	124.0	134.9	142.8	149.1	169.3	190.8
10 H	87.8	111.5	130.4	141.8	150.2	156.7	177.9	200.4
12 H	91.5	116.3	135.9	147.8	156.4	163.2	185.1	208.5
14 H	94.9	120.4	140.7	153.0	161.9	168.9	191.5	215.5
24 H	107.9	136.5	159.0	172.6	182.4	190.2	215.0	241.3

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.549	2.705	2.865	2.974	3.058	3.127	3.361	3.627
10 M	2.010	2.241	2.433	2.552	2.640	2.710	2.938	3.183
15 M	1.723	2.005	2.220	2.348	2.440	2.512	2.740	2.978
20 M	1.488	1.751	1.953	2.073	2.158	2.225	2.439	2.661
25 M	1.321	1.573	1.766	1.880	1.962	2.026	2.229	2.441
30 M	1.196	1.440	1.627	1.737	1.817	1.878	2.075	2.279
1 H	0.790	0.987	1.138	1.228	1.293	1.344	1.505	1.673
2 H	0.489	0.616	0.715	0.775	0.818	0.852	0.961	1.075
4 H	0.254	0.373	0.436	0.474	0.502	0.524	0.594	0.668
6 H	0.217	0.275	0.322	0.350	0.370	0.386	0.438	0.494
8 H	0.174	0.221	0.259	0.282	0.298	0.311	0.353	0.398
10 H	0.147	0.186	0.218	0.237	0.251	0.262	0.297	0.334
12 H	0.128	0.162	0.189	0.206	0.218	0.227	0.258	0.290
14 H	0.113	0.144	0.168	0.183	0.193	0.202	0.228	0.257
24 H	0.075	0.095	0.111	0.120	0.127	0.133	0.150	0.168

DRENAGEM URBANA

POSTO
SAO LUIZ

ESTADO
MA

LATITUDE
2 GR 32 MIN

LONGITUDE
44 GR 17 MIN

P (MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	11.4	12.1	12.8	13.3	13.7	14.0	15.0	16.2
10 M	19.0	20.7	22.3	23.3	24.0	24.6	26.7	28.9
15 M	25.0	27.9	30.4	31.9	33.1	34.0	37.0	40.3
20 M	29.4	33.0	36.0	38.0	39.4	40.5	44.3	48.3
25 M	33.0	37.3	40.9	43.1	44.8	46.2	50.6	55.5
30 M	36.2	41.1	45.2	47.8	49.7	51.3	56.4	62.1
1 H	41.5	46.8	50.1	52.2	53.9	55.3	60.4	66.1
2 H	46.2	50.2	53.6	55.6	57.2	58.6	63.7	69.4
4 H	52.0	55.0	58.4	60.4	62.0	63.4	68.5	74.2
6 H	56.5	59.5	62.9	64.9	66.5	67.9	73.0	78.7
8 H	60.7	63.7	67.1	69.1	70.7	72.1	77.2	82.9
10 H	64.3	67.3	70.7	72.7	74.3	75.7	80.8	86.5
12 H	67.1	70.1	73.5	75.5	77.1	78.5	83.6	89.3
14 H	69.3	72.3	75.7	77.7	79.3	80.7	85.8	91.5
24 H	79.2	82.1	85.5	87.5	89.1	90.5	95.6	101.3

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.282	2.422	2.565	2.662	2.738	2.799	3.009	3.247
10 M	1.901	2.073	2.228	2.327	2.402	2.463	2.665	2.889
15 M	1.666	1.863	2.027	2.130	2.206	2.266	2.466	2.684
20 M	1.469	1.650	1.803	1.898	1.969	2.026	2.213	2.418
25 M	1.322	1.492	1.636	1.727	1.794	1.848	2.026	2.222
30 M	1.207	1.369	1.507	1.593	1.658	1.710	1.881	2.070
1 H	0.859	1.031	1.169	1.253	1.315	1.364	1.524	1.696
2 H	0.552	0.669	0.764	0.822	0.865	0.899	1.011	1.133
4 H	0.342	0.417	0.479	0.517	0.545	0.568	0.642	0.724
6 H	0.255	0.311	0.357	0.386	0.407	0.424	0.480	0.541
8 H	0.206	0.252	0.289	0.313	0.330	0.344	0.389	0.439
10 H	0.174	0.213	0.245	0.264	0.279	0.290	0.329	0.371
12 H	0.152	0.186	0.213	0.230	0.243	0.253	0.286	0.322
14 H	0.135	0.165	0.189	0.205	0.216	0.225	0.254	0.286
24 H	0.090	0.110	0.125	0.135	0.142	0.148	0.167	0.188

POSTO
SAO LUIZ GONZAGA

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RS 28 GR 24 MIN 54 GR 58 MIN

P (MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

URACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	14.5	16.6	18.2	19.2	19.8	20.4	22.0	23.7
10 M	21.8	25.2	27.7	29.3	30.3	31.2	33.9	36.6
15 M	26.8	31.1	34.5	36.5	37.9	39.0	42.5	46.2
20 M	30.8	36.3	40.4	42.9	44.7	46.1	50.5	55.1
25 M	34.2	40.7	45.7	48.7	50.8	52.4	57.7	63.2
30 M	37.2	44.7	50.5	54.0	56.4	58.4	64.5	70.8
1 H	40.9	56.3	63.8	68.4	71.8	74.5	83.2	92.6
2 H	58.1	70.3	80.3	86.4	90.9	94.5	106.3	119.2
4 H	70.0	85.5	98.1	106.0	111.8	116.4	131.7	148.4
6 H	77.5	94.6	106.7	117.4	123.9	129.1	146.1	164.7
8 H	83.1	101.6	116.8	126.2	133.2	138.8	157.2	177.4
10 H	87.7	107.1	123.1	133.0	140.3	146.2	165.5	186.7
12 H	91.6	111.8	128.5	138.8	146.4	152.5	172.6	194.5
14 H	95.1	116.0	133.2	143.9	151.6	158.1	178.8	201.5
24 H	109.0	132.5	151.7	163.6	172.3	179.3	202.5	227.3

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

URACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.896	3.326	3.648	3.836	3.970	4.074	4.402	4.739
10 M	2.178	2.517	2.774	2.926	3.034	3.119	3.386	3.663
15 M	1.784	2.076	2.299	2.431	2.526	2.601	2.837	3.084
20 M	1.541	1.814	2.022	2.146	2.235	2.305	2.526	2.756
25 M	1.369	1.629	1.829	1.947	2.032	2.099	2.309	2.528
30 M	1.239	1.492	1.685	1.800	1.882	1.946	2.149	2.361
1 H	0.782	0.938	1.064	1.141	1.197	1.242	1.367	1.543
2 H	0.464	0.566	0.669	0.721	0.758	0.788	0.887	0.994
4 H	0.292	0.357	0.409	0.442	0.466	0.486	0.549	0.619
6 H	0.216	0.263	0.302	0.327	0.345	0.359	0.406	0.458
8 H	0.174	0.212	0.244	0.263	0.278	0.290	0.328	0.370
10 H	0.147	0.179	0.206	0.222	0.234	0.244	0.276	0.312
12 H	0.128	0.156	0.179	0.193	0.204	0.212	0.240	0.271
14 H	0.114	0.139	0.159	0.172	0.181	0.189	0.213	0.240
24 H	0.076	0.093	0.106	0.114	0.120	0.125	0.141	0.158

DRENAGEM URBANA

POSTO
SAO SIMAO

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
SP 21 GR 29 MIN 47 GR 33 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	12.0	13.2	14.2	14.9	15.3	15.7	16.9	18.3
10 M	18.2	20.5	22.3	23.4	24.2	24.8	26.9	29.1
15 M	22.0	25.8	28.4	29.9	31.0	31.9	34.8	37.8
20 M	26.1	30.1	33.3	35.2	36.6	37.7	41.2	45.0
25 M	28.9	33.8	37.6	39.9	41.6	42.9	47.1	51.6
30 M	31.4	37.1	41.6	44.2	46.2	47.7	52.6	57.9
1 H	40.6	48.7	55.2	59.2	62.2	64.5	72.0	80.1
2 H	50.2	60.8	69.5	74.8	78.7	81.6	92.0	103.1
4 H	60.5	73.9	84.8	91.6	96.6	100.6	113.8	128.2
6 H	66.9	81.7	93.9	101.4	107.0	111.5	126.1	142.2
8 H	71.7	87.6	100.0	108.9	115.0	119.8	135.7	153.1
10 H	75.6	92.3	106.1	114.7	121.0	126.0	142.7	160.9
12 H	78.9	96.3	110.7	119.6	126.1	131.4	148.7	167.6
14 H	81.9	99.9	114.7	123.9	130.7	136.1	153.9	173.4
24 H	93.5	113.7	130.2	140.4	147.9	153.9	173.5	195.0

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.395	2.644	2.850	2.977	3.071	3.140	3.391	3.654
10 M	1.822	2.045	2.226	2.336	2.417	2.481	2.689	2.912
15 M	1.510	1.723	1.891	1.993	2.068	2.127	2.317	2.520
20 M	1.304	1.505	1.664	1.760	1.830	1.885	2.063	2.252
25 M	1.158	1.352	1.504	1.597	1.663	1.716	1.886	2.066
30 M	1.049	1.238	1.386	1.475	1.540	1.591	1.755	1.929
1 H	0.877	0.813	0.921	0.988	1.036	1.075	1.201	1.336
2 H	0.419	0.507	0.579	0.624	0.656	0.682	0.767	0.860
4 H	0.253	0.308	0.354	0.382	0.403	0.420	0.475	0.535
6 H	0.186	0.227	0.261	0.282	0.292	0.310	0.351	0.396
8 H	0.150	0.183	0.210	0.227	0.240	0.250	0.283	0.319
10 H	0.126	0.154	0.177	0.192	0.202	0.211	0.238	0.269
12 H	0.110	0.134	0.154	0.167	0.176	0.183	0.207	0.233
14 H	0.098	0.119	0.137	0.148	0.156	0.162	0.184	0.207
24 H	0.065	0.079	0.091	0.098	0.103	0.107	0.121	0.136

POSTO
SENA MADUREIRA

ESTADO
AC.

LATITUDE
9 GR 8 MIN

LONGITUDE
68 GR 40 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	13.8	15.2	16.4	17.1	17.7	18.1	19.5	21.0
10 M	21.0	23.5	25.6	26.9	27.8	28.6	31.0	33.5
15 M	26.1	29.7	32.6	34.4	35.7	36.7	40.0	43.5
20 M	30.0	34.6	38.3	40.5	42.1	43.3	47.4	51.8
25 M	33.3	38.8	43.2	45.9	47.8	49.3	54.2	59.4
30 M	36.1	42.7	47.8	50.8	53.1	54.8	60.5	66.5
1 H	45.5	53.5	60.1	64.3	67.3	69.8	77.8	86.7
2 H	56.0	66.5	75.3	80.8	84.9	88.2	99.1	111.1
4 H	67.0	80.2	91.3	98.3	103.5	107.7	121.6	137.1
6 H	73.6	88.1	100.4	108.1	113.8	118.5	133.9	151.1
8 H	78.4	94.0	107.1	115.4	121.6	126.6	143.2	161.6
10 H	82.2	98.4	112.1	120.8	127.2	132.4	149.7	169.0
12 H	85.3	102.1	116.3	125.2	131.9	137.3	155.1	175.0
14 H	88.1	105.3	119.9	129.1	135.9	141.4	159.8	180.1
24 H	98.2	117.0	132.8	142.8	150.2	156.1	175.9	197.7

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.759	3.046	3.283	3.430	3.538	3.624	3.906	4.209
10 M	2.098	2.355	2.562	2.689	2.782	2.856	3.096	3.353
15 M	1.738	1.982	2.176	2.294	2.379	2.447	2.666	2.900
20 M	1.500	1.731	1.913	2.024	2.104	2.168	2.372	2.590
25 M	1.331	1.554	1.729	1.835	1.912	1.973	2.168	2.375
30 M	1.205	1.422	1.593	1.695	1.770	1.828	2.017	2.217
1 H	0.758	0.892	1.003	1.072	1.123	1.163	1.298	1.445
2 H	0.467	0.555	0.628	0.674	0.708	0.735	0.826	0.926
4 H	0.280	0.335	0.381	0.410	0.432	0.449	0.507	0.572
6 H	0.205	0.245	0.279	0.301	0.317	0.330	0.373	0.420
8 H	0.164	0.196	0.224	0.241	0.254	0.264	0.299	0.337
10 H	0.137	0.165	0.187	0.202	0.213	0.221	0.250	0.282
12 H	0.119	0.142	0.162	0.174	0.184	0.191	0.216	0.244
14 H	0.105	0.126	0.143	0.154	0.162	0.169	0.191	0.215
24 H	0.069	0.082	0.093	0.100	0.105	0.109	0.123	0.138

DRENAGEM URBANA

POSTO		ESTADO		LATITUDE		LONGITUDE		
SETE LAGOAS		MG		19 GR 27 MIN		44 GR 15 MIN		

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA								

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.

5 M	13.0	15.0	16.4	17.2	17.8	18.3	19.8	21.3
10 M	19.6	22.6	25.0	26.3	27.3	28.1	30.5	33.0
15 M	24.1	28.0	31.0	32.8	34.1	35.1	38.3	41.6
20 M	27.5	32.1	35.7	37.9	39.4	40.6	44.5	48.5
25 M	30.3	35.6	39.7	42.2	43.9	45.3	49.8	54.6
30 M	32.6	38.5	43.2	45.9	48.0	49.5	54.7	60.1
1 H	42.1	50.6	57.3	61.5	64.5	66.9	74.8	83.2
2 H	52.1	63.1	72.1	77.6	81.7	84.9	95.5	107.0
4 H	62.8	76.6	88.0	95.0	100.2	104.4	118.0	133.0
6 H	69.4	84.7	97.3	105.1	110.9	115.6	130.8	147.5
8 H	74.3	90.8	104.4	112.9	119.1	124.1	140.6	158.7
10 H	78.3	95.7	109.9	118.8	125.3	130.6	147.8	166.7
12 H	81.7	99.8	114.6	123.8	130.6	136.1	154.0	173.6
14 H	84.8	103.4	118.7	128.3	135.3	140.9	159.3	179.6
24 H	96.7	117.5	134.6	145.1	152.9	159.1	179.4	201.6

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA								
DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							100.
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	
5 M	2.606	2.993	3.282	3.451	3.572	3.666	3.960	4.263
10 M	1.959	2.264	2.495	2.632	2.729	2.805	3.046	3.295
15 M	1.605	1.867	2.068	2.187	2.272	2.339	2.552	2.774
20 M	1.375	1.607	1.767	1.894	1.971	2.031	2.225	2.427
25 M	1.212	1.423	1.588	1.687	1.758	1.814	1.994	2.184
30 M	1.089	1.285	1.439	1.532	1.599	1.652	1.822	2.003
1 H	0.703	0.843	0.956	1.025	1.076	1.116	1.246	1.387
2 H	0.435	0.527	0.601	0.647	0.681	0.708	0.796	0.892
4 H	0.262	0.320	0.367	0.396	0.418	0.435	0.492	0.555
6 H	0.193	0.236	0.271	0.293	0.309	0.322	0.364	0.410
8 H	0.155	0.190	0.218	0.236	0.249	0.259	0.293	0.331
10 H	0.131	0.160	0.184	0.198	0.209	0.218	0.247	0.278
12 H	0.114	0.139	0.160	0.172	0.182	0.189	0.214	0.242
14 H	0.101	0.124	0.142	0.153	0.162	0.168	0.190	0.214
24 H	0.068	0.082	0.094	0.101	0.107	0.111	0.125	0.141

SOURCE	POSTO	ESTADO	LATITUDE	LONGITUDE				
		PA	0 GR 44 MIN	48 GR 31 MIN				
=====								
P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA								

	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
DURACAO	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.

5 M	13.1	14.5	15.6	16.3	16.8	17.2	18.6	20.0
10 M	21.3	23.7	25.7	26.9	27.8	28.6	30.9	33.5
15 M	27.4	30.7	33.4	35.1	36.3	37.3	40.6	44.2
20 M	32.5	36.8	40.3	42.5	44.1	45.4	49.6	54.2
25 M	36.9	42.2	46.5	49.2	51.2	52.8	57.9	63.5
30 M	40.7	47.1	52.3	55.5	57.8	59.7	65.8	72.3
1 H	56.7	68.1	77.2	82.8	86.9	90.1	100.7	112.0
2 H	73.1	88.6	101.1	108.9	114.6	119.1	134.0	150.2
4 H	91.0	111.0	127.5	137.7	145.2	151.2	171.1	192.8
6 H	102.1	124.7	143.3	154.8	163.3	170.1	192.6	217.1
8 H	110.5	135.1	155.3	167.9	177.2	184.7	209.1	236.0
10 H	117.4	143.4	164.8	178.0	187.9	195.7	221.6	249.9
12 H	123.2	150.4	172.8	186.7	197.0	205.2	232.2	261.7
14 H	126.4	156.7	179.9	194.3	205.0	213.5	241.4	272.1
24 H	149.0	181.1	207.3	223.6	235.5	245.1	276.4	310.6

=====								
I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA								

PERIODO DE RETORNO (ANOS)								
DURACAO	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.

5 M	2.623	2.896	3.121	3.261	3.364	3.446	3.714	4.002
10 M	2.135	2.372	2.569	2.692	2.783	2.855	3.092	3.350
15 M	1.829	2.045	2.226	2.338	2.422	2.489	2.708	2.947
20 M	1.626	1.840	2.016	2.126	2.207	2.271	2.482	2.712
25 M	1.475	1.686	1.862	1.970	2.049	2.112	2.318	2.541
30 M	1.358	1.571	1.744	1.850	1.923	1.990	2.195	2.412
1 H	0.946	1.135	1.287	1.380	1.448	1.502	1.678	1.867
2 H	0.610	0.739	0.843	0.908	0.955	0.993	1.117	1.252
4 H	0.380	0.463	0.532	0.574	0.606	0.631	0.713	0.804
6 H	0.284	0.347	0.398	0.430	0.454	0.473	0.535	0.604
8 H	0.231	0.282	0.324	0.350	0.370	0.385	0.436	0.492
10 H	0.196	0.239	0.275	0.297	0.314	0.327	0.370	0.417
12 H	0.172	0.209	0.241	0.260	0.274	0.285	0.323	0.364
14 H	0.153	0.187	0.215	0.232	0.245	0.255	0.288	0.324
24 H	0.104	0.126	0.144	0.156	0.164	0.171	0.192	0.216

DRENAGEM URBANA

POSTO
TAPERINHA

ESTADO
PA

LATITUDE
2 GR 25 MIN

LONGITUDE
54 GR 20 MIN

P (MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	15.4	17.7	19.4	20.4	21.1	21.7	23.4	25.2
10 M	23.2	26.0	29.5	31.1	32.3	33.2	36.1	39.0
15 M	26.5	33.1	36.7	38.8	40.3	41.5	45.3	49.2
20 M	32.3	37.5	41.5	44.0	45.7	47.1	51.6	56.3
25 M	35.2	40.9	45.3	48.0	50.0	51.6	56.6	62.0
30 M	37.7	43.6	48.4	51.4	53.6	55.3	60.9	67.0
1 H	40.0	57.2	64.3	68.7	72.0	74.6	83.2	92.6
2 H	60.0	71.2	80.0	86.5	90.9	94.4	106.0	118.9
4 H	71.9	86.0	97.9	105.4	111.0	115.5	130.5	147.1
6 H	79.1	94.7	107.9	116.2	122.4	127.4	144.0	162.4
8 H	84.4	101.2	115.3	124.3	130.9	136.3	154.2	174.1
10 H	86.7	106.2	121.0	130.3	137.3	142.9	161.5	182.3
12 H	92.2	110.4	125.7	135.4	142.6	148.4	167.7	189.1
14 H	95.3	114.0	129.8	139.7	147.1	153.1	173.0	195.0
24 H	107.1	127.7	144.9	155.8	163.8	170.3	191.9	215.7

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	3.085	3.543	3.886	4.086	4.229	4.340	4.689	5.047
10 M	2.318	2.680	2.953	3.115	3.230	3.320	3.605	3.900
15 M	1.899	2.209	2.446	2.587	2.688	2.767	3.019	3.282
20 M	1.614	1.874	2.077	2.199	2.287	2.356	2.579	2.814
25 M	1.411	1.635	1.814	1.922	2.001	2.064	2.266	2.483
30 M	1.257	1.455	1.615	1.714	1.786	1.843	2.031	2.234
1 H	0.810	0.954	1.072	1.145	1.200	1.243	1.387	1.545
2 H	0.500	0.594	0.672	0.721	0.758	0.787	0.884	0.991
4 H	0.300	0.359	0.408	0.440	0.463	0.482	0.544	0.613
6 H	0.220	0.264	0.300	0.323	0.340	0.354	0.400	0.452
8 H	0.176	0.211	0.241	0.259	0.273	0.284	0.322	0.363
10 H	0.148	0.177	0.202	0.218	0.229	0.239	0.270	0.304
12 H	0.129	0.154	0.175	0.188	0.198	0.207	0.233	0.263
14 H	0.114	0.136	0.155	0.167	0.176	0.183	0.206	0.233
24 H	0.075	0.089	0.101	0.109	0.114	0.119	0.134	0.150

POSTO
TAUBATE

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
SP 23 GR 1 MIN 45 GR 34 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	11.8	13.9	15.3	16.2	16.8	17.2	18.7	20.1
10 M	17.8	21.0	23.3	24.7	25.7	26.4	28.7	31.0
15 M	21.9	26.0	29.0	30.8	32.0	33.0	36.1	39.2
20 M	25.0	29.8	33.4	35.5	37.0	38.2	41.9	45.7
25 M	27.5	33.0	37.1	39.5	41.3	42.5	46.9	51.4
30 M	29.7	35.7	40.4	43.1	45.1	46.6	51.5	56.5
1 H	39.2	48.9	56.4	60.9	64.1	65.8	74.6	82.9
2 H	48.4	61.0	70.9	76.8	81.1	84.4	95.2	106.8
4 H	58.2	73.9	86.3	93.8	99.3	103.6	117.5	132.2
6 H	64.2	81.5	95.3	103.7	109.7	114.5	129.9	146.4
8 H	68.7	87.3	102.1	111.1	117.7	122.8	139.5	157.2
10 H	72.2	91.8	107.4	116.8	123.6	129.0	146.4	165.0
12 H	75.3	95.8	111.8	121.5	128.6	134.2	152.3	171.5
14 H	78.0	99.0	115.6	125.7	133.0	138.8	157.4	177.1
24 H	88.4	111.8	130.2	141.3	149.4	155.7	176.1	197.7

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.370	2.776	3.071	3.240	3.358	3.450	3.732	4.015
10 M	1.781	2.100	2.335	2.470	2.565	2.640	2.870	3.103
15 M	1.459	1.731	1.934	2.052	2.136	2.201	2.404	2.612
20 M	1.250	1.490	1.671	1.777	1.852	1.911	2.096	2.285
25 M	1.101	1.320	1.485	1.583	1.652	1.707	1.878	2.056
30 M	0.990	1.191	1.346	1.437	1.503	1.554	1.716	1.885
1 H	0.653	0.816	0.941	1.016	1.069	1.111	1.244	1.363
2 H	0.404	0.509	0.591	0.640	0.676	0.704	0.794	0.889
4 H	0.243	0.308	0.360	0.392	0.414	0.432	0.490	0.551
6 H	0.179	0.227	0.265	0.288	0.305	0.319	0.361	0.407
8 H	0.144	0.182	0.213	0.232	0.246	0.256	0.291	0.328
10 H	0.121	0.153	0.179	0.195	0.207	0.216	0.245	0.275
12 H	0.105	0.133	0.156	0.169	0.179	0.187	0.212	0.239
14 H	0.093	0.118	0.138	0.150	0.159	0.166	0.188	0.211
24 H	0.062	0.078	0.091	0.099	0.104	0.109	0.123	0.138

DRENAGEM URBANA

POSTO
TEÓFILO OTONI

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
MG 17 GR 51 MIN 41 GR 30 MIN

P (MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	11.1	12.2	13.1	13.7	14.2	14.5	15.6	16.9
10 M	17.0	19.3	21.1	22.2	23.0	23.6	25.6	27.7
15 M	21.4	24.9	27.6	29.2	30.3	31.2	34.0	37.0
20 M	24.4	28.6	31.8	33.7	35.0	36.1	39.6	43.2
25 M	26.9	31.6	35.3	37.5	39.1	40.3	44.3	48.6
30 M	29.0	34.5	38.4	40.9	42.7	44.1	48.6	53.4
1 H	37.5	45.0	51.0	54.7	57.4	59.6	66.5	74.1
2 H	46.4	56.2	64.2	69.1	72.8	75.6	85.1	95.3
4 H	56.0	68.4	78.5	84.8	89.4	93.1	105.3	118.7
6 H	62.0	75.7	86.9	93.9	99.1	103.2	116.9	131.8
8 H	66.5	81.3	93.4	101.0	106.6	111.0	125.8	141.9
10 H	70.1	85.7	98.4	106.4	112.3	117.0	132.4	149.3
12 H	73.3	89.5	102.8	111.0	117.1	122.0	138.1	155.6
14 H	76.1	92.8	106.6	115.1	121.4	126.5	143.0	161.2
24 H	87.2	106.0	121.4	130.9	137.9	143.5	161.8	181.8

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.212	2.442	2.631	2.749	2.836	2.905	3.131	3.374
10 M	1.703	1.932	2.112	2.221	2.300	2.362	2.563	2.775
15 M	1.428	1.661	1.839	1.945	2.021	2.081	2.270	2.467
20 M	1.223	1.430	1.589	1.684	1.753	1.807	1.979	2.159
25 M	1.078	1.266	1.413	1.501	1.564	1.614	1.774	1.943
30 M	0.969	1.143	1.280	1.363	1.423	1.470	1.621	1.782
1 H	0.626	0.751	0.851	0.913	0.958	0.993	1.110	1.235
2 H	0.388	0.469	0.536	0.577	0.607	0.631	0.709	0.795
4 H	0.234	0.285	0.328	0.354	0.373	0.389	0.439	0.495
6 H	0.173	0.211	0.242	0.261	0.276	0.287	0.325	0.367
8 H	0.139	0.170	0.195	0.211	0.223	0.232	0.263	0.296
10 H	0.117	0.143	0.165	0.178	0.188	0.195	0.221	0.249
12 H	0.102	0.125	0.143	0.155	0.163	0.170	0.192	0.217
14 H	0.091	0.111	0.127	0.136	0.145	0.151	0.171	0.192
24 H	0.061	0.074	0.085	0.091	0.096	0.100	0.113	0.127

POSTO
TERESINA

ESTADO
PI

LATITUDE
5 GR 5 MIN

LONGITUDE
42 GR 49 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	16.3	19.0	21.1	22.2	23.0	23.7	25.6	27.6
10 M	24.4	28.8	32.0	33.9	35.2	36.2	39.4	42.6
15 M	30.0	35.6	39.8	42.2	44.0	45.3	49.5	53.7
20 M	34.3	40.9	45.8	48.7	50.8	52.4	57.5	62.7
25 M	37.7	45.2	50.9	54.2	56.6	58.5	64.4	70.5
30 M	40.7	49.0	55.3	59.1	61.8	63.9	70.6	77.5
1 H	42.4	54.1	63.3	70.9	82.9	86.1	96.3	107.1
2 H	54.3	79.7	91.8	99.1	104.5	108.7	122.5	137.2
4 H	77.2	98.0	111.2	120.5	127.3	132.7	150.3	169.3
6 H	84.7	105.5	122.2	132.5	140.0	146.0	165.5	186.5
8 H	90.2	112.4	130.4	141.4	149.5	155.9	176.8	199.3
10 H	94.5	117.7	136.4	147.9	156.3	163.0	184.8	208.3
12 H	98.1	122.1	141.5	153.3	162.0	168.9	191.4	215.7
14 H	101.2	125.9	145.8	158.0	166.9	174.0	197.0	221.9
24 H	112.6	139.6	161.2	174.4	184.0	191.7	216.5	243.1

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	3.254	3.812	4.217	4.449	4.612	4.737	5.125	5.514
10 M	2.445	2.882	3.205	3.391	3.522	3.624	3.940	4.259
15 M	2.002	2.376	2.654	2.816	2.931	3.020	3.299	3.583
20 M	1.714	2.044	2.292	2.437	2.541	2.621	2.874	3.134
25 M	1.510	1.809	2.036	2.170	2.265	2.340	2.576	2.819
30 M	1.356	1.633	1.844	1.970	2.059	2.130	2.352	2.584
1 H	0.873	1.069	1.223	1.315	1.382	1.435	1.605	1.785
2 H	0.538	0.665	0.765	0.827	0.871	0.907	1.021	1.144
4 H	0.322	0.401	0.464	0.503	0.531	0.554	0.627	0.706
6 H	0.236	0.293	0.340	0.369	0.389	0.406	0.460	0.518
8 H	0.188	0.235	0.272	0.295	0.312	0.325	0.369	0.416
10 H	0.158	0.197	0.228	0.247	0.261	0.272	0.308	0.348
12 H	0.137	0.170	0.197	0.213	0.226	0.235	0.266	0.300
14 H	0.121	0.150	0.174	0.189	0.199	0.208	0.235	0.265
24 H	0.079	0.097	0.112	0.122	0.128	0.134	0.151	0.169

DRENAGEM URBANA

POSTO
TEREZOPOLIS

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RJ 22 GR 26 MIN 42 GR 59 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	10.7	12.3	13.5	14.2	14.7	15.1	16.3	17.5
10 M	17.5	20.2	22.2	23.5	24.3	25.0	27.2	29.4
15 M	22.4	26.1	28.9	30.5	31.7	32.7	35.6	38.7
20 M	26.1	30.4	33.7	35.6	37.1	38.2	41.6	45.6
25 M	29.2	33.8	37.5	39.8	41.4	42.7	46.9	51.4
30 M	31.7	36.7	40.8	43.2	45.1	46.5	51.3	56.4
1 H	35.2	55.3	63.2	68.0	71.5	74.2	83.0	92.3
2 H	58.0	71.6	82.5	89.1	93.9	97.8	110.1	123.3
4 H	71.7	89.2	103.3	112.0	118.3	123.3	139.7	157.3
6 H	80.0	99.6	115.5	125.2	132.3	137.9	156.3	176.2
8 H	88.2	107.4	124.6	135.1	142.8	148.9	168.9	190.5
10 H	91.0	113.4	131.5	142.5	150.6	157.1	178.0	200.7
12 H	95.1	118.4	137.2	148.7	157.2	163.9	185.7	209.2
14 H	98.7	122.8	142.2	154.1	162.8	169.7	192.2	216.5
24 H	112.2	139.1	160.6	173.7	183.3	191.0	215.7	242.2

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.147	2.405	2.704	2.843	2.942	3.020	3.262	3.512
10 M	1.746	2.018	2.224	2.346	2.433	2.501	2.715	2.937
15 M	1.495	1.739	1.926	2.037	2.116	2.179	2.377	2.583
20 M	1.308	1.519	1.683	1.782	1.854	1.910	2.090	2.281
25 M	1.168	1.354	1.502	1.591	1.657	1.709	1.876	2.055
30 M	1.058	1.224	1.359	1.442	1.503	1.551	1.709	1.879
1 H	0.753	0.922	1.054	1.134	1.192	1.237	1.384	1.539
2 H	0.484	0.598	0.688	0.743	0.783	0.815	0.916	1.028
4 H	0.299	0.372	0.431	0.467	0.493	0.514	0.582	0.656
6 H	0.223	0.277	0.321	0.348	0.368	0.384	0.435	0.490
8 H	0.180	0.224	0.260	0.282	0.298	0.311	0.352	0.397
10 H	0.152	0.189	0.220	0.238	0.252	0.262	0.297	0.335
12 H	0.133	0.165	0.191	0.207	0.219	0.228	0.258	0.291
14 H	0.118	0.147	0.170	0.184	0.194	0.203	0.229	0.258
24 H	0.078	0.097	0.112	0.121	0.128	0.133	0.150	0.169

TUPI POSTO ESTADO LATITUDE LONGITUDE
SP 22 GR 48 MIN 47 GR 33 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

URACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	14.4	15.3	16.2	16.8	17.3	17.7	19.0	20.5
10 M	20.6	23.3	25.4	26.7	27.7	28.4	30.8	33.4
15 M	25.4	30.1	33.6	35.7	37.2	38.3	41.8	45.4
20 M	28.0	33.4	37.4	39.8	41.5	42.8	46.9	51.2
25 M	30.1	36.1	40.6	43.2	45.2	46.6	51.3	56.2
30 M	31.9	38.4	43.3	46.3	48.4	50.0	55.3	60.7
1 H	37.0	43.5	48.9	52.3	54.8	56.8	63.3	70.5
2 H	43.7	51.9	56.8	63.1	66.3	68.8	77.3	86.7
4 H	50.9	60.9	65.3	74.6	78.6	81.7	92.3	104.1
6 H	55.3	66.2	75.4	81.2	85.5	89.0	100.6	113.5
8 H	58.6	70.2	80.0	86.2	90.9	94.6	107.0	120.6
10 H	61.3	73.4	83.6	90.1	94.9	98.8	111.7	126.0
12 H	63.6	76.1	86.7	93.3	98.3	102.3	115.6	130.4
14 H	65.5	78.5	89.4	96.2	101.3	105.4	119.1	134.3
24 H	73.8	87.9	99.8	107.3	112.8	117.3	132.1	148.5

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

URACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.888	3.065	3.246	3.369	3.464	3.542	3.808	4.109
10 M	2.064	2.328	2.541	2.671	2.765	2.840	3.082	3.339
15 M	1.693	2.008	2.244	2.380	2.477	2.553	2.789	3.029
20 M	1.400	1.670	1.872	1.991	2.075	2.141	2.346	2.560
25 M	1.204	1.443	1.624	1.731	1.807	1.866	2.054	2.248
30 M	1.062	1.279	1.445	1.543	1.613	1.666	1.842	2.024
1 H	0.617	0.726	0.816	0.872	0.913	0.947	1.056	1.176
2 H	0.365	0.433	0.490	0.526	0.553	0.574	0.645	0.723
4 H	0.213	0.254	0.289	0.311	0.328	0.341	0.385	0.434
6 H	0.154	0.184	0.210	0.226	0.238	0.248	0.280	0.316
8 H	0.123	0.147	0.167	0.180	0.190	0.198	0.223	0.252
10 H	0.103	0.123	0.140	0.151	0.159	0.165	0.187	0.211
12 H	0.089	0.106	0.121	0.130	0.137	0.143	0.161	0.182
14 H	0.079	0.094	0.107	0.115	0.121	0.126	0.142	0.160
24 H	0.052	0.062	0.070	0.075	0.079	0.082	0.092	0.104

DRENAGEM URBANA

PÓSTO
FURIASSUESTADO
MA
LATITUDE
1 GR 43 MIN
LONGITUDE
45 GR 24 MIN

P (MM) - ALTURA PLOUIMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	14.1	15.9	17.3	18.2	18.8	19.2	20.8	22.4
10 M	21.3	24.1	26.4	27.7	28.7	29.5	32.0	34.6
15 M	26.2	29.8	32.8	34.5	35.8	36.9	40.2	43.7
20 M	29.9	34.3	37.6	39.9	41.4	42.7	46.7	51.0
25 M	32.9	37.9	42.0	44.4	46.2	47.7	52.3	57.3
30 M	35.5	41.1	45.6	48.4	50.5	52.1	57.4	63.1
1 H	45.9	54.0	60.7	64.9	68.0	70.5	78.6	87.5
2 H	56.9	67.0	76.5	82.1	86.3	89.6	100.7	112.9
4 H	68.9	82.4	93.8	101.0	106.3	110.6	125.0	140.9
6 H	76.4	91.4	104.1	112.2	118.1	123.0	139.0	156.8
8 H	82.1	98.4	112.1	120.8	127.3	132.5	149.9	169.3
10 H	86.8	104.0	118.4	127.6	134.4	139.9	158.1	178.5
12 H	90.9	108.8	123.9	133.4	140.5	146.2	165.2	186.4
14 H	94.5	113.1	128.7	138.6	145.9	151.8	171.5	193.4
24 H	109.2	130.2	147.8	158.8	167.1	173.7	195.7	220.0

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.831	3.188	3.466	3.633	3.754	3.849	4.153	4.473
10 M	2.129	2.413	2.636	2.771	2.869	2.947	3.196	3.459
15 M	1.745	1.990	2.185	2.303	2.389	2.458	2.678	2.912
20 M	1.495	1.714	1.889	1.995	2.073	2.135	2.335	2.549
25 M	1.316	1.516	1.679	1.778	1.850	1.907	2.094	2.295
30 M	1.185	1.371	1.522	1.615	1.683	1.737	1.914	2.105
1 H	0.766	0.901	1.013	1.082	1.134	1.175	1.311	1.460
2 H	0.475	0.564	0.638	0.665	0.720	0.747	0.839	0.941
4 H	0.288	0.344	0.391	0.421	0.444	0.461	0.521	0.588
6 H	0.213	0.254	0.290	0.312	0.329	0.342	0.387	0.436
8 H	0.172	0.206	0.234	0.252	0.266	0.277	0.313	0.353
10 H	0.145	0.174	0.198	0.213	0.224	0.234	0.264	0.298
12 H	0.127	0.152	0.173	0.186	0.196	0.204	0.230	0.259
14 H	0.113	0.135	0.154	0.165	0.174	0.181	0.205	0.231
24 H	0.076	0.091	0.103	0.111	0.117	0.121	0.136	0.153

POSTO ESTADO LATITUDE LONGITUDE
UAUPES AM 0 GR 3 MIN 57 GR 5 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	17.3	19.9	21.8	23.0	23.8	24.4	26.3	28.4
10 M	25.8	29.5	32.3	34.1	35.3	36.2	39.3	42.6
15 M	31.3	35.7	39.1	41.3	42.8	44.0	48.0	52.2
20 M	35.7	40.9	45.1	47.8	49.5	50.9	55.7	60.8
25 M	39.3	45.2	50.0	53.0	55.1	56.8	62.4	66.4
30 M	42.3	49.0	54.4	57.7	60.1	62.1	68.4	75.2
1 H	54.5	64.1	72.1	77.1	80.7	83.7	93.3	103.9
2 H	67.1	79.7	90.2	96.8	101.7	105.7	118.7	133.1
4 H	80.3	96.0	109.3	117.6	123.9	128.9	145.6	164.2
6 H	88.0	105.4	120.0	129.3	136.2	141.7	160.2	180.8
8 H	93.7	112.3	128.0	137.9	145.3	151.3	171.1	193.2
10 H	98.2	117.6	133.9	144.2	152.0	158.2	178.8	201.8
12 H	101.8	121.9	138.8	149.5	157.4	163.8	185.2	208.9
14 H	105.0	125.6	143.0	153.9	162.1	168.7	190.5	214.6
24 H	116.7	139.1	157.9	169.7	178.5	185.6	209.0	235.0

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	3.468	3.983	4.368	4.593	4.754	4.878	5.271	5.674
10 M	2.575	2.947	3.234	3.405	3.528	3.625	3.933	4.255
15 M	2.085	2.377	2.610	2.751	2.854	2.935	3.199	3.479
20 M	1.785	2.045	2.254	2.381	2.474	2.548	2.787	3.043
25 M	1.572	1.811	2.002	2.120	2.206	2.275	2.497	2.736
30 M	1.412	1.634	1.814	1.924	2.005	2.070	2.281	2.508
1 H	0.909	1.070	1.202	1.285	1.346	1.395	1.556	1.733
2 H	0.560	0.665	0.752	0.807	0.848	0.881	0.990	1.110
4 H	0.335	0.401	0.456	0.491	0.517	0.538	0.607	0.685
6 H	0.245	0.293	0.334	0.360	0.379	0.394	0.446	0.503
8 H	0.196	0.234	0.267	0.288	0.303	0.316	0.357	0.403
10 H	0.164	0.196	0.224	0.241	0.254	0.264	0.299	0.337
12 H	0.142	0.170	0.193	0.208	0.219	0.228	0.258	0.291
14 H	0.126	0.150	0.171	0.184	0.193	0.201	0.227	0.256
24 H	0.082	0.097	0.110	0.118	0.124	0.129	0.146	0.164

DRENAGEM URBANA

UBATUBA POSTO

ESTADO SP LATITUDE 23 GR 26 MIN LONGITUDE 45 GR 4 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	13.4	15.1	16.4	17.2	17.8	18.2	19.7	21.2
10 M	22.6	26.5	29.3	31.0	32.2	33.1	36.0	39.0
15 M	30.1	36.4	41.0	43.7	45.5	46.9	51.3	55.7
20 M	35.4	43.0	48.6	51.9	54.2	56.0	61.4	67.0
25 M	39.6	48.6	55.2	59.0	61.7	63.8	70.3	76.9
30 M	43.5	53.5	61.0	65.4	68.5	70.9	78.4	86.0
1 H	59.3	74.1	85.5	92.2	97.1	100.9	113.0	125.6
2 H	76.4	96.2	111.8	121.2	127.9	133.2	150.2	168.2
4 H	94.9	120.4	140.6	152.9	161.8	168.8	191.4	215.5
6 H	106.2	135.0	157.6	171.6	181.6	189.6	215.1	242.3
8 H	114.6	146.0	170.8	185.9	196.8	205.4	233.2	262.9
10 H	121.7	154.7	186.9	196.8	208.3	217.4	246.7	278.0
12 H	127.6	162.1	189.5	206.0	218.0	227.5	258.1	290.7
14 H	132.6	168.6	197.0	214.1	226.6	236.4	268.1	301.7
24 H	155.1	193.6	225.6	244.8	258.8	269.8	305.1	342.4

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.683	3.022	3.285	3.445	3.556	3.648	3.936	4.240
10 M	2.263	2.647	2.935	3.102	3.221	3.313	3.602	3.897
15 M	2.006	2.427	2.735	2.911	3.035	3.130	3.424	3.717
20 M	1.769	2.151	2.433	2.596	2.710	2.799	3.073	3.349
25 M	1.592	1.945	2.209	2.362	2.469	2.553	2.814	3.078
30 M	1.454	1.785	2.034	2.179	2.282	2.362	2.613	2.868
1 H	0.989	1.235	1.425	1.538	1.619	1.682	1.884	2.094
2 H	0.637	0.805	0.932	1.010	1.067	1.111	1.253	1.402
4 H	0.396	0.502	0.587	0.638	0.675	0.704	0.798	0.898
6 H	0.296	0.375	0.439	0.477	0.505	0.527	0.598	0.673
8 H	0.240	0.305	0.356	0.388	0.410	0.428	0.486	0.548
10 H	0.203	0.258	0.302	0.328	0.348	0.363	0.412	0.464
12 H	0.178	0.226	0.264	0.287	0.303	0.317	0.359	0.404
14 H	0.159	0.201	0.235	0.255	0.270	0.282	0.320	0.360
24 H	0.107	0.135	0.157	0.171	0.180	0.188	0.212	0.238

POSTO
URUGUAIANA

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RS 29 GR 45 MIN 57 GR 5 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	10.5	11.4	12.2	12.7	13.1	13.4	14.4	15.5
10 M	17.8	20.0	21.8	22.9	23.7	24.3	26.4	28.6
15 M	23.6	27.5	30.4	32.2	33.5	34.4	37.6	40.8
20 M	27.8	32.5	36.1	38.2	39.8	41.0	44.9	49.0
25 M	31.2	36.7	40.9	43.5	45.3	46.8	51.4	56.3
30 M	34.2	40.4	45.2	48.1	50.2	51.9	57.3	62.9
1 H	47.5	58.2	66.5	71.6	75.2	78.1	87.4	97.2
2 H	60.9	75.3	86.7	93.6	98.7	102.7	115.7	129.5
4 H	75.1	93.5	108.3	117.3	123.9	129.2	146.3	164.8
6 H	85.6	104.1	120.7	130.8	138.2	144.1	163.3	184.1
8 H	89.8	112.0	129.8	140.8	148.9	155.2	176.1	198.5
10 H	94.7	117.9	136.7	148.2	156.7	163.4	185.2	208.7
12 H	96.7	122.9	142.4	154.4	163.1	170.1	192.7	217.1
14 H	102.2	127.2	147.3	159.6	168.6	175.8	199.1	224.2
24 H	115.0	142.0	164.7	178.2	188.0	195.8	221.1	248.3

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.111	2.285	2.441	2.542	2.618	2.679	2.884	3.110
10 M	1.779	2.000	2.179	2.289	2.369	2.432	2.638	2.857
15 M	1.576	1.833	2.030	2.147	2.231	2.296	2.505	2.723
20 M	1.389	1.624	1.805	1.913	1.991	2.052	2.248	2.452
25 M	1.250	1.468	1.638	1.740	1.813	1.871	2.057	2.253
30 M	1.141	1.346	1.508	1.605	1.675	1.731	1.909	2.098
1 H	0.793	0.970	1.109	1.195	1.254	1.302	1.456	1.620
2 H	0.508	0.628	0.723	0.761	0.823	0.856	0.964	1.080
4 H	0.313	0.390	0.452	0.489	0.517	0.539	0.610	0.687
6 H	0.233	0.290	0.336	0.364	0.384	0.401	0.454	0.512
8 H	0.188	0.234	0.271	0.294	0.311	0.324	0.367	0.414
10 H	0.158	0.197	0.228	0.248	0.262	0.273	0.309	0.348
12 H	0.138	0.171	0.198	0.215	0.227	0.237	0.268	0.302
14 H	0.122	0.152	0.176	0.191	0.201	0.210	0.237	0.267
24 H	0.080	0.100	0.115	0.124	0.131	0.136	0.154	0.173

DRENAGEM URBANA

POSTO
VASSOURAS

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RJ 22 GR 24 MIN 43 GR 40 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	16.7	19.2	21.1	22.2	22.9	23.5	25.4	27.4
10 M	22.5	26.0	28.7	30.3	31.4	32.3	35.0	37.9
15 M	26.2	30.5	33.8	35.7	37.1	38.2	41.7	45.3
20 M	28.9	33.8	37.6	39.8	41.4	42.7	46.8	51.0
25 M	31.1	36.5	40.7	43.3	45.1	46.5	51.2	56.0
30 M	32.9	38.8	43.5	46.3	48.3	49.9	55.1	60.5
1 H	40.1	48.1	54.5	58.5	61.3	63.6	71.1	79.1
2 H	47.5	57.5	65.0	70.7	74.3	77.3	86.9	97.4
4 H	55.4	67.6	77.0	83.8	88.4	92.1	104.1	117.3
6 H	60.3	73.7	84.0	91.4	96.5	100.5	113.7	128.3
8 H	64.1	78.4	90.1	97.4	102.8	107.1	121.3	136.9
10 H	67.2	82.1	94.3	101.9	107.6	112.1	126.9	143.1
12 H	69.9	85.3	98.0	105.9	111.7	116.4	131.7	148.4
14 H	72.3	88.2	101.3	109.4	115.4	120.2	135.9	153.2
24 H	82.1	99.8	114.2	123.2	129.7	135.0	152.3	171.1

i(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	3.348	3.845	4.217	4.434	4.589	4.709	5.088	5.477
10 M	2.253	2.604	2.870	3.027	3.139	3.227	3.503	3.790
15 M	1.747	2.032	2.251	2.380	2.473	2.546	2.778	3.019
20 M	1.446	1.690	1.879	1.991	2.072	2.136	2.339	2.552
25 M	1.244	1.461	1.630	1.731	1.804	1.862	2.047	2.242
30 M	1.097	1.295	1.450	1.544	1.611	1.665	1.836	2.018
1 H	0.668	0.802	0.909	0.975	1.023	1.061	1.185	1.319
2 H	0.396	0.479	0.547	0.589	0.620	0.645	0.725	0.812
4 H	0.231	0.282	0.324	0.350	0.369	0.384	0.434	0.489
6 H	0.168	0.205	0.236	0.254	0.268	0.280	0.316	0.357
8 H	0.134	0.164	0.188	0.203	0.215	0.224	0.253	0.286
10 H	0.112	0.137	0.158	0.170	0.180	0.187	0.212	0.239
12 H	0.098	0.119	0.137	0.148	0.156	0.162	0.183	0.207
14 H	0.087	0.106	0.121	0.131	0.138	0.144	0.162	0.183
24 H	0.057	0.070	0.080	0.086	0.091	0.094	0.106	0.119

POSTO
VIAMAO

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RS 30 GR 5 MIN 50 GR 47 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	9.5	10.2	10.9	11.4	11.7	12.0	12.9	13.9
10 M	14.5	16.2	17.6	18.4	19.0	19.5	21.2	22.9
15 M	16.5	20.9	22.9	24.2	25.1	25.8	28.1	30.6
20 M	20.9	24.0	26.4	27.9	29.0	29.9	32.7	35.7
25 M	23.0	26.5	29.4	31.1	32.3	33.4	36.6	40.1
30 M	24.9	28.8	31.9	33.9	35.3	36.5	40.2	44.2
1 H	32.1	37.8	42.5	45.4	47.6	49.3	55.0	61.2
2 H	39.8	47.3	53.5	57.4	60.3	62.7	70.4	78.9
4 H	48.1	57.6	65.5	70.5	74.3	77.3	87.3	98.4
6 H	55.5	65.8	72.7	78.3	82.5	85.8	97.0	109.5
8 H	57.3	68.7	78.2	84.3	88.8	92.5	104.0	118.1
10 H	60.5	72.5	82.6	89.0	93.7	97.5	110.3	124.5
12 H	63.3	75.8	86.3	93.0	97.9	101.9	115.2	129.9
14 H	65.8	78.8	89.6	96.5	101.6	105.8	119.5	134.7
24 H	75.9	90.5	102.7	110.4	116.1	120.7	136.0	152.9

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	1.891	2.047	2.187	2.278	2.346	2.401	2.584	2.787
10 M	1.456	1.620	1.756	1.840	1.903	1.953	2.116	2.292
15 M	1.221	1.393	1.529	1.612	1.672	1.720	1.874	2.038
20 M	1.047	1.199	1.322	1.396	1.451	1.494	1.634	1.784
25 M	0.922	1.062	1.175	1.244	1.295	1.335	1.465	1.606
30 M	0.829	0.960	1.065	1.130	1.178	1.216	1.339	1.473
1 H	0.536	0.630	0.709	0.757	0.793	0.822	0.917	1.021
2 H	0.332	0.394	0.446	0.479	0.503	0.523	0.587	0.658
4 H	0.201	0.240	0.274	0.294	0.310	0.323	0.364	0.411
6 H	0.149	0.178	0.202	0.218	0.230	0.239	0.270	0.305
8 H	0.120	0.144	0.164	0.176	0.185	0.193	0.218	0.247
10 H	0.101	0.121	0.138	0.149	0.157	0.163	0.184	0.208
12 H	0.088	0.106	0.120	0.130	0.136	0.142	0.160	0.181
14 H	0.079	0.094	0.107	0.115	0.121	0.126	0.143	0.161
24 H	0.053	0.063	0.072	0.077	0.081	0.084	0.095	0.107

POSTO ESTADO LATITUDE LONGITUDE
VITORIA ES 20 GR 19 MIN 40 GR 20 MIN

P(MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	10.4	12.1	13.4	14.2	14.7	15.1	16.3	17.6
10 M	16.9	19.9	22.1	23.4	24.3	25.0	27.2	29.4
15 M	21.7	25.7	28.7	30.5	31.7	32.7	35.7	38.8
20 M	25.5	30.4	34.1	36.2	37.8	39.0	42.7	46.6
25 M	28.7	34.3	38.6	41.2	43.0	44.4	48.9	53.5
30 M	31.4	37.8	42.7	45.6	47.7	49.3	54.5	59.8
1 H	42.7	52.2	59.7	64.3	67.5	70.1	78.4	87.2
2 H	54.8	67.7	78.0	84.2	88.8	92.4	104.0	116.5
4 H	67.8	84.4	97.7	105.9	111.9	116.6	132.1	148.7
6 H	75.7	94.3	109.2	118.4	125.1	130.5	147.9	166.6
8 H	81.5	101.6	117.9	127.8	135.1	140.9	159.8	180.2
10 H	86.2	107.3	124.4	134.9	142.6	148.7	168.5	190.0
12 H	90.1	112.2	130.0	140.9	148.8	155.2	175.8	198.1
14 H	93.5	116.3	134.7	146.0	154.3	160.8	182.1	205.1
24 H	106.4	131.9	152.4	164.8	173.9	181.2	204.6	229.8

I(MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.075	2.431	2.690	2.837	2.941	3.021	3.268	3.516
10 M	1.688	1.990	2.213	2.341	2.432	2.502	2.720	2.941
15 M	1.446	1.715	1.916	2.033	2.116	2.180	2.381	2.587
20 M	1.275	1.520	1.704	1.812	1.889	1.949	2.137	2.330
25 M	1.147	1.374	1.547	1.648	1.721	1.777	1.956	2.141
30 M	1.047	1.261	1.424	1.521	1.590	1.644	1.816	1.995
1 H	0.712	0.871	0.996	1.071	1.126	1.169	1.308	1.454
2 H	0.457	0.565	0.650	0.702	0.740	0.770	0.868	0.972
4 H	0.283	0.352	0.408	0.442	0.467	0.486	0.551	0.620
6 H	0.211	0.262	0.304	0.329	0.348	0.363	0.411	0.463
8 H	0.170	0.212	0.246	0.267	0.282	0.294	0.333	0.376
10 H	0.144	0.179	0.208	0.225	0.238	0.248	0.281	0.317
12 H	0.126	0.156	0.181	0.196	0.207	0.216	0.245	0.276
14 H	0.112	0.139	0.161	0.174	0.184	0.192	0.217	0.245
24 H	0.074	0.092	0.106	0.115	0.121	0.126	0.143	0.160

POSTO
VOLTA REDONDA

ESTADO LATITUDE LONGITUDE
RJ 22 GR 29 MIN 44 GR 5 MIN

P (MM) - ALTURA PLUVIOMETRICA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	14.8	17.3	19.2	20.2	21.0	21.5	23.3	25.1
10 M	22.2	26.2	29.1	30.8	32.0	32.9	35.8	38.7
15 M	27.3	32.4	36.2	38.4	40.0	41.2	45.0	48.9
20 M	31.2	37.2	41.7	44.3	46.2	47.7	52.3	57.0
25 M	34.3	41.1	46.3	49.3	51.5	53.2	58.5	64.1
30 M	37.0	44.5	50.3	53.7	56.2	58.1	64.2	70.5
1 H	47.6	56.3	66.7	71.7	75.4	78.3	87.6	97.4
2 h	58.7	72.5	83.5	90.2	95.1	98.9	111.4	124.8
4 H	70.2	87.4	101.2	109.7	115.9	120.8	136.8	154.1
6 H	77.1	96.0	111.3	120.7	127.5	133.0	150.7	169.8
8 h	82.2	102.4	118.8	128.8	136.2	142.0	161.0	181.6
10 H	86.1	107.3	124.4	134.0	142.5	148.6	168.4	189.8
12 H	89.4	111.3	129.0	139.8	147.7	154.0	174.5	196.6
14 H	92.3	114.8	133.0	144.1	152.2	158.7	179.7	202.4
24 H	102.9	127.6	147.3	159.4	166.2	175.2	197.8	222.2

I (MM/MIN) - INTENSIDADE DA CHUVA

DURACAO	PERIODO DE RETORNO (ANOS)							
	2.	5.	10.	15.	20.	25.	50.	100.
5 M	2.959	3.466	3.834	4.045	4.193	4.307	4.660	5.013
10 M	2.223	2.621	2.914	3.083	3.202	3.295	3.582	3.873
15 M	1.821	2.160	2.415	2.580	2.665	2.746	2.999	3.258
20 M	1.559	1.859	2.084	2.216	2.310	2.383	2.614	2.850
25 M	1.373	1.645	1.852	1.973	2.060	2.128	2.342	2.563
30 M	1.233	1.485	1.677	1.791	1.875	1.937	2.159	2.350
1 H	0.794	0.972	1.112	1.196	1.257	1.305	1.460	1.624
2 H	0.490	0.605	0.696	0.752	0.793	0.825	0.929	1.040
4 H	0.293	0.365	0.422	0.458	0.483	0.504	0.571	0.642
6 H	0.215	0.267	0.310	0.336	0.355	0.370	0.419	0.472
8 h	0.172	0.214	0.248	0.269	0.284	0.296	0.336	0.379
10 H	0.144	0.179	0.208	0.225	0.238	0.248	0.281	0.317
12 H	0.125	0.155	0.180	0.195	0.206	0.214	0.243	0.274
14 H	0.110	0.137	0.159	0.172	0.182	0.189	0.214	0.241
24 H	0.072	0.089	0.103	0.111	0.117	0.122	0.138	0.155

III Deflúvio superficial direto

1. ANÁLISE DOS MÉTODOS ENVOLVIDOS NA AVALIAÇÃO DO DEFLÚVIO SUPERFICIAL DIRETO

A. INTRODUÇÃO

Os aspectos hidrológicos são de importância fundamental no planejamento, projeto e construção de obras de drenagem.

Considerações hidrológicas incorretas podem resultar em sistemas de drenagem superdimensionados ou subdimensionados, ou ainda, sem o necessário balanceamento hidráulico.

Por outro lado, é necessário ter em mente que o resultado de um estudo hidrológico representa quase sempre uma aproximação. Muito pouco é conhecido em relação aos fatores que influenciam a relação chuva-deflúvio em áreas urbanas.

O objetivo desta parte do manual é fornecer um método, razoavelmente digno de confiança, para avaliar as características do **deflúvio superficial direto** em áreas urbanas. Os aspectos referentes a chuvas são apresentados em Capítulo próprio.

B. MÉTODOS ANALÍTICOS

O exame das práticas correntes, a par da necessidade de melhorar a estimativa da magnitude do deflúvio superficial direto em áreas urbanas, tem mostrado que três enfoques básicos podem ser utilizados: o Método Racional, o Método do Hidrograma Unitário Sintético e, finalmente, a Análise Estatística, que é baseada em dados observados de cheias, sendo aplicável em bacias que não apresentem perspectivas de mudanças significativas no futuro.

C. CAMPO DE APLICAÇÃO DOS MÉTODOS

O Método Racional é amplamente utilizado em vários países, e seguramente continuará a ser empregado para o dimensionamento de galerias de águas pluviais, bem como para a avaliação do deflúvio superficial direto em áreas não servidas por obras de drenagem.

O âmbito de aplicação do Método Racional envolve áreas de até aproximadamente 1 km^2 . Estudos realizados mostram que para bacias hidrográficas de mais de 1 km^2 , o custo das obras de drenagem justifica análises mais acuradas do que as permitidas pelo Método Racional.

Para o projeto das galerias principais e os respectivos pontos de despejo, bem como para o projeto de canais, quando a área de drenagem envolvida excede 1 km^2 , o Método do Hidrograma Unitário Sintético constitui a melhor técnica a ser utilizada. Esse método, quando baseado em coeficientes pesquisados na região que envolve a área de estudo, fornece um alto grau de confiança na avaliação da magnitude do deflúvio superficial direto e sua distribuição no tempo. No âmbito do presente trabalho é enfocado o Método CUHP (Colorado Urban Hydrograph Procedure), que nada mais é que o Método do Hidrograma Unitário Sintético de Snyder, com o emprego de coeficientes baseados em dados e estudos relativos a bacias urbanas da Área Metropolitana de Denver.

Para cursos d'água de grande porte que passam através de áreas urbanas, e para pequenos cursos d'água que drenam uma área de 25 km^2 ou mais, desde que suas características não venham a ser afetadas pela urbanização, a Análise Estatística — se houver disponibilidade de dados — pode ser utilizada ao invés de outros métodos.

Uma caracterização geral dos métodos pode ser feita como segue:

Método Racional: Este método é recomendado para o dimensionamento de galerias e avaliação do escoamento superficial, para bacias tributárias geralmente com áreas de drenagem inferiores a 1 km^2 . Galerias principais e pontos de despejo que envolvem áreas maiores que 1 km^2 , devem ser dimensionados pelo Método do Hidrograma Unitário Sintético. O Método Racional é aplicável para avaliação do deflúvio superficial direto, tanto para a chuva inicial como para a chuva máxima de projeto, para bacias até 1 km^2 .

Método do Hidrograma Unitário Sintético: É recomendado para o dimensionamento de pontos de despejo e grandes galerias principais, quando a área de drenagem envolvida excede 1 km^2 , e para análise e consideração dos benefícios de armazenamentos artificiais. É, também, particularmente aplicável para áreas que possivelmente sofrerão significativa urbanização no futuro.

Análise Estatística: É recomendada para estimativa das descargas de cheias, de um dado período de retorno, em cursos d'água de grande porte fluindo através de áreas urbanas, e em pequenos cursos d'água nos quais uma futura urbanização não importará em efeitos significativos, com respeito às características dos seus deflúvios.

2. ALTURA PLUVIOMÉTRICA EFETIVA

O método enfocado ao longo deste item é para ser usado com o Método CUHP e não deve ser aplicado ao Método Racional, porque, neste último, as perdas estão implícitas no coeficiente de "runoff" C. Entretanto as informações aqui apresentadas podem ser úteis na seleção do citado coeficiente.

Altura pluviométrica efetiva é aquela parte da chuva que aparece nos canais superficiais e nos canais artificiais sub-superficiais, após a ocorrência de uma tormenta. As porções da chuva que não alcançam os canais são chamadas de perdas, e incluem: interceptação pela vegetação, evaporação, infiltração, armazenamento em depressões superficiais e detenções superficiais de longo período. A altura pluviométrica total de projeto, a ser considerada, pode ser obtida a partir dos elementos fornecidos no Capítulo referente a chuvas. O presente item ilustra um método para se avaliar a altura pluviométrica efetiva, isto é, aquela que realmente aparece como deflúvio superficial direto.

A. ÁREAS PERMEÁVEIS E IMPERMEÁVEIS

Numa bacia de drenagem a parte permeável é constituída daquelas áreas onde a água pode prontamente infiltrar no solo; a parte impermeável, por sua vez, é constituída por áreas que não permitem a pronta infiltração da água no solo, tais como áreas pavimentadas, áreas construídas e calçadas.

Na hidrologia urbana, o conhecimento das percentagens das áreas permeáveis e impermeáveis é muito importante. Quando o processo de urbanização atinge uma bacia, a percentagem da sua área impermeável cresce, resultando em significativas mudanças na relação chuva-deflúvio: normalmente a quantidade do deflúvio superficial direto é incrementado, o tempo de concentração deste diminui e as descargas de ponta aumentam substancialmente.

Quando se analisa uma área para propósitos de projeto, devem ser avaliadas as prováveis futuras áreas impermeáveis. A Tabela 2.1 é apresentada como orientação.

USO DO SOLO	PERCENTAGEM DE PERMEABILIZAÇÃO	PERCENTAGEM DE IMPERMEABILIZAÇÃO
Áreas centrais de comércio, terminais aeroportuários, Shopping Centers, etc.	0 — 5	95 — 100
Residencial (denso)	40 — 55	45 — 60
Residencial (normal)	55 — 65	35 — 45
Residencial (grandes Lotes)	60 — 80	20 — 40
Parques, Cinturões Verdes, etc.	90 — 100	0 — 10

TABELA 2.1 — *Uso do solo versus percentagem de impermeabilização (Para uso com o Método CUHP somente).*

Na seleção dos coeficientes de "runoff" para uso no Método Racional, a percentagem de impermeabilização da bacia a ser estudada é um dos principais fatores a serem considerados, e é discutida no item 3. Quando da aplicação do Método do Hidrograma Unitário Sintético, como descrito no item 4, a percentagem de impermeabilização de uma bacia é de fundamental importância na seleção dos coeficientes C_p e C_r , e na avaliação da quantidade total de armazenamento em depressões e infiltração.

B. PERDAS POR ARMAZENAMENTO EM DEPRESSÕES E POR DETENÇÃO

A parcela da água da chuva que é coletada e mantida em pequenas depressões, e que não irá fazer parte do deflúvio, é chamada de perda por armazenamento em depressões; a maior parte dessa água infiltra no solo ou é evaporada. As perdas por detenção, por sua vez, incluem a água interceptada pelas folhas de árvores e arbustos, e a que é detida na superfície e não escoar até o término da tormenta. A água que é retida nas depressões dos telhados e estradas, e eventualmente evaporada, é considerada como fazendo parte das perdas por armazenamento em depressões e por detenção.

Estas perdas são consideradas de maneira subjetiva na seleção do coeficiente de "runoff" do Método Racional; quanto maiores as perdas, menor é o valor de C . Já o Método CUHP, apresentado no item 4, utiliza valores numéricos de perdas no cálculo da carga pluviométrica efetiva.

A Tabela 2.2 pode ser utilizada como guia para se avaliar as perdas por armazenamento em depressões e por detenção. Essa Tabela não inclui áreas especialmente planejadas para efetuar o armazenamento da água de chuva.

COBERTURA DO SOLO	PERDAS POR ARMAZENAMENTO EM DEPRESSÕES E POR DETENÇÃO (mm)	RECOMENDADO (mm)
Impermeável		
● Grandes Áreas Pavimentadas	1,3 – 3,8	2,5
● Telhados (planos)	2,5 – 7,6	2,5
● Telhados (inclinados)	1,3 – 2,5	1,3
Permeável		
● Terrenos Gramados	5,1 – 12,7	7,6
● Área de Florestas e Campos Abertos	5,1 – 15,2	10,2

TABELA 2.2 – Perdas por Armazenamento em Depressões e por Detenção (Para uso com o Método CUHP somente).

Quando uma área é analisada do ponto de vista de perdas por armazenamento em depressões e por detenção, devem ser considerados vários valores de acordo com os tipos de cobertura do solo existentes.

C. INFILTRAÇÃO

A penetração da água através do solo é chamada de infiltração. Em áreas urbanas parte da infiltração ocorre em terrenos gramados. A urbanização pode aumentar ou diminuir a quantidade total de infiltração.

O tipo de solo é o fator mais importante na estimativa da taxa de infiltração; quando o solo possui grande percentagem de finos bem graduados, a taxa de infiltração é baixa. Em alguns casos, de solos extremamente compactos, pode-se considerar, do ponto de vista prático, a não ocorrência de infiltração. Se o solo tem várias camadas ou horizontes, a camada menos permeável é a que definirá a máxima taxa de infiltração.

A cobertura do solo desempenha também um papel importante na taxa de infiltração; vegetação e gramas, em particular, tendem a aumentar a infiltração pelo afrouxamento do solo próximo à superfície e retenção da água, esta última provocando uma carga hidráulica que ajuda a forçar a água para o solo. Outros fatores que podem afetar a taxa de infiltração são: declividade do terreno, temperatura, qualidade da água, o tamanho da grama (que depende da sua "idade"), a compactação do solo, etc.

A medida que a chuva continua, a taxa de infiltração decresce. Quando uma chuva ocorre em uma área de baixa umidade antecedente, a taxa de infiltração é muito maior do que a que se verificaria na mesma área, com alta umidade antecedente, como resultado de uma tempestade anterior ou de uma irrigação. Para a chuva de projeto inicial, pode-se utilizar uma taxa de infiltração alta no início da tempestade e taxas menores à medida que a tempestade se desenvolve. Para a chuva de projeto final, a taxa de infiltração a ser considerada pode ser constante.

Os resultados dos testes de taxas de infiltração realizados na Região de Denver indicam que as interpretações que não tenham por base dados locais não são confiáveis. Esses resultados mostram, por outro lado, que não existe boa correlação, na Região de Denver, entre as taxas de infiltração medidas e a origem geológica dos solos envolvidos. Constatou-se que alguns solos que aparentavam ser arenosos e friáveis, possuíam baixas taxas de infiltração.

Com base nos testes de infiltração, disponíveis na Região de Denver, é recomendado que sejam utilizadas as seguintes taxas de infiltração arbitrárias nos estudos preliminares de deflúvios e de projeto de galerias:

PERÍODO DE RETORNO DA TORMENTA	PRIMEIRA MEIA HORA	SEGUNDA MEIA HORA ATÉ O TÉRMINO DA TORMENTA
2 a 5 anos	25,4 mm/h	12,7 mm/h
10 a 100 anos	12,7 mm/h	12,7 mm/h

O Manual de Drenagem Urbana de Denver recomenda que em cada bacia que esteja sendo analisada, do ponto de vista do deflúvio superficial direto, sejam realizados testes de campo para se determinar suas taxas de infiltração específicas. Se esses testes não forem realizados, as taxas da Tabela acima poderão ser utilizadas, porém com as devidas cautelas. O número de testes requeridos depende da extensão da bacia, da homogeneidade e tipo de cobertura do solo, sendo que um número mínimo seria de 1 teste para cada 0,7 km² aproximadamente.

Existem vários métodos aceitáveis para se determinar as taxas de infiltração no campo. O mais simples consiste no emprego de um cilindro de 18 polegadas de diâmetro que é cravado no solo. A água é colocada nesse cilindro até que o mesmo fique quase cheio; a depleção do nível d'água é medida em vários intervalos de tempo. Quando o nível d'água baixar bastante, nova quantidade d'água é adicionada, continuando-se com as medidas de depleção do referido nível. Para se ter resultados confiáveis, os testes devem prosseguir até que a taxa de infiltração seja sensivelmente constante.

D. EXEMPLO DE CÁLCULO DA ALTURA PLUVIOMÉTRICA EFETIVA

A parcela da altura pluviométrica que se transforma em deflúvio superficial direto, durante ou imediatamente após uma tormenta, é chamada de altura pluviométrica efetiva. Para se avaliar essa última é necessário levar em conta as perdas que devem ser deduzidas da altura pluviométrica total, e que são funções da infiltração, percentagem de impermeabilização, etc. Um exemplo de estimativa da precipitação efetiva é apresentada na Tabela 2.3, com a seguinte marcha de cálculo:

COLUNA 1 — Para a área de projeto seleciona-se o intervalo de tempo unitário da chuva, usualmente de 5 a 10 minutos para pequenas bacias urbanas, e 10 a 15 minutos para grandes bacias. Para a chuva de projeto não se deve adotar uma duração inferior a 2 ou 3 horas.

COLUNA 2 — Após adotar um período de retorno T , determina-se a altura pluviométrica máxima para cada intervalo de tempo indicado na Coluna 1. A altura pluviométrica utilizada neste Exemplo refere-se ao Exemplo do Capítulo referente a chuvas.

COLUNA 3 — Determina-se o incremento de altura pluviométrica para cada intervalo de tempo.

COLUNA 4 — Rearranja-se a Coluna 3 dentro de um padrão de tormenta mais crítico. Se as alturas pluviométricas forem utilizadas no Método CUHP, na sequência indicada na Coluna 3, as maiores perdas seriam subtraídas da parte mais intensa da precipitação. Quando se rearranja os incrementos de alturas pluviométricas, deve-se observar duas regras: (1) colocar os máximos incrementos nas proximidades do fim da primeira meia hora da tormenta de projeto; e (2) colocar os incrementos rearranjados de maneira que cresçam em magnitude até o valor de pico e, então, decresçam até o fim (assegurar-se que não é uma série de valores do tipo alto-baixo-alto).

ÁREAS PERMEÁVEIS: — Colunas 5 a 8

COLUNA 5 — Tabular os incrementos de infiltração para cada intervalo de tempo. Se a taxa adotada é de 12,7 mm/h, utiliza-se então 2,1 mm para cada intervalo de 10 minutos, como no exemplo.

COLUNA 6 — A perda total por detenção e por armazenamento em depressões é determinada da Tabela 2.2 e colocada, como total, ao pé da Coluna 6. Para cada intervalo de tempo a perda

[illegible]

é determinada subtraindo-se a infiltração (Coluna 5) da precipitação (Coluna 4). Se o resultado é negativo não há excesso para esse intervalo de tempo, conseqüentemente para as Colunas 6 e 7, no mesmo intervalo, os valores a serem considerados são iguais a zero. Se o resultado, por outro lado, é positivo, essa quantidade é considerada como perda por detenção e por armazenamento em depressões. Continua-se com o procedimento até que a quantidade acumulada na Coluna 6 iguale o total mostrado ao pé desta coluna, quando a correspondente perda é considerada como satisfeita. A partir daí, para cada intervalo subsequente da Coluna 6 o valor é zero. Note-se que o último valor da perda será, normalmente, menor que o correspondente da Coluna 4 menos Coluna 5, devendo ser determinado pela diferença entre a quantidade total (pé da Coluna 6) e a acumulada até o intervalo imediatamente anterior.

COLUNA 7 — Contém a altura pluviométrica efetiva para a área permeável; é obtida subtraindo-se dos valores da Coluna 4 os correspondentes das Colunas 5 e 6, tomando-se os valores positivos somente.

COLUNA 8 — Contém os valores da Coluna 7 multiplicados pela percentagem (decimal) da área permeável e dá a altura pluviométrica ponderada, em termos de área, que se converterá em deflúvio superficial direto, em cada intervalo de tempo, para a área permeável.

ÁREA IMPERMEÁVEL: — Colunas 9 a 12

COLUNA 9 — Deve-se entrar com a perda total por detenção e por armazenamento em depressões, determinada a partir da Tabela 2.2, ao pé desta Coluna. Para cada intervalo de tempo, a perda então é a própria quantidade de precipitação da Coluna 4, ou a quantidade determinada subtraindo-se o total acumulado do total assinalado ao pé da Coluna. Quando esse último valor é totalmente alcançado, os valores correspondentes aos intervalos de tempo remanescentes são iguais a zero.

COLUNA 10 — Depois que a perda por detenção e por armazenamento em depressões para a parte impermeável tenha sido satisfeita, podem ocorrer perdas adicionais da ordem de 5%. Para se levar em conta essa perda, toma-se 5% da Coluna 4 menos a Coluna 9.

COLUNA 11 — A altura pluviométrica efetiva para a área impermeável é calculada, subtraindo-se dos valores da Coluna 4 os correspondentes das Colunas 9 e 10.

COLUNA 12 — Contém os valores da Coluna 11 multiplicados pela percentagem (decimal) da área impermeável, e dá a altura pluviométrica, ponderada em termos de área, que se converterá em deflúvio superficial direto, em cada intervalo de tempo, para a área impermeável.

COLUNA 13 — É a soma das Colunas 8 e 12, obtendo-se assim a altura pluviométrica efetiva média. Essa é a "altura pluviométrica efetiva de projeto" que deve ser aplicada ao Método CUHP; apresentado no item 4, para se obter o hidrograma de projeto.

3. MÉTODO RACIONAL

Para bacias que não apresentam complexidade e que tenham 1 km², ou menos, é recomendado que a descarga de projeto seja analisada pelo Método Racional. Esse método foi introduzido em 1889 e é largamente utilizado nos Estados Unidos e em vários outros países. Embora tenha sido freqüentemente sujeito a críticas acadêmicas por sua simplicidade, nenhum outro método foi desenvolvido dentro de um nível de aceitação geral. O Método Racional, adequadamente aplicado, pode conduzir a resultados satisfatórios em projetos de drenagem urbana.

A. FÓRMULA RACIONAL

O Método Racional pode ser colocado sob a seguinte forma:

$$Q = \frac{1.000}{6} \text{ CIA} \cong 166,67 \text{ CIA} \quad (3-1)$$

onde:

- Q = o deflúvio superficial direto máximo em l/s.
- C = o coeficiente de "runoff", isto é, a relação entre deflúvio superficial direto máximo em mm/min e a intensidade média da chuva também em mm/min.
- I = a intensidade média da chuva em mm/min, para uma duração de chuva igual ao tempo de concentração da bacia em estudo. Esse tempo é, usualmente, o requerido pela água para escoar desde o ponto mais remoto da bacia até o local de interesse.
- A = a área da bacia em hectares (ha).

B. PREMISSAS BÁSICAS

As seguintes premissas básicas são adotadas quando se aplica o Método Racional:

1. O pico do deflúvio superficial direto, relativo a um dado ponto de projeto, é função do tempo de concentração respectivo, assim como da intensidade da chuva, cuja duração é suposta como sendo igual ao tempo de concentração em questão.
2. As condições de permeabilidade das superfícies permanecem constantes durante a ocorrência da chuva.
3. O pico do deflúvio superficial direto ocorre quando toda a área de drenagem, a montante do ponto de projeto, passa a contribuir no escoamento.

C. LIMITAÇÕES

O Método Racional é um método adequado para estimativa da descarga do pico do deflúvio superficial direto, resultante de uma tormenta sobre uma dada bacia; é muito criticado pelo fato de que as respostas obtidas através de sua aplicação representam apenas aproximações.

A grande desvantagem do Método Racional é que, normalmente, fornece somente um ponto do hidrograma. Por outro lado, quando a bacia torna-se complexa, com várias sub-bacias, tende a superestimar as descargas, resultando em obras de drenagem superdimensionadas. O Método Racional não fornece dados diretos para se encaminhar o hidrograma através das obras de drenagem.

Uma razão para que esse método seja limitado a pequenas áreas de drenagem é que a boa prática requer, quando se trata de grandes bacias, a obtenção dos hidrogramas de cheias e a análise de uma possível atenuação das descargas de pico dos mesmos, para que os projetos sejam econômicos.

D. TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

Uma das premissas básicas do Método Racional é que o deflúvio superficial direto depende da intensidade da chuva, durante o tempo requerido pela água para escoar desde o ponto mais remoto da bacia até o local de interesse. Na aplicação do método, o tempo de concentração deve ser estimado a fim de que a intensidade da chuva, de uma duração correspondente, possa ser determinada a partir das curvas de "intensidade-duração-freqüência" preparadas para a área em consideração.

Para as galerias de drenagem urbana o tempo de concentração compreende um tempo inicial de entrada, ou o tempo requerido pelo escoamento superficial para fluir, sobre a superfície, até atingindo a primeira boca de lobo de montante, e um tempo de percurso na galeria até o ponto em estudo. Esse último tempo pode ser estimado a partir das características hidráulicas da galeria. Por outro lado, o tempo de entrada pode variar com a declividade da superfície, armazenamento em depressões, cobertura do solo, chuva antecedente e capacidade de infiltração do solo, assim como com o comprimento da superfície de escoamento. Em geral, quanto maior a intensidade da chuva, menor será o tempo de entrada. Práticas usuais empregam um tempo de entrada de 10 a 30 minutos.

O tempo de entrada pode ser estimado em função da distância de escoamento superficial, e da velocidade de percurso, tomadas desde o ponto mais remoto da bacia. Um erro muito comum é adotar velocidades muito baixas para áreas próximas dos coletores. Outro erro comum é o de não rever o valor do deflúvio superficial direto, calculado para uma dada parte da bacia, quando este se apresenta maior que o valor computado para a bacia inteira. Esse erro é mais freqüentemente encontrado em bacias longas, ou numa bacia em que a sua porção superior contém terrenos gramados, enquanto que a inferior terrenos com desenvolvimento urbano. Normalmente as áreas mais de montante tem velocidades de escoamento muito baixas, que não podem ser calculadas por expressões utilizadas para os canais, como por exemplo Manning, mas pelo estudo do escoamento superficial propriamente dito, sem talvegue definido. A figura 3.1 pode ser utilizada para se avaliar o tempo abrangido por esse escoamento superficial, para diferentes condições de declividade, comprimento de percurso e coeficiente de escoamento superficial.

Quando se estuda a sub-divisão a ser proposta para uma dada área, não há obrigatoriedade em se considerar que o curso do escoamento superficial seja perpendicular às curvas de nível, mesmo porque o terreno poderá ser modificado em algumas partes, e depressões poderão interceptar as curvas de nível naturais e conduzir a água para as ruas, alterando assim o tempo de concentração nas condições primitivas.

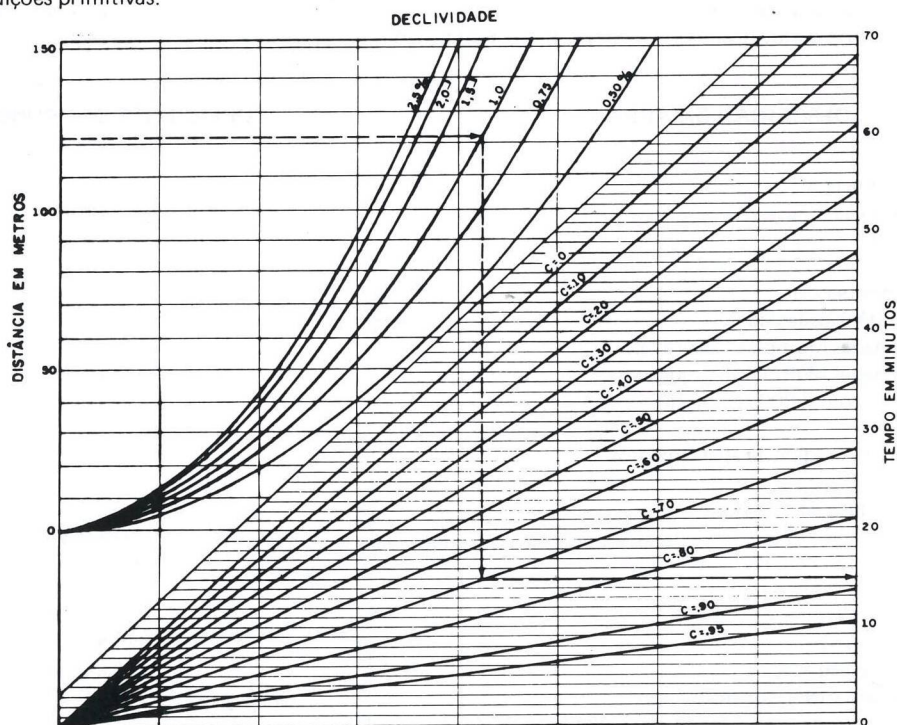


FIGURA 3 - 1. TEMPO DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL
(OVERLAND FLOW)

E. INTENSIDADE

A intensidade é a quantidade de precipitação que ocorre em uma unidade de tempo (mm/min), para uma chuva de uma dada frequência e com uma duração igual ao tempo de concentração. Após a seleção do período de retorno da tormenta, deve ser construído um gráfico mostrando a intensidade da chuva versus duração. O procedimento para se obter dados locais é mostrado no Exemplo (item 5) e no Anexo (item 6) do Capítulo referente a Chuvas.

F. COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL ("RUNOFF")

O coeficiente de "runoff" C é a variável do Método Racional menos suscetível de determinações mais precisas e requer, portanto, muitos cuidados quando da sua seleção. Seu uso na equação implica numa relação fixa para qualquer área de drenagem. Na realidade isso não acontece. O coeficiente engloba os efeitos de infiltração, armazenamento por detenção, evaporação, retenção, encaminhação das descargas e interceptação, efeitos esses que afetam a distribuição cronológica e a magnitude do pico de deflúvio superficial direto. A Tabela 3.1 contém a gama de valores recomendados para C .

Algumas vezes torna-se necessário calcular um coeficiente de "runoff" composto, baseado na percentagem de diferentes tipos de superfícies na área de drenagem em estudo. Esse procedimento é, freqüentemente, aplicado a áreas típicas de "amostragem", como um guia para selecionar valores razoáveis do coeficiente C para toda a área. Os coeficientes sugeridos com respeito ao tipo de superfície são dados na Tabela 3.2.

Os coeficientes das Tabelas 3.1 e 3.2 são aplicáveis a tormentas de período de retorno de 5 anos a 10 anos. Tormentas de menor frequência, com maiores intensidades, requererão modificações do coeficiente porque nesses casos a infiltração e outras perdas terão, proporcionalmente, menor influência no deflúvio superficial direto. Essas modificações são apresentadas no item a seguir.

DESCRIÇÃO DA ÁREA	COEFICIENTE DE "RUNOFF"
Área Comercial	
• Central	0,70 a 0,95
• Bairros	0,50 a 0,70
Área Residencial	
• Residências Isoladas	0,35 a 0,50
• Unidades Múltiplas (separadas)	0,40 a 0,60
• Unidades Múltiplas (conjugadas)	0,60 a 0,75
• Lotes com 2.000 m ² ou mais	0,30 a 0,45
Área com prédios de apartamentos	0,50 a 0,70
Área Industrial	
• Indústrias Leves	0,50 a 0,80
• Indústrias Pesadas	0,60 a 0,90
Parques, Cemitérios	0,10 a 0,25
"Playgrounds"	0,20 a 0,35
Pátios de estradas de ferro	0,20 a 0,40
Áreas sem melhoramentos	0,10 a 0,30

TABELA 3.1 — Coeficientes de escoamento superficial ou coeficiente de "runoff" — método racional.

CARACTERÍSTICA DA SUPERFÍCIE	COEFICIENTE DE "RUNOFF"
Ruas	
● Pavimentação asfáltica	0,70 a 0,95
● Pavimentação de concreto	0,80 a 0,95
Passeios	0,75 a 0,85
Telhados	0,75 a 0,95
Terrenos relvados (solos arenosos)	
● Pequena declividade (2%)	0,05 a 0,10
● Declividade média (2% a 7%)	0,10 a 0,15
● Forte declividade (7%)	0,15 a 0,20
Terrenos relvados (solos pesados)	
● Pequena declividade (2%)	0,15 a 0,20
● Declividade média (2% a 7%)	0,20 a 0,25
● Forte declividade (7%)	0,25 a 0,30

TABELA 3.2 — Coeficientes de "runoff" para análise de composição — método racional.

G. AJUSTES PARA TORMENTAS INFREQÜENTES

O ajuste do Método Racional, para uso com a chuva máxima de projeto, pode ser feito multiplicando-se a correspondente expressão por um fator de freqüência C_f , o qual é usado para levar em conta as condições antecedentes de precipitação.

$$Q = CIA C_f \quad (3-2)$$

Os valores de C_f , que podem ser utilizados, são dados na Tabela 3.3 a seguir. O produto de C por C_f não deverá exceder 1,0.

PERÍODO DE RETORNO (ANOS)	C_f
2 a 10	1,00
25	1,10
50	1,20
100	1,25

TABELA 3.3 — Fatores de freqüência para a expressão do método racional.

H. APLICAÇÃO DO MÉTODO RACIONAL

O primeiro passo na aplicação do Método Racional é o de obter uma planta topográfica da área em estudo, em escala adequada, e definir os limites de todas as bacias de drenagem relevantes. Posteriormente, deverá ser feita uma verificação "in loco", bem como eventuais investigações comple-

mentares de campo, para cada bacia. Nesse estágio de estudo, deverá ser investigada a possibilidade de uma determinada bacia receber a contribuição das águas de bacias adjacentes.

Deve-se ter em mente, também, que a citada contribuição pode provir de bacias situadas fora da área de estudo. Deve-se ter muita cautela ao se reduzir a descarga de projeto de uma bacia, pelo desvio de suas águas para uma outra bacia.

A bacia de drenagem para a chuva máxima de projeto nem sempre coincide com a bacia de drenagem para a chuva inicial. Isso ocorre, freqüentemente, em áreas urbanas nas quais as descargas mais baixas permanecem dentro do limite das guias, enquanto que, para descargas maiores, a água terá suficiente profundidade para ultrapassar o nível das ruas e escoar para uma bacia adjacente.

I. CHUVA MÁXIMA DE PROJETO

Quando se analisa o deflúvio superficial direto, correspondente à chuva em referência, que ocorre em uma área que tem o seu sistema de galerias dimensionado para a chuva inicial de projeto, devem ser tomados os devidos cuidados na aplicação do Método Racional. Na aplicação normal desse método pressupõe-se que todo o deflúvio superficial direto seja coletado pelas galerias, sendo que, nessas condições, o tempo de concentração é, em parte, dependente do tempo de percurso das águas nas galerias.

Entretanto, durante a ocorrência do deflúvio superficial direto resultante da chuva máxima de projeto, as galerias podem ficar em carga e não permitir o escoamento de toda a água que chega nas bocas de lobo. A água excedente passa pelas bocas de lobo e continua escoando, superficialmente, sempre com velocidades significativamente menores do que a água das galerias. Esse fato requer uma análise dos tempos de concentração do escoamento subterrâneo (pelas galerias) e do escoamento superficial. A diferença entre esses tempos de concentração faz com que a galeria continue escoando, a plena seção para períodos maiores e carreando significativas porções do deflúvio superficial direto final. Isto significa que o excesso de água de uma boca de lobo poderá escoar superficialmente para a próxima a jusante. Se essa última boca de lobo está a plena carga, a água continuará a escoar superficialmente, até que a descarga correspondente se torne igual à capacidade disponível na galeria. A análise deste aspecto de interação, entre a galeria e o deflúvio superficial direto final, é bastante complexo. O procedimento mais usual para esta análise é o encaminhamento de hidrogramas através dos dois caminhos concorrentes.

4. MÉTODO CUHP (COLORADO URBAN HYDROGRAPH PROCEDURE)

Para bacias maiores que 1 km^2 e para algumas bacias complexas com menos de 1 km^2 , é recomendado que a descarga de projeto seja calculada aplicando-se hidrogramas unitários sintéticos. O princípio do hidrograma unitário foi desenvolvido originalmente por Sherman, em 1932. O hidrograma unitário sintético, que é utilizado quando não existe dados chuva-deflúvio, foi desenvolvido por Snyder, em 1938. O método apresentado neste trabalho é denominado de Colorado Urban Hydrograph Procedure (CUHP), porque os coeficientes são baseados nos dados coletados e estudos financiados pela cidade de Denver (Denver Regional Council of Governments-Urban Drainage and Flood Control District).

A. DEFINIÇÃO

Define-se como hidrograma unitário de uma bacia, ao hidrograma do deflúvio superficial direto de volume unitário, que é produzido por uma chuva efetiva unitária. O volume unitário é

considerado, no âmbito do presente trabalho, como sendo o volume correspondente a uma chuva efetiva de 1 cm sobre a área de drenagem da bacia. A chuva unitária é definida, por sua vez, como uma chuva de duração tal que o intervalo de tempo abrangido pelo deflúvio direto correspondente, não seja apreciavelmente menor para qualquer chuva de duração inferior. O hidrograma unitário engloba os efeitos de vários fatores, tais como área tributária e sua forma, gabarito das ruas, capacidade dos canais, declividade das ruas e dos terrenos, etc.

Para se aplicar o hidrograma unitário, a chuva de projeto efetiva é dividida em intervalos de tempo iguais à duração da chuva unitária; os resultados da multiplicação das alturas pluviométricas correspondentes a cada um desses intervalos (incrementos), pelas ordenadas desse hidrograma são somados para se obter o deflúvio direto de projeto.

A premissa básica do método do hidrograma unitário é que os hidrogramas individuais, resultantes dos sucessivos incrementos da chuva de projeto efetiva, serão proporcionais em descarga, e que quando adequadamente arranjados com respeito ao tempo, as ordenadas desses hidrogramas individuais podem ser somadas, a fim de se obter as ordenadas que representam o hidrograma final.

B. HIPÓTESES BÁSICAS

A obtenção e aplicação do hidrograma unitário são baseadas nas seguintes hipóteses:

1. A intensidade da chuva efetiva é constante durante a tormenta que produz o hidrograma unitário.
2. A chuva efetiva é uniformemente distribuída em toda a área de drenagem da bacia.
3. O tempo base ou tempo de duração do hidrograma do deflúvio superficial direto devido a uma chuva efetiva de duração unitária é constante.
4. As ordenadas de hidrogramas do deflúvio superficial direto, com tempo base comum, são diretamente proporcionais aos volumes desses hidrogramas.
5. Os efeitos de todas as características de uma dada bacia de drenagem, incluindo forma, declividade, detenção, infiltração, rede de drenagem, capacidade de armazenamento do canal, etc., são refletidos na forma do hidrograma unitário da bacia.

C. EQUAÇÕES

Duas equações básicas são utilizadas para definir o hidrograma unitário sintético. A primeira delas é a seguinte:

$$t_p = 0,752 C_t (L \cdot L_{ca})^{0,3} \quad (4-1)$$

onde:

t_p = o tempo de retardo desde o ponto médio do intervalo de tempo abrangido pela chuva efetiva e o pico do hidrograma unitário, em horas (h);

L = o comprimento ao longo do curso d'água, desde o ponto de estudo até os limites da bacia a montante, em quilômetros (km);

L_{ca} = a distância ao longo do curso d'água, desde o ponto de estudo até um ponto, localizado nesse mesmo curso d'água, mais próximo do centro de gravidade da área de drenagem, em quilômetros (km);

C_t = um coeficiente que depende das características da bacia.

A segunda equação define o pico do hidrograma unitário, em termos de descarga específica:

$$q_p = 2,755 \frac{C_p}{t_p} \quad (4-2)$$

onde:

q_p = pico do hidrograma unitário em $m^3/s \text{ km}^2$.

C_p = um coeficiente que depende das características da bacia.

D. AVALIAÇÃO DE C_t E C_p (experiência de Denver)

Os valores de C_p e C_t nas equações 4-1 e 4-2 são determinados a partir das seguintes equações:

$$C_t = \frac{7,81}{(I_a)^{0,78}} \quad \text{para } I_a \geq 30\% \quad (4-3)$$

onde:

I_a = percentagem de impermeabilização da bacia.

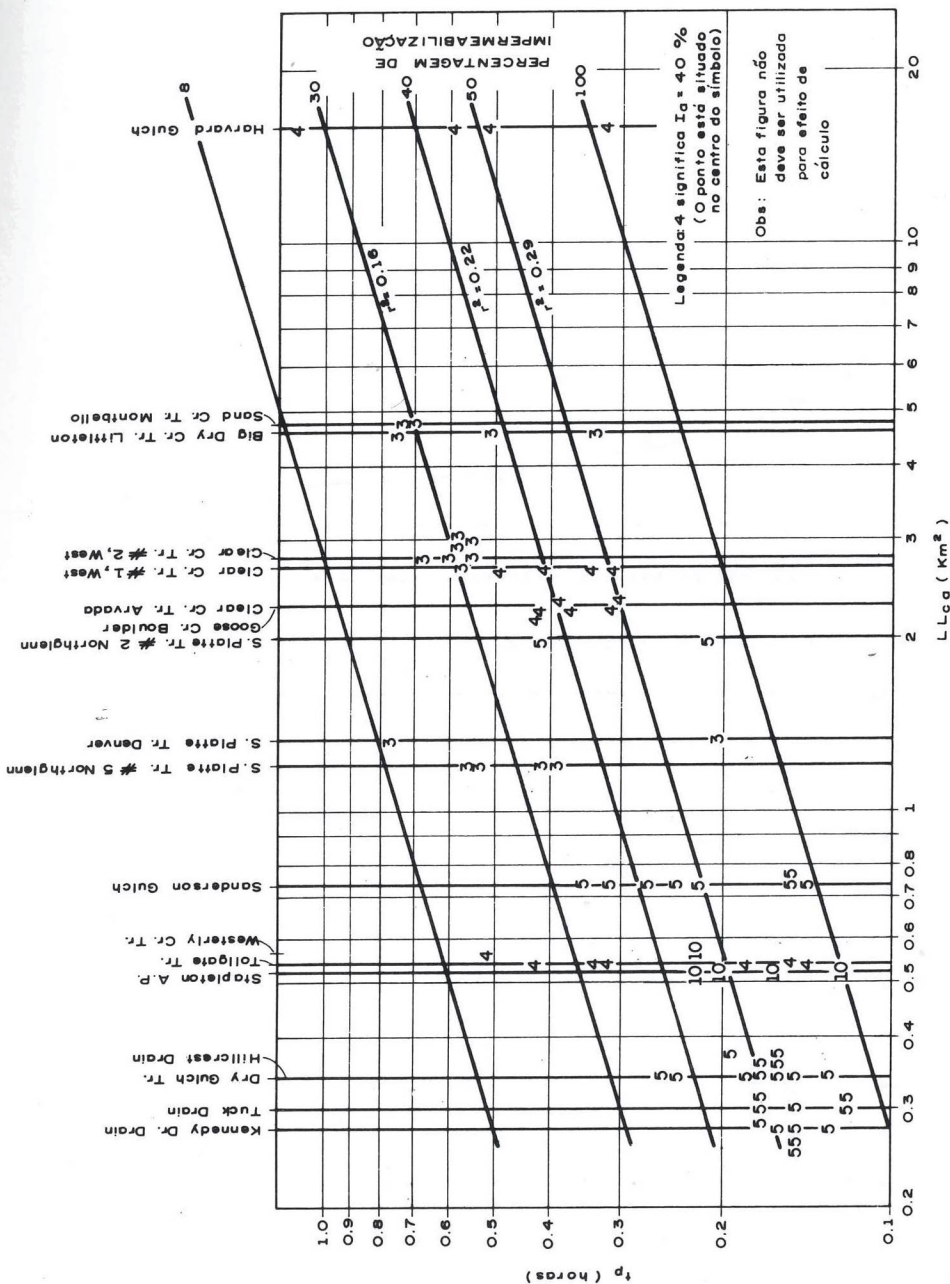
$$C_p = 0,89 (C_t)^{0,46} \quad (4-4)$$

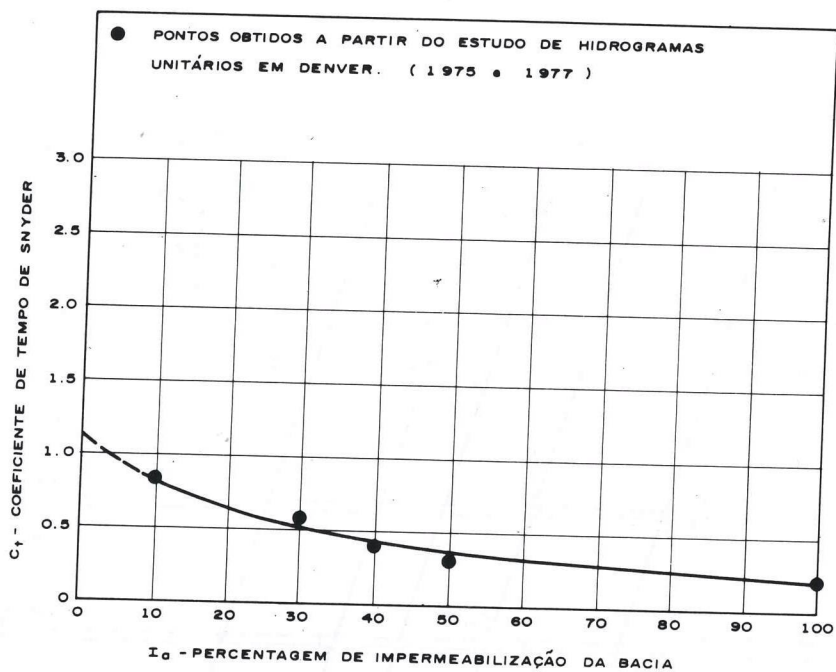
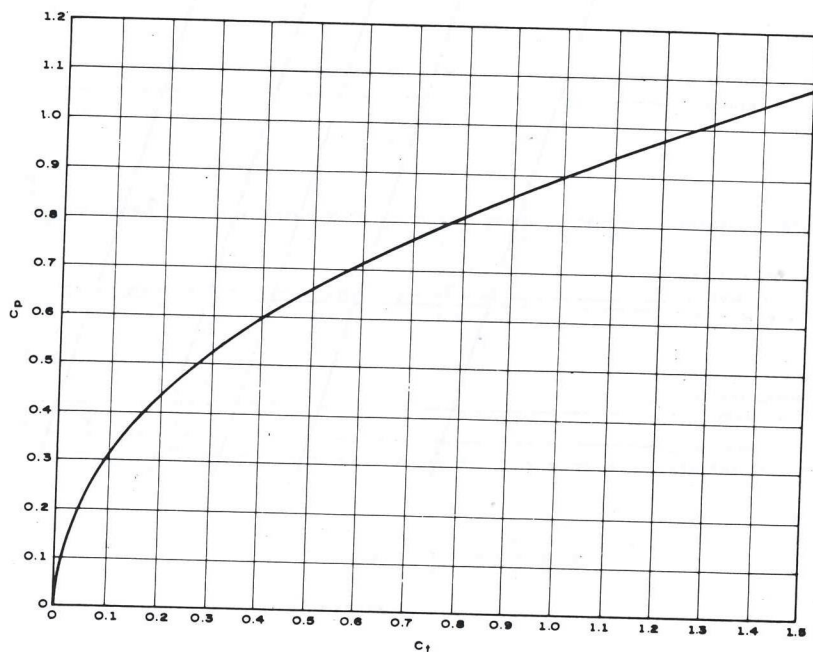
As equações 4-3 e 4-4 foram desenvolvidas a partir de análises estatísticas de 96 hidrogramas unitários de 5 minutos, derivados de cheias observadas em 19 diferentes bacias urbanas na região metropolitana Denver-Boulder, durante o período de 1967 a 1973. Os hidrogramas unitários de 5 minutos foram determinados de cheias observadas empregando o programa de computador HEC 1. Os coeficientes C_t e C_p , por sua vez, foram obtidos a partir desses hidrogramas unitários. A percentagem de impermeabilização existente, na época dos eventos de cheias acima citadas, foi determinada com base em fotografias aéreas.

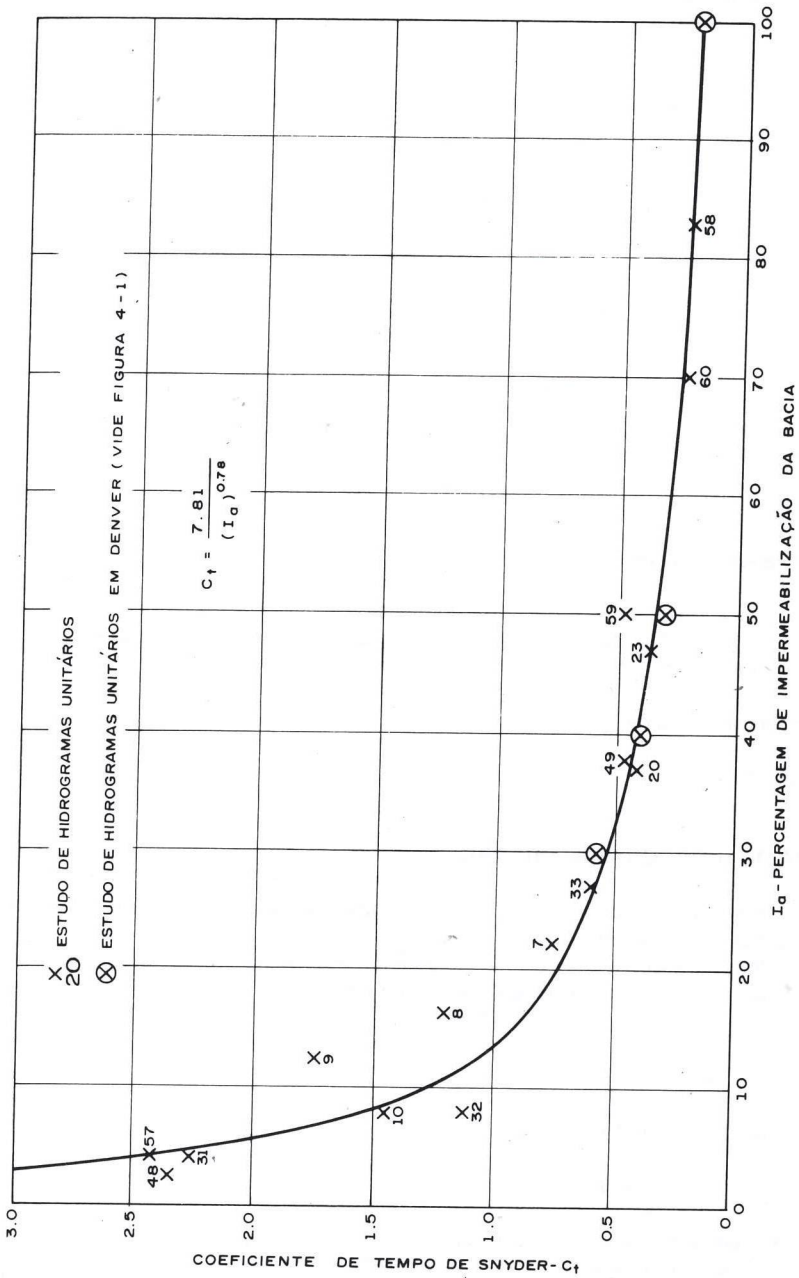
O tempo de retardo t_p é mostrado como uma função do parâmetro da bacia LL_{ca} na Figura 4.1; considerou-se que a equação da reta seguiria a forma geral da equação 4-1, com a percentagem de impermeabilização da bacia I_a , como terceiro parâmetro. Uma linha reta foi primeiramente traçada através dos pontos para $I_a = 50\%$, porque para esse valor havia maior disponibilidade de dados e dentro de uma gama mais ampla de valores do parâmetro LL_{ca} . As retas para $I_a = 8\%$, 30%, 40% e 100% foram, subseqüentemente, traçadas paralelas à reta de 50%.

A dispersão dos pontos na Figura 4.1 é atribuída ao fato de que as cheias observadas durante o período de 1967 a 1973, foram principalmente de pequena magnitude. Baseado em pesquisas realizadas pode-se dizer que existe uma tendência de dispersão e não linearidade nos parâmetros do hidrograma unitário, quando este é derivado a partir de pequenas quantidades de chuva excedente.

Os valores de C_t e C_p podem ser estimados com base nas equações 4-3 e 4-4, ou graficamente das Figuras 4.2, 4.2A e 4.3. A percentagem de impermeabilização I_a , de uma bacia urbana nos primeiros estágios de desenvolvimento, pode ser estimada usando-se os valores sugeridos na Tabela 2.1. Alternativamente, a percentagem de impermeabilização, nesse caso, pode ser estimada de fotografias aéreas de bacias urbanas adjacentes, que tenham um plano de desenvolvimento similar ao da primeira.

FIGURA 4-1. CURVAS DE RELAÇÃO t_p - LLa - I_a PARA BACIAS URBANAS NA REGIÃO DE DENVER

FIGURA 4-2. RELAÇÃO ENTRE C_t e I_a FIGURA 4-3. RELAÇÃO ENTRE C_p e C_t


 FIGURA 4-2A. RELAÇÃO ENTRE C_t e I_a

Para estimativa de C_t .

- Adicionar 10% para áreas esparsamente dotadas de galerias.
- Subtrair 10% para áreas inteiramente servidas por galerias.
- Correção em função da declividade do terreno utilizando-se as seguintes equações:

$$\text{Para } S_e < 0,010 \text{ m/m}; \quad C_t = 0,40 \cdot C_{to} S_e^{-0,2}$$

$$\text{Para } S_e > 0,025 \text{ m/m}; \quad C_t = 0,48 \cdot C_{to} S_e^{-0,2}$$

$$\text{Para } 0,010 \text{ m/m} \leq S_e \leq 0,025 \text{ m/m}; \quad C_t = C_{to}$$

onde:

S_e = a declividade referente ao comprimento do curso d'água principal, considerando-se 80% do comprimento do canal a montante do ponto de estudo.

C_{to} = o coeficiente C_t da Figura 4.2, ou equação 4-3.

Para estimativa de C_p .

Utiliza-se o valor C_t , com a correção devida à declividade do terreno, se necessário, com a equação 4-4 ou Figura 4.3. Subtrair 10% para áreas esparsamente dotadas de galerias; adicionar 10% para áreas inteiramente servidas por galerias.

Para estimativa de I_a .

Ver Tabela 2.1.

E. FORMA DO HIDROGRAMA UNITÁRIO

A forma do hidrograma unitário é uma função das características físicas da bacia e é estabelecida com base em relações empíricas.

A descarga específica de pico q_p , é determinada da equação 4.2. Seu valor pode ser comparado com o obtido consultando-se a Figura 4.4. A reta dessa figura é dada por:

$$q_p = \frac{Q_p}{A} = 8,31 (A)^{-0,348} \quad (4-5)$$

para uma chuva unitária de 1 cm, onde:

q_p é dado em $\text{m}^3/\text{s km}^2$ e A em km^2 .

Se a bacia é excessivamente longa e plana, o valor de q_p pode ficar abaixo da reta de regressão. Se a bacia apresenta forte declividade, ou tem alta velocidade em seus canais, esse valor pode ficar acima da reta de regressão.

As Figuras 4.4 e 4.5 foram preparadas com base nas características dos hidrogramas unitários de 5 minutos, derivados das cheias medidas em 19 bacias urbanas da região de Denver. As equações 4-6 e 4-7 podem ser utilizadas para estimar a largura do hidrograma unitário a 50% e 75% da descarga de pico:

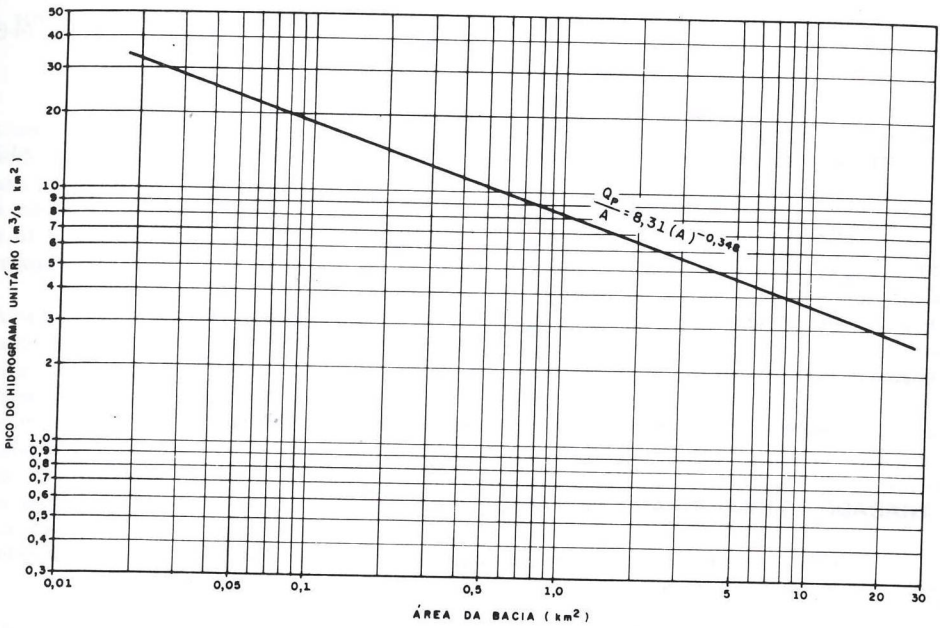


FIGURA 4-4. RELAÇÃO PICO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO x ÁREA DA BACIA
(Obs: Esta relação só deve ser utilizada para efeito de comparação)

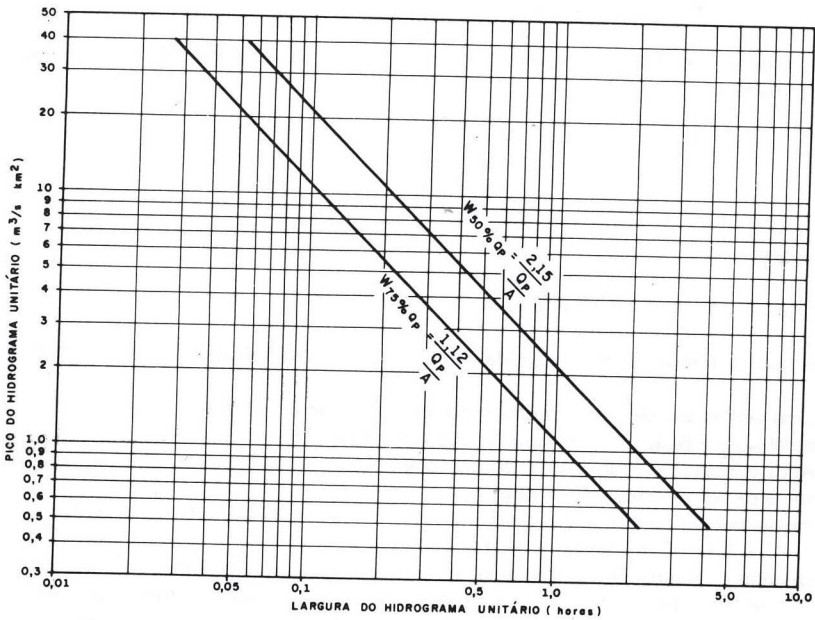


FIGURA 4-5: LARGURA DO HIDROGRAMA UNITÁRIO

$$W_{50\%Q_p} = \frac{2,15}{\frac{Q_p}{A}} \quad (4-6)$$

$$W_{75\%Q_p} = \frac{1,12}{\frac{Q_p}{A}} \quad (4-7)$$

sendo:

Q_p = o pico do hidrograma unitário em m^3/s , para uma chuva unitária de 1 cm.

A = área da bacia em km^2 .

Os valores de $W_{50\%Q_p}$ e $W_{75\%Q_p}$ podem ser obtidos também da Figura 4.5.

F. TRAÇADO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO

Uma vez determinado q_p a partir da equação 4-2, o valor de Q_p — pico do hidrograma unitário — pode ser calculado pela expressão:

$$Q_p = q_p \cdot A \quad (4-8)$$

onde:

A é a área da bacia em km^2 .

O intervalo de tempo compreendido entre o início da chuva e o pico do hidrograma unitário é determinado por:

$$T_p = 60 t_p + 0,5 t_u \quad (4-9)$$

onde:

t_p = (vide equação 4-1)

t_u = a duração da chuva unitária em minutos.

T_p = o intervalo de tempo desde o início da chuva e o pico do hidrograma unitário em minutos.

Uma vez localizado Q_p , o hidrograma unitário pode ser esboçado com o auxílio das larguras aproximadas $W_{50\%Q_p}$ e $W_{75\%Q_p}$ (vide equações 4-6 e 4-7, bem como Figura 4.5).

Após esboçado o hidrograma, deve-se planimetrar a área compreendida pelo mesmo e determinar o volume de deflúvio superficial direto.

Paralelamente, determina-se o volume de 1 cm de chuva em toda a área da bacia em estudo, ou seja $Vol. = 1 \times A \times 10^4 \text{ m}^3$ (A = área da bacia em km^2).

Quando o volume do hidrograma unitário esboçado se aproximar do valor do Vol. acima citado, com tolerância de 5%, então esse hidrograma é aceitável. Caso contrário, deve-se ajustar o hidrograma esboçado até igualar seu volume, dentro da referida tolerância, ao correspondente a uma chuva efetiva de 1 cm em toda a extensão da bacia. O passo final é a definição do hidrograma unitário em forma tabular, mostrando o tempo versus o valor da descarga correspondente.

G. HIDROGRAMA DE PROJETO

Após a determinação do hidrograma unitário e da chuva efetiva de projeto (vide item 2-D), calcula-se o hidrograma de projeto. A abcissa do hidrograma unitário é dividida em unidades de tempo que podem ser as mesmas unidades de tempo da chuva efetiva, as quais por conveniência devem ser iguais à duração da chuva unitária. Essa duração pode geralmente ser tomada como sendo de 10 minutos, para áreas urbanas com áreas de drenagem menores de 15 km^2 . Unidades de tempo de 5 minutos são utilizadas para pequenas bacias de até $1,5 \text{ km}^2$; unidades de tempo de 15 minutos, ou mais, são empregadas para grandes bacias.

Prepara-se uma tabela (vide Tabela 4.1), colocando-se os intervalos de tempo na primeira coluna e as ordenadas do hidrograma unitário na segunda coluna. Os valores ou blocos da chuva de projeto efetiva — como determinado na coluna 13 da Tabela 2.3 — são colocados no topo da tabela. Multiplica-se então o primeiro valor da precipitação excedente (0,04 cm no exemplo) por todas as ordenadas do hidrograma unitário constantes da coluna 2, levando-se os resultados para a coluna 3. Repete-se o processo com o segundo valor da precipitação excedente (0,20 cm), multiplicando-se o mesmo pelas ordenadas do hidrograma unitário deslocadas de uma unidade de tempo, como mostrado na coluna 4. Repete-se o processo com os demais blocos da chuva efetiva, fazendo-se sucessivas deslocções das ordenadas do hidrograma unitário (vide Tabela 4.1). Finalmente, somam-se os valores constantes em cada linha para se obter as ordenadas do hidrograma de projeto.

H. EXEMPLO:

Uma bacia, quando inteiramente desenvolvida, deverá ter as seguintes características:

Área = $5,7 \text{ km}^2$
 L = $5,0 \text{ km}$
 L_{ca} = $3,1 \text{ km}$
 60% = área permeável
 40% = área impermeável (I_a)

Determinar, para essa bacia, um hidrograma de projeto, correspondente a uma chuva de 10 anos de período de retorno, através do Método CUHP.

Seqüência de cálculo:

1. Determina-se C_t com base na percentagem da área impermeável da bacia e utilizando-se a Equação 4-3; alternativamente C_t pode ser determinado da Figura 4.2.

$$C_t = \frac{7,81}{(I_a)^{0,78}} = \frac{7,81}{(40)^{0,78}} = 0,44$$

2. Determina-se t_p com o emprego da Equação 4-1.

$$\begin{aligned}
 t_p &= 0,752 C_t (LL_{ca})^{0,3} = \\
 &= 0,752 \times 0,44 (3,1 \times 5,0)^{0,3}
 \end{aligned}$$

$$t_p = 0,75 \text{ h} = 45 \text{ minutos}$$

TABELA 4-1

DETERMINAÇÃO DO HIDROGRAMA CORRESPONDENTE A UMA CHUVA DE PROJETO DE T = 10 ANOS

TEMPO (min)	HIDROGRAMA UNITÁRIO (m³/s)	PRECIPITAÇÃO EXCEDENTE (cm)												HIDROGRAMA FINAL (m³/s)
		0,04	0,20	0,30	2,68	1,04	0,81	0,45	0,22	0,12	0,12	0,08	0,08	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
0	0	0												0
10	0,70	0,03	0											0,03
20	2,30	0,09	0,14	0										0,23
30	5,30	0,21	0,46	0,21	0									0,88
40	9,90	0,40	1,06	0,69	1,88	0								4,03
50	12,80	0,51	1,98	1,59	6,16	0,73	0							10,97
60	11,40	0,46	2,56	2,97	14,20	2,39	0,57	0						23,15
70	9,5	0,38	2,28	3,84	26,53	5,51	1,86	0,32	0					40,72
80	7,7	0,31	1,90	3,42	34,30	10,30	4,29	1,04	0,15	0				55,71
90	6,5	0,26	1,54	2,85	30,55	13,31	8,02	2,39	0,51	0,08	0			59,51
100	5,8	0,23	1,30	2,31	25,46	11,86	10,37	4,46	1,17	0,28	0,08	0		57,52
110	5,3	0,21	1,16	1,95	20,64	9,88	9,23	5,76	2,18	0,64	0,28	0,06	0	51,99
120	4,8	0,19	1,06	1,74	17,42	8,01	7,70	5,13	2,82	1,19	0,64	0,18	0,06	46,14
130	4,5	0,18	0,96	1,59	15,54	6,76	6,24	4,28	2,51	1,54	1,19	0,42	0,18	41,39
140	4,1	0,16	0,90	1,44	14,20	6,03	5,27	3,47	2,09	1,37	1,54	0,79	0,42	37,66
150	3,6	0,15	0,82	1,35	12,86	5,51	4,70	2,93	1,69	1,14	1,37	1,02	0,79	34,33
160	3,5	0,14	0,76	1,23	12,06	4,99	4,29	2,61	1,43	0,92	1,14	0,91	1,02	31,50
170	3,2	0,13	0,70	1,14	10,99	4,68	3,89	2,39	1,28	0,78	0,92	0,76	0,91	28,57
180	3,0	0,12	0,64	1,05	10,13	4,26	3,65	2,16	1,17	0,70	0,78	0,62	0,76	26,09
190	2,7	0,11	0,60	0,96	9,38	3,95	3,32	2,03	1,06	0,64	0,70	0,52	0,62	23,09
200	2,5	0,10	0,54	0,90	8,58	3,64	3,08	1,85	0,99	0,58	0,64	0,46	0,52	21,08
210	2,2	0,09	0,50	0,81	8,04	3,33	2,84	1,71	0,90	0,54	0,58	0,42	0,46	20,22
220	2,0	0,08	0,44	0,75	7,24	3,12	2,59	1,58	0,84	0,49	0,54	0,38	0,42	18,47
230	1,8	0,07	0,40	0,66	6,70	2,81	2,43	1,44	0,77	0,46	0,49	0,36	0,38	16,97
240	1,6	0,06	0,36	0,60	5,90	2,60	2,19	1,35	0,70	0,42	0,46	0,33	0,36	15,33
250	1,4	0,06	0,32	0,54	5,36	2,29	2,03	1,22	0,66	0,38	0,42	0,30	0,33	13,91
260	1,2	0,05	0,28	0,48	4,82	2,08	1,78	1,13	0,59	0,36	0,38	0,28	0,30	12,53
270	1,0	0,04	0,24	0,42	4,29	1,87	1,62	0,99	0,55	0,32	0,36	0,26	0,28	11,24
280	0,8	0,03	0,20	0,36	3,75	1,66	1,46	0,90	0,48	0,30	0,32	0,24	0,26	9,96
290	0,6	0,02	0,16	0,30	3,22	1,46	1,30	0,81	0,44	0,26	0,30	0,22	0,24	8,73
300	0,5	0,02	0,12	0,24	2,68	1,25	1,13	0,72	0,40	0,24	0,26	0,20	0,22	7,48
310	0,4	0,02	0,10	0,18	2,14	1,04	0,97	0,63	0,35	0,22	0,24	0,18	0,20	6,27
320	0,2	0,01	0,08	0,15	1,61	0,83	0,81	0,54	0,31	0,19	0,22	0,16	0,18	5,09
330	0,1	0	0,04	0,12	1,34	0,62	0,65	0,45	0,26	0,17	0,19	0,14	0,16	4,14
340	0	0	0,02	0,06	1,07	0,52	0,49	0,36	0,22	0,14	0,17	0,13	0,14	3,32
350		0	0,03	0,04	0,42	0,41	0,27	0,18	0,12	0,14	0,11	0,13		2,35
360			0	0,27	0,21	0,32	0,23	0,13	0,10	0,12	0,10	0,11		1,59
370					0	0,10	0,16	0,18	0,11	0,07	0,10	0,08	0,10	0,90
380						0	0,08	0,09	0,09	0,06	0,07	0,06	0,08	0,53
390							0	0,05	0,04	0,05	0,06	0,05	0,06	0,31
400								0	0,02	0,02	0,05	0,04	0,05	0,18
410									0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,10
420										0	0,01	0,02	0,03	0,06

3. Determina-se C_p utilizando-se a Equação 4-4 e o valor de C_t já calculado no item 1.

$$C_p = 0,89 C_t^{0,46} = 0,89 (0,44)^{0,46} = 0,61$$

4. Determina-se q_p a partir da Equação 4.2.

$$q_p = 2,755 \frac{C_p}{t_p} = \frac{2,755 \cdot 0,61}{0,75} = 2,24 \text{ m}^3/\text{s.km}^2$$

5. Determina-se Q_p (pico do hidrograma unitário).

$$Q_p = q_p \cdot A = 2,24 \cdot 5,7 = 12,8 \text{ m}^3/\text{s}$$

6. Determina-se a largura do hidrograma unitário a 50% e 75% de Q_p , com base na Figura 4.5 e $q_p = 2,24 \text{ m}^3/\text{s.km}^2$.

$$W_{50\%} = 0,96 \text{ h} = 57 \text{ minutos}$$

$$W_{75\%} = 0,50 \text{ h} = 30 \text{ minutos}$$

7. Determina-se o intervalo de tempo compreendido entre o início da chuva e o pico do hidrograma unitário, utilizando-se a Equação 4-9.

$$T_p = 60 t_p + \frac{t_u}{2} = 45 + \frac{10}{2} = 50 \text{ minutos}$$

8. Utilizando-se os resultados dos itens 5, 6 e 7, esboça-se um hidrograma unitário (vide Figura 4.6).

9. O volume do hidrograma unitário deverá ser de

$$V = A (\text{km}^2) \times 1 \text{ cm} = 5,7 \times 10^6 \times 1 \times 10^{-2} = 57.000 \text{ m}^3$$

Deve-se planimetrar a área do hidrograma traçado em uma primeira tentativa e determinar o seu volume. No exemplo, na primeira tentativa, obteve-se um volume de 53.500 m^3 , ou seja cerca de 6% mais baixo.

Fez-se uma nova tentativa como mostrado na Figura 4.6.; o volume obtido foi de 56.900 m^3 , que está dentro da tolerância de 5% (critério dado no parágrafo 4-F.). O hidrograma revisado, como mostrado na figura já referida, pode então ser aceito. Esse hidrograma, em forma de tabela, é também mostrado na Figura 4.6.

10. Obtém-se os valores da chuva excedente (efetiva) de projeto em incrementos de 10 minutos (duração unitária), conforme Tabela 2.3. Esses valores, expressos em centímetros, são levados para o topo da Tabela 4.1.

11. Multiplica-se o valor da precipitação mostrado no topo da Coluna 3, pelas ordenadas do hidrograma unitário, colocando-se os resultados na mesma Coluna 3 em correspondência com os tempos mostrados na Coluna 1. A seguir multiplica-se o valor da precipitação da Coluna 4, pelas ordenadas do hidrograma unitário; os resultados são colocados nessa coluna, retardados, porém, de uma unidade de tempo em relação aos tempos do hidrograma unitário da Coluna 1. Subseqüentemente multiplicam-se os demais valores de precipitação pelas ordenadas do hidrograma unitário, retardando-se cada novo hidrograma obtido de uma unidade de tempo em relação ao imediatamente anterior.

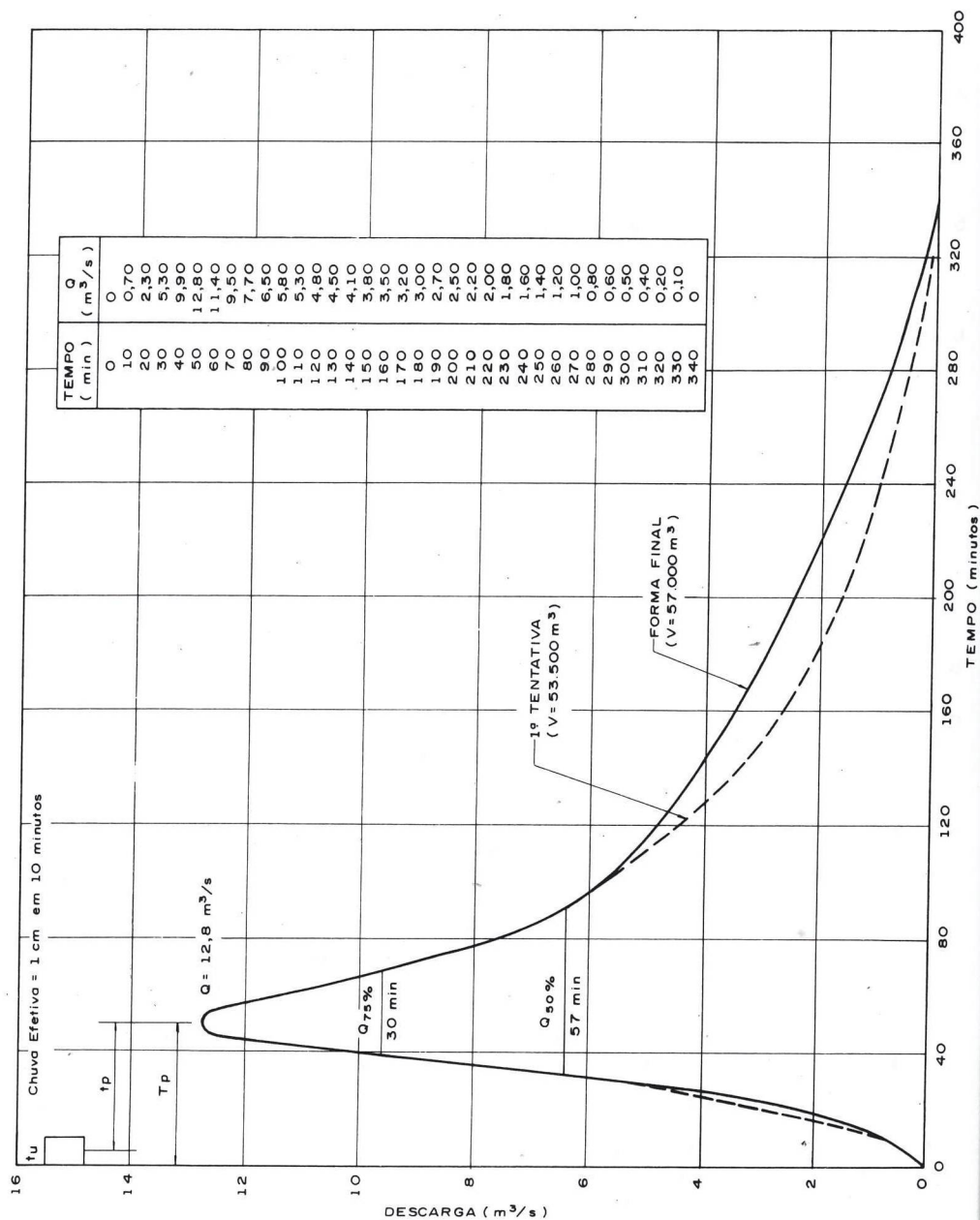


FIGURA 4-6. EXEMPLO DE HIDROGRAMA UNITÁRIO

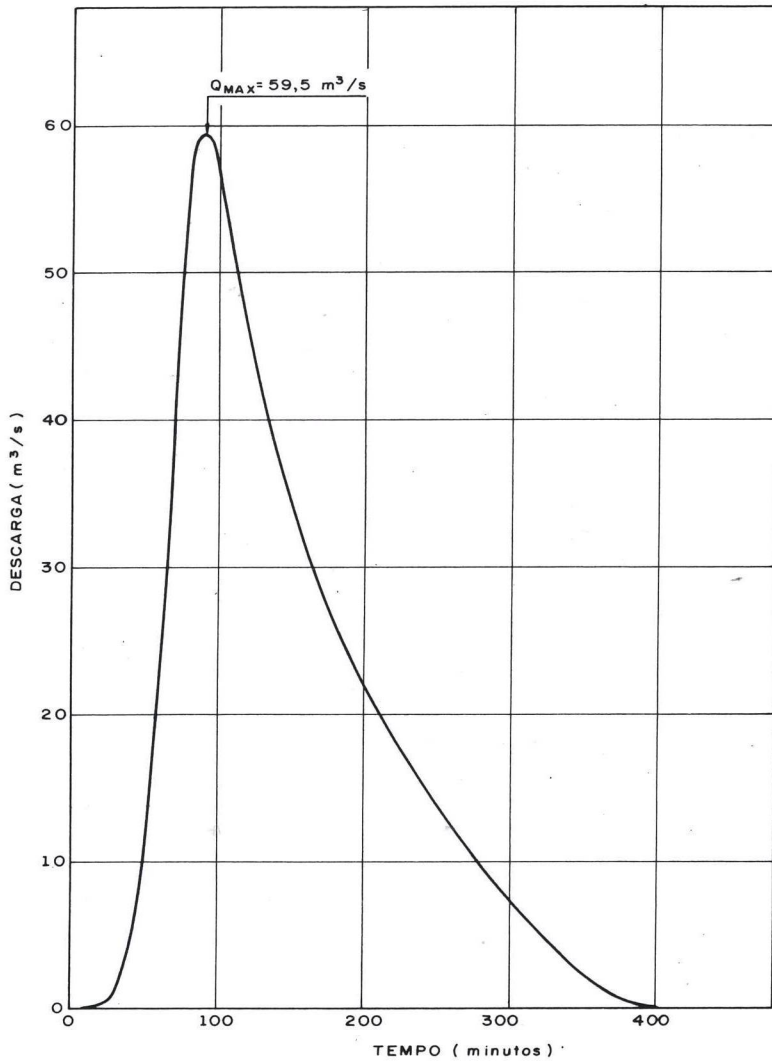


FIGURA 4-7. HIDROGRAMA DE PROJETO CORRESPONDENTE
A UMA CHUVA DE $T = 10$ ANOS.

12. A Coluna 15 é o hidrograma de projeto obtido somando-se horizontalmente os hidrogramas individuais das Colunas 3 a 14 (vide Figura 4.7). Note-se, no exemplo, que o tempo "zero" é o início da chuva efetiva e não o início da chuva. Isto é importante quando se faz o retardo e o encaminhamento de vários hidrogramas de diferentes bacias conjuntamente.

5. ANÁLISE ESTATÍSTICA

A. INTRODUÇÃO

Para áreas de drenagem de grande porte, os hidrólogos mais experientes preferem computar as descargas de cheias, de um dado período de retorno, a partir de observações efetuadas "in loco". Se o período de dados disponível é suficientemente longo, a confiabilidade dos resultados é normalmente melhor do que o obtido pelo uso do Método Racional, do hidrograma unitário, ou outros métodos.

Em hidrologia urbana, o enfoque estatístico é limitado pela quase total falta de dados fluviométricos, pelos efeitos de uma rápida urbanização, e ainda porque os cursos d'água em estudo, que eventualmente tenham sido medidos dentro de um intervalo de tempo satisfatório, normalmente possuem dados que correspondem às condições naturais das respectivas bacias. Uma vez que uma área passa por um processo de urbanização, os registros passam a representar condições completamente diferentes das naturais. Nessas circunstâncias torna-se necessária, regra geral, a aplicação do Método Racional ou o método do hidrograma unitário sintético.

A análise estatística tem grande aplicação em cursos d'água cujas bacias permanecem em condições naturais, incluindo-se as grandes bacias onde os efeitos do processo de urbanização no seu regime de deflúvios são negligenciáveis, e ainda em pequenos cursos d'água cujas bacias são formadas por terrenos não aproveitáveis ou situadas entre cinturões verdes, e que disponham de observações fluviométricas.

O enfoque estatístico para se determinar a magnitude das descargas de pico de cheias, consiste em definir uma relação descarga máxima-freqüência a partir do estudo de uma série de dados observados. A suposição básica é que as cheias verificadas durante um determinado período possam ocorrer em um futuro período de características hidrológicas similares, isto é, com uma expectativa de sua repetição.

O propósito da análise estatística é o de utilizar os eventos de descargas observados num dado período, como meio para se efetuar a sua projeção para um período de tempo maior. Para um período de 25 anos, o maior valor registrado é geralmente considerado como tendo um período de retorno de cerca de 25 anos. Ao fim desse período de 25 anos, face à suposição de que o mesmo se repita, pode-se esperar que o maior valor registrado será igualado ou ultrapassado, uma vez mais, durante os 25 anos seguintes. Para um dado ano a probabilidade de ocorrer uma cheia de uma determinada freqüência é a mesma para um outro ano qualquer. Assim, uma cheia de 100 anos de período de retorno tem um por cento de probabilidade de ser igualado ou ultrapassado em um ano qualquer.

Se for disponível um período de dados de 25 anos, existem vários métodos complexos e sofisticados para se extrapolar esse período para 100 anos. De certo, é óbvio que essa extrapolação nada mais é do que uma aproximação, por causa dos caprichos da natureza.

O procedimento estatístico escolhido como padrão em 1968, pelo "Water Resources Council of the Federal Government" dos Estados Unidos, é o log-Pearson Tipo III, o qual é explanado a seguir.

B. MÉTODO LOG-PEARSON TIPO III

O método de Pearson Tipo III foi originalmente apresentado por H.A. Foster em 1924. Conforme Foster, o método requeria o uso dos dados observados para se calcular a média, o desvio padrão e o coeficiente de assimetria da distribuição. A prática corrente consiste primeiro em transformar os dados observados em forma de logaritmos, e então computar os parâmetros estatísticos. Por causa dessa transformação o método é denominado de log-Pearson Tipo III. Os seguintes símbolos são usados no método de log-Pearson Tipo III:

Y = magnitude aritmética do evento cheia anual.

X = magnitude logarítmica de Y.

N = nº de eventos considerados.

M = média dos X.

x = X - M.

S = desvio padrão dos X.

g = coeficiente de assimetria.

K = coordenada Pearson Tipo III expressa em números de desvios padrões em relação à média, para vários períodos de retorno.

Q = descarga de cheia calculada para um determinado período de retorno.

Os eventos considerados são descargas de cheias máximas anuais (série anual). As unidades físicas utilizadas para Y, p.ex. m³/s, serão também as de Q.

O procedimento de cálculo é o seguinte:

1. Transformar as N descargas máximas anuais $Y_1, Y_2, Y_3 \dots Y_N$ nos correspondentes logaritmos: $X_1, X_2, X_3 \dots X_N$.

2. Calcular a média dos logaritmos:

$$M = \frac{\sum X}{N}$$

3. Calcular o desvio padrão dos logaritmos:

$$S = \sqrt{\frac{\sum X^2}{N-1}} = \sqrt{\frac{\sum X^2 - (\sum X)^2/N}{N-1}}$$

4. Calcular o coeficiente de assimetria:

$$g = \frac{N \sum x^3}{(N-1)(N-2)S^3} = \frac{N^2 \sum X^3 + 3N \sum X \sum X^2 + 2(\sum X)^3}{N(N-1)(N-2)S^3}$$

5. Calcular os logaritmos das descargas correspondentes a determinados períodos de retorno:

$$\log Q = M + KS$$

O K é determinado da Tabela 5.1 ou 5.2, para o valor de g calculado e considerando-se, também, o período de retorno selecionado.

O log Q é o logaritmo da descarga de cheia.

6. Achar o antilog do log Q, para se determinar a descarga de cheia Q. ($Q = 10^{\log Q}$).

g	PERÍODO DE RETORNO T (ANOS)										
	1,0101	1,0526	1,1111	1,2500	2	5	10	25	50	100	200
3,0	-0,667	-0,665	-0,660	-0,636	-0,396	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970
2,9	-0,690	-0,688	-0,681	-0,651	-0,390	0,440	1,195	2,277	3,134	4,013	4,909
2,8	-0,714	-0,711	-0,702	-0,666	-0,384	0,460	1,210	2,275	3,114	3,973	4,847
2,7	-0,740	-0,736	-0,724	-0,681	-0,376	0,479	1,224	2,272	3,093	3,932	4,783
2,6	-0,769	-0,762	-0,747	-0,696	-0,368	0,499	1,238	2,267	3,071	3,889	4,718
2,5	-0,799	-0,790	-0,771	-0,711	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652
2,4	-0,832	-0,819	-0,795	-0,725	-0,351	0,537	1,262	2,256	3,023	3,800	4,584
2,3	-0,867	-0,850	-0,819	-0,739	-0,341	0,555	1,274	2,248	2,997	3,753	4,515
2,2	-0,905	-0,882	-0,844	-0,752	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444
2,1	-0,946	-0,914	-0,869	-0,765	-0,319	0,592	1,294	2,230	2,942	3,656	4,372
2,0	-0,990	-0,949	-0,895	-0,777	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298
1,9	-1,037	-0,984	-0,920	-0,788	-0,294	0,627	1,310	2,207	2,881	3,553	4,223
1,8	-1,087	-1,020	-0,945	-0,799	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147
1,7	-1,140	-1,056	-0,970	-0,808	-0,268	0,660	1,324	2,179	2,815	3,444	4,069
1,6	-1,197	-1,093	-0,994	-0,817	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990
1,5	-1,256	-1,131	-1,018	-0,825	-0,240	0,690	1,333	2,146	2,743	3,330	3,910
1,4	-1,318	-1,168	-1,041	-0,832	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828
1,3	-1,383	-1,206	-1,064	-0,838	-0,210	0,719	1,339	2,108	2,666	3,211	3,745
1,2	-1,449	-1,243	-1,086	-0,844	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661
1,1	-1,518	-1,280	-1,107	-0,848	-0,180	0,745	1,341	2,066	2,585	3,087	3,575
1,0	-1,588	-1,317	-1,128	-0,852	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489
,9	-1,660	-1,353	-1,147	-0,854	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401
,8	-1,733	-1,388	-1,166	-0,856	-0,132	0,780	1,336	1,993	2,453	2,891	3,312
,7	-1,806	-1,423	-1,183	-0,857	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223
,6	-1,880	-1,458	-1,200	-0,857	-0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132
,5	-1,955	-1,491	-1,216	-0,856	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041
,4	-2,029	-1,524	-1,231	-0,855	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949
,3	-2,104	-1,555	-1,245	-0,853	-0,050	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856
,2	-2,178	-1,586	-1,258	-0,850	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763
,1	-2,252	-1,616	-1,270	-0,846	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670
0	-2,326	-1,645	-1,282	-0,842	0	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576

TABELA 5.1 – Valores de K para coeficientes de assimetria (g) positivos.

g	PERÍODO DE RETORNO T (ANOS)										
	1,0101	1,0526	1,1111	1,2500	2	5	10	25	50	100	200
0	-2,326	-1,645	-1,282	-0,842	0	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576
- ,1	-2,400	-1,673	-1,292	-0,836	0,017	0,846	1,270	1,716	2,000	2,252	2,482
- ,2	-2,472	-1,700	-1,301	-0,830	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388
- ,3	-2,544	-1,726	-1,309	-0,824	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294
- ,4	-2,615	-1,750	-1,317	-0,816	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201
- ,5	-2,686	-1,774	-1,323	-0,808	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108
- ,6	-2,755	-1,797	-1,328	-0,800	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016
- ,7	-2,824	-1,819	-1,333	-0,790	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926
- ,8	-2,891	-1,839	-1,336	-0,780	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733	1,837
- ,9	-2,957	-1,858	-1,339	-0,769	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749
-1,0	-3,022	-1,877	-1,340	-0,758	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664
-1,1	-3,087	-1,894	-1,341	-0,745	0,180	0,848	1,107	1,324	1,435	1,518	1,581
-1,2	-3,149	-1,910	-1,340	-0,732	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501
-1,3	-3,211	-1,925	-1,339	-0,719	0,210	0,838	1,064	1,240	1,324	1,383	1,424
-1,4	-3,271	-1,938	-1,337	-0,705	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351
-1,5	-3,330	-1,951	-1,333	-0,690	0,240	0,825	1,018	1,157	1,217	1,256	1,282
-1,6	-3,388	-1,962	-1,329	-0,675	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197	1,216
-1,7	-3,444	-1,972	-1,324	-0,660	0,268	0,808	0,970	1,075	1,116	1,140	1,155
-1,8	-3,499	-1,981	-1,318	-0,643	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087	1,097
-1,9	-3,553	-1,989	-1,310	-0,627	0,294	0,788	0,920	0,996	1,023	1,037	1,044
-2,0	-3,605	-1,996	-1,302	-0,609	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	0,995
-2,1	-3,656	-2,001	-1,294	-0,592	0,319	0,765	0,869	0,923	0,939	0,946	0,949
-2,2	-3,705	-2,006	-1,284	-0,574	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907
-2,3	-3,753	-2,009	-1,274	-0,555	0,341	0,739	0,819	0,855	0,864	0,867	0,869
-2,4	-3,800	-2,011	-1,262	-0,537	0,351	0,725	0,795	0,823	0,830	0,832	0,833
-2,5	-3,845	-2,012	-1,250	-0,518	0,360	0,711	0,771	0,793	0,798	0,799	0,800
-2,6	-3,889	-2,013	-1,238	-0,499	0,368	0,696	0,747	0,764	0,768	0,769	0,769
-2,7	-3,932	-2,012	-1,224	-0,479	0,376	0,681	0,724	0,738	0,740	0,740	0,741
-2,8	-3,973	-2,010	-1,210	-0,460	0,384	0,666	0,702	0,712	0,714	0,714	0,714
-2,9	-4,013	-2,007	-1,195	-0,440	0,390	0,651	0,681	0,683	0,689	0,690	0,690
-3,0	-4,051	-2,003	-1,180	-0,420	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667

TABELA 5.2 – Valores de K para coeficientes de assimetria (g) negativos.

6. BIBLIOGRAFIA

1. **Hydrology for Urban Land Planning — A Guidebook on the Hydrologic Effects of Urban Land Use**, por Luna B. Leopold, Geological Survey Circular 554, U.S. Department of the Interior, Geological Survey, Washington, D.C., 1968.
2. **Urban Growth and the Water Regimen**, por John Savini e J.C. Kammerer, Geological Survey Water-Supply Paper 1591-A, U.S. Department of the Interior, Geological Survey, Washington, D.C., 1961.
3. **The Soils of Eastern Colorado Their Origin, Distribution and Engineering Characteristics**, por James G. Johnstone, Sethurama Ramarathnam, e David B. Richard, Quarterly of the Colorado School of Mines, Colorado School of Mines, Golden, Colorado, July 1962.
4. **Pleistocene and Recent Deposits in the Denver Area, Colorado**, por Charles B. Hunt, Geological Survey Bulletin 996-C, U.S. Department of the Interior, Geological Survey, Washington, D.C., 1954.
5. **Hydrology of Engineers**, por Ray K. Linsley, Jr., Max A. Kohler, e Joseph L.H. Paulhus, McGraw-Hill Book Company, Inc., New York, 1958.
6. **A Field Method for Measurement of Infiltration**, por A.U. Johnson, Geological Survey Water-Supply Paper 1544-F, U.S. Department of the Interior, Geological Survey, Washington, D.C., 1963.
7. **Airport Drainage**, Federal Aviation Agency, Washington, D.C., 1965.
8. **Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers**, ASCE — Manuals of Engineering Practice — Nº 37, American Society of Civil Engineers, New York, New York, 1958.
9. **Determination of Runoff for Urban Storm Water Drainage System Design**, por Kurt W. Bauer, from *The Technical Record*, Vol. 2, Nºs 4 and 5, April, May 1965.
10. **Determination of Run-off Coefficients**, de PUBLIC WORKS, Vol. 94, Nº 11, November 1963.
11. **Hydraulics of Runoff from Developed Surfaces**, por Carl F. Izzard, Proceedings of the 26th Annual Meeting of the Highway Research Board, Washington, D.C., December 5-8, 1946.
12. **Stream Flow from Rainfall by the Unit-Graph Method**, por L.K. Sherman, Engineering News Record, Vol. 108, April 7, 1932.
13. **Synthetic Unit-Graphs**, por F.F. Snyder, Transactions American Geophysical Union, Vol. 19, 1938.
14. **A Study of Some Effects of Urbanization on Storm Runoff from a Small Watershed**, Report 23, Texas Water Development Board, University of Texas, August 1966.
15. **Unit Hydrographs**, Civil Works Investigations, Project 152, U.S. Army Engineer District, Baltimore, Corps of Engineers, Baltimore, Maryland, 1963.
16. **Handbook of Applied Hydrology**, Ven Te Chow, Editor-in-Chief, McGraw-Hill Book Company, Inc., New York, New York, 1964.
17. **Unit Hydrograph Characteristics for Sewered Areas**, por Peter S. Eagleson, Proceedings ASCE, HY2, March 1962.
18. **Unitgraph Procedures**, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, November 1952, Revised August 1965.

19. **Flood-Hydrograph Analysis and Computations**, Manuals — Corps of Engineers, U.S. Army EM 1110-2-1405, August 31, 1959.
20. **Magnitude and Frequency of Floods in the United States**, Part 6-B, Missouri River Basin below Sioux City, Iowa, por H.F. Matthai, Geological Survey Water-Supply Paper 1680, U.S. Department of the Interior, Geological Survey, Washington, D.C., 1968.
21. **A Uniform Technique for Determining Flood Flow Frequencies**, Bulletin Nº 15, Water Resources Council, Washington, D.C., December 1967.
22. **Theoretical Frequency Curves**, por H.A. Foster, American Society of Civil Engineers, Transactions, Vol. 87, pp. 142-203, 1924.
23. **Methods of Flow Frequency Analysis**, por the Subcommittee on Hydrology, Inter-Agency Committee on Water Resources, Notes on Hydrologic Activities, Bulletin 13, April 1966.
24. **Hydrology**, por Wisler e Brater, Wiley Book Company, New York, New York, 1949.
25. **Flood Plain Information, Metropolitan Region, Denver, Colorado**, Vol. I, Summary Report, South Platte River, Waterton to Brighton, Colorado, U.S. Army Engineer District, Omaha, Corps of Engineers, Omaha, Nebraska, October 1963.
26. **Flood Plain Information, Metropolitan Region, Denver, Colorado**, Vol. I, Report and Technical Appendix, South Platte River, Waterton to Brighton, Colorado, U.S. Army Engineer District, Omaha, Corps of Engineers, Omaha, Nebraska, October 1963.
27. **Flood Plain Information, Metropolitan Region, Denver, Colorado**, Vol. II, Summary Report, Sand, Tollgate, and Lower Cherry Creeks, South Platte River Basin, U.S. Army Engineers District, Omaha, Corps of Engineers, Omaha, Nebraska, April 1964.
28. **Flood Plain Information, Metropolitan Region, Denver, Colorado**, Vol. II, Report and Technical Appendix, Sand, Tollgate, and Lower Cherry Creeks, South Platte River Basin, U.S. Army Engineer District, Omaha, Corps of Engineers, Omaha, Nebraska, April 1964.
29. **Flood Plain Information, Metropolitan Region, Denver, Colorado**, Vol. III, Summary Report, Bear and Clear Creeks, South Platte River Basin, U.S. Army Engineer District, Omaha, Corps of Engineers, Omaha, Nebraska, January 1966.
30. **Flood Plain Information Report, Metropolitan Region, Denver, Colorado**, Vol. III, Technical Appendix, Bear and Clear Creeks, South Platte River Basin, U.S. Army Engineer District, Omaha, Corps of Engineers, Omaha, Nebraska, January 1966.
31. **Flood Plain Information, Denver Metropolitan Region, Colorado**, Vol. IV, Big Dry Creek, Little Dry Creek (Arapahoe Co.), Greenwood Gulch, Weir Gulch, Lakewood Gulch, McIntyre Gulch, Little Dry Creek (Adams Co.), Grange Hall Creek, Prepared for Denver Regional Council of Governments by U.S. Army Engineer District, Omaha, Corps of Engineers, Omaha, Nebraska, October 1968.
32. **Predicting Storm Runoff on Small Experimental Watersheds**, por N.E. Minshall, Journ. Hydr. Div., ASCE, V. 86, Nº HY8, 1960, pp. 17-38.
33. **Response Time in Urban Flood Hydrology**, por E.F. Schulz e O.G. Lopez, Hydrology Paper Nº 71, Colorado State University, Engineering Research Center, Fort Collins, Colorado, 1974.
34. **Experience with the Evaluation of Urban Effects for Drainage Design**, por Donald Van Sickel, publicado em Effects of Watershed Changes on Streamflow, University of Texas, Austin, Texas 1969, pp 229-254.
35. **Hydrograph Analysis**, Volume 4, HEC-IHD-400, 1973, Hydrologic Engineering Center, Corps of Engineers, 609 Second Street, Davis, California.
36. **Denver Region Urban Hydrology Report**, Technical Series, 1971, Urban Drainage and Flood Control District, 181 East 56th Ave., Denver, Colorado 80216.

37. **Rainfall-Runoff Data from Small Watersheds in Colorado, June 1968 through September 1971, 1972**, USGS Water Resources Data Release, Denver District, Nº 27.
38. **Rainfall-Runoff Data from Small Watersheds in Colorado, June 1972 through September 1973**, USGS Water Resources Data Release (in press).

IV

Galerias

1. O SISTEMA DE GALERIAS DE ÁGUAS PLUVIAIS

A expressão **Sistema de Galerias de Águas Pluviais** utilizada neste trabalho, refere-se àquele formado pelas bocas de lobo, condutos, poços de visita e outros dispositivos, projetado para coletar e conduzir as descargas resultantes da **Chuva Inicial de Projeto** para um ponto de lançamento, dentro de um **Sistema Geral de Drenagem**. O **Sistema de Galerias de Águas Pluviais** faz parte do **Sistema Inicial de Drenagem**, que também inclui sarjetões, sarjetas, bueiros, pequenos canais, etc., e cujo objetivo é o de evitar danos e inconveniências causados por chuvas intensas de ocorrência freqüente. O **Sistema Inicial de Drenagem**, juntamente com o **Sistema de Macro-Drenagem**, constitui o **Sistema Geral de Drenagem** de uma área urbana.

O **Sistema de Macro-drenagem** existe mesmo que não seja planejado e nem construído, uma vez que a água tende a atingir os pontos mais baixos de uma região, independentemente da existência de obras em seu percurso. Inclui o leito das ruas, os passeios, canais principais, etc. Um **Sistema de Macro-drenagem**, bem projetado e bem construído, deverá eliminar ou reduzir, substancialmente, os prejuízos causados pela ocorrência de uma chuva com período de retorno de 100 anos.

O **Sistema Inicial de Drenagem**, e em particular o **Sistema de Galerias de Águas Pluviais**, é a parte do **Sistema Geral de Drenagem Urbana** que tem recebido a maior atenção por parte dos engenheiros, pois contribui diretamente para o desenvolvimento ordenado de uma área urbana, afastando as águas de chuvas com período de retorno de 2 a 10 anos.

As galerias de águas pluviais são necessárias somente quando o **Sistema Inicial de Drenagem**, sem as mesmas, é insuficiente para conduzir as descargas que a ele afluem. Um bom **Sistema de Macro-drenagem**, associado a um arranjo urbanístico bem planejado, pode freqüentemente eliminar a necessidade de galerias de águas pluviais. Quanto mais for retardada a implantação do **Sistema de Macro-drenagem** numa área urbana, mais custosas serão as galerias de águas pluviais.

2. FREQUÊNCIA DAS DESCARGAS DE PROJETO

A freqüência das descargas de projeto dos sistemas de galerias de águas pluviais corresponde a chuvas com períodos de retorno que variam de 2 a 10 anos. Na Tabela 2.1., apresenta-se um resumo das freqüências das chuvas a serem consideradas para o dimensionamento de galerias.

TIPO DE OCUPAÇÃO DA ÁREA	PERÍODO DE RETORNO DA CHUVA INICIAL DE PROJETO
1. Residencial	2 anos
2. Áreas comerciais	5 anos
3. Áreas com edifícios públicos	5 anos
4. Aeroportos	2 — 5 anos
5. Áreas comerciais altamente valorizadas e terminais aeroportuários	5 — 10 anos

TABELA 2.1. — Frequência das chuvas de projeto para galerias de águas pluviais.

Uma vez estabelecidas as frequências das chuvas de projeto a adotar, é de toda conveniência efetuar uma revisão geral de todo o sistema, tendo em vista verificar aqueles pontos onde sejam justificadas, ou mesmo necessárias, alterações em relação aos valores inicialmente fixados. Para uma área baixa, por exemplo, que não tenha outra possibilidade de drenagem que não seja por galerias de águas pluviais, é necessário que estas tenham capacidade de receber mais água do que simplesmente aquela resultante da chuva inicial de projeto.

Uma área em estudo pode merecer uma revisão, tanto no que se refere à **chuva inicial de projeto**, quanto à **chuva máxima de projeto**. Quando esta análise implica em necessidade de acréscimo da capacidade do sistema de galerias de águas pluviais para o escoamento das descargas resultantes da **chuva máxima de projeto**, é conveniente examinar a concepção básica do sistema de macro-drenagem e efetuar as alterações comprovadamente necessárias.

3. RELAÇÃO ENTRE O SISTEMA DE GALERIAS DE ÁGUAS PLUVIAIS E O SISTEMA GERAL DE DRENAGEM

O sistema de galerias de águas pluviais compreende um sistema de condutos subterrâneos e de dispositivos complementares, que permitem coletar e conduzir as descargas resultantes de uma chuva inicial de projeto, para o **ponto final de lançamento**. Quanto mais distante se situar esse ponto de lançamento, mais extenso será o sistema de galerias. Por este motivo, o sistema de macro-drenagem é de importância fundamental na concepção do sistema de drenagem inicial; um sistema de macro-drenagem bem planejado, em geral, permite reduzir a extensão das galerias de águas pluviais.

De modo geral, não é economicamente viável dimensionar um sistema de galerias de águas pluviais para chuvas superiores à chuva inicial de projeto, cujos períodos de retorno variam de 2 a 10 anos.

Em áreas urbanizadas antigas, o sistema de galerias de águas pluviais é, geralmente, a única obra de drenagem planejada existente. Quando a capacidade das galerias é ultrapassada, os excessos de água escoam superficialmente pelas ruas causando prejuízos e incômodos.

O objetivo do planejamento da macro-drenagem é o de controlar, de forma adequada, as grandes descargas que excedem a capacidade do sistema inicial de drenagem.

Em essência, pode-se dizer que um **Sistema Geral de Drenagem** de uma área urbana contém dois sistemas distintos de drenagem: o **Sistema de Macro-drenagem** e o **Sistema de Drenagem Inicial**. O **Sistema de Galerias de Águas Pluviais** constitui parte deste último.

4. PROCEDIMENTOS DE PROJETO

Neste item são apresentados os procedimentos gerais para o projeto de galerias de águas pluviais. Atenção especial deve ser dispensada ao sistema de macro-drenagem da área a ser estudada. É importante lembrar que esse sistema tem implicações profundas no sistema de drenagem inicial e, muitas vezes, quando bem concebido, possibilita eliminar totalmente ou em parte a necessidade de galerias de águas pluviais. Neste capítulo admite-se que os receptores finais de descarga estejam definidos ou que sejam existentes.

A. DIRETRIZES GERAIS

Inicialmente o projetista deve obter todas as informações relativas à área em estudo, que possam apresentar interesse para o desenvolvimento do projeto. Isto é particularmente importante em obras de drenagem, pois jamais ocorrerão situações idênticas em projetos distintos.

Após obter as informações necessárias, as atividades para projeto devem ser desenvolvidas com bom senso e rigor técnico, para que resulte um sistema de galerias hidráulicamente bem balanceado.

Dados básicos

- a. Planta da área a ser drenada, em escala 1 : 500 ou 1 : 1000, com curvas de nível equiespaçadas de 0,5 m ou 1,00 m, dependendo das características topográficas;
- b. Mapa geral da bacia de drenagem onde está situada a área a ser drenada; é desejável que este seja em escala 1 : 5.000 ou 1 : 10.000, ou outra escala mais reduzida no caso de não se dispor de outro levantamento;
- c. Planta da área a ser estudada com indicações de ruas existentes e projetadas, intersecções com obras de utilidade pública, e tipos de ocupação existentes e previstas para as áreas ainda não urbanizadas;
- d. Secções transversais típicas das ruas e avenidas. Em fase de planejamento urbanístico, é importante que este trabalho seja efetuado entrosadamente entre o urbanista e o engenheiro responsável pelo projeto de drenagem;
- e. Perfis longitudinais das ruas e avenidas da área em questão;
- f. Informações geotécnicas, e sobre o lençol freático;
- g. Localização e elevação do ponto final de lançamento do sistema de galerias;
- h. Curvas de intensidade, duração e frequência de chuvas intensas relativas à região;
- i. Outras informações que sejam julgadas necessárias.

Determinação dos limites da bacia e das curvas de intensidade, duração e frequência das chuvas de projeto.

Deve-se classificar o tipo de ocupação futura na bacia de drenagem, na medida em que possa influenciar nos aspectos hidrológicos e hidráulicos do projeto. Deve-se, também, classificar as ruas quanto à sua capacidade de escoamento.

Paralelamente, determinam-se as curvas de intensidade, duração e frequência de chuvas, tanto para a condição de **chuva inicial de projeto** (período de retorno igual a 2, 5 ou 10 anos), como para a **chuva máxima de projeto**, para a qual se recomenda um período de retorno de 100 anos.

Desenvolvimento de esquemas alternativos

Em muitos casos, vários esquemas alternativos de sistemas de galerias são possíveis. É importante, contudo, que o projetista analise cuidadosamente as diversas possibilidades e selecione aquelas que se mostrem mais convenientes.

Em sistemas de drenagem que envolvam obras de grande porte, é desejável a troca de pontos de vista com a entidade contratante, para a seleção do esquema final de drenagem a ser adotado.

Após a seleção de um esquema a ser adotado, devem ser estabelecidos os greides das ruas e avenidas a serem utilizados para o projeto preliminar do sistema de galerias.

Divisão da bacia em sub-bacias

Na definição das sub-bacias, é importante lembrar que em várias bocas de lobo, ao longo de um trecho contínuo de rua, apenas parte da água escoada superficialmente será removida para as galerias de águas pluviais. Em pontos de cruzamento de ruas principais ou avenidas, é necessário remover 100% das descargas provenientes da chuva inicial de projeto, para evitar a passagem de água através daquelas vias (ver o Capítulo "RUAS").

As sub-bacias podem variar de acordo com o arranjo geral adotado para o sistema de galerias. São comuns erros de projeto quando se pretende aplicar conclusões hidrológicas específicas de um dado arranjo em outro com sub-bacias diferentes.

Projeto preliminar do sistema

Os métodos para a avaliação das descargas a serem consideradas no projeto são apresentados na parte referente a DEFLÚVIO SUPERFICIAL, deste manual. Em pequenas bacias, onde seja aplicável o Método Racional, podem ser seguidos os procedimentos a seguir descritos.

Primeiramente, é necessário dispor dos greides e seções transversais típicas das ruas e avenidas. Em seguida, devem ser calculadas as capacidades de descarga superficial das ruas pelas sarjetas.

Para definir o local onde deve iniciar o sistema de galerias (1ª boca de lobo), é necessário verificar, através de cálculos pelo Método Racional, o ponto onde a descarga resultante da chuva inicial de projeto é igual à capacidade de escoamento da rua; esse será o início do sistema de galerias, caso não haja outro meio de remover a água da superfície da rua. Não será necessário remover 100% da descarga que escoar pela superfície da rua no ponto de início do sistema de galerias, ou em qualquer outro ponto da mesma, a menos que se trate de um cruzamento com rua principal ou avenida, ou exista alguma restrição importante. A parcela de descarga que deve ser removida da superfície da rua será utilizada como descarga de projeto da galeria pluvial naquele trecho.

Para fins de pré-dimensionamento das galerias, é conveniente utilizar para o coeficiente de rugosidade um valor superior ao valor final de projeto (Ver Projeto Hidráulico das Galerias de Águas Pluviais). Preliminarmente, o perfil das galerias pode ser estabelecido mantendo o topo interno dos tubos sem descontinuidade nos poços de visita, a fim de compensar as perdas de carga.

Uma vez definida a descarga a ser removida da rua para a primeira boca de lobo, procede-se ao pré-dimensionamento da galeria no seu primeiro trecho, admitindo-se que esta opere a plena seção, tendo por base o diagrama da figura 11-6 e a declividade da rua no trecho em questão. Em seguida, determina-se a velocidade de escoamento nesse trecho de galeria e o correspondente tempo de percurso. Esses cálculos permitem determinar preliminarmente o tempo de concentração no fim do trecho da galeria em consideração, que será utilizado para calcular a descarga contribuinte a esse ponto. Procedimento análogo é repetido para os trechos de jusante, considerando devidamente os acréscimos de áreas contribuintes e respectivos tempos de percurso.

Encaminhamento das descargas resultantes da chuva máxima de projeto através do sistema

Deve-se verificar se a capacidade conjunta de escoamento das ruas e galerias é suficiente para manter as descargas superficiais dentro de limites aceitáveis. Neste particular, as capacidades de descarga das galerias podem ser admitidas, preliminarmente, como sendo as mesmas calculadas para o caso da chuva inicial de projeto, a menos que considerações especiais indiquem o contrário.

Se as verificações efetuadas mostrarem que é absolutamente impraticável acomodar as descargas da chuva máxima de projeto no leito e galeria de uma dada rua sem exceder a capacidade conjunta de descarga dos mesmos, será necessário efetuar uma revisão na concepção do esquema preliminar de macro-drenagem considerado.

É importante lembrar que para chuvas de projeto com período de retorno superior a 25 anos, é necessário incluir um coeficiente de ajustamento " C_f " na fórmula racional, conforme indicações do Capítulo relativo a "Deflúvio Superficial", deste manual.

Preparação das estimativas de custos de cada alternativa proposta e análise dos prós e contras de cada uma.

Os aspectos positivos e negativos de cada alternativa considerada devem ser analisados de maneira imparcial, a fim de selecionar aquela que seja mais adequada.

Revisão das alternativas estudadas

Deve ser feita uma revisão das alternativas estudadas, tendo em conta todos os aspectos julgados importantes na decisão final relativa à alternativa a ser adotada. Se, por exemplo, algum problema puder ocorrer a jusante com o sistema previsto, haverá necessidade de uma revisão ou mesmo de uma reformulação da concepção do mesmo.

NOTA: Os passos precedentes constituem a fase de "Projeto Preliminar" de um sistema de galerias de águas pluviais. Nesta altura, deve-se dispor de todas as informações necessárias para o desenvolvimento do projeto final do sistema.

Revisão de todos os trabalhos preliminares.

Deve-se rever as hipóteses hidrológicas adotadas, a delimitação da bacia de drenagem, as sub-bacias, a classificação das ruas, e outros elementos, preliminarmente definidos, que devam ser fixados em caráter definitivo para a execução do projeto final.

Estabelecimento da configuração final das ruas e avenidas em greides definitivos, cotas características, etc.

É freqüente a necessidade de rever o projeto urbanístico da área em estudo, a fim de melhor resolver problemas ligados à drenagem. Essa revisão poderá incluir a alteração do greide de uma ou mais ruas para aumentar a capacidade de escoamento pelas sarjetas, a elevação no nível do piso inferior das construções numa dada área, tendo em vista permitir o escoamento de descargas resultantes da chuva máxima de projeto, etc.

Projeto hidráulico do sistema de galerias

O projeto hidráulico final do sistema de galerias pode ser desenvolvido de acordo com as indicações adiante apresentadas. Nesta fase, o coeficiente de rugosidade a ser adotado deve corresponder às características reais dos condutos utilizados.

O estudo das condições de funcionamento dos condutos deverá ser feito levando em conta o fato de operarem em carga ou não, de acordo com as condições específicas de cada caso.

Para o caso de operação como condutos livres, é necessário determinar a linha de energia, e no caso de operação em carga, a linha piezométrica. O projetista deverá verificar se a linha piezométrica não supera o nível do greide das ruas, para condições de descarga que excedam à chuva inicial de projeto, o que provocaria o refluxo de água através de bocas de lobo e poços de visita.

Localização das bocas de lobo

A localização das bocas de lobo deve ser efetuada concomitantemente com o projeto das demais partes do sistema, pois será definida em função das capacidades de escoamento das sarjetas, e das descargas resultantes das chuvas iniciais de projeto consideradas. A determinação dessas descargas poderá ser realizada pelo Método Racional.

As bocas de lobo serão localizadas em pontos onde as descargas resultantes das chuvas consideradas igualem as capacidades admissíveis de escoamento das respectivas sarjetas.

Estabelecimento das características estruturais dos diversos elementos.

Os aspectos estruturais dos condutos e demais elementos integrantes do sistema de galerias devem ser devidamente considerados para que resulte um projeto adequado e econômico. Um bom projeto hidráulico não trará sucesso ao empreendimento se este for falho quanto aos aspectos estruturais.

Certos aspectos estruturais podem ser prioritários em relação aos aspectos hidráulicos no projeto de um sistema, uma vez que o tipo de material dos tubos, a geometria das junções, etc., podem influenciar de maneira a impor determinadas soluções.

Elaboração dos desenhos finais do projeto

Os desenhos finais do projeto, assim como as respectivas especificações, devem ser suficientemente esclarecedores e detalhados, para garantir ao construtor entendimento perfeito de todos os pormenores concebidos pelo projetista.

É importante lembrar que nos sistemas de galerias de águas pluviais os custos referentes aos tubos laterais de menor diâmetro representam parte substancial dos custos totais envolvidos. Várias concepções para o Ante-Projeto preliminar devem ser desenvolvidas e analisadas com o objetivo de se obter o melhor arranjo para as obras e efetuar o seu pré-dimensionamento.

5. ANTE-PROJETO PRELIMINAR

O Ante-Projeto preliminar de um sistema de galerias de águas pluviais exige por parte do projetista uma sensibilidade especial em problemas de drenagem urbana, hidrologia de áreas urbanas e hidráulica. O Ante-Projeto preliminar, como acontece em outras áreas da Engenharia, pode ser de muito maior importância no sucesso do empreendimento e na redução dos custos envolvidos, do que o projeto final, o preparo de especificações e a escolha dos materiais a utilizar.

Antes de iniciar a elaboração do Ante-Projeto preliminar, é necessário desenvolver as seguintes atividades fundamentais:

- a. Levantamento de dados básicos.
- b. Determinação dos limites da bacia.
- c. Definição dos objetivos.
- d. Concepção de esquemas alternativos de drenagem.

É conveniente que os trabalhos relativos ao Ante-Projeto preliminar de um sistema de galerias de águas pluviais sejam desenvolvidos paralelamente ao projeto urbanístico da área em estudo; uma vez definido o arranjo geral das ruas e avenidas, o projetista hidráulico terá as possíveis opções para o plano geral de drenagem sensivelmente reduzidas.

Em áreas onde haja uma rua sensivelmente mais longa que as demais nas suas adjacências, poderá ser conveniente nela concentrar o escoamento por galerias, de maneira a reduzir a quantidade de tubos com pequenos diâmetros.

6. APLICAÇÃO DO MÉTODO RACIONAL PARA O DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE GALERIAS DE ÁGUAS PLUVIAIS

O **Método Racional** tem sido utilizado há muitos anos no projeto de sistemas de drenagem e em particular para o dimensionamento de galerias de águas pluviais, muito embora alguns autores tenham sugerido modificações na sua aplicação.

Após completar o Ante-Projeto preliminar do sistema, e verificar o comportamento do mesmo para as condições de descarga correspondente à chuva máxima do projeto, (período de retorno = 100 anos), é necessário rever as alternativas estudadas, e efetuar os eventuais novos cálculos.

O projeto hidráulico final do sistema poderá ser desenvolvido de acordo com as indicações apresentadas no item 8 deste Capítulo.

O pré-dimensionamento do sistema de galerias em estudo, utilizando o **Método Racional**, poderá ser efetuado de acordo com os procedimentos abaixo, juntamente com a folha de cálculo mostrada na Figura 6.1.

COLUNA 01 — Definir e relacionar os pontos de projeto. Estes poderão coincidir com poços de visita.

COLUNA 02 — Introduzir as distâncias entre os pontos de projeto consecutivos.

COLUNA 03 — Relacionar as sub-bacias contribuintes relativas a cada ponto de projeto.

COLUNA 04 — Relacionar as áreas parciais relativas às sub-bacias, ou grupos de sub-bacias. Devem ser subtraídas as áreas que não contribuem diretamente ao escoamento superficial como, por exemplo, áreas de lagos em parques e grandes áreas cobertas com significativa capacidade de retenção.

COLUNA 05 — Efetuar as somatórias acumuladas das áreas contribuintes a cada ponto de projeto.

COLUNA 06 — Determinar o tempo de entrada correspondente a cada ponto de projeto de um dado sistema; para o primeiro ponto o tempo de entrada deverá ser igual ao tempo de concentração da correspondente sub-bacia. Para cada ponto de projeto subsequente o valor de seu tempo de entrada também deve ser tabelado, para verificar se supera o valor correspondente à soma dos tempos de concentração das sub-bacias contribuintes de montante. Se isso ocorrer, e a área de drenagem do ponto de projeto em questão for de magnitude apreciável, o primeiro valor (do tempo de entrada) é que deverá ser utilizado para efeito de cálculo nesse ponto e nos subsequentes. (ver no capítulo "DEFLÚVIO SUPERFICIAL DIRETO" algumas considerações acerca do tempo de entrada).

COLUNA 07 — Entrar com o valor apropriado do tempo de escoamento entre o ponto em consideração e o anterior. Se parte significativa das descargas forem escoadas pela rua, deverá ser considerado o tempo de escoamento pela sarjeta.

COLUNA 08 — Em geral, pode-se utilizar o tempo de escoamento pela galeria, a menos que as descargas excedentes das sub-bacias de montante sejam de magnitude apreciável.

COLUNA 09 — O tempo de concentração no ponto de projeto em consideração é igual à soma do tempo de concentração relativo ao ponto de montante, com o tempo de escoamento entre os dois pontos em questão.

COLUNA 10 — Os coeficientes de escoamento superficial parciais "C", relativos às diversas sub-bacias ou grupos de sub-bacias relacionadas na coluna 3, devem ser estimados de acordo com as características de cada uma. No caso de uma bacia possuir áreas com diferentes valores de "C", é necessário estimar o correspondente valor médio ponderado.

COLUNA 11 — Calcular os coeficientes globais de escoamento superficial relativos a cada ponto de projeto. Esses cálculos devem ser efetuados em termos de médias ponderadas em relação às áreas.

COLUNA 12 — Indicar os períodos de retorno a serem considerados para as chuvas, em função das características das ruas e avenidas, a jusante de cada ponto de projeto.

COLUNA 13 — A intensidade de precipitação a ser considerada para as bacias em estudo é obtida das curvas de intensidade, duração e frequência de chuvas intensas específicas para a região, de acordo com as indicações apresentadas no Capítulo referente a "CHUVAS" deste manual. A intensidade da chuva no ponto em questão deve corresponder ao tempo de concentração relativo ao mesmo.

COLUNA 14 — Nesta coluna são relacionadas as descargas parciais devidas a sub-bacias ou grupos de sub-bacias que se julgue necessário conhecer. O cálculo é efetuado multiplicando o fator 166,7 pelas colunas 4, 10 e 13.

COLUNA 15 — Nesta coluna são indicadas as descargas totais contribuintes a cada ponto de projeto, obtidas pelo produto do fator 166,7 pelas colunas 5, 11 e 13. Descargas provenientes de outras fontes, como dispositivos de descarga de lagos e de grandes áreas cobertas, descargas provenientes do lençol freático, etc., deverão ser adicionadas aos valores acima calculados, mencionando o fato na coluna 25.

COLUNA 16 — Nesta coluna são indicadas as declividades das ruas e avenidas.

COLUNA 17 — Nesta coluna são indicadas as capacidades de escoamento das sarjetas. Os procedimentos de cálculo são apresentados no Capítulo relativo a "RUAS" deste manual.

COLUNA 18 — Indicar as declividades adotadas para as galerias.

COLUNA 19 — Indicar as dimensões necessárias das galerias para conduzir as descargas de projeto.

COLUNA 20 — Indicar as capacidades de escoamento das galerias operando a plena seção, e utilizando as declividades constantes na coluna 18.

COLUNA 21 — Relacionar as descargas a serem escoadas pelas sarjetas.

COLUNA 22 — Indicar as velocidades de escoamento pelas sarjetas.

COLUNA 23 — Indicar as descargas a serem escoadas pelas galerias.

COLUNA 24 — Relacionar as velocidades de escoamento nas galerias relativas às respectivas descargas de projeto.

COLUNA 25 — Incluir observações e comentários que possam melhor esclarecer detalhes do projeto. Devem ser indicadas as capacidades admissíveis de descarga em cruzamento com sarjetões, para as condições de chuva inicial de projeto. Por ocasião do encaminhamento das descargas resultantes da chuva máxima de projeto pelo sistema de galerias, devem ser indicados os locais onde, por ventura, seja necessário elevar a cota prevista (ou existente) do piso inferior dos edifícios.

DADOS PRELIMINARES DE PROJETO DO SISTEMA DE DRENAGEM

[illegible]

FIGURA 6-1. TABELA DE CÁLCULO DE DADOS PRELIMINARES DE PROJETO DO SISTEMA DE DRENAGEM

7. CRITÉRIOS PARA SELEÇÃO DA MELHOR ALTERNATIVA

A escolha da melhor alternativa de projeto deve ser efetuada com base em várias considerações, uma das quais relativa aos custos envolvidos. A escolha final deve ser baseada de maneira geral em comparações entre benefícios e custos, porém tendo em conta os benefícios globais resultantes para a comunidade.

Para avaliar os custos de galerias de seção circular, apenas para fins comparativos, poderão ser utilizados os custos unitários abaixo, expressos em UPC por metro linear (custos globais de instalação de galerias em áreas novas, incluindo mão de obra e material).

DIÂMETRO (mm)	CUSTO (UPC/Metro linear)
300	0,8
400	2,2
500	3,5
600	4,8
700	6,2
800	7,5
900	8,8
1000	10,2
1200	12,8
1500	16,8

Fonte: CETESB – FIDREN VI

TABELA 7.1. — Custos de galerias de águas pluviais.

8. PROJETO HIDRÁULICO DAS GALERIAS DE ÁGUAS PLUVIAIS

O projeto hidráulico final de um sistema de galerias de águas pluviais deve ter, como objetivo fundamental, a obtenção de um sistema hidraulicamente bem balanceado, no qual todas as suas partes operem tanto quanto possível em sua plena capacidade, sem causar inconvenientes de qualquer espécie em local algum. Embora as descargas a serem consideradas para projeto não correspondam às condições atuais de ocupação e uso da área em estudo, o projetista, face às limitações inerentes aos dados básicos, **DEVERÁ SEMPRE DISPENSAR ESPECIAL ATENÇÃO AO DESENVOLVIMENTO DO PROJETO HIDRÁULICO DO SISTEMA.**

Os cálculos hidráulicos serão, em geral, desenvolvidos tendo por base as descargas resultantes da chuva inicial de projeto. É necessário, também, analisar de forma cuidadosa as condições de escoamento com descargas reduzidas, que podem ensejar a ocorrência de assoreamento nas galerias. Com relação às descargas de grande magnitude, é fundamental verificar se as linhas piezométricas das galerias não ultrapassam o nível das sarjetas, o que provocaria o refluxo de água para as ruas.

A. REGRAS USUAIS DE PROJETO

Devido à insuficiência de informações sistemáticas para projeto, existem inúmeras regras usualmente utilizadas para o projeto de sistemas de galerias de águas pluviais, regras essas que, por serem muitas vezes conflitantes entre si, **não devem ser utilizadas**.

Algumas delas são as seguintes:

- a. Em cada poço de visita fixar o topo dos tubos na mesma cota.
- b. No caso de junção de condutos de diferentes dimensões, fixar o topo do tubo menor (de montante) a uma distância do fundo do conduto maior (de jusante) de pelo menos 80% da dimensão vertical deste último.
- c. Manter contínua a linha correspondente a 80% de profundidade d'água na galeria.
- d. Efetuar os rebaixos em pontos de junção, de metade da diferença dos diâmetros dos tubos, para tubos menores que 600 mm de diâmetro, e de 3/4 da mesma diferença para tubos com diâmetros superiores a 600 mm.
- e. Utilizar o coeficiente de rugosidade acrescido de 25% em relação ao valor final de projeto.
- f. Admitir um rebaixo de 30 mm em poços de visita simples, 60 mm na presença de um tubo lateral, e de 90 mm no caso de dois tubos laterais.
- g. Manter contínua a linha correspondente a 75% de profundidade d'água na galeria.
- h. Em caso de simples mudança de direção em um poço de visita, porém permanecendo a dimensão do conduto, efetuar um rebaixo de 10 cm.

Pode-se verificar que, em virtude das grandes discrepâncias apresentadas pelas citadas regras, os projetos efetuados com base nas mesmas podem apresentar variações substanciais, podendo, portanto, resultar em sistemas projetados incorretamente.

B. PERDAS DE CARGA DISTRIBUÍDAS NOS CONDUTOS

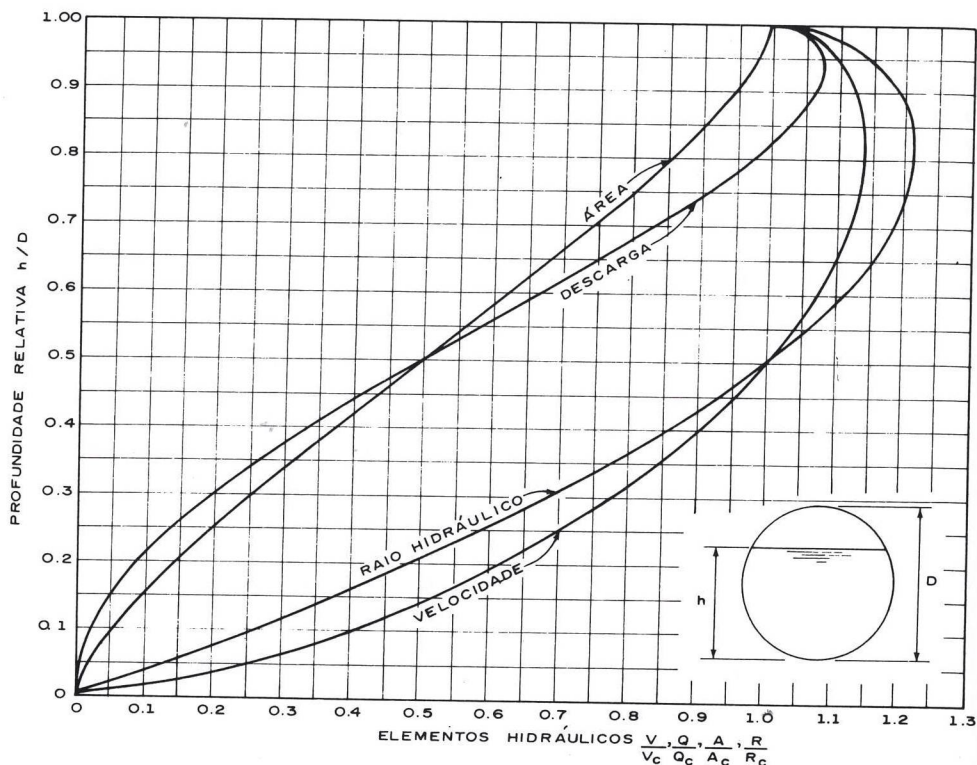
Existem inúmeras fórmulas para cálculo das perdas de carga distribuídas nos condutos, como por exemplo a de Manning, Kutter e Hazen-Williams, todas aplicáveis dentro de certas limitações. É importante verificar, antes de aplicar uma das fórmulas acima ou outra qualquer, se as condições específicas do caso em estudo permitem a sua utilização de forma correta.

Para a aplicação adequada de uma dada fórmula de avaliação de perdas de carga, é imprescindível o conhecimento bastante acurado do coeficiente de rugosidade do conduto em estudo. Muitas pesquisas já foram efetuadas para o estabelecimento de coeficientes de rugosidade.

No Capítulo referente a condutos de grandes dimensões deste manual, apresenta-se um resumo de coeficientes de rugosidade em termos de coeficiente de Manning, para alguns tipos distintos de materiais. Na Figura 8.1. são apresentados graficamente os elementos hidráulicos característicos dos condutos circulares.

C. PROJETO PARA A CONDIÇÃO DE OPERAÇÃO COMO CONDUTO LIVRE

Os procedimentos indicados a seguir são aplicáveis a galerias de águas pluviais operando como condutos livres. No caso de serem utilizados condutos de seção circular, em geral a condição de operação em regime livre não é econômica.



V	=	Velocidade com o conduto parcialmente cheio
V_c	=	" " " " cheio
Q	=	Descarga " " " parcialmente cheio
Q_c	=	" " " " cheio
A	=	Área molhada com o conduto parcialmente cheio
A_c	=	" " " " cheio
R	=	Raio hidráulico " " " parcialmente cheio
R_c	=	" " " " cheio

FIGURA 8-1. ELEMENTOS HIDRÁULICOS DOS CONDUTOS CIRCULARES

Embora teoricamente seja possível um tubo de seção circular operar com uma profundidade de $0,93D$ e com uma capacidade de descarga maior do que se estivesse operando a plena seção, conforme se pode verificar na Figura 8.1., na prática esta condição é impossível, pois qualquer obstrução, junção ou outra irregularidade, provocaria imediatamente a mudança do regime passando a funcionar em carga.

Gama de aplicabilidade

Como é impraticável projetar para a gama teórica de descargas em que a capacidade do conduto livre é superior à capacidade quando cheio, a condição de funcionamento em regime livre

somente poderá ser considerada para valores de relação h/D inferiores a 82%. A Figura 8.2. mostra de forma esquemática como podem ser determinadas as condições de funcionamento de um conduto.

Os procedimentos de projeto, indicados adiante, são baseados na hipótese de que o regime de escoamento seja uniforme. Caso se trate de conduto de grandes dimensões, ou outra razão qualquer que exija uma análise mais aprofundada da questão, é necessário calcular as correspondentes curvas de remanso ou abaixamento, de acordo com as condições específicas de escoamento.

Procedimentos de projeto

O enfoque básico no estudo hidráulico das galerias de águas pluviais operando em regime livre é o cálculo da LINHA DE ENERGIA (LE) ao longo de todo o sistema. Admite-se que esta seja paralela aos greides dos condutos e que as perdas de carga, além das distribuídas, sejam localizadas apenas nos poços de visita.

Uma vez determinadas as descargas de projeto e adotadas a seção transversal e a declividade para a galeria a estudar, podem ser determinadas as relações h/D e V/V_c , utilizando-se as curvas da Figura 8.1., que contém os elementos hidráulicos relativos à seção circular. (As informações da Figura 8.1. são aplicáveis apenas a condutos de seção circular).

O próximo passo é calcular a **Linha de Energia**, que em cada ponto é definida pela equação de Bernoulli:

$$H = Z + h + \frac{V^2}{2g} \quad (8-1)$$

onde:

H — é elevação da linha de energia

Z — é a cota do fundo do conduto

h — é a profundidade d'água

$\frac{V^2}{2g}$ — é a carga cinética

Em cada poço de visita as linhas de energia de todos os tubos devem coincidir, o que pode implicar em perdas de carga significativas na junção. Em certas condições poderá resultar numa cota de fundo do poço a montante inferior à de jusante. Nessas circunstâncias deve-se adotar a mesma elevação para ambos, que seja compatível com as características específicas do problema.

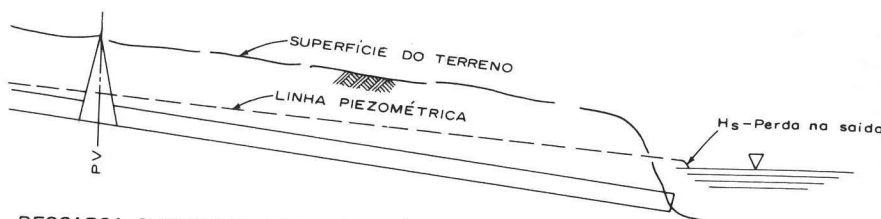
A maneira usualmente adotada para avaliar as perdas de carga nos poços de visita é através de uma constante "K", multiplicada pela carga cinética ($\frac{V^2}{2g}$) do tubo em questão, ou seja:

$$h_e = K \cdot \left(\frac{V^2}{2g}\right)$$

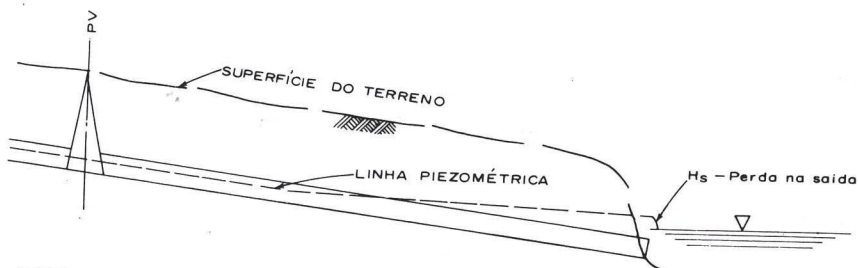
Uma dificuldade que se encontra no desenvolvimento dos projetos é a determinação da constante K, em virtude da falta de informações a respeito.

Transição simples de dimensões da seção do conduto — Em transições simples de dimensão da seção transversal de galerias em poços de visita, a avaliação das perdas de carga pode ser efetuada através da expressão:

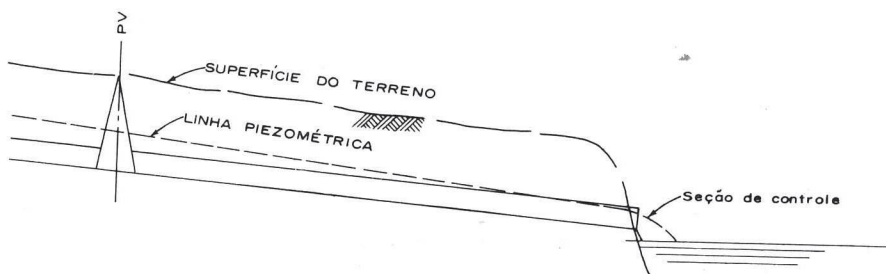
$$h_e = K \cdot \Delta \left(\frac{V^2}{2g}\right) \quad (8-2)$$



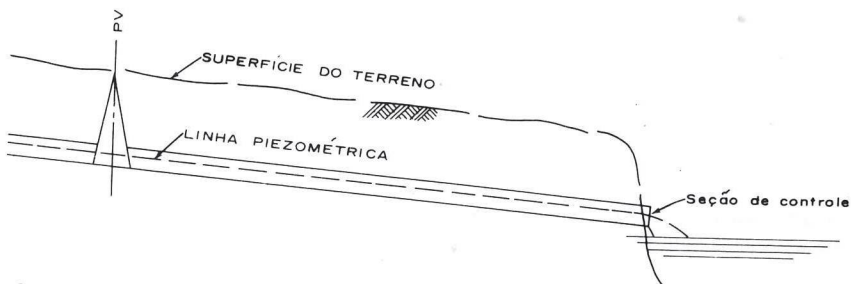
DESCARGA SUBMERSA - Linha piezométrica acima do topo do conduto; o poço de visita funcionará em carga.



DESCARGA SUBMERSA - Linha piezométrica abaixo do topo do conduto; o poço de visita funcionará em regime livre.



DESCARGA LIVRE - Linha piezométrica acima do topo do conduto; o poço de visita funcionará em carga.



DESCARGA LIVRE - Linha piezométrica abaixo do topo do conduto; o poço de visita funcionará em regime livre.

FIGURA-8-2. DETERMINAÇÃO DO TIPO DE ESCOAMENTO JUNTO AO PONTO DE DESPEJO.

O termo $\Delta \left(\frac{V^2}{2g} \right)$ representa a variação da carga cinética na seção de entrada (tubo de montante) e na seção de saída (tubo de jusante) do poço de visita. O valor de K varia de 0,1 (para acréscimo de velocidade) até 0,2 (para o caso de decréscimo de velocidade), se as condições de escoamento correspondem ao regime sub-crítico. Para as condições de regime super-crítico, os valores de K provavelmente serão bem superiores, porém não se dispõe de informações a respeito.

Curvas — São praticamente inexistentes informações a respeito de coeficientes de perda de carga em curvas de condutos livres, aplicáveis às galerias de águas pluviais. Em geral utilizam-se, nos projetos, as informações disponíveis a respeito, relativamente a condutos forçados (Figura 8.15).

Poços de visita — Não se dispõe no presente de informações facilmente utilizáveis para determinação de perdas de carga em poços de visita, com galerias operando em regime livre. Existem, contudo, métodos de cálculo relativamente complexos cuja aplicação somente é justificável em determinadas condições particulares. Para junções de grandes dimensões, para as quais as indicações acima não sejam aplicáveis, são necessários estudos especiais em modelos reduzidos.

Bocas de lobo — As bocas de lobo deverão ser dimensionadas de acordo com as indicações apresentadas no Capítulo correspondente, deste manual. É importante contudo verificar se o tubo de conexão com a galeria tem capacidade para conduzir a descarga de projeto, e se o nível d'água a montante do mesmo não supera a cota inferior da sarjeta na seção da boca de lobo.

D. PROJETO PARA A CONDIÇÃO DE OPERAÇÃO EM CARGA

As galerias de águas pluviais são muitas vezes planejadas para operar como condutos forçados. O fato de elas estarem associadas a bocas de lobo e poços de visita, exige uma análise bastante cuidadosa das suas condições hidráulicas de operação.

É evidente que, se a linha piezométrica de uma galeria de águas pluviais se situar acima do greide da rua, as bocas de lobo não funcionarão, pois haverá refluxo de água através delas, da galeria para a superfície da rua. Nesses casos haverá também refluxo de água para a rua através dos poços de visita.

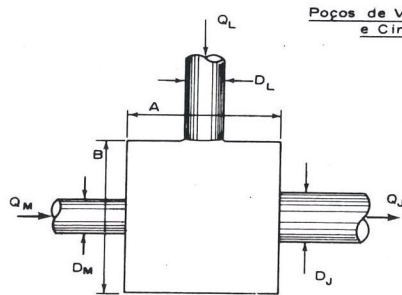
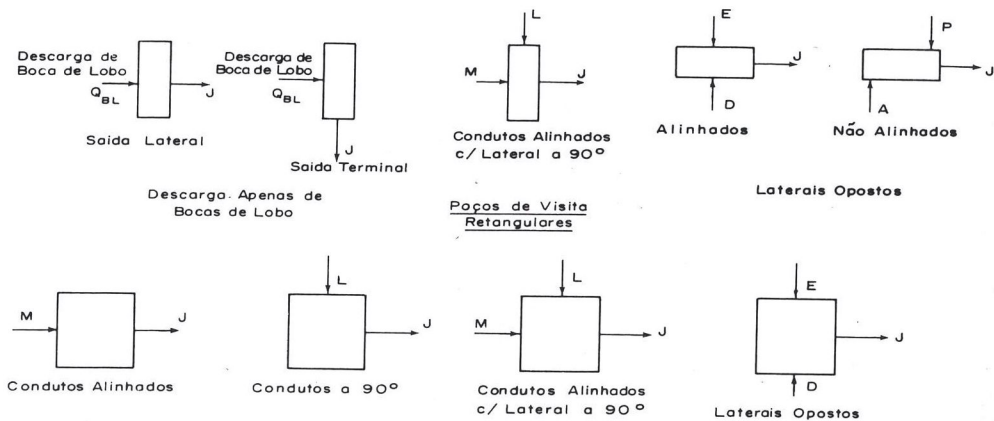
Freqüentemente uma galeria de águas pluviais, que tenha sido corretamente projetada para operar em regime livre, pode passar a operar em carga devido à ocorrência de uma chuva excepcional, superior àquela adotada para projeto. Nessas condições, os princípios apresentados neste Capítulo podem ser utilizados para as verificações hidráulicas necessárias. Em casos de áreas que possam ser inundadas devido a situações semelhantes, é conveniente superdimensionar as bocas de lobo mais próximas.

As indicações a seguir apresentadas são aplicáveis quando as galerias tiverem que operar em carga. É necessário neste caso verificar, continuamente, se os condutos estão realmente operando em carga. É comum no projeto de galerias de águas pluviais, constatar-se condições alternadas de funcionamento das mesmas (em regime livre e em carga) de um trecho para outro. Nesses casos, convém efetuar uma revisão nas considerações iniciais e adotar um regime de operação que se julgue mais adequado.

Os procedimentos de projeto, apresentados neste Capítulo, foram em grande parte derivados do trabalho "Pressure Changes of Storm Drain Junctions" Bulletin nº 41 University of Missouri. A nomenclatura utilizada para aplicação da metodologia em questão é resumida na Figura 8.3.

Pressões admissíveis

Dois aspectos importantes condicionam a pressão máxima admissível nas galerias de águas pluviais. Em primeiro lugar, as limitações estruturais não devem ser ultrapassadas para qualquer tubo. Neste particular é essencial ter em conta não apenas as características estruturais do tubo propriamente, mas também das juntas.



Dimensões do Poço de Visita

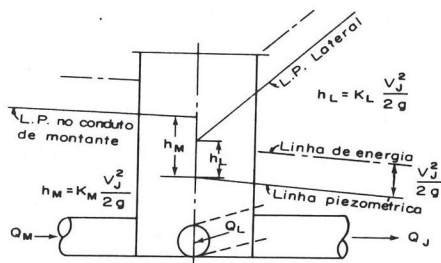


Diagrama das Elevações das Linhas Piezométricas nos Condutos Confluentes no Poço de Visita

Nomenclatura

- Q descarga
- D diâmetro no conduto
- A dimensão do poço de visita na direção do conduto principal
- B dimensão do poço de visita ortogonalmente ao conduto principal
- h profundidade d'água no poço
- I_f declividade do conduto
- I_f declividade da linha de energia
- Q_{BL} descarga de boca de lobo
- D_J, Q_J diâmetro e descarga no conduto jusante
- D_M, Q_M diâmetro e descarga no conduto de montante
- D_E, Q_E diâmetro e descarga no conduto lateral esquerdo
- D_D, Q_D diâmetro e descarga no conduto lateral direito
- D_P, Q_P diâmetro e descarga no conduto lateral próximo à saída
- D_A, Q_A diâmetro e descarga no conduto lateral afastado da saída
- $D_{a.v.}, Q_{a.v.}$ diâmetro e descarga no conduto lateral c/ alta velocidade
- $D_{b.v.}, Q_{b.v.}$ diâmetro e descarga no conduto lateral c/ baixa velocidade

- Condutos laterais opostos e não alinhados
- Condutos laterais opostos e alinhados

coeficientes de variação de pressão em poços de visita para determinação da profundidade no P.V. e carga piezométrica nos condutos de montante

- K_{BL} profundidade no P.V. para o caso de descarga apenas p/ boca de lobo
- K_M carga piezométrica no conduto principal de montante
- K_D, K_E cargas piezométricas nos condutos laterais alinhados
- K_P, K_A cargas piezométricas nos condutos laterais não alinhados
- K_M, K_L coeficientes de variação de pressão para $Q_L = Q_J$
- M_M, M_L multiplicadores de K_M ou K_L para obter K_M ou K_L

Significado dos Índices

- BL - Boca de Lobo
- J - Jusante
- M - Montante
- E - Esquerdo
- D - Direito
- P - Próximo
- A - Afastado
- $a.v.$ - Alta Velocidade
- $b.v.$ - Baixa Velocidade
- L - Lateral

FIGURA 8-3. TIPOS DE POÇOS DE VISITA E NOMENCLATURA RESPECTIVA

Em segundo lugar, é importante ter em conta que a LINHA PIEZOMÉTRICA em qualquer galeria deve se situar abaixo do greide da rua, a menos que em casos especiais sejam adotadas medidas de precaução para evitar o escape de água para a superfície da rua, ou, se isso ocorrer, haja possibilidade de seu afastamento sem maiores conseqüências.

Uma limitação adicional, que pode garantir um funcionamento mais adequado do sistema, é admitir um desnível entre as bocas de lobo e a linha piezométrica.

Determinação do tipo de escoamento

Antes de iniciar os estudos hidráulicos para um dado conduto, considerando-o como funcionando em regime forçado, convém verificar se realmente isso ocorre. Para tanto, é conveniente efetuar cálculos de jusante para montante, progressivamente, a fim de constatar se a linha piezométrica está acima ou não do topo dos tubos.

Ponto final de despejo — O ponto final de despejo de um sistema de galerias de águas pluviais é, normalmente, o ponto a partir do qual são iniciados os cálculos hidráulicos. Se as descargas forem efetuadas em condições de submersão, ou seja, quando o nível d'água do conduto receptor for superior ao topo da galeria em sua seção final, a perda de carga na saída deve ser adicionada ao nível d'água, e os cálculos, para determinação das perdas de carga ao longo da galeria, devem partir deste ponto para montante, conforme mostrado na Figura 8.2.

Se a linha piezométrica se situar acima do topo do conduto junto ao poço de visita mais próximo, os cálculos devem ser efetuados considerando-se o conduto funcionando em carga. Caso contrário, devem ser efetuados considerando operação em regime livre no poço de visita.

Quando a descarga no conduto receptor não é submersa, é necessário identificar uma seção de controle, a fim de efetuar os cálculos para montante. Se a linha piezométrica se situar acima do topo do conduto, no poço de visita mencionado, os cálculos devem ser efetuados considerando operação em carga, caso contrário isso não deve ser feito.

A hipótese de se admitir que as linhas d'água nas galerias de águas pluviais sejam retas não é hidraulicamente correta, conforme indicado na já citada Figura 8.2. Porém, nos condutos normalmente utilizados para esse fim, conduz a resultados com satisfatório grau de precisão.

Nos casos de condutos de grandes dimensões, em que o projetista julgar conveniente melhor analisar a questão, poderão ser efetuados estudos de curvas de remanso ou abaixamento, de acordo com as condicionantes do problema.

Funcionamento dos poços de visita — Em cada poço de visita podem ser adotados os mesmos procedimentos acima. A profundidade d'água em cada poço de visita deve ser calculada, a fim de verificar se o nível d'água está acima do topo de todos os condutos. Sempre que esse nível se situar abaixo do topo dos tubos, os métodos utilizados para condutos em carga não são aplicáveis.

Construção dos poços de visita

Os detalhes construtivos dos poços de visita em sistemas de galerias operando em carga podem apresentar algumas diferenças em relação aos poços de visita de sistemas que operam em regime livre.

Posicionamento dos tubos nos poços de visita — As considerações a seguir referem-se ao posicionamento dos tubos junto a um poço de visita, tendo em vista obter condições satisfatórias de eficiência hidráulica.

Para poços de visita simples com condutos alinhados, a Universidade de Missouri, através de pesquisas, verificou que esses condutos devem ser posicionados (vistos de perfil) entre os limites dos alinhamentos dos respectivos topos e fundos. Deslocamentos em planta dos tubos são admissíveis, desde que a projeção da área do tubo menor caia dentro da projeção da área do maior. O alinhamento dos fundos dos condutos provavelmente será a melhor solução, pois permite que o jato proveniente do conduto de montante tenha como apoio o fundo do próprio poço de visita.

Quando se tratar de poço de visita com condutos laterais, as condições de alinhamento são totalmente diversas. Se os tubos laterais estiverem alinhados entre si, de forma a que os respectivos jatos sejam opostos, as perdas de carga resultantes serão extremamente altas, e podem ser avaliadas com base em informações apresentadas adiante. Este tipo de arranjo deve ser evitado sempre que possível.

Se a instalação de condutos laterais diretamente opostos é absolutamente necessária, a inclusão de um defletor, como mostrado na Figura 8.4., poderá resultar em significativa redução das perdas de carga. As pesquisas efetuadas para esse tipo de defletor limitaram-se às relações $D_J/D_L = 1,25$. Os testes indicaram que se pode adotar com segurança para o coeficiente de variação de pressão (Ver "Instruções gerais para utilização dos gráficos de projeto", p. 190.) o valor 1,6 para quaisquer relações de descargas e de diâmetros dos condutos envolvidos, desde que o poço de visita em questão não tenha boca de lobo. Caso se trate de poço de visita com boca de lobo, o coeficiente a ser considerado é 1,8, para descargas por esta última superiores a 10% de Q_J .

Os condutos laterais opostos não devem ser dispostos no mesmo alinhamento; se possível, é conveniente que os respectivos eixos estejam afastados, em planta, de uma distância igual a pelo menos a soma dos respectivos diâmetros. As perdas de carga nesse caso são sensivelmente menores que no caso de condutos laterais diretamente opostos, mesmo com o emprego de defletores.

Conformação interna dos poços de visita — Os testes efetuados revelam que para galerias funcionando a plena seção, o fato de se dar ao fundo dos poços de visita configuração semelhante ao fundo dos condutos envolvidos, muito pouca influência tem no seu desempenho hidráulico. No caso de condutos laterais, em particular, tal procedimento é prejudicial pois introduz perdas de carga adicionais.

Na Figura 8.4. são apresentados vários tipos de defletores, que permitem reduzir as perdas de carga nas junções e curvas. Em todos os casos, o fundo é plano ou ligeiramente abaulado, para melhor conduzir as descargas de pequena magnitude.

Vários outros tipos de defletores ou de conformação interna de poços de visita foram estudados pela Universidade de Missouri, alguns dos quais que se mostraram ineficientes sob o ponto de vista hidráulico, conforme se mostra a título de ilustração na Figura 8.5. Em casos especiais, em que seja necessário adotar poços de visita de conformações diversas daquelas mostradas na Figura 8.4., é preciso cautela, e em certas circunstâncias poderão mesmo ser necessários ensaios em modelo reduzido.

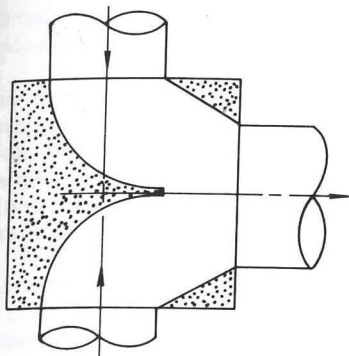
Entradas dos condutos — Os testes efetuados mostram que o fato de se arredondar a entrada dos tubos de saída dos poços de visita, ou mesmo se utilizar a parte da bolsa dos tubos circulares com o fim de reduzir as perdas de carga, não tem efeito significativo nesse sentido. Indicações a respeito são apresentadas adiante para alguns casos específicos.

Procedimentos de projeto

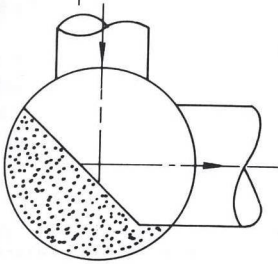
Os procedimentos gerais para estabelecer as DESCARGAS DE PROJETO, assim como o arranjo geral em planta das galerias de águas pluviais operando em carga (plena seção), são os mesmos que para o caso de galerias em regime livre.

Em galerias de águas pluviais todas as perdas de carga, sejam elas distribuídas ou localizadas, são compensadas por elevações acumuladas da linha piezométrica ao longo do sistema, a partir do ponto de despejo final; no desenvolvimento dos cálculos é sempre importante verificar se o sistema funciona em regime livre ou em carga, a fim de realizar os cálculos hidráulicos corretamente. As perdas de carga distribuídas podem ser calculadas por várias fórmulas, uma vez estabelecidos os coeficientes de rugosidade a utilizar.

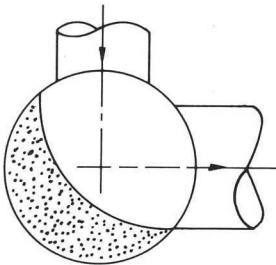
A escassez de informações para a estimativa de perdas de carga em junções (poços de visita), tem dificultado enormemente o projeto de galerias de águas pluviais operando a plena seção. Os gráficos constantes das Figuras 8.6. a 8.15. constituem as melhores informações disponíveis nesse sentido com que pode contar o projetista no momento; as curvas indicadas foram estabelecidas através de exaustivas investigações de laboratório. Esses gráficos permitem ao projetista avaliar as perdas de



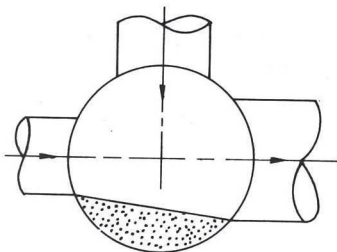
Laterais opostos com defletor
(as perdas de carga com este arranjo
são ainda significativos, porém bem
menores do que sem o defletor)



Deflexão com o defletor reto



Deflexão com o defletor curvo



Conduto alinhados e conduto lateral
a 90° com defletor

FIGURA 8-4. CONFIGURAÇÕES DE POÇOS DE VISITA EFICIENTES

As configurações acima para poços de visita foram constatadas como eficientes pela Universidade de Missouri.

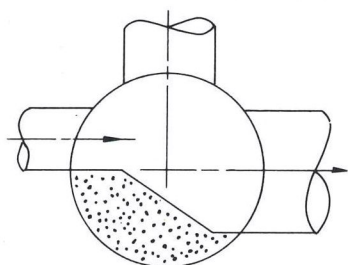
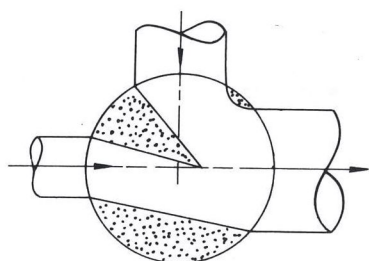
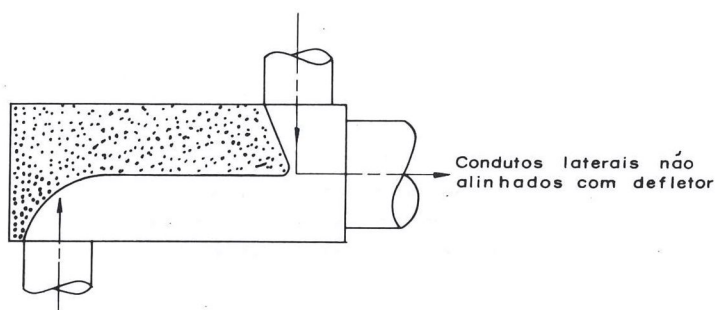


FIGURA 8-5. CONFIGURAÇÕES DE POÇOS DE VISITA INEFICIENTES

As configurações acima para poços de visita foram constatadas como ineficientes pela Universidade de Missouri, tanto devido ao acréscimo das perdas de carga como devido à maior tendência de obstrução.

carga nos poços de visita ao longo das galerias, e determinar os perfis da linha d'água, da linha piezométrica e da linha de energia.

Uma vez que o nível d'água num poço de visita, assim como a pressão interna nos condutos, é fator de maior importância para fins de definição de características estruturais, as variações devem ser expressas em termos de linha de energia. As variações da linha piezométrica poderão ser positivas ou negativas num dado poço de visita, enquanto que a linha de energia apresenta decréscimos devidos às perdas de carga. A linha de energia, embora não seja necessária para fins de projeto, é contudo desejável como elemento de verificação dos cálculos hidráulicos, efetuados ao longo dos condutos e respectivos poços de visita.

Especial ênfase deve ser dada ao fato de que os gráficos apresentados adiante, para avaliação de perdas de carga nos poços de visita, são aplicáveis somente quando todos os tubos que entram num dado poço de visita funcionam em carga (e plena seção), com exceção dos tubos de pequenas dimensões que captam água das bocas de lobo próximas, que poderão descarregar acima do nível d'água no poço de visita.

Os testes para o estabelecimento dos gráficos citados foram efetuados com tubos de seção circular com os bordos arredondados. Os mesmos gráficos podem ser utilizados para condutos de seção diversa da circular, desde que todos os condutos, num dado poço de visita, tenham as respectivas áreas de seção transversal iguais ao produto de uma constante pelo quadrado de uma dimensão característica (altura ou largura por exemplo).

Instruções gerais para utilização dos gráficos de projeto

Várias operações são comuns no uso dos vários gráficos de projeto para os diferentes tipos de junção. Instruções particulares relativas a cada tipo de junção são apresentadas separadamente para cada uma delas, à medida que forem analisadas. As instruções gerais são as seguintes:

1. Determinar a elevação da linha piezométrica no conduto de saída do poço de visita (ver Figura 8.3.). Essa elevação é obtida acrescentando à elevação da linha piezométrica da estrutura precedente de jusante, a perda de carga distribuída no conduto que as une.

2. Calcular a carga cinética no conduto de saída dada por: $V_J^2/2g$.

3. Calcular as necessárias relações de descarga e dimensões. Exemplos: Q_M/Q_J ; Q_L/Q_J ; Q_{BL}/Q_J ; etc. D_M/D_J ; D_L/D_J ; B/D_J ; etc.

4. Estimar a profundidade d'água em cada poço de visita, h , considerando devidamente os condutos afluentes (trecho de montante da galeria principal e/ou tubos de conexão de bocas de lobo próximas).

h = profundidade d'água no poço de visita (m), ou seja,

h = (elevação da linha piezométrica no conduto de jusante do poço de visita menos elevação do fundo poço) + $(K \times V^2/2g)$, onde

K = coeficiente de variação de pressão que é função de h (este coeficiente poderá ser estimado com base nos gráficos citados adiante. Esta estimativa não é necessária para o caso de condutos laterais).

5. Os coeficientes K , dos gráficos respectivos, são utilizáveis para a condição de entrada não arredondada nos condutos de jusante dos poços de visita.

6. Usar coeficientes K reduzidos quando se tratar de condutos de jusante dos poços com entradas arredondadas, (arredondamento de $1/4$ de arco de círculo de raio aproximadamente de $D_J/8$), ou para o caso de utilizar como entrada a própria bolsa dos condutos de seção circular de concreto.

Fig. 8.6 — influência desprezível, não há necessidade de efetuar redução de K .

Fig. 8.7 — ler diretamente no gráfico.

Fig. 8.8 — reduzir K_M de 0,1 para proporções usuais de descarga por bocas de lobo.

Fig. 8.9 — reduzir K_M e K_L da mesma maneira que na Figura 8.8.

Fig. 8.10 — efeito desprezível, não há necessidade de efetuar redução de K .

Fig. 8.11 — efeito desprezível, não há necessidade de efetuar redução de K .

Fig. 8.12, 8.13, 8.14 — ver instruções específicas para cada caso.

7. Calcular a variação de pressão

Para calcular a variação de pressão em cada poço de visita procedendo de jusante para montante, primeiramente seleciona-se o gráfico correspondente ao tipo de poço de visita em questão.

A variação de pressão (ou carga piezométrica) para um dado conduto de montante, é lida no gráfico para as correspondentes relações de descarga e de dimensão previamente calculadas. A variação de pressão é dada pela expressão:

$$h = K \cdot \left(\frac{V_J^2}{2g} \right)$$

O coeficiente K é um número adimensional e portanto h é dado diretamente em metros.

8. Aplicar a variação de pressão calculada

A variação de pressão, relativa a cada conduto de montante dos poços de visita, deve ser acrescida à linha piezométrica nos respectivos pontos de junção dos tubos de jusante, a fim de obter as elevações das linhas piezométricas para posteriores cálculos. Em alguns casos as linhas piezométricas, nos pontos de junção de montante, poderão estar em menor elevação que a dos respectivos condutos de jusante nos pontos de junção. Quando ocorrer situações semelhantes, o que é freqüente, convém observar cuidadosamente as instruções para usos dos gráficos respectivos.

9. Determinar a elevação do nível d'água

A elevação do nível d'água num dado poço de visita (com ou sem ligação a bocas de lobo próximas), recebendo descarga de um ou mais condutos, corresponderá à elevação da linha piezométrica no ponto de junção do conduto de montante que esteja no mesmo alinhamento do conduto de jusante. Num poço de visita com condutos laterais opostos e não alinhados, a superfície d'água corresponderá à elevação da linha piezométrica no ponto de junção do conduto de montante.

Em junções com condutos laterais opostos e alinhados, a elevação da superfície d'água no poço corresponderá à linha piezométrica no ponto de junção do conduto que tenha maior velocidade.

Verificar se a linha d'água da galeria em consideração está situada acima do topo da mesma, em todos os poços de visita.

Os vários tipos de poços de visita, mais comumente utilizados nos projetos, são resumidos a seguir:

TIPOS DE POÇOS DE VISITA	ITEM	FIGURA
Poço de visita exclusivamente receptor de bocas de lobo	a	8.6
Poço de visita exclusivamente para inspeção de condutos alinhados	b	8.7
Poço de visita retangular para inspeção em condutos alinhados e receptor de bocas de lobo	c	8.8
Poço de visita retangular com condutos de montante e jusante alinhados, e conduto lateral a 90° (receptor ou não de bocas de lobo)	d	8.9
Poço de visita retangular com condutos laterais opostos, alinhados a 90° com o conduto principal (receptor ou não de bocas de lobo).	e	8.10
Poço de visita retangular com condutos laterais não alinhados, a 90° com o conduto principal (receptor ou não de bocas de lobo)	f	8.11
Poço de visita retangular com deflexão de 90°	g	8.12
Poço de visita circular com deflexão de 90°	h	8.12
Defletores a 90° em poços de visita quadrados ou circulares	i	8.12
Poço de visita quadrado em condutos alinhados, com conduto lateral a 90° de grande dimensão $D_L/D_J > 0,6$	j	8.12 8.13
Poço de visita circular em condutos alinhados, com conduto lateral a 90° de grande dimensão $D_L/D_J > 0,6$	k	8.12 8.13
Defletores em poços de visita quadrados ou circulares, com conduto lateral a 90° de grande dimensão: $D_L/D_J > 0,6$	l	8.12 8.13
Poço de visita quadrado ou circular em condutos alinhados, com conduto lateral a 90° de pequena dimensão: $D_L/D_J < 0,6$	m	8.14

a. **Figura 8.6** — Os coeficientes de variação de pressão são apresentados nessa figura, para a determinação da elevação da linha d'água num poço de visita recebendo descarga, exclusivamente, de bocas de lobo. São indicadas curvas distintas, para os casos de condutos de descarga das bocas de lobo formando 90° com o conduto principal e no mesmo alinhamento deste último. Em casos intermediários deve-se considerar para K_{BL} um valor médio entre as duas curvas.

O coeficiente K_{BL} depende, como se pode observar, da profundidade d'água no poço de visita.

Para utilizar a figura:

1. Observar as posições das bocas de lobo em relação ao poço de visita.
2. Determinar a posição da linha piezométrica junto ao conduto de saída (Instruções gerais 1).
3. Calcular a carga cinética no conduto de saída (Instruções gerais 2).
4. Estimar a profundidade h no poço de visita.

• elevação da linha piezométrica no conduto de saída menos a elevação do fundo e mais

$K_{BL} \left(\frac{V^2}{2g} \right)$ é igual a h .

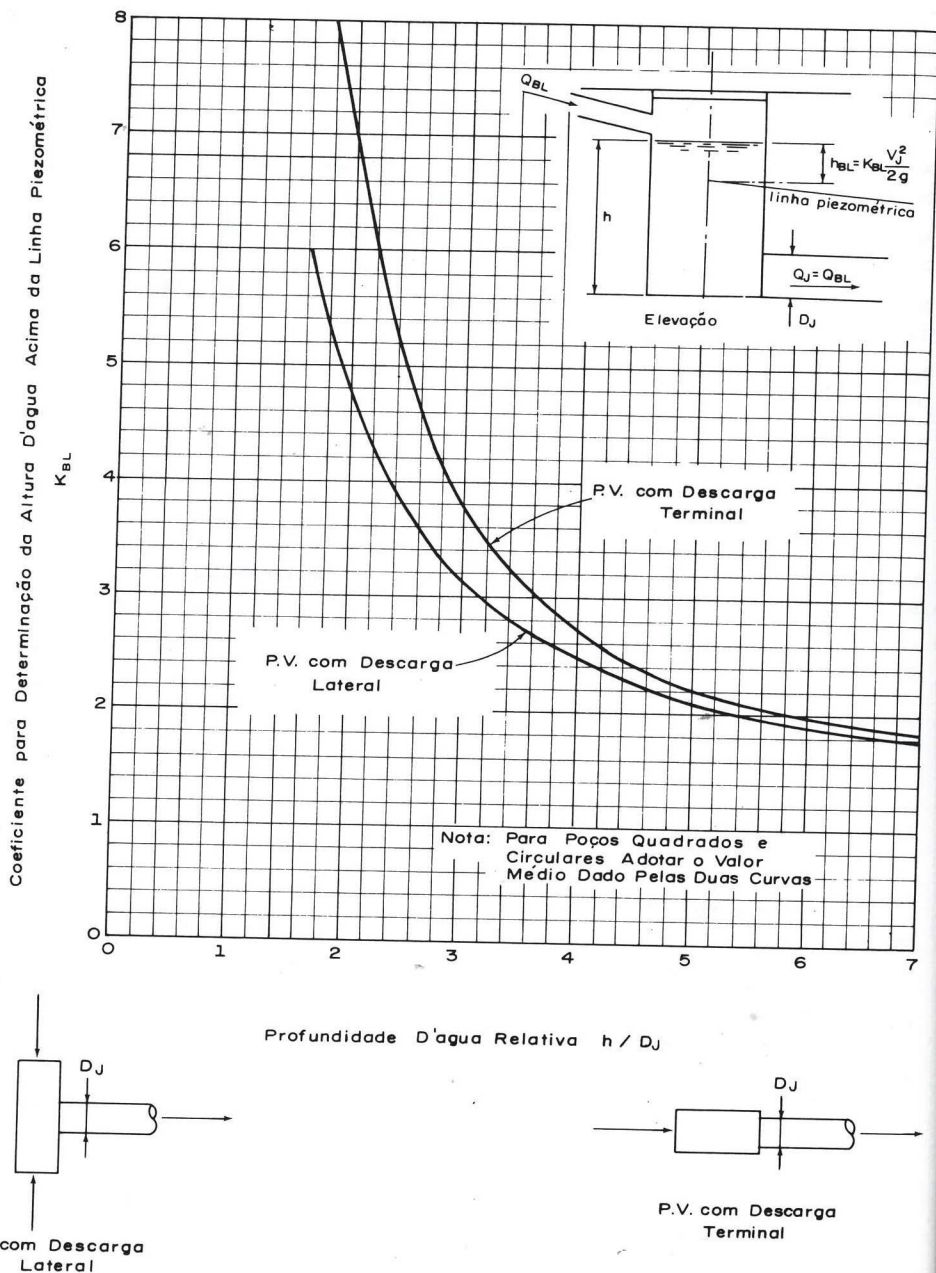


FIGURA 8-6. POÇOS DE VISITA RETANGULARES RECEBENDO SOMENTE DESCARGAS DE BOCAS DE LOBO

- estimar K_{BL} da seguinte maneira:

7,0	para tubos de conexão com bocas de lobo alinhados com o conduto principal.	}	para altura da linha piezométrica em relação ao fundo menor que $2D_J$
5,0	para tubos de conexão com bocas de lobo formando 90° com o eixo do conduto principal.		
4,0	para tubos de conexão com bocas de lobo alinhados com o conduto principal.	}	para altura da linha piezométrica em relação ao fundo maior que $2D_J$
3,0	para tubos de conexão com bocas de lobo formando 90° com o eixo do conduto principal.		

- Calcular, estimativamente, a profundidade d'água relativa h/D_J .
- Entrar na Figura 8.6 com o valor h/D_J (estimativo) e obter K_{BL} correspondente ao caso em consideração.
- Calcular h_{BL} como indicado no diagrama da Figura 8.6 e conforme Instruções Gerais 7.
- Somar h_{BL} à elevação da linha piezométrica do conduto de jusante, para obter a elevação do N.A. no poço de visita.
- Recalcular a profundidade "h" no poço de visita, agora de maneira mais precisa, diminuindo da elevação do N.A. a elevação do fundo.
- Repetir as operações 5, 6, 7, 8 e 9 com base no novo valor de h calculado. Estas operações serão dispensáveis se a estimativa inicial de h/D foi suficientemente precisa.
- Verificar se a elevação do N.A. no poço de visita é inferior à elevação da sarjeta.

b. Figura 8.7 — Os coeficientes de variação, apresentados nessa figura, permitem determinar a elevação da linha piezométrica em poços de visita utilizados exclusivamente para inspeção em condutos alinhados. No caso de condutos com dimensões transversais diferentes, é admissível um deslocamento em planta de seus eixos, desde que mantidos paralelos, e de maneira que a projeção longitudinal do conduto menor caia dentro dos limites da projeção do conduto maior. A forma do poço de visita, em planta, é pouco significativa na determinação das variações de pressão.

Os efeitos relativos à dimensão do poço de visita, bem como das condições de entrada do conduto de saída, são indicados na figura. Variações negativas de pressão poderão ocorrer quando o conduto de montante for de menor dimensão que o de jusante. Isto significa que no centro da junção (poço), a linha piezométrica relativa ao conduto de montante é mais baixa do que a relativa ao conduto de jusante.

Para utilizar a figura:

- Determinar a elevação da linha piezométrica no conduto de jusante (Instruções gerais 1).
- Calcular a carga cinética no conduto de jusante (Instruções gerais 2).
- Calcular as relações adimensionais D_M/D_J e A/D_M (Instruções gerais 3).
- Verificar se as condições de entrada do conduto de jusante correspondem a bordos arredondados ou não (Instruções gerais 6).

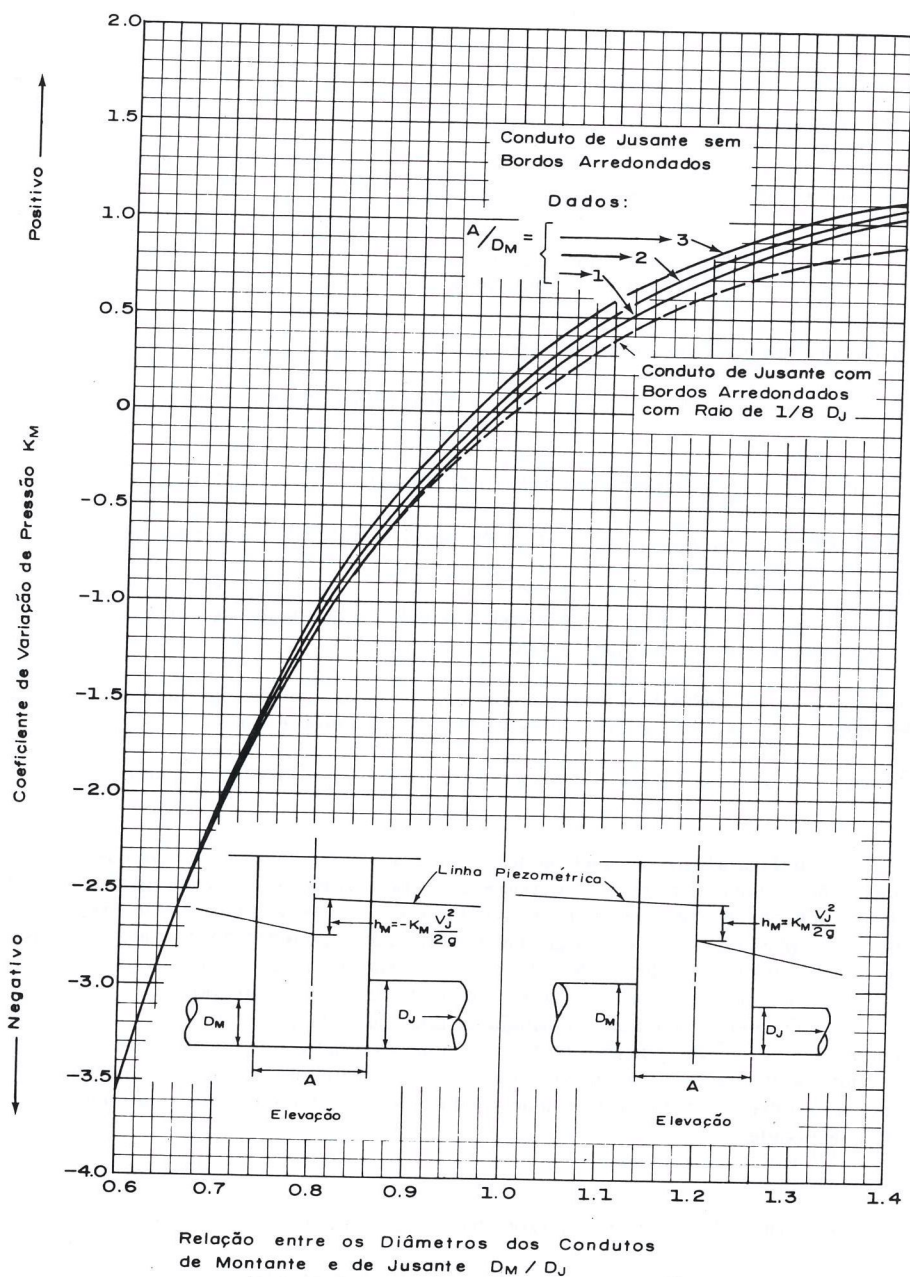


FIGURA 8-7. ESCOAMENTO ATRAVÉS DE UM POÇO DE VISITA COM CONDUTOS ALINHADOS

5. Entrar na Figura 8.7 com a relação D_M/D_J e obter K_M na curva correspondente ao valor A/D_M e às condições de entrada do conduto de jusante, com arredondamento dos bordos ou não.
6. Calcular h_M (positivo ou negativo), conforme indicado no diagrama da figura e de acordo com Instruções gerais 7.
7. Somar algebricamente o valor obtido para h_M à elevação da linha piezométrica do conduto de jusante, para obter a elevação da linha piezométrica correspondente ao conduto de montante.
8. A elevação da linha d'água, no poço de visita, corresponderá à linha piezométrica do conduto de montante.
9. Verificar se a elevação da linha d'água, no poço de visita, não supera o topo do mesmo, a fim de que não ocorra refluxo d'água para a rua.

OBSERVAÇÃO: Para condutos de jusante sem arredondamento dos bordos, valores de A/D_M menores que 1,0 praticamente não implicam em redução de K_M . Os valores de K_M crescem para relações A/D_M maiores que 3, porém não são usuais em projetos de galerias de águas pluviais. Para condutos de jusante com os bordos arredondados, a correspondente curva indicada na figura poderá ser aplicada com resultados suficientemente precisos para qualquer valor de A/D_M .

c. Figura 8.8 — Os coeficientes de variação de pressão, apresentados nessa figura, são aplicáveis a poços de visita com condutos de montante e jusante alinhados e conectados com bocas de lobo. As condições de aplicabilidade, relativamente aos condutos principais, são as mesmas que para a Figura 8.7.

O gráfico principal da Figura 8.8 abrange diferentes relações entre a descarga por bocas de lobo e a total, para uma profundidade relativa h/D_J igual a 2,5. Incrementos de K_M para outras profundidades relativas são indicados no gráfico suplementar; para valores de h/D_J menores que 2,5, os incrementos serão positivos e para valores maiores serão negativos.

Para utilizar a figura:

1. Determinar a elevação da linha piezométrica no conduto de jusante (Instruções gerais 1).
2. Calcular a carga cinética no conduto de jusante (Instruções gerais 2).
3. Calcular as relações D_M/D_J e Q_M/Q_J (Instruções gerais 3), e a relação $Q_{BL}/Q_J = 1 - Q_M/Q_J$.
4. Estimar um valor para a profundidade h .
 - seguir Instruções gerais 4.
 - estimar $K = 3 (Q_{BL}/Q_J)$
5. Calcular a correspondente profundidade relativa h/D_J .
6. Se o valor estimativo acima de h/D_J é aproximadamente igual a 2,5, entrar no gráfico inferior da Figura 8.8 com a relação de dimensão D_M/D_J determinada, e obter o valor de K_M na curva correspondente a Q_M/Q_J (interpolando, se necessário); proceder então como no passo (9).
7. Se o valor estimativo de h/D_J é diferente de 2,5, utilizar o gráfico superior da Figura 8.8, entrando com o correspondente valor de D_M/D_J , e determinando o incremento de K_M necessário para ter em conta os efeitos do valor estimativo da profundidade relativa h/D_J .
8. Somar K_M obtido em (6) ao incremento estimado em (7), para determinar o valor total de K_M . Observar que valores negativos de K_M são possíveis de ocorrer.

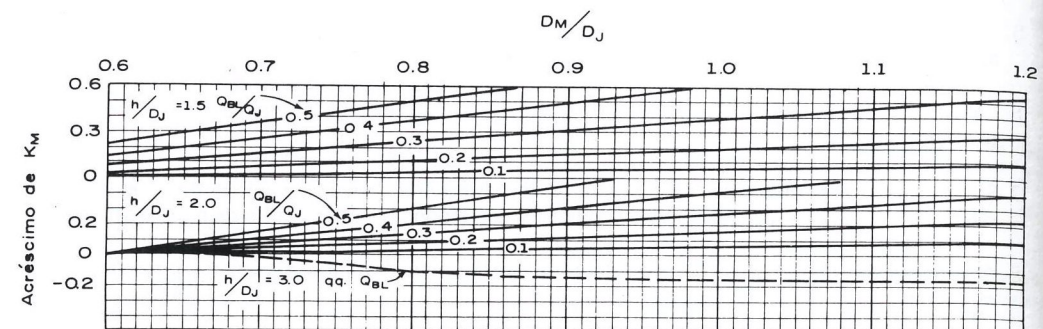


Gráfico Suplementar para Alteração de K_M para Profundidades no P.V. Diferentes de $2.5 D_J$

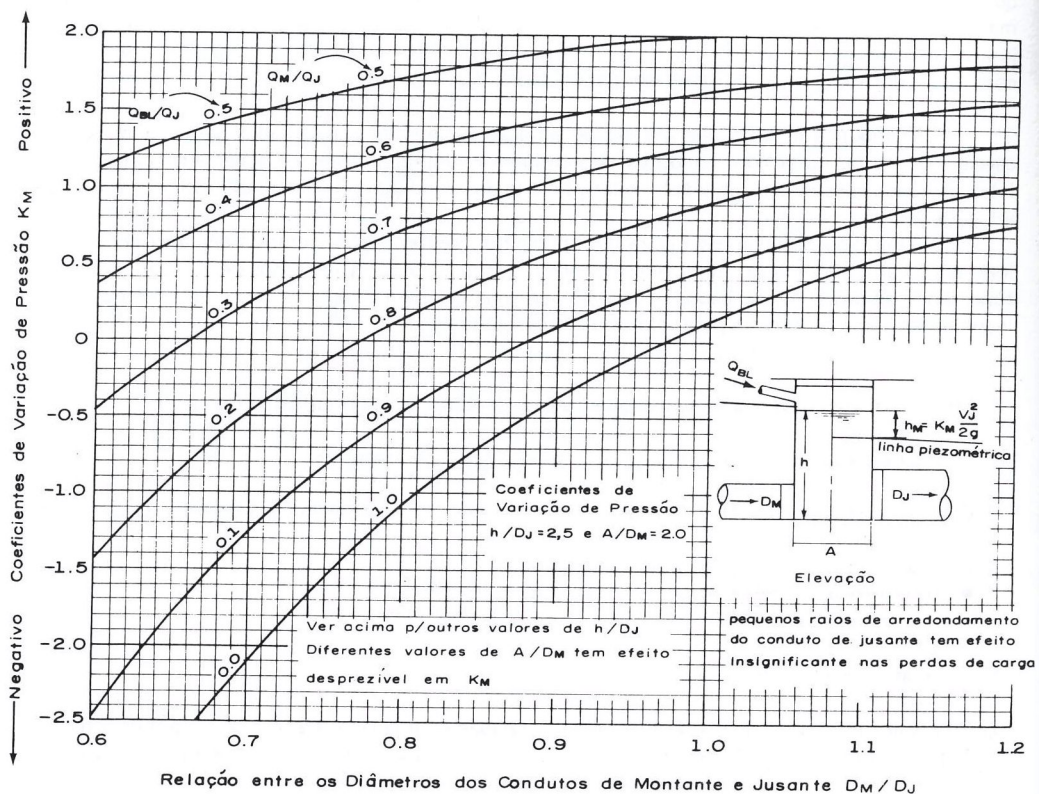


FIGURA 8-8. ESCOAMENTO EM POÇOS DE VISITA RETANGULARES COM CONDUTOS ALINHADOS E DESCARGA DE BOCAS DE LOBO.

9. Para condutos de jusante com os bordos de entrada arredondados, ou para o caso de se utilizar tubo de seção circular aproveitando a bolsa como entrada, efetuar redução de K_M de acordo com Instruções gerais 6.
10. Calcular h_M como indicado no diagrama da figura e de acordo com Instruções gerais 7.
11. Somar h_M à elevação da linha piezométrica do conduto de jusante para obter a elevação da linha piezométrica no conduto de montante, que corresponde à elevação d'água no próprio poço de visita.
12. Da elevação do nível d'água resultante subtrair a elevação do fundo do poço de visita, a fim de determinar mais precisamente a profundidade d'água h .
13. Repetir os procedimentos anteriores, agora utilizando o valor de " h " mais preciso determinado em (12).
14. Verificar se a elevação da linha d'água no poço de visita não ultrapassa o nível da sarjeta, de forma a que as bocas de lobo não tenham seu funcionamento prejudicado.

d. **Figura 8.9** — Os coeficientes de variação de pressão, apresentados nessa figura, permitem determinar a elevação do nível d'água em poços de visita com um conduto de montante alinhado e outro lateral a 90° . As elevações das linhas piezométricas, no conduto de montante e no lateral, correspondem à própria elevação do nível d'água no poço. Podem também, no presente caso, ser consideradas descargas provenientes de bocas de lobo, mediante o emprego dos gráficos suplementares constantes da figura.

Para utilizar a figura:

1. Determinar a elevação da linha piezométrica no conduto de jusante (Instruções gerais 1).
2. Calcular a carga cinética no conduto de jusante (Instruções gerais 2).
3. Calcular as relações D_M/D_J , Q_M/Q_J e Q_{BL}/Q_J (Instruções gerais 3).
4. Caso não haja descarga proveniente de bocas de lobo, entrar no gráfico inferior da Figura 8.9 e obter K_M (ou K_L) correspondente ao valor de D_M/D_J já determinado; em seguida proceder como no passo (10).
5. Estimar um valor para a profundidade h , considerando, também, as descargas provenientes de bocas de lobo, caso existam.
 - seguir Instruções gerais 4.
 - estimar $K = 1,5$.
6. Calcular a correspondente profundidade d'água relativa h/D_J .
7. Entrar no gráfico inferior e obter K_M (ou K_L) como no passo (4); esse valor corresponde a $Q_{BL}/Q_J = 0$.
8. Entrar no gráfico superior correspondente à relação h/D_J mais próxima do valor estimado em (6), e para o valor de D_M/D_J determinado, obter o incremento de K_M (ou K_L) na curva relativa a Q_{BL}/Q_J .
Este incremento é devido aos efeitos da descarga de bocas de lobo e é sempre positivo, apesar de K_M obtido em (7) poder ser negativo.

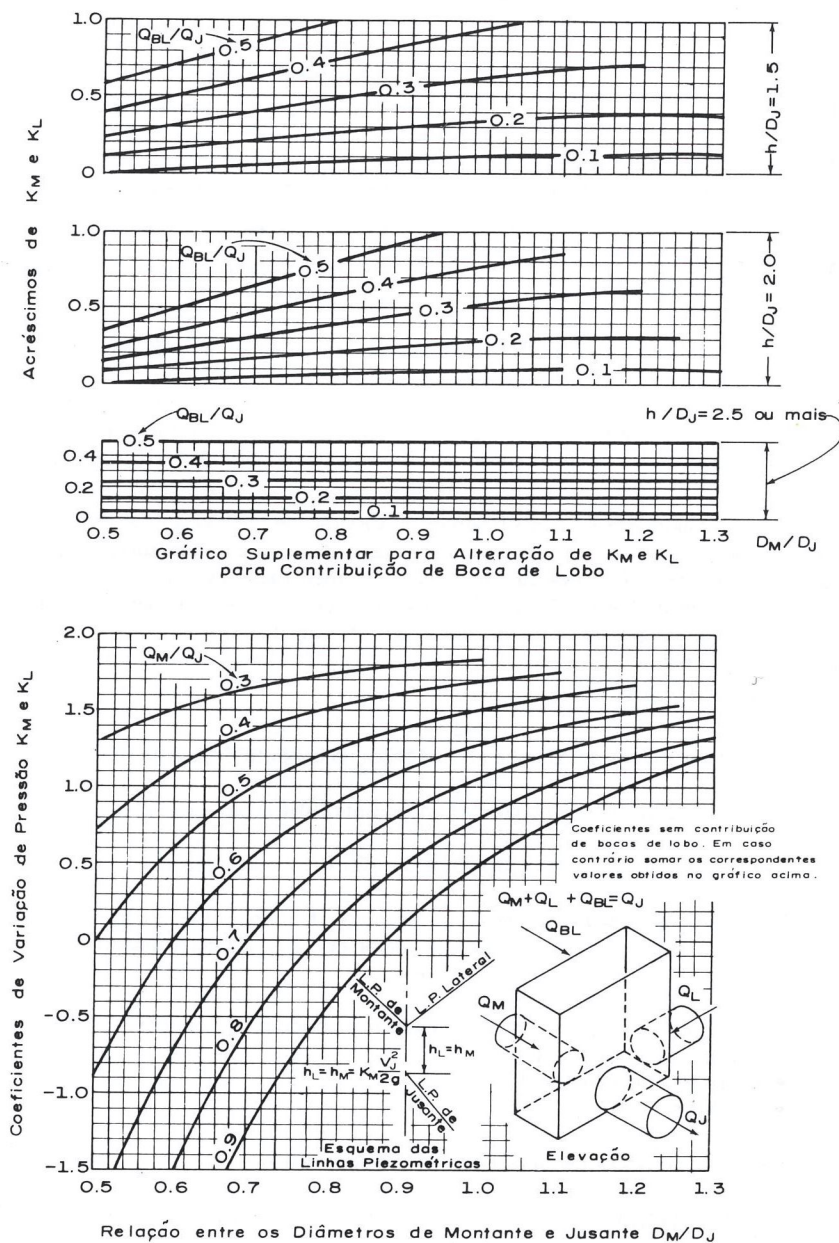


FIGURA 8-9.- POÇO DE VISITA RETANGULAR COM CONDUTO DE MONTANTE ALINHADO COM O DE JUSANTE E CONDUTO LATERAL A 90° (COM OU SEM CONTRIBUIÇÃO DE BOCAS DE LOBO)

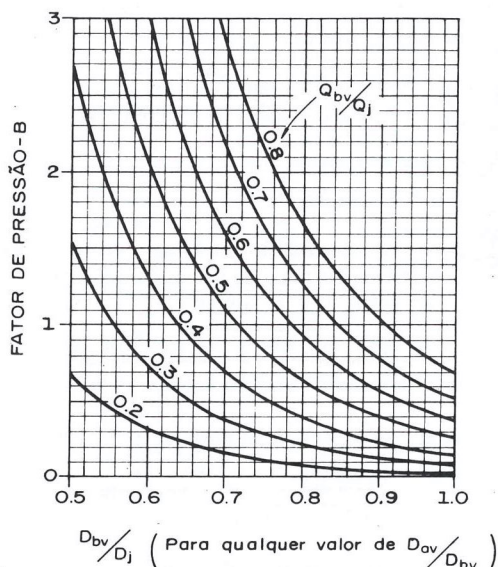
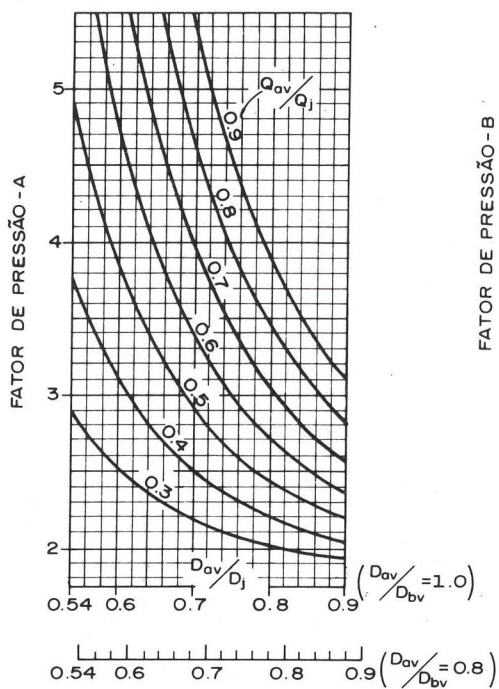
9. Somar K_M obtido em (7) ao resultado do incremento de (8), a fim de obter o valor de K_M . Convém observar que em casos muito especiais, esse valor total poderá ser negativo.
10. Para condutos de jusante, com bordos de entrada arredondados, ou para o caso de ser utilizada a bolsa de tubos circulares de concreto, reduzir K_M ou K_L de acordo com as Instruções Gerais 6.
11. Calcular h_M (igual a h_L) conforme indicações do diagrama constante da Figura 8.9, e de acordo com as Instruções Gerais 7.
12. Somar h_M à elevação da linha piezométrica do conduto de jusante, para obter a elevação do nível d'água no poço de visita, que coincide com as elevações das linhas piezométricas nos condutos de montante e no lateral.
13. Do resultado obtido para a elevação da linha d'água no poço de visita subtrair a elevação do fundo do mesmo, a fim de obter a profundidade d'água h estimada com maior precisão.
14. Repetir os procedimentos acima com o valor obtido para h , se necessário.
15. Verificar se a elevação do nível d'água, no poço de visita é inferior ao greide da rua, e se permite garantir um bom desempenho das bocas de lobo.

e. Figura 8.10 — Os coeficientes de variação de pressão, apresentados nessa figura, são aplicáveis a poços de visita com condutos de montante laterais opostos e alinhados, com contribuição de bocas de lobo ou não; permitem determinar a elevação da linha piezométrica no conduto lateral de menor velocidade. O coeficiente de variação de pressão, relativo ao conduto de maior velocidade, é constante. Poços de visita do tipo mencionado são comumente utilizados em pontos baixos do greide das ruas, em situações em que os condutos laterais formam ângulo de 90° com o conduto de jusante.

As informações, constantes da figura, podem ser utilizadas para quaisquer relações de descarga entre os dois condutos laterais, com ou sem a contribuição de bocas de lobo. Neste tipo de poço de visita, a variação de pressão não depende da profundidade d'água no mesmo. A elevação do nível d'água no poço corresponde à linha piezométrica do conduto lateral de maior velocidade.

Para utilizar a figura:

1. Determinar a elevação da linha piezométrica no conduto de jusante (Instruções Gerais 1).
2. Calcular a carga cinética no conduto de jusante (Instruções Gerais 2).
3. Calcular as velocidades nos dois condutos laterais, a fim de verificar qual deles é o que apresenta a menor velocidade, assim como o que apresenta a maior velocidade.
4. Calcular as relações Q_{BL}/Q_J , Q_{av}/Q_J , Q_{bv}/Q_J , D_{av}/D_J , D_{bv}/D_J e D_{av}/D_{bv} , (Instruções Gerais 3).
5. Determinar A do gráfico da esquerda na Figura 8.10. Entrar com o correspondente valor de D_{av}/D_J (notar as duas escalas) e obter A. Ao entrar no gráfico em questão, observar que dimensões diferentes dos condutos laterais (D_{av}/D_{bv} não igual a 1,0), implicam em deslocamento da escala de D_{av}/D_J , conforme se pode observar na Figura 8.10. Interpolações entre as duas escalas poderão ser efetuadas para valores intermediários.
6. Determinar B a partir do gráfico da direita na Figura 8.10. Entrar com o correspondente valor de D_{bv}/D_J (notar que há apenas uma escala), e obter B.
7. Calcular $K_{bv} = A - B$, para o caso de existir contribuição de bocas de lobo.
No caso de não haver bocas de lobo considerar: $K_{bv} = (A - B) - 0,2$.

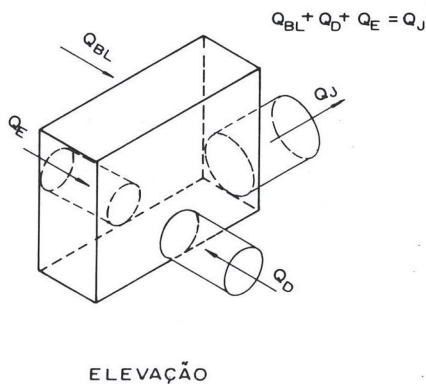


D_{av} = diâmetro do conduto lateral com maior velocidade.

Q_{av} = descarga no conduto lateral com maior velocidade.

D_{bv} = diâmetro no conduto lateral com menor velocidade

Q_{bv} = descarga no conduto lateral com menor velocidade



Para obter K_D ou K_E para o conduto lateral com menor velocidade, determinar "A" para o conduto lateral com maior velocidade e determinar "B" relativo ao conduto com menor velocidade. Calcular em seguida:

$$K_D \text{ (ou } K_E) = A - B$$

K_D ou K_E para o conduto lateral com maior velocidade são constantes e iguais a 1,8

$$h_E = K_E \frac{V_J^2}{2} \quad h_D = K_D \frac{V_J^2}{2}$$

FIGURA 8-10. POÇO DE VISITA RETANGULAR COM CONDUTOS LATERAIS OPOSTOS ALINHADOS ENTRE SI (COM OU SEM CONTRIBUIÇÃO DE BOCAS DE LOBO)

8. $K_{av} = 1,8$ para o caso de existência de bocas de lobo;
 $K_{av} = 1,6$ para o caso de não existência de bocas de lobo.

9. Calcular:

$$h_{bv} = K_{bv} \cdot (V_J^2/2g)$$

$$h_{av} = K_{av} \cdot (V_J^2/2g)$$

CETESB - CIA. DE TECNOLOGIA E SANEAMENTO AMBIENTAL
 BIBLIOTECA

10. Somar h_{bv} à elevação da linha piezométrica do conduto de jusante, para obter a elevação da linha piezométrica do conduto lateral com menor velocidade; analogamente somar h_{av} à elevação da linha piezométrica do conduto de jusante, para obter a elevação da linha piezométrica do conduto lateral de maior velocidade.
11. Determinar a elevação da linha d'água no poço de visita, que deverá ser igual à elevação da linha piezométrica mais baixa dos dois condutos laterais.
12. Verificar se a elevação do nível d'água no poço de visita não ultrapassa o topo do mesmo, prejudicando o funcionamento das bocas de lobo.

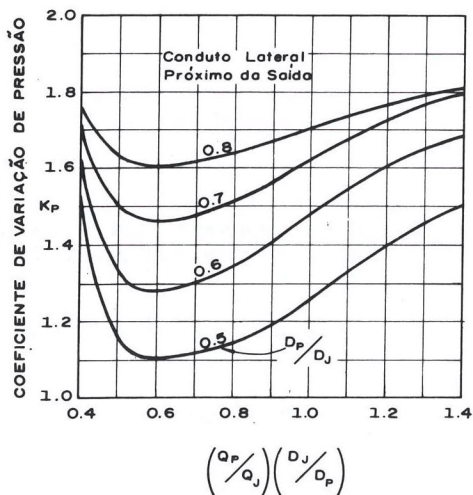
f. Figura 8.11 — Os coeficientes de variação de pressão, apresentados nessa figura, são aplicáveis a poços de visita com condutos de montante laterais não alinhados, e permitem determinar as elevações das linhas piezométricas nesses condutos. Esse tipo de poço de visita é utilizado em situações semelhantes ao caso da Figura 8.10; contudo, as indicações apresentadas são válidas tão somente para o caso dos condutos laterais estarem espaçados, horizontalmente, de uma distância não inferior à soma dos diâmetros dos condutos laterais.

As informações em questão podem ser utilizadas para quaisquer relações de descargas nos condutos laterais, podendo haver ou não a contribuição de bocas de lobo. No presente caso, as variações de pressão não dependem da profundidade "h" no poço de visita. A superfície d'água no poço de visita corresponderá ao nível da linha piezométrica do conduto mais de montante.

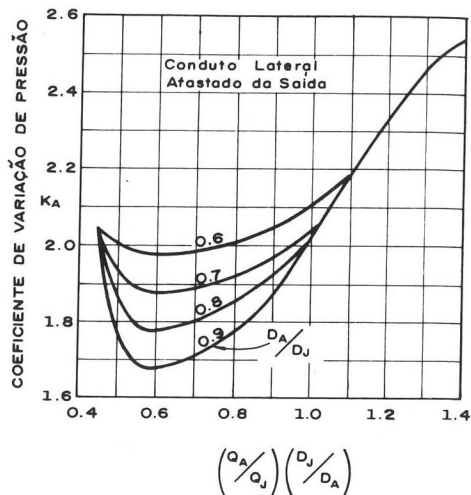
Para utilizar a figura:

- Determinar a distância horizontal entre os eixos dos dois condutos laterais; se for maior que a soma dos respectivos diâmetros, a Figura 8.11 poderá ser utilizada.
- Determinar a elevação da linha piezométrica no conduto de jusante (Instruções Gerais 1).
- Calcular a carga cinética no conduto de jusante (Instruções Gerais 2).
- Calcular as relações Q_A/Q_J , Q_P/Q_J , D_A/D_J e D_P/D_J , observando a nomenclatura da Figura 8.3 (Instruções Gerais 3).
- Calcular os fatores:

$$\left(\frac{Q_A}{Q_J}\right) \times \left(\frac{D_J}{D_A}\right) \text{ e } \left(\frac{Q_P}{Q_J}\right) \times \left(\frac{D_J}{D_P}\right)$$
- Para o conduto lateral mais distante, entrar no gráfico da direita da Figura 8.11 com o valor do correspondente fator determinado em (5), e obter K_A .
- Para o conduto lateral mais próximo, obter K_P do gráfico da esquerda na mesma Figura 8.11, mediante procedimento semelhante.
- Para o caso de poços de visita com contribuição de boca de lobo, calcular h_A e h_P , multiplicando a carga cinética $V_J^2/2g$ por K_A e K_P respectivamente.



$$h_P = K_P \frac{V_J^2}{2g}$$



$$h_A = K_A \frac{V_J^2}{2g}$$

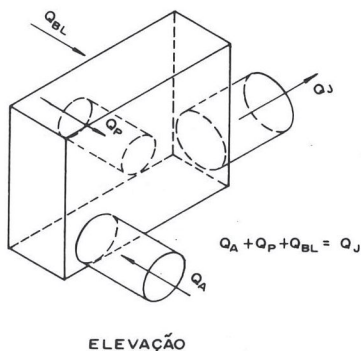


FIGURA 8-11. POÇO DE VISITA RETANGULAR COM CONDUTOS LATERAIS OPOSTOS E NÃO ALINHADOS ENTRE SI (COM OU SEM CONTRIBUIÇÃO DE BOCAS DE LOBO)

9. Para junções (poços de visita) sem bocas de lobo, considerar os coeficientes acima reduzidos de 0,2, ou seja:
($K_A - 0,2$) e ($K_P - 0,2$).
10. Somar h_A e h_P à elevação da linha piezométrica do conduto de jusante, a fim de obter as elevações das linhas piezométricas nos respectivos condutos laterais.
11. Determinar a elevação do nível d'água no poço de visita, que corresponde ao nível da linha piezométrica do conduto lateral mais distante do conduto de jusante.
12. Verificar se o nível d'água no poço de visita está abaixo do topo do mesmo, a fim de que não haja problemas de mau funcionamento de bocas de lobo ou mesmo refluxo de água para a rua.

g. Figura 8.12 (gráfico inferior) — Os coeficientes de variação de pressão dessa figura são aplicáveis a poços de visita quadrados acoplando dois condutos em 90° , e permitem calcular a elevação da linha piezométrica no conduto lateral. As informações relativas à presente figura não são aplicáveis ao caso de existência de um conduto de montante alinhado com o de jusante. Para essa e outras figuras, o conduto lateral é designado pela letra L, independentemente de sua posição, à esquerda ou à direita.

Os coeficientes constantes da Figura 8.12 podem ser utilizados diretamente para o caso de condutos de jusante, com entrada não arredondada. Para o caso de entradas arredondadas, os coeficientes devem ser reduzidos conforme indicado adiante.

O projeto de poços de visita contendo defletores será tratado separadamente.

Para utilizar a figura:

1. Determinar a elevação da linha piezométrica no conduto de jusante (Instruções Gerais*1).
2. Calcular a carga cinética no conduto de jusante (Instruções Gerais 2).
3. Calcular as relações D_L/D_J e B/D_J , (Instruções Gerais 3).
4. Entrar no gráfico inferior da Figura 8.12 com o valor D_L/D_J , e obter $\bar{K}_L$ para o correspondente valor de B/D_J .
Para qualquer condição de descarga no presente caso, $K_L = \bar{K}_L$.
5. Para o caso de conduto de jusante com bordos arredondados, ou entrada formada pela bolsa de um conduto circular, reduzir $\bar{K}_L$ de 0,3 conforme Instruções Gerais 6.
6. Calcular a variação de pressão:

$$h_L = K_L \cdot \left(\frac{V_J^2}{2g} \right)$$
 (sempre positiva para deflexão de 90°).
7. Somar h_L à elevação da linha piezométrica do conduto de jusante, para obter a elevação da linha piezométrica no conduto lateral.
8. A elevação da superfície d'água, no poço de visita, estará situada acima da linha piezométrica do conduto lateral. Para sua determinação é necessário utilizar a Figura 8.13, de acordo com as instruções de (12) a (18).
9. Verificar se a elevação da superfície d'água não ultrapassa o topo do poço de visita, para que não haja refluxo de água para a rua.

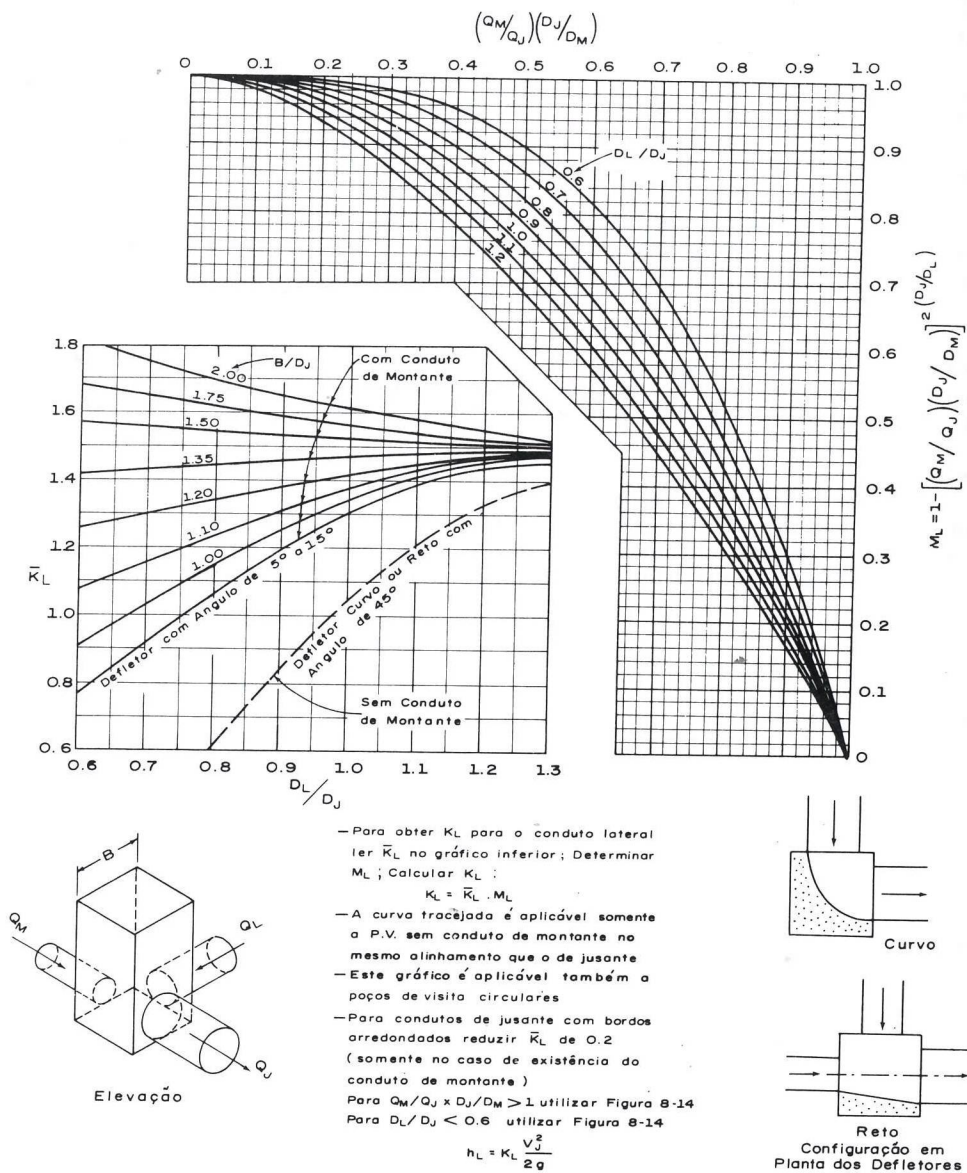


FIGURA 8-12. POÇO DE VISITA COM CONDUTO LATERAL A 90°
(COEFICIENTE DE VARIÇÃO DE PRESSÃO NO CONDUTO LATERAL)

h. **Figura 8.12** — As informações da Figura 8.12 também são aplicáveis ao caso de poços de visita circulares, de acordo com as instruções a seguir:

Para utilizar a figura:

1. Proceder de acordo com as instruções de (1) a (4) do item g para obter o valor básico de $\bar{K}_L$.
2. Para ter em conta o efeito da forma circular do poço de visita, reduzir $\bar{K}_L$ de acordo com a tabela abaixo.

D_L/D_J	0,8	1,0	1,2
B/D_J	REDUÇÕES PARA $\bar{K}_L$		
1,75	0,3	0,2	0,0
1,33	0,2	0,1	0,0
1,10	0,1	0,0	0,0

Estes valores são aplicáveis diretamente ao caso de conduto de jusante sem arredondamento dos bordos da entrada.

3. Para o caso dos bordos do conduto de jusante serem arredondados, reduzir $\bar{K}_L$ obtido em (1) de 0,3, para em seguida efetuar a redução relativa ao efeito de forma circular do poço de visita.
4. Seguir as mesmas instruções de (6) a (9) relativas ao item g.

i. **Figura 8.12** — A Figura 8.12 permite, ainda, avaliar as perdas de carga em poços de visita acoplando condutos em 90°, e dotados de defletores. Os defletores em poços de visita permitem reduzir as perdas de carga, e eliminar o efeito da forma do poço no seu desempenho hidráulico. As presentes indicações são igualmente válidas para poços quadrados e circulares. Os tipos básicos de defletores, mais comumente utilizados, são descritos no início deste item.

Os defletores que apresentam maior facilidade de construção e que permitem, ao mesmo tempo, um desempenho satisfatório, consistem de uma parede vertical dentro do poço de visita, para melhor conduzir o fluxo d'água para o conduto de jusante. A parede não necessita ser mais alta do que o diâmetro do conduto de jusante, e deve ter a configuração em planta conforme mostrado na própria Figura 8.12. Três tipos básicos poderão ser considerados utilizando a Figura 8.12, quais sejam:

- Paredes paralelas ao eixo do conduto de jusante, ou seja, formando 0° com este último.
- Paredes inclinadas de até 15° em relação ao eixo do conduto de jusante, se houver um segundo conduto de montante alinhado com o conduto de jusante.
- Paredes inclinadas de 45° em relação ao eixo do conduto de jusante (e ao de montante também), ou paredes curvas com raio aproximadamente igual à dimensão do poço de visita (o lado ou o raio, dependendo da forma do poço). Obviamente esse tipo de defletor somente será utilizado quando não houver conduto de montante alinhado com o de jusante. A intersecção da parede vertical do defletor com o fundo do poço de visita, não deve em nenhum caso ser arredondada, pois prejudicaria o seu funcionamento.

Para utilizar a figura:

1. Determinar a elevação da linha piezométrica no conduto de jusante (Instruções Gerais 1).
2. Calcular a carga cinética no conduto de jusante (Instruções gerais 2).

3. Classificar o tipo de defletor utilizado:
 - a. parede paralela — 0°
 - b. parede inclinada — 5° a 15°
 - c. parede de 45° ou curva.
4. Calcular as relações D_L/D_J e B/D_J . Não é necessário distinguir o tipo de poço de visita, seja ele circular ou quadrado.
5. Se B/D_J é menor ou igual a 1,5, entrar no gráfico inferior com o correspondente valor D_L/D_J e ler $\bar{K}_L$ na curva correspondente ao defletor utilizado. No caso de parede paralela, usar a curva para $B/D_J = 1,0$.
6. Se B/D_J for maior que 1,5 e menor que 2,0, utilizar a mesma curva tracejada para defletores a 45° ou curvos; para defletores com paredes de 5° a 15° utilizar a curva para $B/D_J = 1,10$, e para defletores com paredes a 0° , utilizar a curva para $B/D_J = 1,20$.
7. No caso de entradas do conduto de jusante com bordos arredondados, ou formadas por bolsas de condutos circulares, o efeito de redução das perdas de carga é pouco expressivo. A redução a ser considerada para $\bar{K}_L$ é de apenas 0,1.
8. Calcular a variação de pressão:
$$h_L = K_L \cdot (V_J^2/2g); \text{ (para } Q_L = Q_J, K_L = \bar{K}_L \text{)}$$
9. Somar h_L à elevação da linha piezométrica do conduto de jusante, para obter a elevação da linha piezométrica no conduto lateral.
10. A elevação da superfície d'água, no poço de visita, estará situada acima da linha piezométrica do conduto lateral. A sua determinação é feita mediante a utilização da Figura 8.13, conforme instruções indicadas nos passos de (2) a (8).
11. Verificar se a elevação da superfície d'água está situada acima dos topos dos condutos para justificar o emprego da figura em questão, e se está abaixo do topo do poço de visita, para evitar o refluxo de água para a rua.

j. Figuras 8.12 e 8.13 — As Figuras 8.12 e 8.13 podem ser também utilizadas para a determinação de variações de pressão em junções (poços de visita) de três condutos, sendo um de montante alinhado com o de jusante, e outro lateral a 90° com os outros dois. O diâmetro do conduto lateral deve ser de pelo menos 0,6 do diâmetro do conduto de jusante.

As variações de pressão no conduto de montante (alinhado com o de jusante) deverão ser calculadas com base na Figura 8.13, e as relativas ao conduto lateral, com base na Figura 8.12. Variações de pressão em condutos laterais de pequeno porte, como por exemplo em tubos de conexão de bocas de lobo, podem ser determinadas utilizando-se a Figura 8.14.

Os valores indicados, para os coeficientes em questão, aplicam-se diretamente ao caso de condutos de jusante sem bordos de entrada arredondados. Neste último caso, as reduções a serem efetuadas são indicadas abaixo. O projeto de poços de visita como no presente caso, dotados de defletores, será discutido à parte.

Para utilizar as figuras:

1. Determinar a elevação da linha piezométrica do conduto de jusante (Instruções Gerais 1).
2. Calcular a carga cinética no conduto de jusante (Instruções Gerais 2).

3. Calcular as relações:

$$Q_M/Q_J, D_M/D_J \text{ e } D_L/D_J.$$

Se D_L/D_J for menor que 0,6, utilizar a Figura 8.14, em vez de 8.12 e 8.13.

4. Calcular a relação B/D_J e observar se a entrada do conduto de jusante tem bordos arredondados ou não.

5. Calcular o fator $(Q_M/Q_J) \times (D_J/D_M)$; se este for maior que 1,00 utilizar a Figura 8.14.

para o conduto lateral:

6. Entrar no gráfico inferior da Figura 8.12 com o valor de D_L/D_J e obter $\bar{K}_L$ para a correspondente relação B/D_J .

7. Para condutos de jusante com bordos arredondados, ou com entradas formadas por bolsas de condutos circulares de concreto, conforme definido nas Instruções Gerais 6, reduzir o valor de $\bar{K}_L$ de 0,2.

8. Determinar o fator M_L entrando no gráfico superior da Figura 8.12 com o fator $(Q_M/Q_J) \times (D_J/D_M)$ para o correspondente valor de D_L/D_J .

9. Calcular $K_L = M_L \cdot \bar{K}_L$.

10. Calcular a variação de pressão no conduto lateral.

$$h_L = K_L \cdot (V_J^2/2g)$$

11. Somar h_L à elevação da linha piezométrica do conduto de jusante, para obter a elevação da linha piezométrica no conduto lateral.

para o conduto de montante (alinhado):

12. Entrar no gráfico inferior da Figura 8.13 com a relação D_L/D_J e obter $\bar{K}_M$ para o correspondente valor de B/D_J .

13. Para condutos de jusante com entradas de bordos arredondados, ou formadas por bolsas de condutos de concreto de seção circular, reduzir $\bar{K}_M$ de 0,2.

14. Determinar o fator M_M do gráfico superior da Figura 8.13.

15. Calcular $K_M = M_M \cdot \bar{K}_M$.

16. Calcular a variação de pressão no conduto de montante:

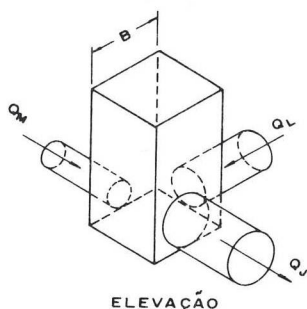
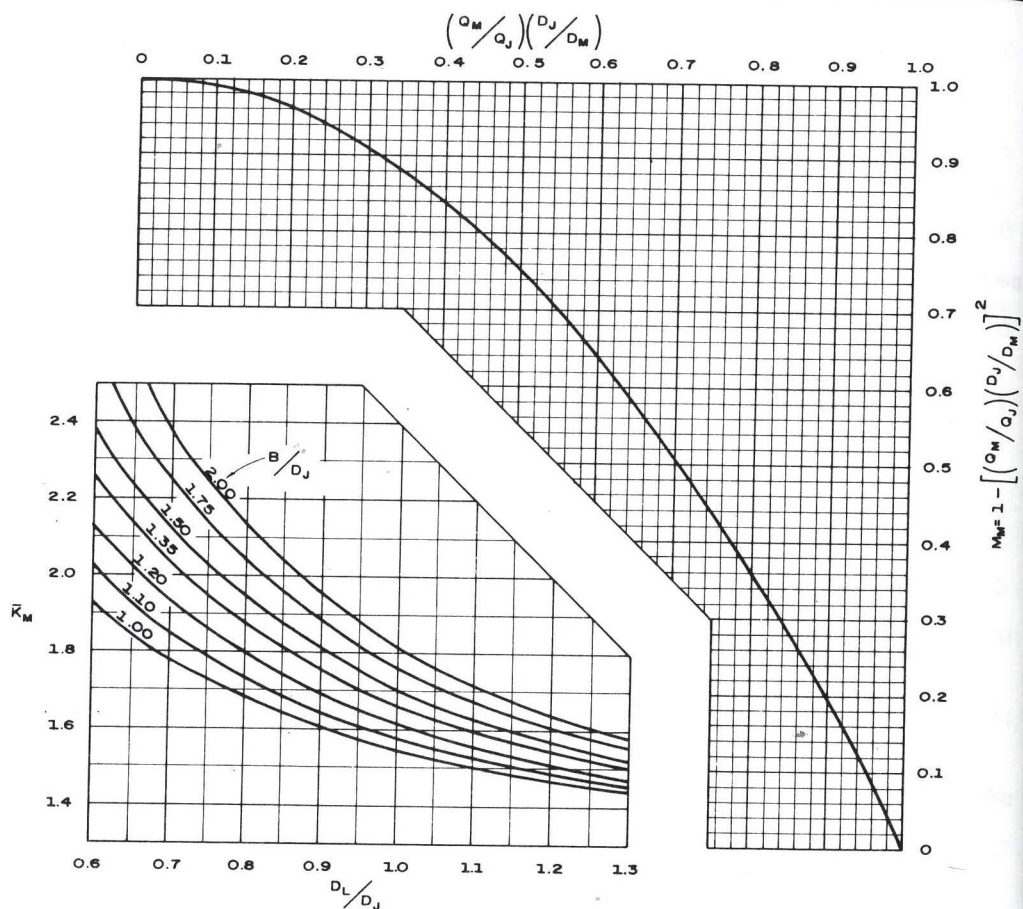
$$h_M = K_M \cdot (V_J^2/2g)$$

17. Somar h_M à elevação da linha piezométrica do conduto de jusante, para obter a elevação da linha piezométrica do conduto de montante.

para a superfície d'água no poço de visita:

18. A elevação do nível d'água, no poço de visita, corresponde à elevação da linha piezométrica no conduto de montante (mesmo alinhamento que o de jusante).

19. Verificar se o nível d'água está situado acima do topo dos condutos, a fim de justificar a aplicabilidade dos gráficos em questão, e se está suficientemente abaixo do topo do poço de visita, de forma a garantir um bom desempenho das bocas de lobo e evitar refluxos de água para a rua.



ELEVÇÃO

Para obter K_M relativo ao conduto de montante, ler $\bar{K}_M$ no gráfico inferior. Em seguida determinar M_M . Calcular K_M :

$$K_M = \bar{K}_M \times M_M$$

Para P.V. com defletores de 0° a 15° , determinar $\bar{K}_M$ para $B/D_J = 1,0$

Estas curvas são também aplicáveis a P.V. cilíndricos

Para condutos de jusante com bordos arredondados, reduzir o valor obtido para $\bar{K}_M$ de 0,2. (quando existir lateral)

No caso de existência de defletores, referir-se a Fig. 8-12

Para $(Q_M/Q_J) \times (D_J/D_M) > 1$, usar Fig. 8-14

Para $(D_L/D_J) < 0,6$ usar Fig. 8-14

$$h_M = K_M \frac{V_J^2}{2g}$$

FIGURA 8-13. POÇO DE VISITA COM CONDUTO LATERAL A 90° (COEFICIENTE DE VARIAÇÃO DE PRESSÃO NO CONDUTO DE MONTANTE)

k. Figuras 8.12 e 8.13 — As Figuras 8.12 e 8.13 podem também ser utilizadas para condições semelhantes às do caso anterior, porém com poço de visita circular.

Para utilizar as figuras:

1. Proceder conforme instruções de (1) a (6) para poços de visita quadrados, para obter $\bar{K}_L$.

para o conduto lateral:

2. Para ter em conta o efeito da forma circular da seção transversal do poço de visita, reduzir $\bar{K}_L$ de acordo com a tabela seguinte:

D_L/D_J	0,6	0,8	1,0	1,2
B/D_J	REDUÇÕES PARA $\bar{K}_L$			
1,75	0,4	0,3	0,2	0,0
1,33	0,3	0,2	0,1	0,0
1,10	0,2	0,1	0,0	0,0

3. Para o caso de conduto de jusante com bordos arredondados, reduzir $\bar{K}_L$ obtido em (2) de 0,1.

4. Determinar o fator M_L do gráfico superior da Figura 8.12 e proceder de acordo com os passos de (8) a (11), relativos ao caso de poço de visita de seção quadrada, para determinar a elevação da linha piezométrica no conduto lateral.

para o conduto de montante (alinhado):

5. Proceder como nos passos de (12) a (17) para poços de visita quadrados. Observar que a forma circular de poço de visita não implica em redução do coeficiente $\bar{K}_M$.

para a superfície d'água no poço de visita:

6. Proceder como nos passos (18) e (19) relativos ao caso anterior de poço quadrado.

l. Figura 8.12 e 8.13 — As Figuras 8.12 e 8.13 podem ainda ser aplicadas para condições análogas às dos itens j e k, porém em poços de visita dotados de defletores. No caso de uso de defletores, o desempenho hidráulico do poço de visita não é alterado pela modificação da forma da seção transversal (quadrada ou circular).

Os tipos utilizados de defletores são descritos nas instruções para uso da Figura 8.12, para poços de visita com defletores de 90°. Defletores curvos e a 45° não são utilizados no caso de se ter conduto a montante alinhado com o de jusante.

Para utilizar a figura:

1. Proceder de acordo com os passos (1) a (9) relativos aos defletores em poços de visita com deflexão de 90°, ignorando o fato de as paredes serem curvas ou em ângulo de 45°.

Dessa forma é possível determinar a elevação da linha piezométrica no conduto lateral.

para o conduto de montante (alinhado):

2. Entrar no gráfico inferior da Figura 8.13 com a relação D_L/D_J e obter $\bar{K}_M$, considerando defletores em ângulo de 0° a 15° com os eixos dos condutos e a relação $B/D_J = 1,00$, qualquer que seja a dimensão do poço de visita.

3. Para condutos de jusante com entradas de bordos arredondados, ou formadas por bolsas de condutos de concreto de seção circular, reduzir $\bar{K}_M$ de 0,1.
4. Determinar o fator de M_M do gráfico superior da Figura 8.13.
5. Calcular:
$$K_M = M_M \cdot \bar{K}_M$$
6. Calcular a variação de pressão no conduto de montante:
$$h_M = K_M \cdot (V_J^2/2g)$$
7. Somar h_M à elevação da linha piezométrica do conduto de jusante, para obter a elevação da linha piezométrica do conduto de montante (alinhado).

Para a superfície d'água:

8. A elevação da superfície d'água, no poço de visita, corresponderá à elevação da linha piezométrica do conduto de montante (alinhado).
9. Verificar se o nível d'água no poço é mais alto que o topo dos condutos para justificar a utilização dos gráficos em questão, e se está suficientemente abaixo do topo do poço de visita, para garantir um bom desempenho das bocas de lobo e para que não haja refluxo para rua.

m. Figura 8.14 — A Figura 8.14 é aplicável aos poços de visita contendo um conduto a montante alinhado com o de jusante, e outro lateral, para condições de descarga e de dimensão não cobertas pelas Figuras 8.12 e 8.13. No presente caso, as linhas piezométricas nos dois condutos, o lateral e o de montante (alinhado), apresentam a mesma elevação. A forma do poço de visita não altera as indicações da Figura 8.14 dentro de sua gama de aplicabilidade.

As indicações da Figura 8.14 podem também ser utilizadas em junções simples sem poço de visita, de um conduto lateral a 90° com um conduto principal reto. Os coeficientes, como indicados, são aplicáveis diretamente no caso de condutos de jusante com entrada sem bordos arredondados; em caso contrário deverão ser efetuadas reduções conforme instruções adiante. A utilização de defletores em poços de visita, cujas características se situem dentro da gama de aplicabilidade da Figura 8.14 são ineficientes e portanto dispensáveis.

Para utilizar a figura:

1. Determinar a elevação da linha piezométrica do conduto de jusante (Instruções Gerais 1).
2. Calcular a carga cinética no conduto de jusante (Instruções Gerais 2).
3. Calcular as relações:
 D_L/D_J , D_M/D_J e Q_M/Q_J .
Notar que a utilização das Figuras 8.12 e 8.13 será desejável, caso os fatores acima se situem dentro de suas gamas de aplicabilidade. A Figura 8.14 não deverá ser utilizada para $Q_M/Q_J \leq 0,7$, caso seja possível outra solução.
4. Observar se a entrada do conduto de jusante é de bordos arredondados, ou formada pela bolsa de conduto circular de concreto (Instruções Gerais 6).
5. Entrar na Figura 8.14 com a relação D_M/D_J e obter K_M (igual a K_L) para o correspondente valor de Q_M/Q_J .
6. Se $(Q_M/Q_J) \times (D_J/D_M)$ for maior que 1,00 numa primeira tentativa de utilizar as Figuras 8.12 e 8.13, o valor de K_M do passo (5) será negativo, e portanto convém verificar se o uso das figuras em questão está sendo feito corretamente.

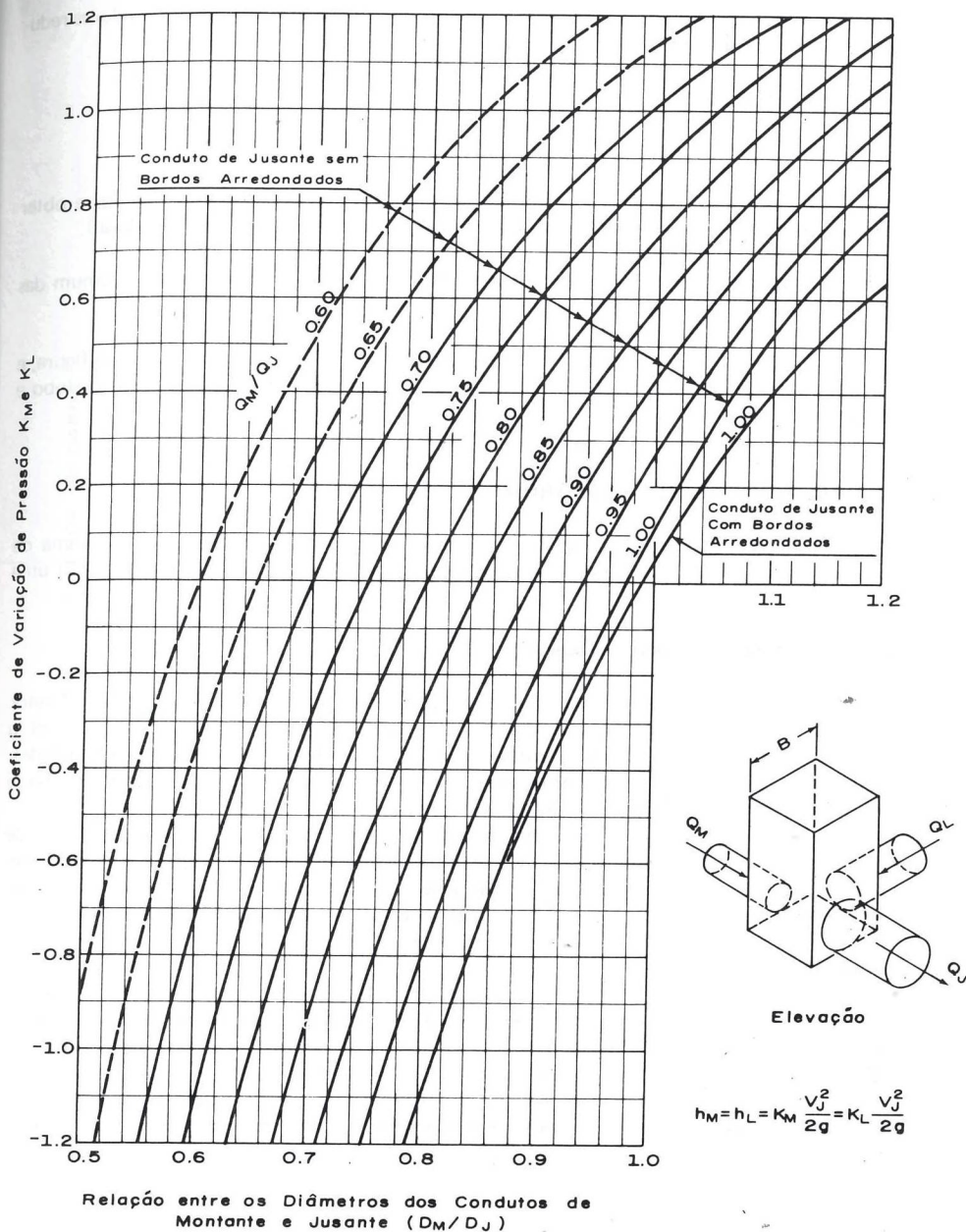


FIGURA 8-14. POÇO DE VISITA COM CONDUTO LATERAL A 90°
(COEFICIENTE DE VARIAÇÃO DE PRESSÃO NO
CONDUTO LATERAL PARA CONDIÇÕES NÃO
COBERTAS PELAS FIGURAS 8-12 E 8-13)

7. Para o caso de condutos de jusante, com entrada de bordos arredondados, utilizar os valores reduzidos que constam na figura.
8. Calcular as variações de pressão:
$$h_M = h_L = K_M \cdot (V_J^2 / 2g)$$
que poderão ser positivas ou negativas.
9. Somar h_M (algebricamente) à elevação da linha piezométrica do conduto de jusante, para obter as elevações comuns das linhas piezométricas dos condutos de montante (alinhado e lateral).
10. A elevação da superfície d'água, no poço de visita, corresponderá à própria elevação comum das linhas piezométricas nos condutos de montante e lateral.
11. Verificar se o nível d'água está situado acima do topo dos tubos para justificar o uso da figura, e se está abaixo do topo do poço de visita para garantir um bom desempenho das bocas de lobo e evitar refluxo d'água para a rua.

E. ESTRUTURAS TERMINAIS DE DESCARGA

As considerações a seguir aplicam-se a estruturas hidráulicas terminais de um sistema de galerias de águas pluviais, para descarga final num grande conduto coletor, seja ele um canal ou uma galeria de grandes dimensões.

Localização das estruturas terminais de descarga

As galerias de águas pluviais, em quaisquer circunstâncias, sempre deverão atingir um coletor final para o afastamento das águas captadas. Nos casos em que o coletor seja facilmente acessível, a definição dos pontos de despejo das galerias (estruturas terminais) é efetuada sem maiores dificuldades. Contudo, quando o coletor não for facilmente acessível, a definição dos pontos de despejo torna-se mais problemática, exigindo uma atenção especial do projetista.

Muitas vezes é possível, em áreas em desenvolvimento, terminar o sistema de galerias de águas pluviais num canal, que por sua vez conduz as águas coletadas para um receptor mais distante, por exemplo, um rio. Quando, por outro lado, essas áreas atingirem sua condição final de desenvolvimento, possivelmente será necessário construir uma galeria de grandes dimensões no leito do canal.

Projeto hidráulico

O projeto hidráulico da estrutura terminal de descarga do sistema de galerias de águas pluviais somente deverá ser efetuado após a decisão final quanto à localização do ponto de despejo.

É necessário, primeiramente, estabelecer o nível d'água no coletor (rio ou canal) correspondente ao período de retorno a ser adotado para o projeto. Se esse nível se situar acima do topo da galeria no ponto de despejo, é pouco provável que seja necessário prever dispositivos especiais para proteção contra erosão. Contudo, é fundamental analisar as possibilidades de erosão, no caso do nível d'água no coletor estar abaixo daquele definido anteriormente.

Medidas para o controle de erosão serão necessárias quando existir a possibilidade de afetar a estrutura terminal. Essas medidas podem, eventualmente, compreender a construção de bacias de dissipação de energia.

O desemboque de galerias de grandes dimensões nos coletores deve sempre merecer uma atenção especial. Se as informações disponíveis para o projeto não forem suficientes para os estudos hidráulicos, é recomendável efetuar investigações em modelos reduzidos.

Muitas informações úteis a respeito poderão ser encontradas no HANDBOOK OF CONCRETE CULVERT PIPE HIDRAULICS, da Cement Portland Association.

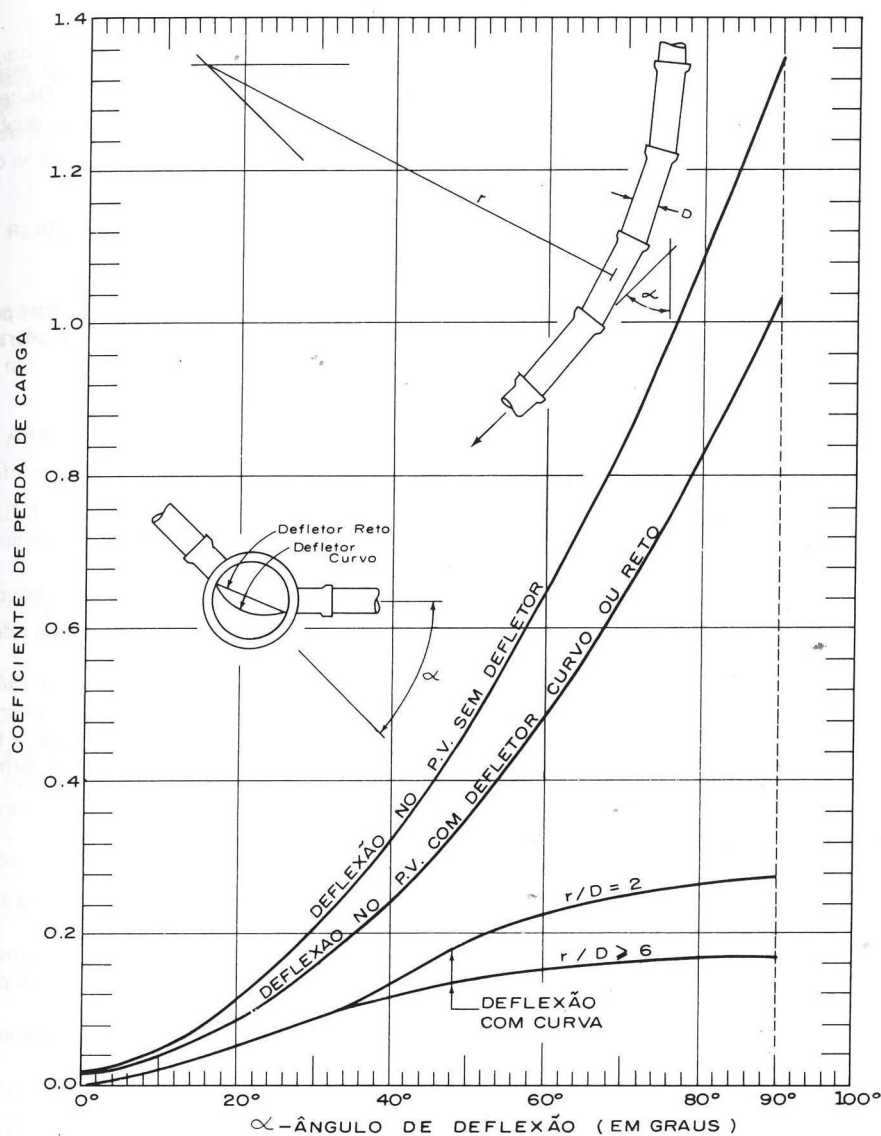


FIGURA 8-15. COEFICIENTES DE PERDA DE CARGA EM CURVA

9. SUGESTÕES PARA NORMAS DE PROJETO

O presente item trata dos requisitos para os desenhos finais de projeto construtivo, assim como das respectivas especificações para construção de sistemas de galerias de águas pluviais. Os itens indicados aplicam-se de maneira geral a todo o sistema de drenagem em projeto, porém foram estabelecidos visando o sistema de galerias de águas pluviais em especial.

A. INFORMAÇÕES SOBRE INTERFERÊNCIAS

Deverá ser efetuada uma revisão completa de todas as utilidades públicas, propriedades particulares e outros quaisquer elementos que possam interferir na construção do sistema de galerias, incluindo (porém não se limitando) os seguintes:

Propriedades particulares

Plantas com a subdivisão de propriedades, passagens de servidão, benfeitorias e outras informações sobre as propriedades.

Ruas e vias expressas

Desenhos relativos aos projetos de ruas e **vias expressas**, de uma maneira geral, poderão ser necessários sempre que haja interferência com as obras de drenagem a projetar, tanto no que se refere ao projeto das mesmas, como também na fase de construção.

O projetista deverá dispor de todas as informações relativas aos greides finais das ruas, características geométricas das mesmas e detalhes construtivos. É desejável que o projetista hidráulico tenha possibilidade de participar no estabelecimento dos detalhes finais relativos aos projetos das ruas, a fim de garantir um bom desempenho e maior economia na construção do sistema de drenagem, em termos globais.

Utilidades públicas existentes

Deverão ser obtidas informações a respeito de todas as utilidades públicas existentes na área de influência do sistema de galerias de águas pluviais a projetar, sejam elas subterrâneas ou não.

Os planos de expansão existentes deverão ser atentamente analisados, para evitar futuros conflitos com o sistema de drenagem. No caso de dúvidas ou insuficiência de informações para o projeto, é necessário efetuar levantamentos locais.

Para os diferentes tipos de utilidades envolvidas, é importante ter em conta os seguintes aspectos essenciais:

a. Linhas de distribuição d'água — Dimensões, material, profundidade, válvulas e outros dispositivos, alternativas de remanejamento.

b. Esgotos sanitários — Dimensões, material, elevações do fundo, área servida, tipo de usuário (isto é importante para avaliar a descarga nos condutos em caso de necessidade de remanejamento).

c. Galerias de águas pluviais — Dimensão, material, elevações do fundo, área servida e tipo de ocupação existente.

d. Outras utilidades públicas — Gás, telefone, eletricidade, semáforos, etc.

Dados e levantamentos de campo

Sondagens deverão ser efetuadas ao longo do alinhamento das galerias, a fim de caracterizar o tipo de solo onde as mesmas serão assentadas. Se as galerias forem previstas para drenar águas subterrâneas, será necessário efetuar furos no solo em quantidade suficiente, a fim de melhor conhecer a superfície do lençol freático na área. Levantamentos de campo poderão ser necessários, a título de suplementação de informações, quanto à localização de utilidades, sondagens e outros elementos que não possam ser locados nas plantas disponíveis, com a necessária precisão.

B. PLANTAS TOPOGRÁFICAS

As plantas topográficas, para o projeto final, devem ser suficientemente precisas, de maneira a permitir a determinação dos comprimentos das galerias com precisão de 30 mm, e elevações com precisão de 3 mm. O datum altimétrico a ser utilizado deverá ser o do IGG, salvo condições especiais em que seja justificável utilizar outra referência.

C. ARRANJO GERAL

O arranjo geral das obras constituintes do sistema deverá ser desenvolvido de acordo com os requisitos abaixo discriminados. Quaisquer alterações que se façam necessárias deverão ser discutidas juntamente com a entidade responsável.

Requisitos de locação

a. Posicionamento geral — O posicionamento geral das diversas galerias envolvidas deverá ser previamente aprovado pela entidade responsável.

b. Alinhamentos — As galerias de águas pluviais devem, sempre que possível, ser retilíneas entre dois poços de visita. Quando for necessário efetuar curvas de raio longo, devido à configuração das ruas, o raio mínimo de curvatura a considerar será de 30 m. É importante, por outro lado, que a curvatura admissível para os tubos empregados seja compatível com o referido raio mínimo de 30 m.

Curvas de raio curto podem ser efetuadas no próprio poço de visita, de acordo com as indicações na Tabela 9.1:

DIÂMETRO DO CONDUTO (m)	RAIO DE CURVATURA (m)
0,60 a 1,30	9,00
1,40 a 1,80	10,00

TABELA 9.1. — Raios curtos de curvatura admissíveis em condutos circulares.

Para os tubos de diâmetros inferiores a 0,60 m, as deflexões são efetuadas simplesmente nos poços de visita, sem curvas de concordância.

c. Cruzamentos — Os cruzamentos com outras utilidades públicas devem, sempre que possível, ser evitados. Contudo, quando forem necessários, deverão ser efetuados em ângulo nunca inferior a 45°. Se no ponto de cruzamento o espaço livre entre a galeria e a utilidade com a qual se efetua o cruzamento for inferior a 0,60 m, é conveniente que ambas sejam estruturalmente solidarizadas para maior segurança.

Poços de visita

a. **Espaçamento** — O espaçamento entre os poços de visita deverá ser efetuado de acordo com as indicações da Tabela 9.2.

DIÂMETRO (OU ALTURA) DO CONDUTO (m)	ESPAÇAMENTO MÁXIMO (m)
0,30	120
0,50 — 0,90	150
1,00 ou mais	180

TABELA 9.2. — *Espaçamento dos poços de visita.*

b. **Mudanças de direção** — Nos casos de mudança de direção é possível utilizar curvas de raios curtos, para conduto de 0,50 m de diâmetro ou mais. É necessário, nesses casos, sempre prever um poço de visita no fim da curva, para facilitar os trabalhos de manutenção.

Declividade

A declividade das galerias de águas pluviais deve ser estabelecida de forma a garantir uma cobertura mínima de 1,00 m. Entre dois poços de visita consecutivos a declividade deverá ser uniforme, a menos de impedimentos de força maior.

A declividade final das galerias deverá ser definida tendo em conta a capacidade de descarga necessária, problemas de assoreamento, e outros parâmetros de projeto; é importante, contudo, que a mínima declividade permita garantir uma velocidade, para condições de funcionamento a plena seção, igual a 0,60 m/s. A declividade dependerá, também, da geometria do conduto, assim como de sua rugosidade.

D. MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

As galerias de águas pluviais deverão ser construídas com materiais adequados e aceitos pelas entidades contratantes, assim como satisfazer os requisitos indicados neste manual.

Investigações geotécnicas deverão ser efetuadas quando houver possibilidade de ruptura de determinados materiais. Cálculos estruturais deverão ser efetuados sempre que seja necessário verificar as condições de resistência de um determinado tipo de material.

Quando houver tipos distintos de materiais que sejam aceitáveis, é necessário efetuar verificações hidráulicas, para decidir qual pode melhor atender às condições de projeto.

E. PROJETO HIDRÁULICO

O projeto hidráulico final deverá ser desenvolvido de acordo com os métodos apresentados no item referente a "Projeto Hidráulico das Galerias de Águas Pluviais" neste Capítulo.

Bocas de lobo

As bocas de lobo deverão ser projetadas de acordo com as indicações apresentadas no Capítulo relativo a "Bocas de Lobo", deste manual.

Tubos de conexão

O tubo de conexão das bocas de lobo será sempre conectado a um poço de visita. Deverá ser dimensionado hidráulicamente, de modo a garantir um bom desempenho da boca de lobo, bem como evitar a possibilidade de afogamento desta última. O diâmetro mínimo admissível para os tubos de conexão é de 30 cm.

F. DESENHOS CONSTRUTIVOS

As normas para apresentação de desenhos, com detalhes construtivos, são apresentadas no item 10.B adiante.

G. ESPECIFICAÇÕES

Os projetos deverão ser sempre acompanhados de especificações completas, de modo a exigir a utilização de materiais de primeira qualidade e instalações adequadamente executadas.

H. VIELAS

A largura mínima recomendável para as vielas, que devam servir de passagem para galerias de águas pluviais, é de três vezes o diâmetro externo do tubo, porém não deverá ser inferior a 3,0 metros.

10. VERIFICAÇÃO DO PROJETO FINAL

Tendo em vista auxiliar o engenheiro projetista a revisar os elementos que integram o projeto final do sistema, é apresentada, a seguir, uma relação dos principais itens a serem examinados:

A. PROJETO PRELIMINAR

Dados básicos

- mapa da bacia de drenagem
- mapa da área a ser drenada dentro da bacia
- características das ruas e avenidas
- greides das ruas e sentidos de escoamento
- locação e elevação dos pontos de despejo, relativos ao sistema de drenagem inicial e ao sistema de macro-drenagem
- curvas características das chuvas
- características previstas de desenvolvimento futuro
- condições de impermeabilidade
- dados geotécnicos e sobre o lençol freático
- informações sobre utilidades públicas

Hidrologia

- critérios de projeto para as chuvas inicial e máxima de projeto
- cálculo das descargas para pré-dimensionamento dos condutos
- cálculo das descargas relativas à chuva máxima de projeto
- hipóteses adotadas relativamente aos armazenamentos existentes a montante

Ante-projeto

- denominação das ruas
- sentido de escoamento superficial nas ruas
- bacias e sub-bacias de drenagem
- arranjo geral e dimensões das galerias
- localização de bocas de lobo
- localização de sarjetões
- caminhos preferenciais de escoamento
- arranjo geral do sistema de macro-drenagem, indicando descargas e respectivos sentidos
- escalas de desenho
- indicação da linha Norte-Sul (NS)
- assinaturas e aprovações
- mapa de locação e denominação das subdivisões
- utilidades conflitantes

Estimativa de custos e listagem dos aspectos favoráveis e desfavoráveis

B. PROJETO FINAL

Geral

- títulos dos desenhos
- escalas
- revisões e datas respectivas
- nome do profissional responsável e firma
- notas e observações
- espaços para aprovação e data
- número dos desenhos

Planta da área drenada

- indicação da linha NS
- curvas de nível
- locação e elevação dos marcos oficiais existentes
- demarcação de propriedades
- linhas de divisa (estaduais, municipais)
- denominação das ruas, greides aproximados e respectivas larguras
- obras de drenagem existentes
- delimitação das sub-bacias de drenagem
- sarjetas e respectivos sentidos de escoamento
- sarjetões e respectivos sentidos de escoamento
- bocas de lobo e respectivas localizações
- galerias e canais projetados
- elevação mínima dos pisos inferiores das construções para a condição de chuva máxima de projeto

Desenhos construtivos

- linha NS
- demarcação das propriedades
- nomes das ruas
- localização de sondagens e respectivos perfis
- utilidades públicas existentes (enterradas), locação e profundidade: água, gás, telefone, galerias de drenagem, esgotos sanitários, eletricidade, etc.
- superfície do terreno existente e projetada
- utilidades públicas existentes que cruzem as galerias de águas pluviais
- galerias de águas pluviais: planta mostrando poços de visita, perfil, dimensões e distâncias entre poços de visita e tipo de material, declividades, detalhes de bocas de lobo, detalhes de poços de visita, detalhes de assentamento de tubos
- canais: planta com estaqueamento, perfil, greide, seção transversal, detalhes de revestimento
- estruturas especiais: planta, elevação, cortes principais, detalhes de projeto e acessórios

11. EXEMPLO DE PROJETO DE GALERIAS DE ÁGUAS PLUVIAIS

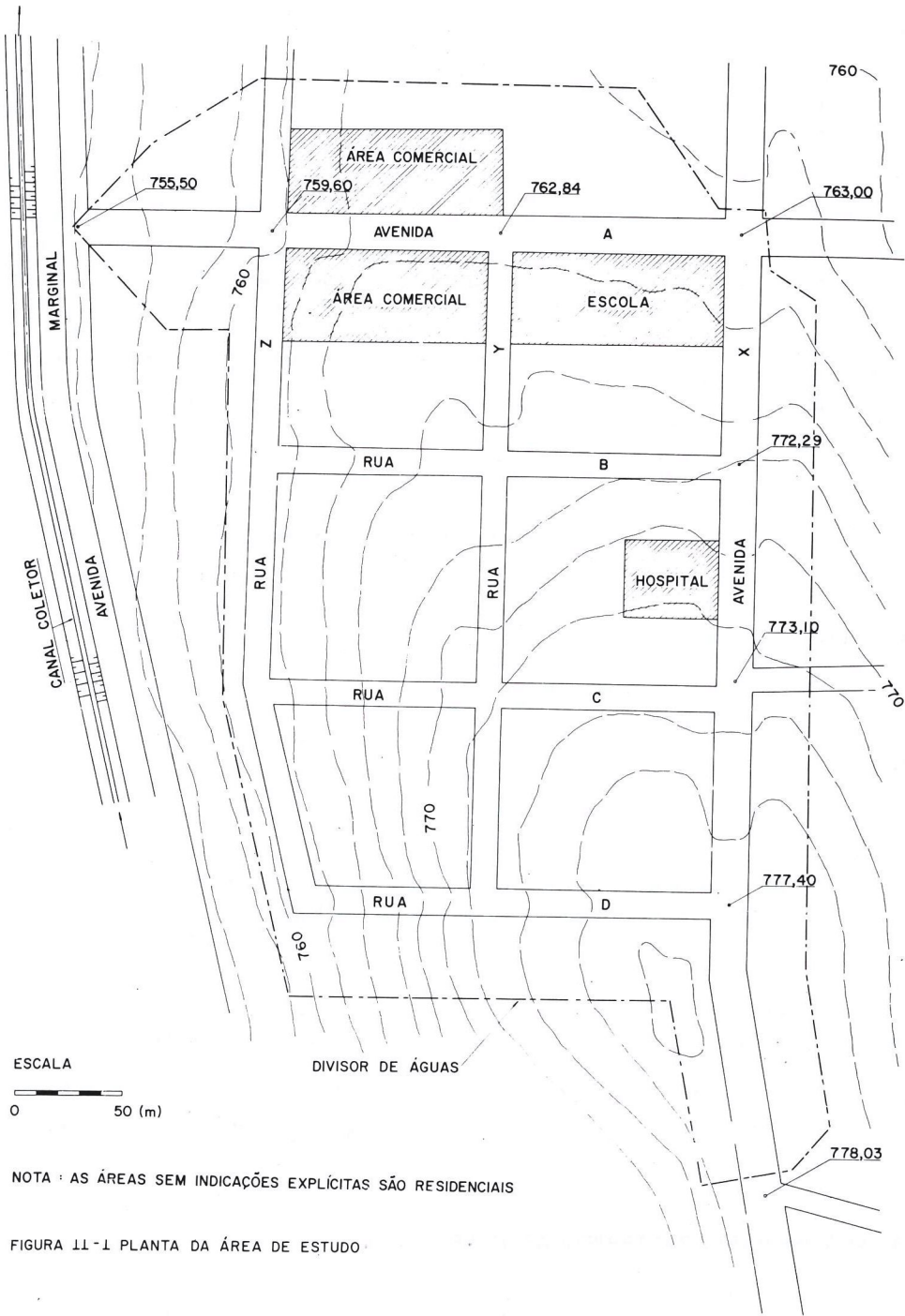
A. DADOS BÁSICOS

Os dados básicos disponíveis são os seguintes:

- a. Mapa da área a ser drenada. O mapa é mostrado na Figura 11.1 onde é indicada a área que deverá ser drenada.
- b. Mapa da bacia de drenagem na qual a área em estudo está situada. O mapa não é apresentado, contudo admite-se, para fins do presente exemplo, que a área em questão tenha sido cuidadosamente analisada em termos da região em que ela se situa.
- c. Arranjo urbanístico da área. É mostrado na mesma Figura 11.1.
- d. Seções transversais típicas das ruas. São indicadas na Figura 11.2.
- e. Elevações das ruas e cruzamentos. São indicadas na Figura 11.1.
- f. Dados geotécnicos e de lençol freático. Os ensaios geotécnicos efetuados mostram a existência de argila-arenosa, com mediana capacidade de infiltração. O lençol freático está suficientemente abaixo das galerias, com exceção das proximidades do canal coletor.
- g. Informações sobre o ponto de despejo. Os estudos prévios relativos ao canal coletor indicaram o nível 752,50 m, a ser considerado no projeto do sistema de galerias da área em questão, o qual corresponde a um período de retorno de 5 anos.
- h. Informações pluviométricas. Na Figura 11.3 é apresentada a curva de intensidade, duração e frequência de chuvas intensas relativas à área em estudo.
- i. Normas de projeto. Como normas de projeto serão adotadas as indicações apresentadas neste manual.

B. ANÁLISE DAS CARACTERÍSTICAS DA ÁREA

- a. O contorno da bacia é mostrado na Figura 11.1.
- b. Os tipos de ocupação existentes na área, para fins de avaliação do coeficiente "C" de escoamento superficial do Método Racional, são indicados na Figura 11.1. Para as áreas residenciais foi



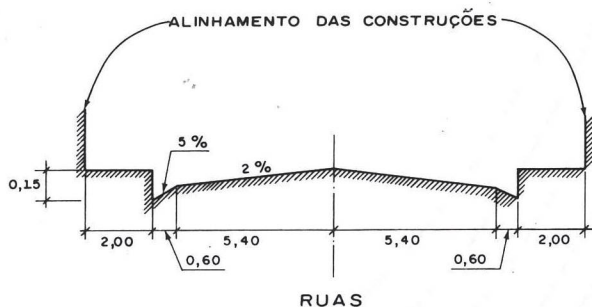
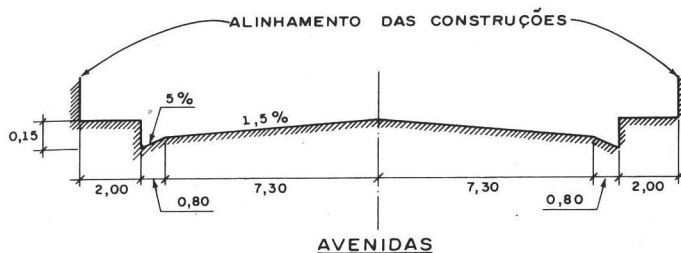


FIGURA 11-2. GABARITOS DAS RUAS E AVENIDAS DA ÁREA EM ESTUDO

adotado para "C" o valor de 0,5 e para áreas comerciais 0,9. Para as áreas residenciais admite-se para projeto um período de retorno de 2 anos; para as áreas comerciais e para as áreas que contenham escolas e hospitais, 5 anos.

c. A classificação das ruas e avenidas quanto às suas características é também indicada na Figura 11.1.

C. DESENVOLVIMENTO DE CONCEPÇÕES ALTERNATIVAS

A análise das possibilidades de drenagem da área em estudo mostra a existência de vários possíveis arranjos para as galerias. Apenas um será considerado para fins do presente exemplo. Na Figura 11.4 mostra-se o arranjo adotado para a linha tronco de galerias situada nas avenidas A e X, para a qual são apresentados os detalhes de projeto.

D. ARRANJO PRELIMINAR DAS GALERIAS

Estabelecer, preliminarmente, os greides dos condutos para o desenvolvimento dos cálculos hidráulicos. Os topos dos condutos podem, nesta fase, ser admitidos como contínuos nas junções (poços de visita).

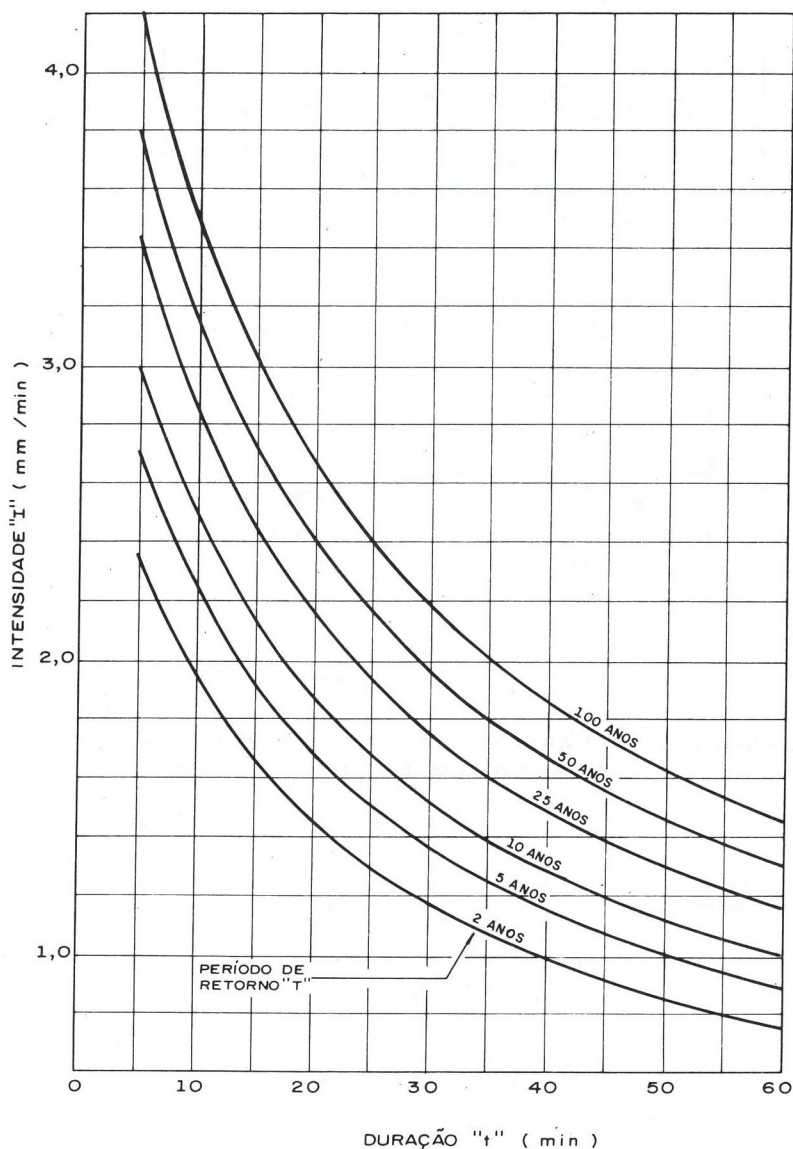


FIGURA 11-3. RELAÇÃO ENTRE INTENSIDADE-DURAÇÃO-FRQUÊNCIA DAS PRECIPITAÇÕES MÁXIMAS RELATIVAS À ÁREA DE PROJETO

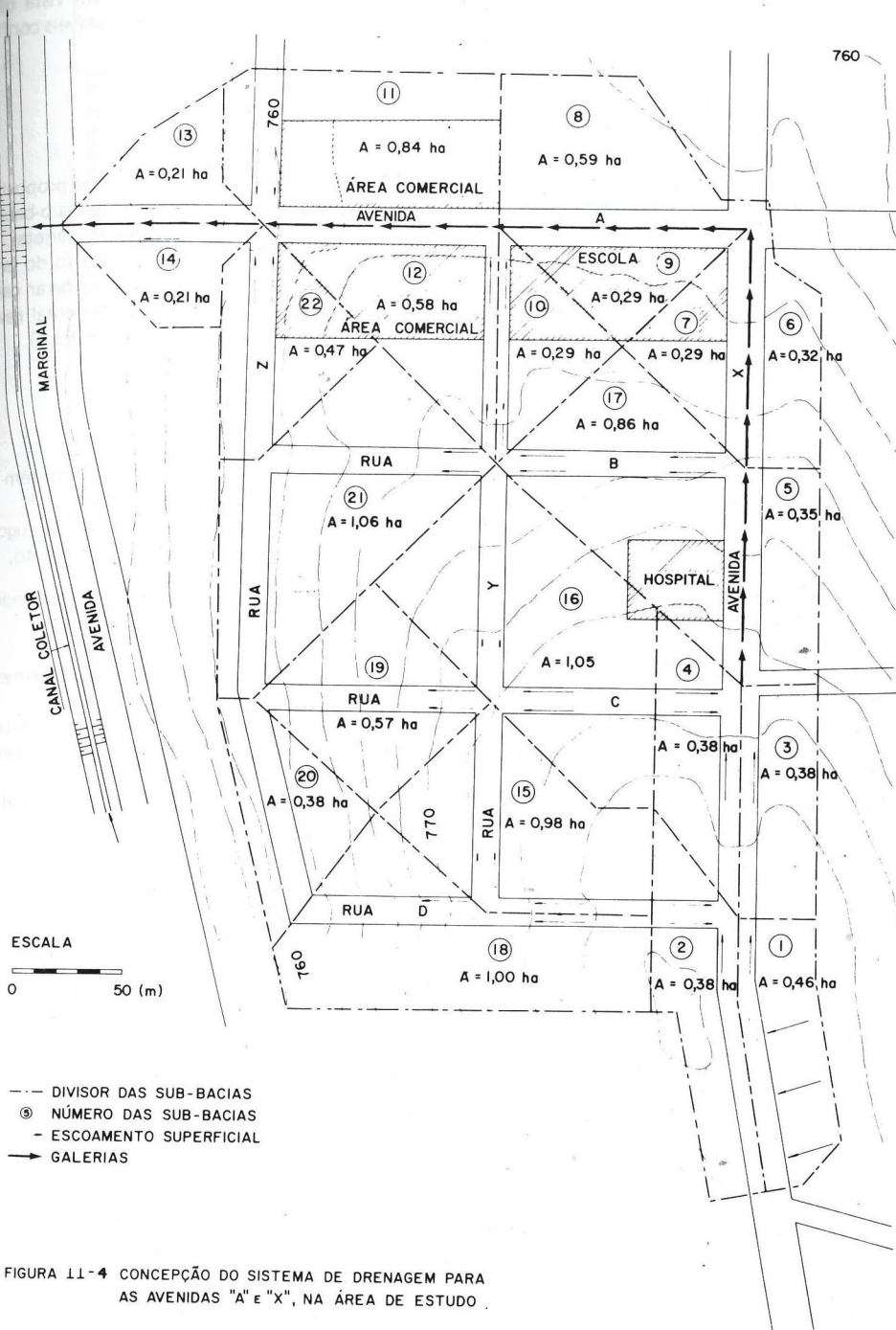


FIGURA 11-4 CONCEPÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM PARA AS AVENIDAS "A" E "X", NA ÁREA DE ESTUDO.

É conveniente, nesta altura, elaborar perfis preliminares das galerias tendo em vista não apenas visualizar o sistema sob o ponto de vista de altimetria, como também de sanar possíveis conflitos com outras utilidades públicas.

E. SUB-DIVISÃO DA ÁREA EM SUB-BACIAS

Na mesma Figura 11.4 são mostradas as sub-bacias relativas ao arranjo de galerias proposto.

Quando é possível considerar escoamento pelas sarjetas das ruas, a definição das sub-bacias é de certa forma arbitrária, dependendo, principalmente, da capacidade de descarga das sarjetas. A experiência do projetista, nesta altura, será de fundamental importância no desenvolvimento do projeto. Para uma determinada sub-divisão da área em sub-bacias, em geral é suficiente considerar cada cruzamento como um ponto de análise. (Observar, durante o projeto final, que é fundamental rever os passos anteriores, pois influirão na definição das capacidades necessárias para as bocas de lobo).

F. PROJETO PRELIMINAR DO SISTEMA

O dimensionamento dos condutos será completado nesta fase. A Tabela 11.1 contém os cálculos relativos ao projeto preliminar da galeria em consideração, relativa às avenidas A e X.

O dimensionamento dos condutos foi efetuado considerando para coeficiente de rugosidade final "n" de Manning, o valor de 0,013 (concreto). Nos cálculos preliminares, entretanto, foi adotado um coeficiente igual a 0,015. A numeração dos itens, discriminados abaixo, corresponde à numeração de referência indicada na Tabela 11.1 entre parênteses.

- (1) O tempo de concentração relativo ao ponto (X-D) apresenta dois componentes, sendo o primeiro relativo ao escoamento superficial até a sarjeta e o segundo ao escoamento pela sarjeta.

O escoamento superficial, na bacia 1, se desenvolve numa extensão de cerca de 30 m, com uma declividade aproximada de 1%; com base na Figura 11.5, pode-se estimar o tempo de escoamento em 11 minutos.

Para estimar o tempo de escoamento pela sarjeta, admitir-se-á que esta irá operar com uma profundidade média de 7,5 cm, ou seja:

$$h = \frac{1}{2} h_0$$

Nessas condições, considerando que sua declividade é de cerca de 0,5% e seu comprimento 125 m, obtém-se, da Tabela 11.3, a velocidade média de escoamento de 0,58 m/s. Resulta, portanto, um tempo de escoamento igual a:

$$t = \frac{125}{0,58 \times 60} = 3,60 \text{ minutos}$$

O tempo de concentração relativo ao ponto (X-D) será, portanto:
3,6 + 11,0 = 14,6 minutos

- (2) As capacidades admissíveis de descarga nas sarjetas, adotadas para as avenidas em questão, estão indicadas na Tabela 11.2. Na coluna 17 da Tabela 11.1, estão discriminadas as capacidades admissíveis relativas aos diferentes trechos das avenidas em consideração. No trecho a jusante de (X-C) é recomendável não admitir escoamento pela sarjeta, em virtude da existência de Hospital. Em ruas ou avenidas, onde não seja possível efetuar travessias superficiais de descarga de uma sarjeta para outra por meio de sarjetões, é possível considerar apenas as capacidades individuais de cada sarjeta. Por outro lado, em ruas onde as condições de tráfego permitem tal prática, pode-se considerar a capacidade total de escoamento pelas sarjetas.

DADOS PRELIMINARES DE PROJETO DO SISTEMA DE DRENAGEM - CHUVA INICIAL DE PROJETO

PONTO DE PROJETO	COMPRIMENTO (m)	BACIAS	ÁREAS PARCIAIS (ha)	ÁREAS ACUMUL. (ha)	TEMPO DE ENTRADA (min)	TEMPO DE ESCOAM.		TEMPO DE CONCENTR. (min)	COEF. "C" PARCIAL	COEF. "C" TOTAL	PERÍODO DE RETORNO (ANOS)	INTENSID. PRECIP. (mm/min)	DESCARGA PARCIAL (l/s)	DESCARGA TOTAL (l/s)	RUA		GALERIA			RUA		GALERIA		OBSERVAÇÕES	
						SARJEITA (min)	GALERIA (min)								DECLIV. (%)	CAPACID. (l/s)	ADMISS. (l/s)	DECLIV. (%)	DIMENSÃO (m)	CAPACID. (l/s)	DESCARGA EFETIVA (l/s)	VELOC. (m/s)	DECLIV. (%)		CAPACID. (l/s)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	
X-D		1	0,46		11,0	3,6		146(1)	0,5		2	1,7	65,2(3)		0,5(2)	270				65,2	0,6				
X-C (PV 6)	105	1,3	0,84			1,0		156(4)	0,5	0,5	2	1,64	219(5)												
X-B (PV 5)	100	5	0,35	1,95			0,6(7)		0,5		2	1,62	263		5,8	0(2)	3,9	0,3	200(6)	-	-	219	3,1	Conduto necessário devido à existência de hospital e juazeiro.	
								162(8)	0,5																
	109	6	0,32				0,7		0,5						3,9	2,350 (12)	3,9	0,4(12)	350	0	-	263	2,8		
X-A (PV 4)	112	8	0,59	2,56			1,4	16,9	0,5	0,5	5	1,82(9)	388		0,1	0(13)	0,5	0,6	375	0		388	1,4		
		9	0,29						0,5																
Y-A (PV 3)		10,15 1,12	3,18	6,62				18,3		0,5	5	1,73		955											
	107	11	0,84				0,5		0,78(10)						3,1	0	3,7	0,6	1025	0		955	3,7		
		12	0,58				0,8		0,5																
Z-A (PV 2)		18-22	3,48																						
	92	13,14	0,42	11,52			0,9	18,8	0,5	0,54(11)	5	1,71	1773		4,5	400(14)	2,5	0,8	1800	373	1,7	1400	3,5	Somente a sarjeta esquerda pode ser considerado por não ser possível cruzar o avenidas com sarjeta	
Av. M-A (PV 1)				11,94				19,1	0,54	0,54	5	1,70	1827												
PONTO DE DESPEJO	12																	2,5	0,8	1800	-		1827	3,6	

TABELA 11-1. DADOS PRELIMINARES DE PROJETO DO SISTEMA DE DRENAGEM PARA A CHUVA INICIAL DE PROJETO.

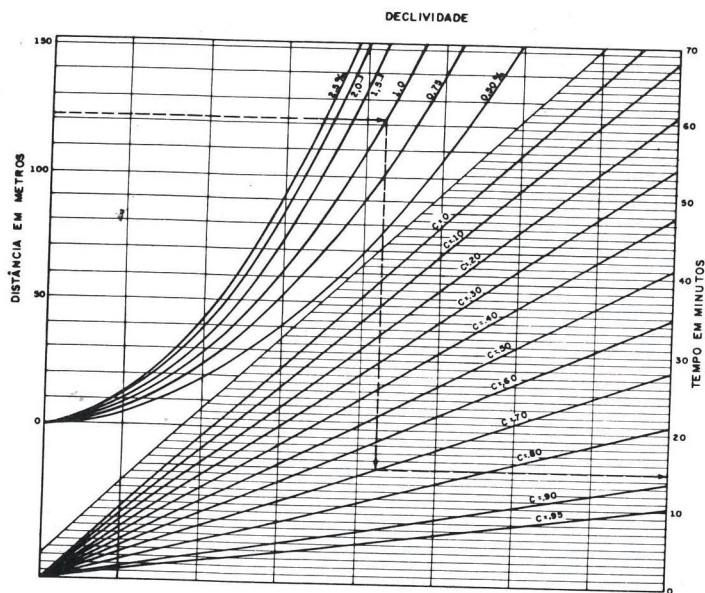
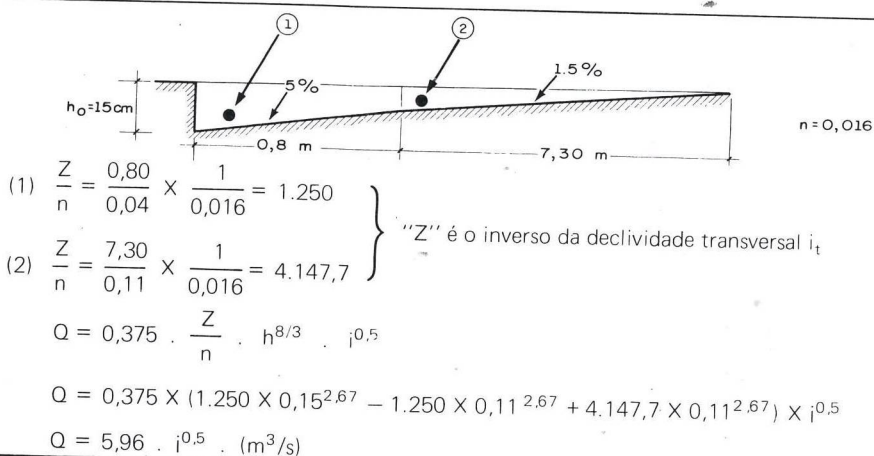


FIGURA 11-5. TEMPO DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL
(OVERLAND FLOW)



i	Q teórico (l/s)	F ^(*)	Q admissív. (l/s)
0,004	377	0,5	189
0,005	421	0,65	274
0,01	596	0,80	477
0,02	843	0,80	674
0,03	1032	0,60	619
0,04	1192	0,44	525

(*) Fator de Redução

OBS.: Consultar parte referente a "RUAS" deste manual.

TABELA 11.2 – Capacidades admissíveis de escoamento pelas sarjetas das avenidas.

$$Q = 0,375 \frac{Z}{n} h^{8/3} \quad i^{0,5} \quad (m^3/s)$$

$$A = Z \frac{h^2}{2} \quad (m^2)$$

}

“Z” é o inverso da declividade transversal i_t

portanto,
$$V = \frac{0,375 \frac{Z}{n} h^{8/3} \cdot i^{0,5}}{Z \frac{h^2}{2}} \quad V = \frac{0,75}{n} h^{2/3} \cdot i^{0,5} \quad (m/s)$$

As velocidades resultantes para $h = 0,075 \text{ m}$ e $h = 0,15 \text{ m}$ (que são as profundidades da lâmina d'água a serem consideradas na estimativa dos tempos de escoamento) são as seguintes:

i	V (m/s)	
	h=0,075 m	h=0,15 m
0,004	0,52	0,83
0,005	0,58	0,93
0,01	0,83	1,32
0,02	1,17	1,86
0,03	1,43	2,28
0,04	1,65	2,63

TABELA 11.3. — Velocidades de escoamento nas sarjetas. (ver Tabela 11.2).

- (3) A descarga relativa à bacia 1 será calculada tendo por base os seguintes elementos:

$$A = 0,46 \text{ ha; } t_c = 14,6 \text{ min.; } C = 0,5$$

$T = 2$ anos (período de retorno)

portanto: $I = 1,7 \text{ mm/min}$ (ver Figura 11.3), e a descarga será dada por:

$$Q = CIA = \frac{1000}{6} \times 0,5 \times 1,7 \times 0,46 \text{ (l/s)} = 65,2 \text{ l/s}$$

A contribuição da bacia 1 é inferior à capacidade de escoamento pela sarjeta, portanto o início da galeria (ou seja, a primeira boca de lobo) na avenida X poderá estar mais a jusante.

A contribuição, relativa à bacia 2, é da mesma ordem de grandeza que a da bacia 1 e, portanto, não há necessidade de ser verificada isoladamente.

- (4) O tempo de escoamento pela sarjeta, entre os pontos (X-D) e (X-C), é estimado da mesma forma que para o caso anterior e resulta em, aproximadamente, 1,0 minuto. O tempo de concentração em (X-C) será então 15,6 min.
- (5) A descarga total resultante no ponto (X-C) (bacias de 1 a 4) é inferior à capacidade de escoamento pelas sarjetas (as duas) do trecho a jusante, não sendo ainda necessário que a galeria se inicie nesse ponto. Entretanto em virtude da existência de hospital na quadra a jusante, é desejável que o sistema de galerias se inicie nesse ponto.
- (6) No trecho em questão, ou seja (X-C)-(X-B), a galeria deverá captar, aproximadamente, a metade da descarga em (X-C), portanto 110 l/s.
Admitindo-se que a galeria opere a plena seção e sendo a declividade da rua igual a 0,058, e adotando-se o coeficiente de rugosidade (preliminar) 0,015, verifica-se, com base na Figura 11.6, que o tubo de diâmetro 0,30 m (mínimo) possui uma capacidade de descarga de cerca de 200 l/s sendo, portanto, possível captar em (X-C) a água proveniente das duas sarjetas.
O tubo poderá operar ligeiramente em carga para conduzir os 219 l/s necessários.
- (7) A velocidade no tubo será de, aproximadamente, 2,9 m/s (ver mesma figura) e, portanto, o tempo de escoamento será de:

$$t = \frac{100}{2,9 \times 60} = 0,6 \text{ min.}$$

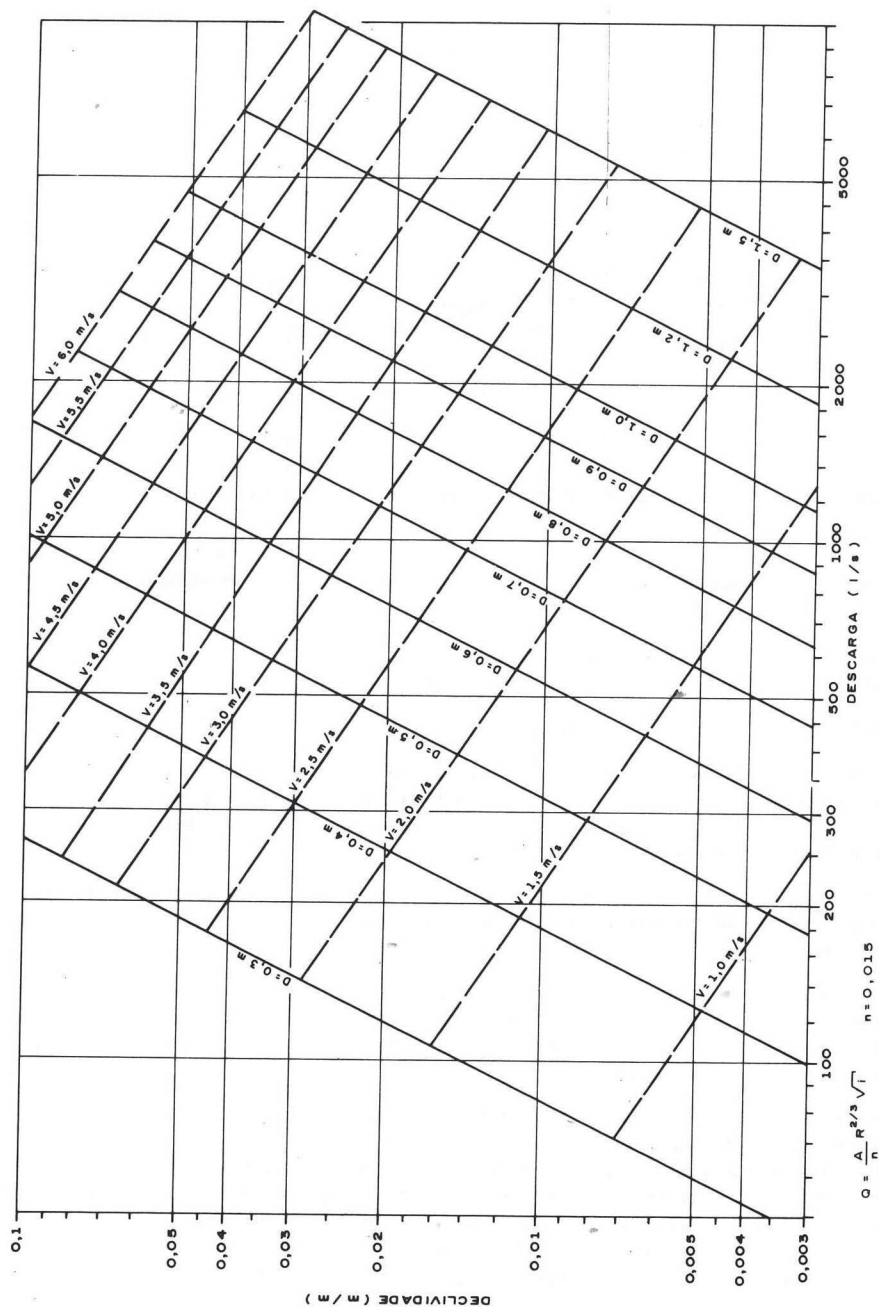


FIGURA 11-6. CAPACIDADE DE ESCOAMENTO NOS CONDUTOS CIRCULARES OPERANDO EM REGIME LIVRE A PLENA SEÇÃO

(8) O tempo de concentração total no ponto (X-B) será, portanto, a soma 15,6 minutos mais 0,6 minutos, ou seja, 16,2 minutos.

(9) Na quadra (X-B)-(X-A) existe uma escola, o que exige a adoção de chuva de projeto com período de retorno de 5 anos. Os cálculos serão então efetuados considerando uma chuva com o referido período de retorno e abrangendo toda a área de drenagem a montante. A avenida "A", em toda extensão a jusante do ponto (X-A), deverá ser provida de sistema de drenagem projetado para chuva de período de retorno de 5 anos, em virtude do tipo de ocupação existente.

(10) A bacia 11 possui tipos de ocupação diferentes, sendo 0,25 ha residencial ($C = 0,5$) e 0,59 ha comercial ($C = 0,9$). O coeficiente de escoamento superficial C , a considerar, deverá ser calculado ponderadamente, tendo em conta as condições acima de ocupação, ou seja:

$$C = \frac{0,5 \times 0,25 + 0,9 \times 0,59}{0,84} = 0,78$$

(11) Analogamente ao caso anterior, a bacia 12 também possui ocupação comercial e residencial, resultando num coeficiente de escoamento superficial ponderado de 0,8. Para as demais bacias tributárias do ponto (Z-A) (ou seja, de 18 a 22) o coeficiente de escoamento superficial será $C = 0,5$. A ocupação comercial relativa à parte da bacia 22 é praticamente desprezível em termos globais. Resulta, portanto, um coeficiente médio ponderado relativo a (Z-A) igual a:

$$C = \frac{0,84 \times 0,78 + 0,58 \times 0,80 + 3,48 \times 0,5 + 6,62 \times 0,5}{11,52} = 0,54$$

(12) No trecho (X-B)-(X-A) as sarjetas tem possibilidade de escoar parte da descarga afluyente a (X-B), o que exigiria um tubo de 0,3 m de diâmetro, com uma capacidade de 160 l/s. Entretanto, como a descarga proveniente do trecho de montante na própria galeria é de 219 l/s, é necessário utilizar um tubo de 0,4 m para que não se tenha uma redução na capacidade de descarga para jusante, o que não deve em nenhuma hipótese ocorrer.

(13) No trecho (X-A)-(Y-A) verifica-se a existência de escola, o que impede de se cogitar o escoamento pela sarjeta esquerda. Como, devido às características do cruzamento X-A, não é possível implantar sarjetão para conduzir parte da descarga afluyente à sarjeta direita, a capacidade efetiva de escoamento pela superfície da avenida é nula.

(14) As contribuições ao ponto (Z-A), devidas à bacia 12 e à rua Z, poderão escoar em parte pela sarjeta esquerda da avenida Z, a jusante de (Z-A). A sarjeta direita, neste mesmo trecho, não pode ser considerada pela impossibilidade de cruzar a avenida com sarjetão.

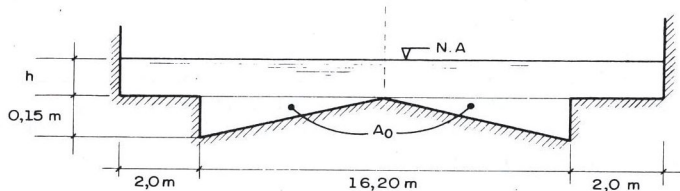
A análise da Tabela 11.1. permite verificar como foi efetuado o dimensionamento preliminar dos diversos trechos de galeria envolvidos. É importante notar que os resultados são suficientes para uma estimativa dos custos das obras envolvidas. Nesta fase de estudos os dispositivos acessórios como bocas de lobo, sarjetões e tubos de conexão podem ser ignorados.

Na Figura 11.7 mostra-se, em planta, o arranjo geral das galerias relativas às avenidas "A" e "X", e na Figura 11.8, o respectivo perfil longitudinal.

G. ENCAMINHAMENTO DAS DESCARGAS RESULTANTES DA CHUVA MÁXIMA DE PROJETO ATRAVÉS DO SISTEMA

A Tabela 11.4. contém os cálculos relativos ao encaminhamento, pelo sistema em projeto, das descargas resultantes de uma chuva com 100 anos de período de retorno. Os itens abaixo enumerados correspondem aos números de referência indicados na tabela entre parênteses.

1. Os tempos de entrada, relativos à chuva máxima de projeto, podem ser considerados como iguais aos relativos à chuva inicial de projeto.
2. Os coeficientes de escoamento superficial "C", relativos à chuva com 100 anos de período de retorno, devem corresponder aos coeficientes relativos à chuva inicial multiplicados por um fator C_f (ver Método Racional). Para as presentes condições é igual a 1,25.
3. Para o tempo de concentração de 15,6 minutos e período de retorno de 100 anos, resulta uma intensidade de precipitação de 2,98 mm/min.
4. As capacidades admissíveis (para a chuva inicial) não necessitam ser listadas na tabela do presente cálculo, uma vez que sabidamente as descargas resultantes serão superiores.
5. Os tempos de escoamento devem ser ajustados às novas condições. Pode-se supor, para fins de avaliação das velocidades de escoamento, que as sarjetas estejam funcionando a plena seção, ou seja, com:
 $h = 0,15 \text{ m}$
6. A capacidade teórica necessária de descarga em cada rua pode ser obtida dividindo-se a descarga efetiva resultante da chuva de 100 anos pelo respectivo fator de redução F (ver Figuras 6.2 e 8.2 de "RUAS").
7. Neste caso particular, a descarga pela rua é 402 l/s e a capacidade teórica necessária será 4.020 l/s. Com base nos cálculos do item a seguir verifica-se que o nível de segurança para os edifícios é de 0,20 m acima do topo do meio fino.
8. O cálculo das capacidades de escoamento de descargas excepcionais nas avenidas em questão é efetuado da seguinte forma:



SEÇÃO TRANSVERSAL DA AVENIDA

$$A_0 = (0,15 + 0,11) \times 0,5 \times 0,8 \times 2 + 2 \times 0,5 \times 0,11 \times 7,30 = 1,01 \text{ m}^2$$

$$A = A_0 + 20,2 h$$

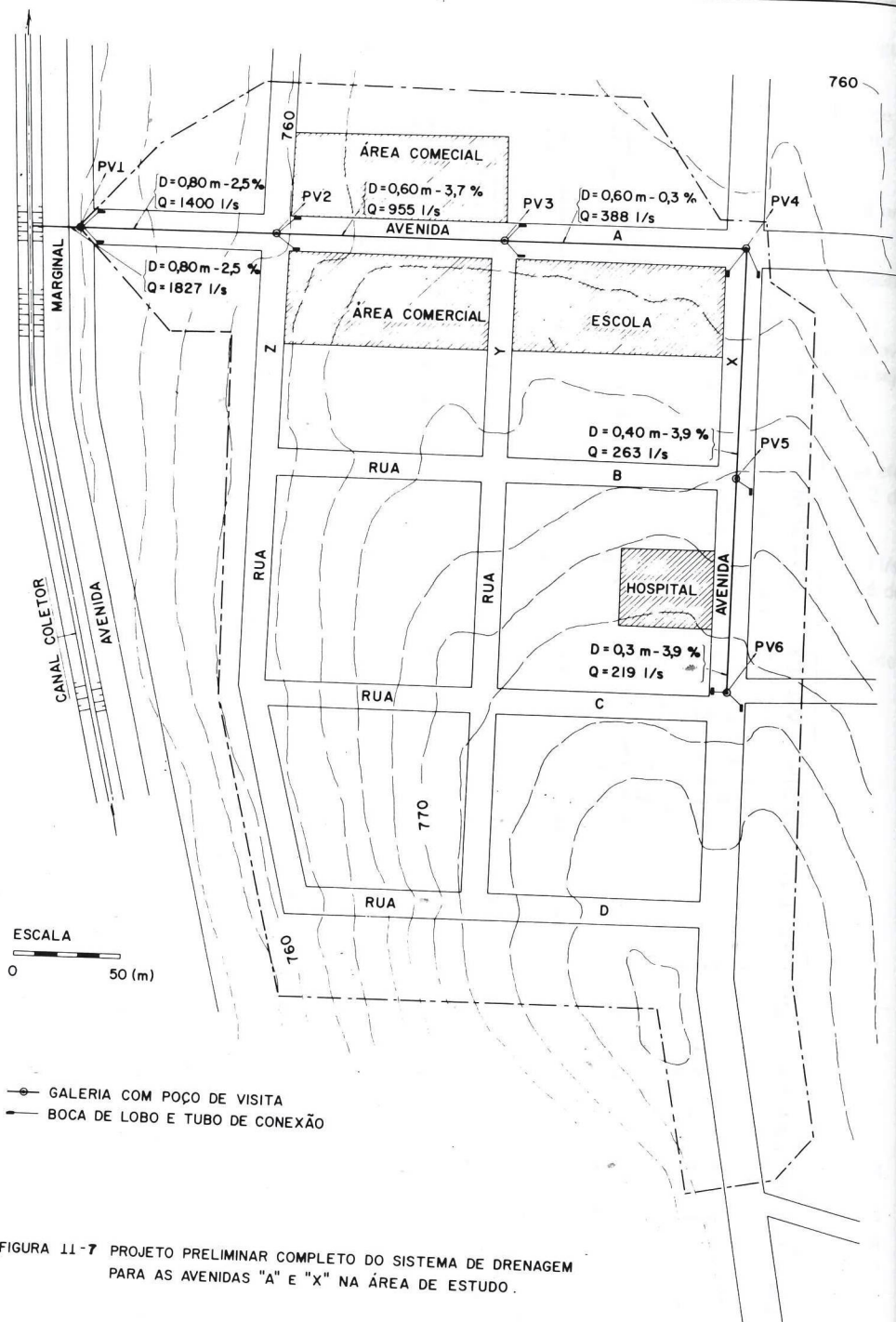
h	A	P	R	AR ^{2/3}	Q = (m³/s)					
					DECLIVIDADES					
					0,001	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04
0	1,01	16,2	0,06	0,155	0,31	0,69	0,97	1,37	1,68	1,94
0,05	2,02	20,2	0,10	0,435	0,86	1,92	2,72	3,84	4,71	5,44
0,10	3,03	20,2	0,15	0,855	1,69	3,78	5,34	7,56	9,26	10,69
0,15	4,04	20,2	0,20	1,382	2,73	6,11	8,64	12,22	14,96	17,27

CAPACIDADES DE DESCARGA (n = 0,016).

DADOS PRELIMINARES DE PROJETO DO SISTEMA DE DRENAGEM: CHUVA MÁXIMA DE PROJETO

PUNTO DE PROJETO	COMPRIMENTO (m)	BACIAS	ÁREAS PARCIAIS (ha)	ÁREAS ACUMUL. (ha)	TEMPO DE ENTRADA (min)	ESCOAM.		TEMPO DE CONCENTR. (min)	COEF. "C" PARCIAL	COEF. "C" TOTAL	PERÍODO DE RETORNO (ANOS)	INTENSID. PRECIP. (mm/min)	DESCARGA PARCIAL (l/s)	DESCARGA TOTAL (l/s)	DECLIV. (%)	CAPACID. (l/s)	ADMIS. (l/s)	GALERIA		RUA		GALERIA		OBSERVAÇÕES	
						SARJETAS (min)	GALERIA (min)											DIMENSÃO (m)	CAPACID. (l/s)	DECLIV. (%)	VELOC. (m/s)	VELOC. (m/s)	DESCARGA EFETIVA (l/s)		DESCARGA EFETIVA (l/s)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	
PV6	100			1,60	15,6(1)		0,5	15,6	0,63(2)			2,96(3)		901	5,8	(4)		0,3	219	282	3,0(5)	219			Capacidade técnica necessária: 282÷0,27 = ±1044 l/s(6) Não ultrapassa o meio fio
PV5	109			1,95			0,7	16,1	0,63			2,94		602	4,3			0,4	350	252	2,7	350			Capacidade técnica necessária: 252÷0,38 = ±663 l/s Não ultrapassa o meio fio
PV4	112			2,56			4,7	16,8	0,63			2,89		777	0,1			0,6	375	402	0,4	375			Capacidade técnica necessária: 402÷0,1 = ±4020 l/s. Nível mínimo das construções: ± 0,2 m acima do meio fio (7)
PV3	107			6,62			0,8	21,5	0,63			2,59		1801	3,1			0,6	1025	776	2,3	1025			Capacidade técnica necessária: 776÷0,6 = ±1293 l/s Não ultrapassa o meio fio
PV2	92			11,52			0,6	22,3	0,68			2,54		3317	4,5			0,8	1800	1517	2,8	1800			Capacidade técnica necessária: 1517÷0,38 = ±3992 l/s Não ultrapassa o meio fio
PV1				11,94				22,9	0,68			2,52		3411				0,8	1800	1611		1800			
PUNTO DE DESPEJO																									

TABELA 11-4. DADOS PRELIMINARES DE PROJETO DO SISTEMA DE DRENAGEM PARA A CHUVA MÁXIMA DE PROJETO.



h = profundidade em relação ao topo do meio fio.

A = área de escoamento.

P = perímetro molhado.

R = raio hidráulico.

$$Q = \text{descarga} = \frac{1}{n} A R^{2/3} i^{0.5}$$

A Figura 11.9 ilustra os requisitos necessários para o escoamento das descargas máximas de projeto relativas ao período de retorno de 100 anos, para as avenidas X e A, em consideração no presente exemplo.

H. ELABORAÇÃO DE ESTIMATIVAS DE CUSTO E ANÁLISE DOS ASPECTOS POSITIVOS E NEGATIVOS DO SISTEMA

Os custos estimados para o sistema focado no exemplo não são aqui apresentados. As informações da Figura 11.4 são suficientes para permitir uma estimativa preliminar dos custos envolvidos, de maneira a retratar, o mais realisticamente possível, as condições finais das instalações. Imprecisões nos custos unitários relativos a vários itens podem resultar em escolha incorreta da alternativa de projeto a adotar.

A Tabela 7.1. do item “Critérios para Seleção da Melhor Alternativa” ilustra os custos relativos à instalação de tubos de concreto de seção circular em áreas novas, sem pavimentação e qualquer tipo de utilidade pública. Os valores ali indicados são apenas orientativos e devem ser corrigidos em função do material de construção, profundidades de escavação, interferências com utilidades públicas existentes, lençol freático, escavações em rocha ou qualquer condição específica para o caso em consideração.

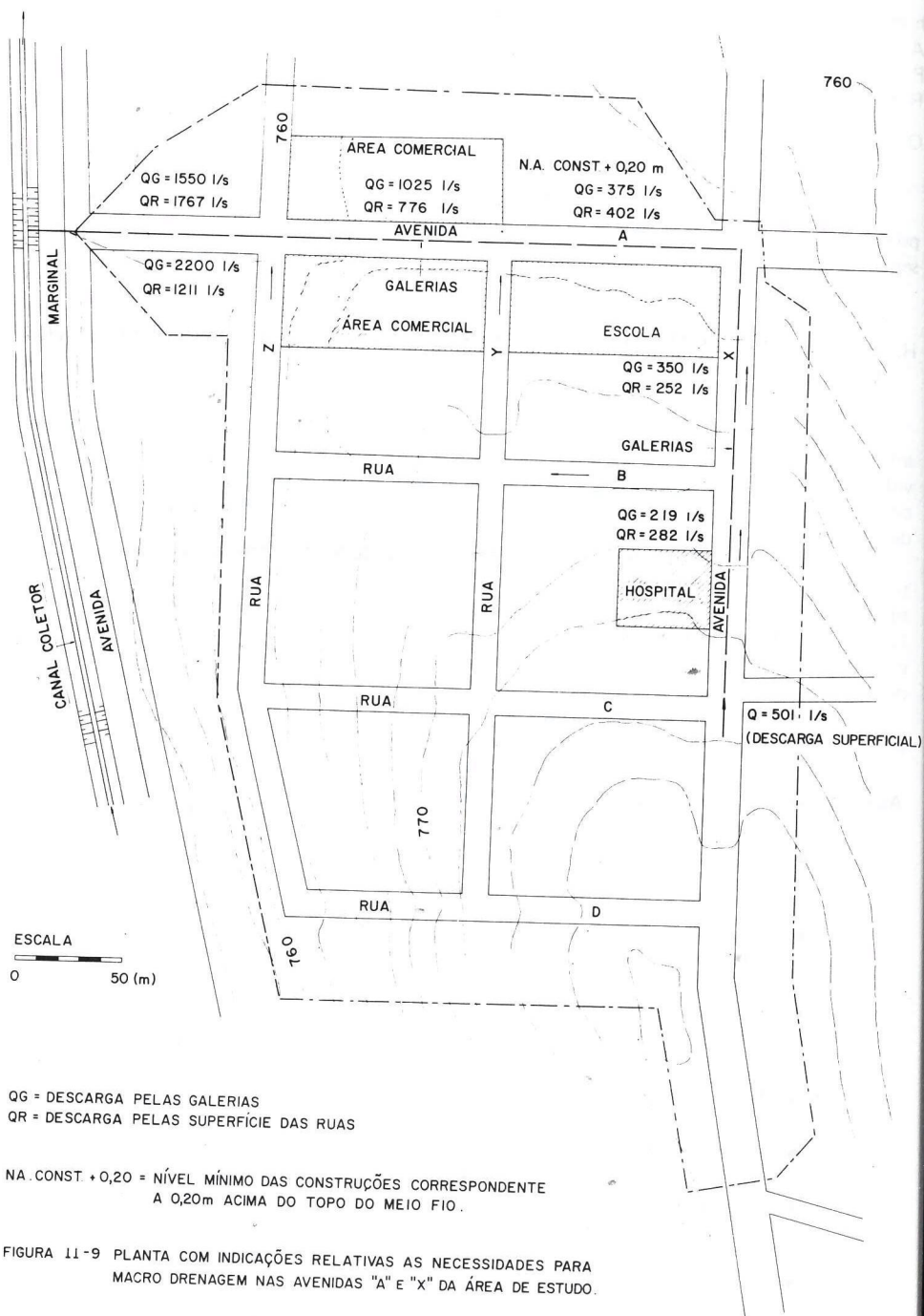
Os comentários a seguir englobam alguns dos aspectos, positivos e negativos, relativos ao projeto em questão, para que seja possível decidir conscientemente pela alternativa proposta.

Aspectos positivos

- Escoamento subterrâneo (nas galerias) das descargas resultantes da chuva inicial, com custos de manutenção reduzidos.
- Proteção adequada das áreas envolvidas, tanto em termos de descargas resultantes das chuvas iniciais ($T = 2$ e 5 anos), como das chuvas máximas ($T = 100$ anos).
- Reduzidas necessidades de elevação do nível atual de terrenos, para proteção em termos de macro-drenagem.

Aspectos negativos

- Impossibilidade de criar áreas verdes, para simplificar as condições de drenagem local.
- Sistema de galerias relativamente oneroso, uma vez que as capacidades de escoamento pelas avenidas são reduzidas em virtude de exigências locais.
- As altas velocidades que resultam nas galerias implicam em tempos de concentração reduzidos e, portanto, descargas de pico mais altas. Se fosse possível implantar um canal aberto com taludes gramados, por exemplo, as velocidades de escoamento seriam menores, assim como as descargas máximas resultantes.



I. REVISÃO DAS ALTERNATIVAS ESTUDADAS E DECISÃO A RESPEITO DO ARRANJO GERAL A SER ADOTADO PARA O PROJETO FINAL

Para os propósitos do presente exemplo, admite-se que a revisão efetuada nos resultados obtidos permitiu eleger o arranjo de galerias aqui estudado como o final a ser adotado. Os estudos prévios efetuados no sentido de definir o ponto de despejo final no canal principal de drenagem, mostraram não haver problemas a jusante com possíveis conseqüências adversas.

Admite-se, para efeito de exemplo, que a alternativa de projeto aqui apresentada não tenha implicações de ordem legal e que tenha sido aceita oficialmente.

J. REVISÃO DE TODAS AS HIPÓTESES HIDROLÓGICAS PRELIMINARES, DELIMITAÇÃO DA BACIA, DEFINIÇÃO DAS SUB-BACIAS, CLASSIFICAÇÃO DAS RUAS E AVENIDAS, E OUTROS ELEMENTOS DE PROJETO PRELIMINARMENTE DEFINIDOS, QUE SERÃO UTILIZADOS NO PROJETO FINAL

Para os propósitos do presente exemplo, admite-se que todas as hipóteses preliminares efetuadas não necessitam de alterações ou ajustes para o projeto final.

K. OBTENÇÃO DOS GREIDES FINAIS DAS RUAS E AVENIDAS, COTAS DOS CRUZAMENTOS, ELEMENTOS GEOMÉTRICOS, ETC., QUE PODERÃO INFLUENCIAR NO DESENVOLVIMENTO DO PROJETO FINAL

Para simplicidade de apresentação deste exemplo, admite-se que os elementos constantes da Figura 11.4 sejam adequados ao projeto final. No Capítulo referente a ruas e cruzamentos deste manual, são apresentados exemplos detalhados de como analisar e projetar esses elementos.

L. PROJETO HIDRÁULICO DO SISTEMA DE GALERIAS DE ÁGUAS PLUVIAIS

O projeto hidráulico final do sistema de galerias de águas pluviais é abordado na seção 8 do presente Capítulo. O projeto aqui apresentado exigiria, na realidade, uma revisão no sentido de reduzir os custos de obras; isso contudo não será efetuado, uma vez que o objetivo do exemplo é o de apenas ilustrar o desenvolvimento dos cálculos hidráulicos.

Na Figura 11.8 é apresentado o perfil da linha de galerias, onde são indicadas as propriedades hidráulicas do projeto final.

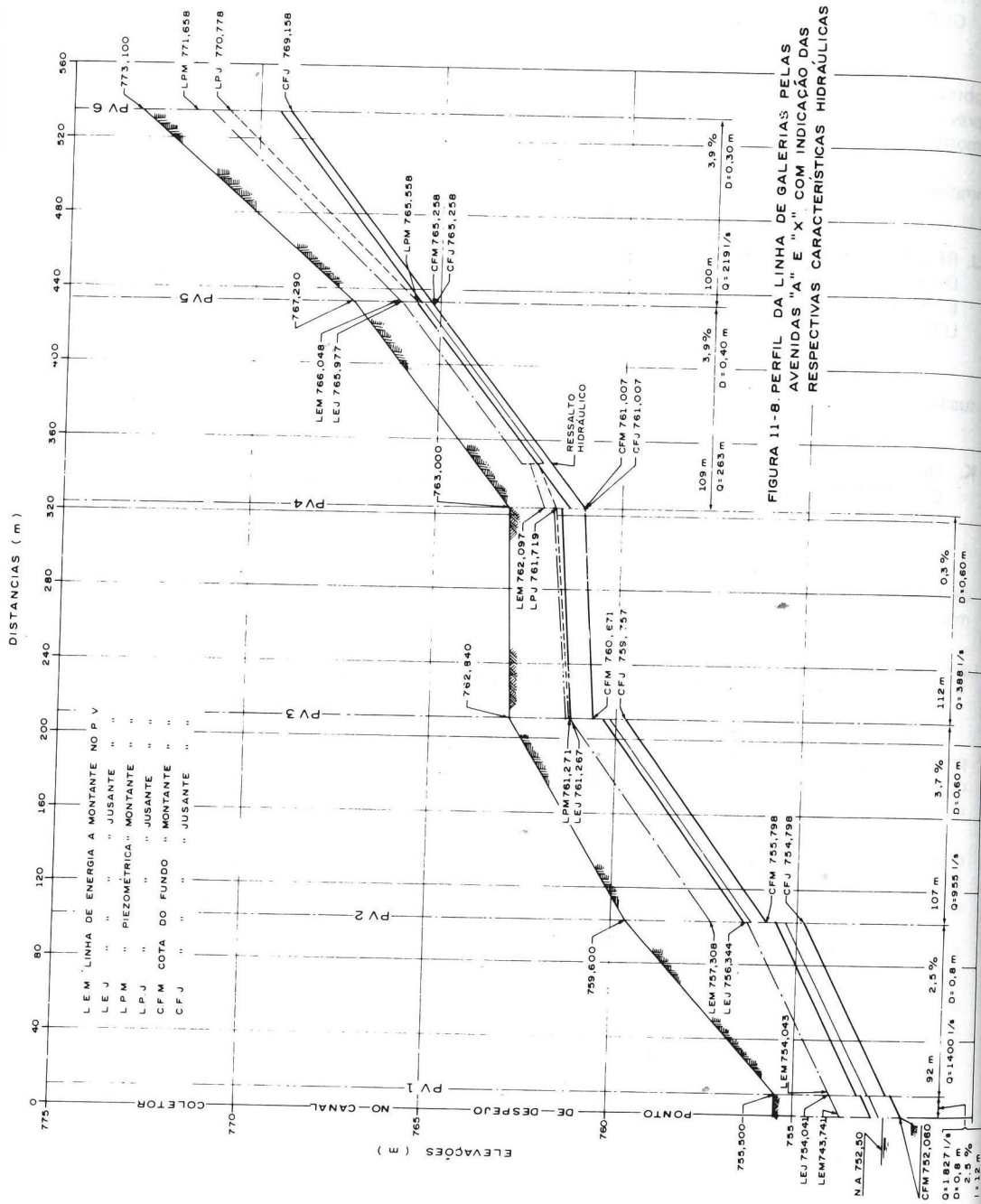
A seguir são apresentados cálculos parciais relativos à linha de galerias prevista para as avenidas "A" e "X".

1. Ponto de Despejo — Os dados básicos indicam como nível d'água a ser considerado no canal receptor, no ponto de despejo, a cota 752,50 m. A descarga no ponto de despejo relativa à chuva inicial de projeto é de 1827 l/s, conforme mostra a Tabela 11.1. O diâmetro do conduto de saída é de 0,80 m e, portanto, a profundidade crítica h_c correspondente à descarga de 1827 l/s será calculada da seguinte forma:

$$Z = \frac{Q}{\sqrt{g}} = \frac{1,827}{\sqrt{9,8}} = 0,5836 \quad Z = \text{"fator de seção"}$$

portanto, o fator:

$$\frac{Z}{D^{2,5}} = \frac{0,5836}{0,8^{2,5}} = 1,020$$



da Figura 2.2 da parte relativa à "MACRO-DRENAGEM", obtém-se:

$$\frac{h_c}{D} = 0,94$$

portanto, a profundidade crítica será:

$$h_c = 0,94 \times 0,8 = 0,752 \text{ m}$$

Sendo a cota do fundo do conduto no ponto de despejo igual a 752,060 m, a elevação correspondente à altura crítica será:

$$752,060 + 0,752 = 752,812 \text{ m}$$

portanto, superior ao nível d'água no canal, o que permite concluir que o tubo funcionará em regime livre, sem efeito de remanso.

2. Trecho de Galeria: Ponto de Despejo – PVI

Condições:

$$D = 0,80 \text{ m}; Q = 1827 \text{ l/s}; n = 0,013; i = 2,5\% \text{ e } L = 12 \text{ m}$$

Cálculos:

Descarga para a condição de conduto cheio.

$$A_c = 0,785 \times 0,8^2 = 0,502 \text{ m}^2$$

$$R_c = \frac{0,8}{4} = 0,2 \text{ m}$$

$$Q_c = \frac{1}{0,013} \times 0,502 \times 0,2^{0,67} \times 0,025^{0,5} = 2\,077 \text{ l/s}$$

$$V_c = \frac{2,077}{0,502} = 4,14 \text{ m/s}$$

$$\frac{Q}{Q_c} = \frac{1,827}{2,077} = 0,88$$

da Figura 8.1, obtém-se:

$$\frac{h}{D} = 0,73 \therefore h = 0,73 \times 0,8 = 0,584 \text{ m}$$

$$\frac{V}{V_c} = 1,12 \therefore V = 1,12 \times 4,14 = 4,64 \text{ m/s}$$

Carga cinética:

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{4,64^2}{2 \times 9,8} = 1,097 \text{ m}$$

cota do fundo no ponto de despejo	752,060 m
desnível do fundo: 12 x 0,025	0,300 m
cota do fundo em PV1:	752,360 m

Como se pode verificar, a velocidade d'água no ponto de despejo é relativamente elevada podendo, portanto, causar problemas de erosão no canal coletor. Para evitar tais conseqüências, é necessário prever um dispositivo de dissipação de energia, que permita lançar as águas captadas, no canal coletor, com velocidades mais reduzidas e compatíveis com o tipo de material do leito do canal. Este assunto é abordado no Capítulo referente a ESTRUTURAS HIDRÁULICAS, deste manual, onde são fornecidas as indicações necessárias ao projeto das estruturas em questão.

3. Poço de Visita – PV1

Condições:

jusante: Q_J = 1827 l/s; D = 0,8 m; i = 2,5%
montante: Q_M = 1400 l/s; D = 0,8 m; i = 2,5%

Cálculos:

cota do fundo a jusante	752,360 m
carga cinética a jusante	1,097 m
profundidade a jusante	0,584 m
elevação da L.E. a jusante	754,041 m

perda de carga devida à variação de carga cinética:

$$h_e = 0,1 (1,097 - 1,058) = 0,003 \text{ m}$$

elevação da L.E. a jusante	754,041 m
perda de carga	0,003 m
elevação da L.E. a montante	754,044 m
(-) carga cinética a montante	- 1,058 m
(-) profundidade a montante	- 0,488 m
cota do fundo a montante	752,498 m

4. Trecho da Galeria: PV1 – PV2

Condições:

$$D = 0,80 \text{ m}; Q = 1.400 \text{ l/s}; i = 2,5\%; L = 92,0 \text{ m}; n = 0,013.$$

Cálculos:

Descarga para a condição de conduto cheio é a mesma que para o trecho anterior:

$$Q_c = 2,077 \text{ m}^3/\text{s} \text{ e } V_c = 4,14 \text{ m/s}$$

$$\frac{Q}{Q_c} = \frac{1,400}{2,077} = 0,674$$

da Figura 8.1, obtém-se:

$$\frac{h}{D} = 0,61 \therefore h = 0,61 \times 0,8 = 0,488 \text{ m}$$

$$\frac{V}{V_c} = 1,10 \therefore V = 1,1 \times 4,14 = 4,55 \text{ m/s}$$

carga cinética:

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{4,55^2}{2 \times 9,8} = 1,058 \text{ m}$$

cota do fundo a jusante	752,498 m
desnível do fundo $92 \times 0,025 =$	2,300 m
cota do fundo a montante	754,798 m

5. Poço de Visita — PV2

Condições:

jusante: $Q_j = 1400 \text{ l/s}$; $D = 0,8 \text{ m}$; $i = 2,5\%$

montante: $Q_M = 955 \text{ l/s}$; $D = 0,6 \text{ m}$; $i = 3,7\%$

Cálculos:

cota do fundo a jusante	754,798 m
carga cinética a jusante	1,058 m
profundidade a jusante	0,488 m
elevação da L.E. a jusante	756,344 m
perda de carga por expansão: $h_e = 0,2 (1,102 - 1,058) =$	0,009 m
elevação da L.E. a montante	756,353 m
(-) carga cinética a montante	- 1,102 m
(-) profundidade a montante	- 0,408 m
cota do fundo a montante	754,843 m
cota do greide da rua	759,600 m

Como o desnível entre o greide da rua e o fundo do poço é da ordem de 3,3 m, portanto muito superior às necessidades hidráulicas, é conveniente elevar o fundo do PV2 a montante de 1,00 m, resultando, portanto, as seguintes condições:

cota do fundo a jusante	754,798 m
rebaixo introduzido	1,000 m
cota do fundo a montante	755,798 m
carga cinética a montante	1,102 m
profundidade a montante	0,408 m
elevação da L.E. a montante	757,308 m

6. Trecho de Galeria: PV2 – PV3

Condições:

$$D = 0,60 \text{ m}; Q = 955 \text{ l/s}; i = 3,7\%; L = 107 \text{ m}; n = 0,013$$

Cálculos:

Descarga para a condição de conduto cheio:

$$A_c = 0,785 \times 0,6^2 = 0,283 \text{ m}^2$$

$$R_c = \frac{0,6}{4} = 0,15 \text{ m}$$

$$Q_c = \frac{1}{0,013} \times 0,283 \times 0,15^{0,67} \times 0,037^{0,5} = 1,174 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_c = \frac{1,174}{0,283} = 4,15 \text{ m/s}$$

$$\frac{Q}{Q_c} = \frac{955}{1,174} = 0,81$$

da Figura 8.1 obtém-se:

$$\frac{h}{D} = 0,68 \therefore h = 0,68 \times 0,60 = 0,408 \text{ m}$$

$$\frac{V}{V_c} = 1,12 \therefore V = 1,12 \times 4,15 = 4,65 \text{ m/s}$$

carga cinética:

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{4,65^2}{2 \times 9,8} = 1,102 \text{ m}$$

cota do fundo a jusante	755,798 m
desnível do fundo $0,037 \times 107 =$	3,959 m
cota do fundo a montante	759,757 m

7. Poço de Visita — PV3

Condições:

jusante: $Q_J = 955 \text{ l/s}$; $D = 0,6 \text{ m}$; $i = 3,7\%$ montante: $Q_M = 388 \text{ l/s}$; $D = 0,6 \text{ m}$; $i = 0,3\%$

Cálculos:

cota do fundo a jusante	759,757 m
carga cinética a jusante	1,102 m
profundidade a jusante	0,408 m
elevação da L.E. a jusante	761,267 m
perda de carga por variação de carga cinética: $h_e = 0,1 (1,102 - 0,096) =$	0,100 m
(—) carga cinética a montante	— 0,096 m
(—) diâmetro de tubo de montante (*)	— 0,600 m
cota do fundo a montante	760,671 m
elevação da L.E. a jusante	761,267 m
perda de carga	0,100 m
elevação da L.E. a montante	761,367 m
(—) carga cinética a montante	— 0,096 m
(—) elevação da L.P. a montante	761,271 m

(*) o trecho de montante funciona em carga.

8. Trecho de Galeria: PV3 — PV4

Condições:

 $D = 0,60 \text{ m}$; $Q = 388 \text{ l/s}$; $L = 112 \text{ m}$; $i = 0,3\%$; $n = 0,013$

Cálculos:

Descarga para a condição de conduto cheio:

$$A_c = 0,283 \text{ m}^2$$

$$R_c = 0,15 \text{ m}$$

$$Q_c = \frac{1}{0,013} \times 0,283 \times 0,15^{0,67} \times 0,003^{0,5} = 0,334 \text{ m}^3/\text{s}$$

portanto, o conduto funciona em carga, pois:

$$Q_c < Q = 388 \text{ l/s}$$

gradiente de energia para conduzir $Q = 388 \text{ l/s}$:

$$I_f = \left(\frac{Q_n}{AR^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{0,388 \times 0,013}{0,283 \times 0,15^{0,67}} \right)^2 = 0,0040$$

$$\text{Velocidade } V = \frac{0,388}{0,283} = 1,37 \text{ m/s}$$

carga cinética:

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{1,37^2}{2 \times 9,8} = 0,096 \text{ m}$$

elevação da L.P. a jusante

perda de carga no conduto $112 \times 0,0040 =$

elevação da L.P. a montante

cota do fundo a jusante

desnível do fundo $112 \times 0,003 =$

cota do fundo a montante

761,271 m
0,448 m

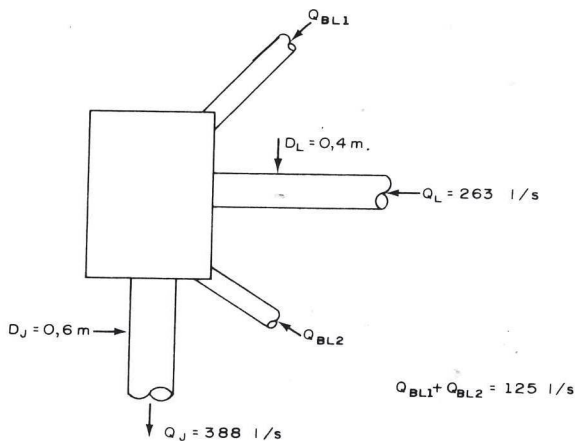
761,719 m

760,671 m
0,336 m

761,007 m

9. Poço de Visita – PV4

Condições:



O presente poço de visita funcionará em carga. É necessário, portanto, selecionar um dos gráficos disponíveis para calcular a perda de carga localizada; como porém os gráficos disponíveis não cobrem a presente configuração, é possível utilizar o gráfico da Figura 8.11 que corresponde ao poço de visita com condutos laterais não alinhados, admitindo que a descarga pelo lateral mais afastado seja nula.

Nessas condições resulta:

$$\frac{D_P}{D_J} = \frac{0,40}{0,60} = 0,67$$

$$\frac{Q_P}{Q_J} = \frac{263}{388} = 0,68$$

$$\left(\frac{Q_P}{Q_J}\right) \cdot \left(\frac{D_J}{D_P}\right) = 0,68 \times \frac{1}{0,67} = 1,015$$

portanto, da Figura 8.11: $K_P = 1,60$

A variação de pressão h_P será:

$$h_P = K_P \left(\frac{V_J^2}{2g}\right) = 1,60 \times 0,096 = 0,154 \text{ m}$$

elevação da L.P. a jusante	761,719 m
variação de pressão h_P	0,154 m
elevação da L.P. no lateral	761,873 m
carga cinética no lateral (*)	0,224 m
elevação da L.E. no lateral	762,097 m

(*) carga cinética correspondente à condição de conduto cheio no seu trecho final, junto ao PV4.

O nível d'água no poço coincide, no caso, com a elevação da L.P. no lateral, ou seja, será igual a 761,873 m.

cota do fundo no lateral	761,007 m
--------------------------	-----------

10. Trecho de Galeria: PV4 – PV5

Condições:

$D = 0,40 \text{ m}$; $Q = 263 \text{ l/s}$; $L = 109 \text{ m}$; $i = 3,9\%$; $n = 0,013$

Cálculos:

Descarga para a condição de conduto cheio:

$$A_c = 0,785 \times 0,4^2 = 0,1256 \text{ m}^2$$

$$R_c = \frac{0,4}{4} = 0,10 \text{ m}$$

$$Q_c = \frac{1}{0,013} \times 0,1256 \times 0,10^{0,67} \times 0,039^{0,5} = 0,408 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_c = \frac{0,408}{0,1256} = 3,25 \text{ m/s}$$

da figura 8.1 obtém-se:

$$\frac{h}{D} = 0,65 \therefore h = 0,65 \times 0,40 = 0,260 \text{ m}$$

$$\frac{V}{V_c} = 0,92 \therefore V = 0,92 \times 3,25 = 3,00 \text{ m/s}$$

carga cinética:

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{3,00^2}{2 \times 9,8} = 0,459 \text{ m}$$

cota do fundo a jusante
desnível do fundo $109 \times 0,039 =$

761,007 m
4,251 m

cota do fundo a montante

765,258 m

Embora este trecho de conduto funcione em regime livre em virtude da sua alta declividade, na parte final, ou seja, próximo a PV4, haverá formação de ressalto e o conduto terá, portanto, nessa parte, funcionamento a plena seção. Este fato se deve à condição da posição da L.P. no PV4, que está acima do topo do conduto em questão.

Nessas condições:

$$\text{velocidade junto a PV4: } \frac{0,263}{0,1200} = 2,09 \text{ m/s}$$

$$\text{carga cinética junto a PV4: } \frac{2,09^2}{2 \times 9,8} = 0,224 \text{ m}$$

11. Poço de Visita – PV5

Condições:

jusante: $Q_J = 263 \text{ l/s}$; $D = 0,3 \text{ m}$; $i = 3,9\%$

montante: $Q_M = 219 \text{ l/s}$; $D = 0,4 \text{ m}$; $i = 3,9\%$

Cálculos:

cota do fundo a jusante

765,258 m

carga cinética a jusante

0,459 m

profundidade a jusante

0,260 m

elevação da L.E. a jusante

765,977 m

Perda de carga por expansão:

$$h_e = 0,2 \times (0,579 - 0,459) =$$

0,024 m

elevação da L.E. a montante

766,001 m

(-) carga cinética a montante

- 0,490 m

(-) diâmetro do conduto a montante

- 0,300 m

cota do fundo a montante

765,211 m

A cota de montante no poço de visita nunca deve ser inferior à de jusante. Caso os cálculos levem a tais condições, é necessário considerar os fundos dos condutos alinhados, ou seja, com a mesma cota do fundo do poço de visita.

portanto:

cota do fundo a montante	765,258 m
carga cinética a montante	0,490 m
profundidade a montante	0,300 m
elevação da L.E. a montante	766,048 m
carga cinética a montante	— 0,490 m
elevação da L.P. a montante	765,558 m

12. Trecho de Galeria: PV5 — PV6

Condições:

$$D = 0,30 \text{ m}; Q = 219 \text{ l/s}; i = 3,9\%; L = 100 \text{ m}; n = 0,013$$

Cálculos:

Descarga para a condição de conduto cheio:

$$A_c = 0,785 \times 0,3^2 = 0,07065 \text{ m}^2$$

$$R_c = \frac{0,3}{4} = 0,075 \text{ m}$$

$$Q_c = \frac{1}{0,013} \times 0,07065 \times 0,075^{0,67} \times 0,039^{0,5} = 0,189 \text{ m}^3/\text{s}$$

Portanto, o conduto irá funcionar em carga.

Gradiente de energia para conduzir a descarga $Q = 219 \text{ l/s}$:

$$I_f = \left(\frac{Qn}{AR^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{0,219 \times 0,013}{0,07065 \times 0,075^{0,67}} \right)^2 = 0,0522$$

$$\text{Velocidade } V = \frac{0,219}{0,07065} = 3,10 \text{ m/s}$$

carga cinética:

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{3,10^2}{2 \times 9,8} = 0,490 \text{ m}$$

elevação da L.E. a jusante	766,048 m
(-) carga cinética	— 0,490 m
elevação da L.P. a jusante	765,558 m

Perda de carga no conduto: $0,0522 \times 100 =$

elevação da L.P. a montante

cota do fundo a jusante

desnível do fundo $100 \times 0,039 =$

cota do fundo a montante

5,220 m
770,778 m
765,258 m
3,900 m
769,158 m

Deve-se observar que o presente trecho de galeria poderia ser executado com tubos de diâmetro de 0,40 m para que as escavações fossem menos profundas; entretanto, como existem outras utilidades públicas que cruzam o eixo da avenida, há necessidade de que o trecho em questão tenha, junto ao PV6, um recobrimento mínimo de 3,50 m, sendo, portanto, preferível manter o tubo com diâmetro de 0,30 m operando em carga.

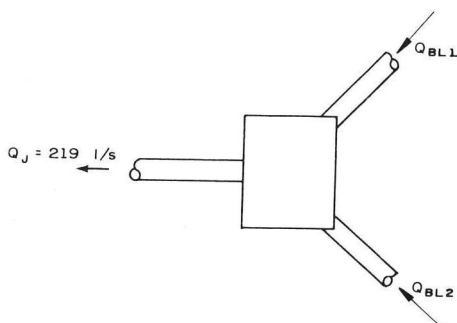
13. Poço de Visita – PV6 (inicial)

Condições:

jusante: $Q_J = 219 \text{ l/s}$; $D = 0,3 \text{ m}$; $i = 3,9\%$

montante: $Q_M = 0$

$Q_{BL} = 219 \text{ l/s}$



Considerando que o poço funcionará em carga, pode-se estimar o nível d'água em seu interior com base na Figura 8.6.

A disposição desse poço corresponde a uma situação intermediária entre as duas curvas constantes da Figura 8.6.

Adotando a curva superior para estar a favor da segurança, procede-se da seguinte maneira para determinar o nível d'água no poço:

1ª hipótese para h (profundidade no poço): $h = 1,00 \text{ m}$

$$\frac{h}{D_J} = \frac{1,00}{0,3} = 3,33 \therefore K_{BL} = 3,3$$

portanto:

$$h_{BL} = 3,3 \cdot \frac{V^2}{2g} = 3,3 \times 0,49 = 1,62 \text{ m}$$

elevação da L.P. a jusante

cota do fundo do poço

carga piezométrica a jusante

variação de pressão h_{BL}

profundidade no poço h

770,778 m
769,158 m
1,620 m
1,620 m
3,240 m

2ª hipótese para h : $h = 2,10$ m

$$\frac{h}{D_j} = \frac{2,10}{0,3} = 7,00 \therefore K_{BL} = 1,85$$

portanto:

$$h_{BL} = 1,85 \times 0,49 = 0,91 \text{ m}$$

carga piezométrica a jusante

1,620 m

variação de pressão h_{BL}

0,910 m

profundidade no poço h

2,530 m

3ª hipótese para h : $h = 2,35$ m

$$\frac{h}{D_j} = \frac{2,35}{0,3} = 7,83 \therefore K_{BL} = 1,80$$

portanto:

$$h_{BL} = 1,80 \times 0,49 = 0,88$$

carga piezométrica a jusante

1,620 m

variação de pressão h_{BL}

0,880 m

profundidade no poço h

2,500 m

O resultado é satisfatório.

profundidade d'água no poço

2,500 m

cota do fundo do poço

769,158 m

elevação do N.A.

771,658 m

Para fins ilustrativos, relativos à elaboração de cálculos hidráulicos, o presente exemplo foi intencionalmente preparado no sentido de se verificar em diferentes trechos do sistema, escoamentos em regime livre e em carga. Na prática, contudo, é sempre preferível que o regime de escoamento numa mesma galeria seja único, a menos que condições muito particulares não o permitam.

12. BIBLIOGRAFIA

1. **Urban Storm Sewer Design for Idaho Highways**, State of Idaho, Department of Highways, Design Section, Boise, Idaho, 1959.
2. **Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers**, A.S.C.E. Manual of Engineering Practice, Nº 37, (W.P.C.F. Manual of Practice, Nº 9) Preparado pelo Joint Committee of the American Society of Civil Engineers e Water Pollution Control Federation, American Society of Civil Engineers, New York, New York, 1960.
3. **Airport Drainage**, Federal Aviation Agency, Washington, D.C., 1966.

4. **Storm Drainage Practices of Thirty-Two Cities**, por Ardis V. Colby, Kenneth J. Kieker, e Arno Lenz, A.S.C.E. National Meeting on Water Resources Engineering. New York, New York, October 16-20, 1967.
5. **Design and Construction of Concrete Sewers**, Portland Cement Association. Skokie, Illinois 1968.
6. **Criteria for Storm Sewer Design**, City & County of Denver, Department of Public Works, Denver, Colorado, 1963.
7. **Water Supply and Sewerage**, por Ernest W. Steel, McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, New York, 1960.
8. **Manning's n Values**, History of Research Leading to the Presently Accepted Values for Coefficient of Roughness. American Concrete Pipe Association, Arlington, Virginia, reimpressão do December 1966 Issue of Concrete Pipe News.
9. **Hydraulic Tables**, por Gardner S. Williams, e Allen Hazen, Third Edition, Revised, John Wiley and Sons, Inc., New York, New York, 1965.
10. **Clay Pipe Engineering Manual**, National Clay Pipe Institute, Crystal Lake, Illinois, 1968.
11. **The Hydraulic Design of Flume and Siphon Transitions**, por Julia Hinds, Transactions A.S.C.E. Vol. 92, p. 1423.
12. **Street and Highway Drainage**, Volume 2, Design Charts, The Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California, Berkeley, California, 1965.
13. **Flow Characteristics at Rectangular Open-Channel Junctions**, por Edward H. Taylor, Transactions A.S.C.E. Vol. 109, 1944, p. 893.
14. **Open-Channel Hydraulics**, por Ven Te Chow, McGraw-Hill Book Company, Inc., New York, New York, 1959.
15. **Pressure Changes at Storm Drain Junctions**, por W.M. Sangster, H.W. Wood, E.T. Smerdon, e H.G. Bossy, Engineering Series Bulletin Nº 41, University of Missouri, Columbia, Missouri, 1958.
16. **Fluid Mechanics for Engineers**, por Maurice L. Albertson, James R. Barton, e Daryl B. Simons, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1960.
17. **Elementary Mechanics of Fluids**, por Hunter Rouse, John Wiley and Sons, Inc., New York, New York, 1946.
18. **Handbook of Concrete Culvert Pipe Hydraulics**, Portland Cement Association, Chicago, Illinois, 1964.
19. **Rules and Regulations Governing Standard Construction Specifications and Drawings**, (AMENDED), City and County of Denver, Department of Public Works, Denver, Colorado, 1967.
20. **Standard Specifications for Municipal Public Works Construction**, Preparado pelo Washington State Chapter, American Public Works Association, modificado por City of Seattle, City Engineer, Seattle, Washington, 1967.
21. **City of Arvada Standards and Specifications**, Section 42, Check-List for Storm Drainage Area Plans and Construction Plans. Engineering Division, Arvada, Colorado, November 4, 1968.
22. **Subdivision Control Ordinance, Planning Office, Subdivision Regulations**, Appendix A to Subdivision Regulations, Street Classification and Right of Way Design Standards, City and County of Denver, Department of Public Works, Denver, Colorado, August 1964 and April 1965.
23. **Contribuição a Estudo dos Métodos de Dimensionamento de Estruturas Hidráulicas para o Esgotamento de Águas Pluviais**, por Paulo Sampaio Wilken, 2ª edição, São Paulo, EPUSP, 1971.

V

Ruas

1. A FUNÇÃO DA RUA

As ruas servem a um importante e necessário fim de drenagem, embora sua função primordial seja a de permitir o tráfego de veículos e de pedestres. Tais finalidades são compatíveis entre si, até certo ponto, além do qual as condições de drenagem devem ser fixadas pelas conveniências desse tráfego.

O escoamento das águas pluviais ao longo das sarjetas, é necessário para conduzi-las até as bocas de lobo que, por sua vez, as captam para as galerias. Um bom planejamento do sistema viário pode reduzir substancialmente o custo do sistema de drenagem, e até dispensar a necessidade de galerias de águas pluviais.

A. AS RUAS E A DRENAGEM

Os critérios de projeto para a coleta e condução das águas pluviais, em ruas públicas, são baseados em condições pré-determinadas de interferência com o tráfego. Isto significa que dependendo da classe da rua, certa faixa de tráfego pôde ser inundada uma vez durante um intervalo de tempo correspondente ao período de retorno da chuva inicial de projeto, geralmente adotado entre 2 e 10 anos. No entanto, durante esse período, poderão ocorrer chuvas menos intensas provocando descargas que inundarão a mesma faixa de tráfego em menor extensão.

Um bom projeto de drenagem proporciona benefícios diretos ao tráfego e menores custos de manutenção das ruas. Deve ter, como um dos objetivos primordiais, a proteção contra a deterioração do pavimento e de sua base.

B. ABORDAGEM DO PROJETO

O dimensionamento do sistema de drenagem urbana deve ser feito tanto para a chuva inicial de projeto, como para a chuva máxima de projeto. A chuva inicial deve ter período de retorno entre 2 e 10 anos, enquanto que para a chuva máxima de projeto é recomendado um período de retorno de 100 anos.

O sistema de drenagem inicial é necessário para criar condições razoáveis de tráfego de veículos e pedestres numa dada área urbana, por ocasião da ocorrência de chuvas freqüentes. Entretanto, é conveniente verificar-se o comportamento do sistema para chuvas mais intensas, tendo em vista os possíveis danos às propriedades e os riscos de perdas de vidas humanas.

2. CLASSIFICAÇÃO DAS RUAS

No presente manual o termo **RUA** é utilizado no sentido genérico de via pública, podendo significar uma simples rua secundária ou uma via expressa.

O sistema de drenagem, a ser projetado para as ruas, depende da sua classe de uso e do seu tipo de construção. A classificação das ruas, que segue, é baseada no volume de tráfego, nos usos para estacionamento, nas características de projeto e construção, e nas relações com ruas transversais. É apresentada de forma que o sistema de drenagem possa ser relacionado com a classe e com o tipo de rua.

A. RUA SECUNDÁRIA

Rua secundária é aquela destinada ao tráfego local de uma área, e é geralmente caracterizada por 2 faixas de trânsito, com estacionamento permitido ao longo do meio fio.

O controle do tráfego é feito apenas mediante o uso de placas de sinalização.

B. RUA PRINCIPAL

A função de uma rua principal é coletar e distribuir o tráfego, proveniente de vias de maior movimento para as secundárias. Pode ter de duas a quatro faixas de trânsito, e o estacionamento, junto ao meio fio, poderá ser permitido ou não. O trânsito das ruas principais tem preferência sobre o das ruas secundárias.

C. AVENIDA

As avenidas devem permitir um movimento de trânsito rápido e relativamente desimpedido, através de uma cidade. Podem ter de quatro a seis faixas e o estacionamento junto ao meio fio, em geral, não é permitido.

O trânsito pelas avenidas tem preferência sobre o das ruas secundárias. As avenidas apresentam, freqüentemente, uma faixa central para separação dos dois sentidos de trânsito, e sinais em cruzamentos.

D. VIAS EXPRESSAS

As vias expressas devem permitir um movimento de tráfego rápido e desimpedido, através, ou em torno de uma cidade.

O acesso à via expressa é parcial ou totalmente controlado. Poderá ter até oito faixas de tráfego, e o estacionamento não é permitido.

3. INTERFERÊNCIA ENTRE A DRENAGEM DAS RUAS E O TRÁFEGO

Essas interferências podem ocorrer quando existe água nas ruas, resultante dos seguintes fatos:

- Escoamento superficial, transversal ao pavimento e em direção às sarjetas, decorrente da chuva que incide diretamente sobre o pavimento.
- Escoamento adjacente à guia, pelas sarjetas, podendo invadir uma parte da pista.
- Poças de água em depressões.
- Escoamento transversal à pista proveniente de fontes externas (distintas da água da chuva caindo diretamente sobre o pavimento).
- Espirro de água sobre os pedestres.

Cada um desses tipos de ocorrência deve ser controlado, dentro de limites aceitáveis, de forma que a função principal das ruas, como meio de escoamento do tráfego, não seja restringida ou prejudicada.

A. INTERFERÊNCIA DEVIDA AO ESCOAMENTO SUPERFICIAL SOBRE O PAVIMENTO

A chuva que cai diretamente sobre o pavimento, dá origem ao escoamento superficial, que se inicia transversalmente à pista até atingir as sarjetas. As sarjetas funcionam como canais e precisam ser dimensionadas como tais. A profundidade do escoamento superficial deverá ser zero no eixo da pista, e aumentando à medida que se aproxima da guia. As interferências no tráfego, devidas ao escoamento superficial, são essencialmente de dois tipos: deslizamento e espiro de água.

Deslizamento (acqua-planning)

Deslizamento é o fenômeno que ocorre quando, entre os pneus de um veículo e o pavimento, é formada uma película de água que age como um lubrificante. Geralmente ocorre a velocidades elevadas, normalmente admissíveis em vias expressas e avenidas; pode ser evitado pela execução de um pavimento superficialmente rugoso.

Espirro d'água

O espiro d'água resulta de uma profundidade excessiva do escoamento superficial, causada pelo fato da água percorrer uma longa distância, ou escoar a uma velocidade muito baixa antes de alcançar a sarjeta. Aumentando a declividade transversal do pavimento, diminuirão tanto o percurso da água, como o tempo necessário para que a mesma alcance a sarjeta. Essa declividade, no entanto, deve ser mantida dentro de limites aceitáveis, para permitir a abertura das portas dos veículos quando estacionados junto às guias. Uma faixa de pista, excessivamente larga, drenando para uma sarjeta, aumentará a profundidade do escoamento superficial. Isto pode ocorrer devido à superelevação em curvas, deslocamento da crista do pavimento em decorrência de cruzamentos, ou simplesmente em razão de pistas muito largas. Todas essas possibilidades devem ser levadas em consideração, para manter a profundidade do escoamento superficial dentro de limites aceitáveis.

B. INTERFERÊNCIA DEVIDA AO ESCOAMENTO NA SARJETA

A água que afluí a uma rua, devido à chuva que cai no pavimento e nos terrenos adjacentes, escoará pelas sarjetas até alcançar um ponto de captação, normalmente uma boca de lobo. A Figura 3.1 mostra a configuração de um escoamento em sarjetas. À medida que a água escoar e áreas adicionais contribuírem para o aumento da descarga, a largura do escoamento aumentará e atingirá, progressivamente, as faixas de trânsito. Se os veículos estiverem estacionados adjacentes à guia, a largura do escoamento de água terá pouca influência na capacidade de trânsito pela via, até que ela exceda a largura do veículo em algumas dezenas de centímetros. No entanto, em ruas onde o estacionamento não é permitido, sempre que a largura do escoamento exceder algumas dezenas de centímetros, afetará significativamente o trânsito. Observações mostram que os veículos congestionarão as faixas adjacentes, para evitar as enxurradas, criando riscos de pequenos acidentes.

À medida que a largura do escoamento aumenta, torna-se impossível para os veículos transitarem sem invadir a faixa inundada. Então a velocidade do tráfego será reduzida cada vez mais à medida que os veículos começam a atravessar lâminas d'água mais profundas, e os espirros de água provocados pelos veículos que percorrem as faixas inundadas prejudicarão a visão dos motoristas que trafegam com velocidades maiores nas faixas centrais.

Finalmente, se a largura e a profundidade das enxurradas atingirem grandes proporções, a rua se tornará ineficiente como escoadora de tráfego. Durante esses períodos, é imperativo que veículos de socorro de emergência, tais como carros de bombeiros, ambulâncias e carros policiais possam percorrer sem dificuldade excessiva as faixas centrais.

Interferências significativas com o tráfego, de um modo geral, não excedem de 15 a 30 minutos em cada chuva. Além disso, para que ocorra a interferência maior é necessário que a chuva ocorra, concomitantemente, com a hora de pico do tráfego.

A classe da rua é importante quando se considera o grau de interferência com o tráfego. Uma rua secundária, e em menor escala, uma rua principal, pode ser inundada com pouco efeito sobre o movimento de veículos. O pequeno número de carros envolvidos pode mover-se com baixa velocidade através da água, ainda que a profundidade seja de 10 a 15 cm. É importante, porém, lembrar que a redução da velocidade do tráfego, em vias de maior importância, pode resultar em prejuízos maiores.

C. INTERFERÊNCIA DEVIDA AO ACÚMULO DE ÁGUA

A água acumulada na superfície da rua, em consequência de mudanças de greide, ou de inclinação da crista em ruas que se cruzam, pode reduzir substancialmente a capacidade de tráfego da rua. Um problema de importância, que decorre do acúmulo de água, é que esta pode alcançar profundidades maiores do que a da guia, e permanecer por longos períodos de tempo. Outro problema resultante do acúmulo de água é que, dependendo de sua localização, os veículos podem atingí-lo em alta velocidade, com riscos sérios de acidente.

A maneira pela qual a água acumulada afeta o tráfego é essencialmente a mesma que para o escoamento na sarjeta. A água acumulada frequentemente provoca a interrupção do tráfego em uma rua. Neste caso, o projeto incorreto de apenas um componente do sistema de drenagem torna praticamente inútil o sistema de drenagem, pelo menos para aquelas áreas mais diretamente afetadas.

D. INTERFERÊNCIA DEVIDA À ÁGUA QUE ESCOA SOBRE A FAIXA DE TRÂNSITO

Sempre que existe uma concentração do escoamento superficial, no sentido transversal à faixa de trânsito, ocorre uma séria restrição ao fluxo de veículos. Este escoamento transversal pode ser causado pela superelevação em uma curva, cruzamento inadequado com sarjetão, ou simplesmente por um projeto da rua inadequado. Os problemas decorrentes são análogos aos devidos ao acúmulo de

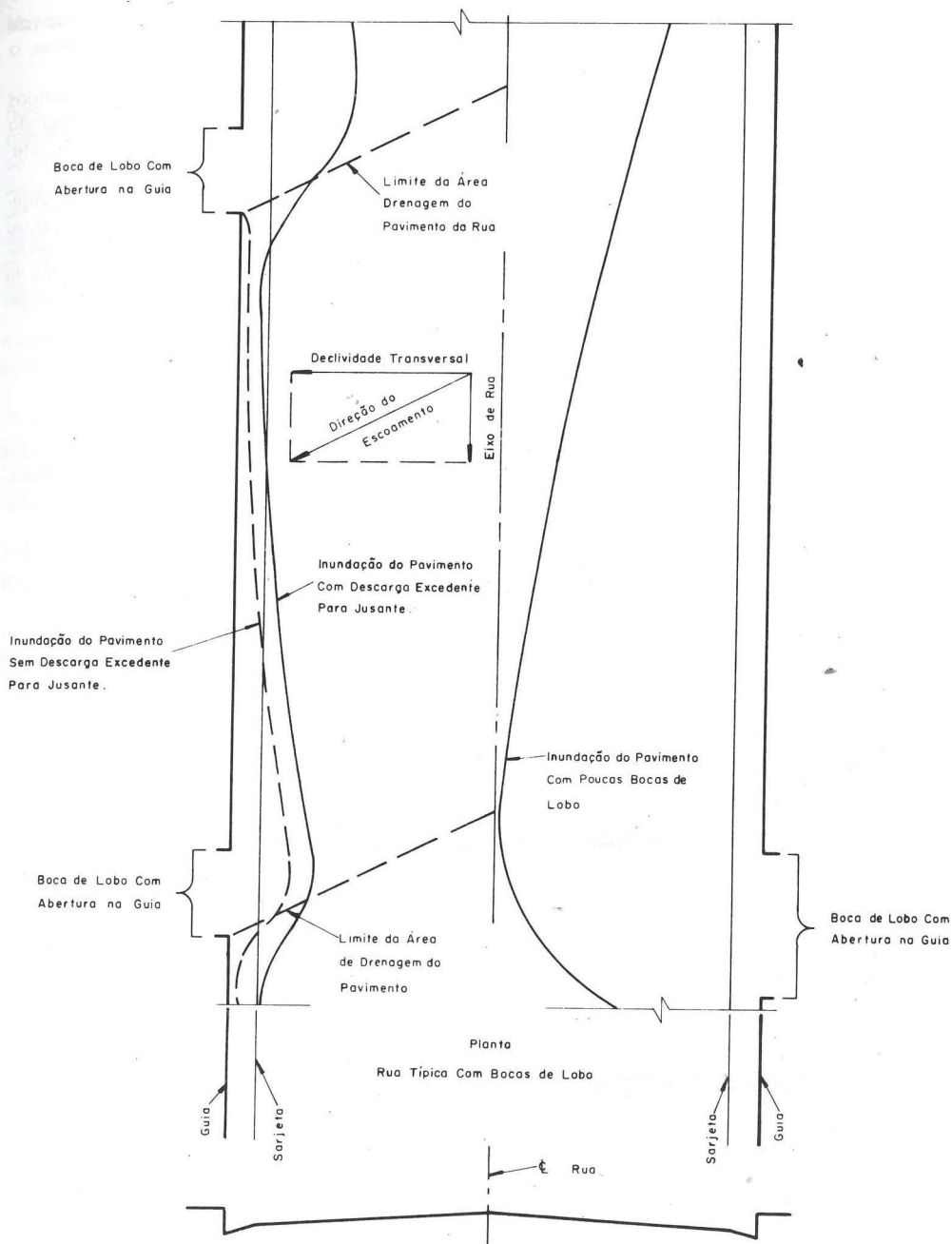


FIGURA 3-1. DIAGRAMA DE CONFIGURAÇÕES DE ESCOAMENTO NO PAVIMENTO E NA SARJETA

água. Os veículos podem estar trafegando a alta velocidade quando atingem o local, havendo riscos de acidentes. Se a velocidade dos veículos for baixa e o tráfego leve, tal como em ruas secundárias, o escoamento transversal não causa interferência significativa.

A profundidade e a velocidade do escoamento transversal à rua deverão sempre ser mantidos dentro de limites tais, que não afetem demasiadamente o tráfego. Se um veículo que está trafegando entra em uma área de escoamento transversal, pode sofrer um deslizamento que tende a movê-lo lateralmente em direção à sarjeta.

Em cruzamentos, as águas podem ser captadas por bocas de lobo ou conduzidas por sarjetões, atravessando portanto uma das pistas. Se ao transpor o cruzamento os veículos tem que parar ou reduzir a velocidade, devido a dispositivos de controle de tráfego, então não haverá maiores inconvenientes. Esta condição é fundamental para que se aceite a implantação de sarjetões nos cruzamentos de ruas locais, ou de ruas secundárias e principais. Um ponto a favor do uso de sarjetões é a manutenção do greide da rua principal, sem depressões nos cruzamentos.

E. EFEITO SOBRE PEDESTRES

Em áreas onde há trânsito intenso de pedestres nas calçadas, o espirro de água dos veículos que se movem através da área adjacente à guia é um sério problema, com repercursões adversas. Deve-se ter em mente que, sob certas circunstâncias, os pedestres terão que atravessar enxurradas e poças d'água.

Como o tráfego de pedestres é reduzido durante as chuvas intensas, o problema não será tão sério durante o período de duração da chuva. A água acumulada, no entanto, permanecendo após a cessação da chuva, poderá redundar em sérios incômodos para os transeuntes.

As ruas devem ser classificadas com respeito ao trânsito de pedestres, do mesmo modo que quanto ao trânsito de veículos. Por exemplo, ruas que são classificadas como secundárias para veículos e estão situadas nas adjacências de uma escola, são principais para pedestres. A largura admissível para escoamento nas sarjetas deve ter em conta este fato.

4. RELAÇÃO ENTRE DRENAGEM E MANUTENÇÃO DA RUA

A remoção eficiente das águas pluviais da superfície do pavimento tem um efeito positivo na manutenção da rua. As pesquisas indicam que a deterioração do pavimento é acelerada com a presença de escoamento superficial.

A. PAVIMENTO DE SUPERFÍCIE BETUMINOSA

Efeito do escoamento superficial

A superfície do pavimento está sujeita a numerosos tipos de problemas tais como: envelhecimento, desagregação, fendas alongadas, fendas tipo espinha de peixe, buracos, depressões e ruptura das bordas. A água é uma grande causa dos problemas na estrutura de um pavimento. O escoamento de água sobre a superfície de um pavimento betuminoso, tem pouco efeito sobre o pavimento se este mantém sua condição de impermeabilidade. Vários fatores podem fazer com que ele se torne permeável, permitindo que a água atinja a sua base. Uma vez que isto ocorra, e à medida que a base se desagrega, haverá um aumento progressivo das fendas na superfície.

Manutenção

Uma prática comum, para reduzir o problema da deterioração de uma superfície betuminosa, é o recapeamento periódico da superfície. Isto reduz o problema da deterioração do pavimento, mas cria problemas para a drenagem. Se uma rua é recapeada a cada 5 ou 10 anos, com uma camada de espessura que pode variar de 7 a 19 mm, em um período de 20 a 40 anos, a espessura do pavimento seria acrescida de 50 a 150 mm. Se este acréscimo fosse levado uniformemente até a guia, esta poderia ser até encoberta. Se a borda externa do revestimento é encurvada para encontrar a sarjeta, a declividade transversal da pista aumentará até que se torne difícil, se não impossível, abrir as portas dos automóveis. Embora a altura da guia ainda permaneça a mesma, a secção transversal para o escoamento de água será reduzida.

Para este problema, nenhuma solução satisfatória, de baixo custo, foi encontrada até o momento. Em cidades onde se faz o uso de recapeamentos periódicos, a solução encontrada foi a de aplinar o excesso de asfalto lançado. Este processo é contudo relativamente lento e caro.

Para que se mantenha a capacidade de escoamento superficial da rua, a área da secção transversal disponível para escoamento, deve ser mantida dentro de certos limites. Quando a elevação do pavimento resulta em redução excessiva da secção transversal, deve ser adotado algum método de correção, ou eventualmente a reconstrução completa do pavimento, ou remanejamento das obras de drenagem da área.

B. GUIA E SARJETA

Efeito do escoamento superficial.

A ruptura do pavimento adjacente à sarjeta é um problema bastante comum. As causas dessas rupturas são várias, e de maneira geral, estão ligadas à passagem de descargas de águas pluviais elevadas.

A análise desse problema indica que a ruptura é basicamente causada pela intrusão de água na base do pavimento, através da interface entre o pavimento e a sarjeta. A má ligação entre o pavimento e a sarjeta, aliada à retração do pavimento, resulta numa fenda cuja espessura pode atingir até 13 mm. Pequenas quantidades de água, provenientes de chuvas fracas, podem ser interceptadas pela fenda. Durante os períodos de descarga elevada, maiores quantidades de água do escoamento na sarjeta passarão através da fenda para a base do pavimento.

Estes fatores resultam num umedecimento, quase contínuo, da base adjacente à face da sarjeta, causando o colapso da mesma e deterioração do pavimento.

Vários fatores podem explicar deslocamentos e alterações do pavimento das ruas, quando sujeitas ao escoamento de águas pluviais. Incluem considerações sobre forças de tração, carreamento de material da base, empuxos ascendentes resultantes de subpressão, etc. Embora todos esses fatores contribuam para a ruptura do pavimento, a subpressão é sem dúvida o mais importante, e pode ser aliviada, em parte, com a adoção de medidas para impedir que a água se infiltre através do pavimento.

Manutenção

A intrusão de água, entre o pavimento e a face da sarjeta, pode ser evitada mediante vedação das aberturas com material apropriado. É importante que as fendas sejam localizadas e vedadas, antes que ocorra a ruptura do pavimento.

C. SARJETÕES

Efeito do escoamento superficial.

A ruptura do pavimento adjacente ao sarjetão, bem como a ruptura do próprio sarjetão, é um problema que preocupa tanto o engenheiro de drenagem como o de tráfego. As mesmas considerações relativas à ruptura do pavimento, junto às guias e sarjetas, aplicam-se neste caso. Os sarjetões são, com frequência, insuficientemente armados, resultando em fendas e fissuras. Uma vez que isto ocorra, haverá infiltrações de água até a base do pavimento, danificando-o e provocando a ruptura do sarjetão e da pavimentação adjacente.

Manutenção

Os métodos para manutenção dos sarjetões são similares aos das sarjetas e guias.

D. SEDIMENTAÇÃO

Um problema que ocorre, frequentemente, é a deposição de sedimentos nos pontos de menor declividade das sarjetas.

Efeito da sedimentação

À medida que o sedimento se acumula em pontos de escoamento com velocidades baixas, verifica-se um aumento da largura da enxurrada. A magnitude com que este fenômeno ocorre, depende da quantidade de sólidos depositados e da velocidade de escoamento. Certas áreas, pelo tipo de uso do solo, contribuirão com maiores quantidades de sedimentos.

Manutenção

A limpeza regular das ruas pode reduzir tanto a frequência como o efeito de sedimentação. Limpando-se as áreas a montante, a fonte de sedimentos é eliminada. As áreas onde ocorre sedimentação devem ser limpas após cada chuva. Quando a fonte de sedimentos está fora da rua, devem ser desenvolvidas práticas de conservação visando reduzir o carregamento de material sedimentável.

E. VALAS DE DRENAGEM

No caso de vias do tipo rural, onde é necessária a incorporação de valas laterais de drenagem ao longo da mesma, a manutenção é de importância fundamental.

Efeito de escoamento superficial

O escoamento superficial pode fazer com que as valas de drenagem deteriorem-se, caso não sejam adequadamente projetadas e mantidas. A deterioração pode dever-se à erosão por água em alta velocidade, à sedimentação em caso de baixas velocidades, ou através de água estagnada.

Manutenção

A manutenção apropriada das valas de drenagem quase nunca é efetuada, resultando na deterioração de sistemas de drenagem, até mesmo os bem planejados.

Erosão por ação da água — Quando é possível ocorrer a erosão pela água, a colocação de grama, de enrocamento miúdo, de barramentos, de estruturas em degraus, ou uma combinação dessas soluções pode se fazer necessária. Cada uma das alternativas será discutida em outra parte deste manual.

Água estagnada — Quando a água se acumula numa vala de drenagem sem possibilidades de escoamento, tem-se condições insalubres. Um novo greide para a vala, se as cotas de terreno permitirem, poderá resolver o problema. Caso contrário, será necessário efetuar alterações no sistema de drenagem das áreas adjacentes.

F. MANUTENÇÃO DE RUAS EM GERAL

Nos trabalhos de manutenção devem ser verificados os seguintes dispositivos, para assegurar o bom funcionamento do sistema de drenagem:

- Boca de lobo com abertura na guia — remover qualquer obstrução;
- Boca de lobo com grade — remover toda obstrução da superfície e inspecionar as aberturas para verificar se estão limpas;
- Bueiros — remover qualquer obstrução existente na entrada, verificar se há sedimentação ou erosão e corrigir, se necessário.

5. SUGESTÕES PARA PROJETO DE RUAS

A eficiência de uma rua, tanto considerando sua finalidade principal de tráfego de veículos, como sua finalidade secundária de escoar as águas pluviais, depende essencialmente de um projeto bem elaborado, que leve em consideração ambas as funções. Os procedimentos recomendados a seguir, por serem orientados para a drenagem, não devem interferir com a função principal da rua.

A. DECLIVIDADE DA SARJETA

A declividade da sarjeta é aquela paralela à direção do escoamento.

Declividade máxima

A declividade máxima permissível para uma sarjeta não é determinada pela drenagem. No entanto, a capacidade admissível das sarjetas com declividades acentuadas é limitada.

Declividade mínima

A declividade mínima admissível da sarjeta, para propiciar uma drenagem adequada, é de 0,4%. A inspeção de ruas já concluídas revela que práticas construtivas inadequadas no que se refere ao estaqueamento de campo, assentamento de guias ou a combinação destes, freqüentemente resulta em greide final fora de alinhamento no plano vertical. Isto resulta em uma largura de enxurrada consideravelmente maior que o valor teórico, em determinados pontos.

B. SEÇÃO TRANSVERSAL DA RUA

A seção transversal é a ortogonal ao eixo da rua.

Declividade máxima transversal

A declividade máxima transversal admissível não depende dos requisitos de drenagem.

Declividade mínima transversal.

A declividade mínima transversal deverá ser de 1%, para facilitar a drenagem da pista.

Configuração da sarjeta

A sarjeta padrão, quando incorporada a uma guia, deverá ter 15 cm de profundidade e 60 cm de largura, e a parte mais profunda adjacente à guia. Contudo, à medida que as condições requeiram, outras configurações de sarjeta poderão ser utilizadas.

Em ruas onde é permitido o estacionamento, recomenda-se uma sarjeta de 90 cm de largura, para permitir aos veículos trafegarem com suas rodas da direita sobre as sarjetas, evitando que elas rolem sobre as fendas entre o pavimento e a sarjeta.

Configuração da guia

A guia padrão deverá ter 15 cm de altura. À medida que as condições requeiram, outras configurações poderão ser utilizadas. Quando forem propostas configurações alternativas, estas deverão ser consideradas no cálculo da capacidade de descarga da mesma.

Entradas para veículos

As entradas para veículos devem ser recuadas para dentro da guia e não construídas sobre a sarjeta. Devem inclinar-se até atingir a elevação do topo da guia, de forma que a água da rua não escoe para dentro das propriedades adjacentes.

Ruas côncavas

As ruas côncavas devem ser evitadas, sempre que possível, devido às dificuldades de escoamento das águas superficiais. Poderão, todavia, ser admitidas quando for possível contar com uma viela que a cruze no seu ponto mais baixo, e que tenha condições de escoar as águas que ali se concentram, seja superficialmente ou por meio de galeria.

C. DECLIVIDADE TRANSVERSAL

O termo declividade transversal refere-se à diferença entre os níveis, das linhas de fundo, das sarjetas opostas de uma rua. Na maioria dos casos, onde a topografia do terreno é relativamente plana, as ruas podem ser facilmente projetadas com declividade transversal nula. No entanto, em áreas de declividade acentuada, particularmente em cruzamentos, pode ser necessário implantar guias com elevações diferentes nos dois lados da rua, resultando uma declividade transversal não nula.

Capacidade da sarjeta

A Figura 5.1 ilustra como numa rua, com inclinação transversal, a capacidade da sarjeta de maior elevação diminui. Quando se calcula a descarga admissível nessa sarjeta, deve-se utilizar a configuração geométrica real do escoamento.

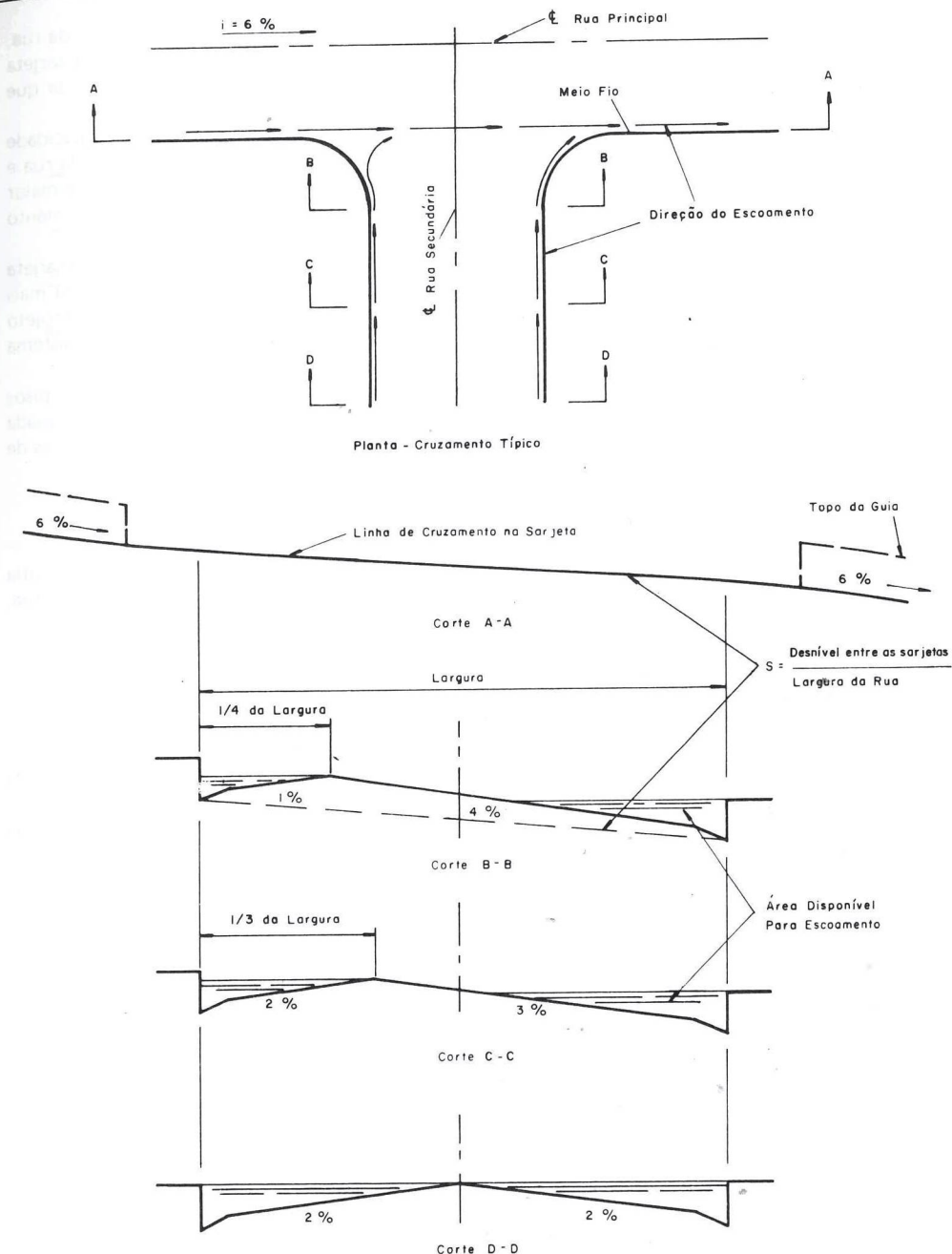


FIGURA 5-1. CARACTERÍSTICAS TÍPICAS DE CRUZAMENTO DE UMA RUA SECUNDÁRIA COM UMA RUA PRINCIPAL.

A capacidade da sarjeta mais baixa pode diminuir ou não, dependendo do projeto da rua. Quando se calcula os volumes de escoamento em cada sarjeta, deve-se ter em conta que a sarjeta mais elevada pode encher-se rapidamente, em consequência da sua localização no lado da rua que estará recebendo a contribuição das áreas adjacentes.

Esse fato, juntamente com a redução da capacidade da sarjeta, farão com que sua capacidade admissível seja rapidamente excedida. Nessas condições o escoamento ultrapassará a crista da rua e juntar-se-á ao da sarjeta oposta. Em ruas secundárias isto é aceitável. No entanto, em ruas de maior importância, a interferência com o tráfego devido ao escoamento da água sobre as faixas de rolamento é inaceitável.

Em ruas secundárias, onde esta interferência no tráfego é aceitável, a capacidade da sarjeta pode ser tal que o escoamento excedente da sarjeta de maior elevação extravaze para a sarjeta mais baixa. Desse modo ambas as sarjetas podem ser utilizadas em sua plena capacidade. Um projeto cuidadoso, considerando estes pontos, pode resultar em um custo sensivelmente reduzido do sistema de drenagem inicial.

Para evitar que pequenas descargas, tais como as de rega de jardins ou de lavagem de pisos externos de residências, atravessem as faixas de tráfego, é necessário prever uma capacidade adequada para a sarjeta de maior elevação. Em geral, é suficiente que a crista seja mantida dentro dos limites de um quarto da largura da rua, como mostrado na secção B-B da Figura 5.1.

Inclinação transversal para bocas de lobo.

Em ruas secundárias, onde é necessária a inclinação transversal em decorrência da topografia existente, podem ser colocadas bocas de lobo na guia mais baixa e dispensado o abaulamento da rua, para permitir que o escoamento da sarjeta de cima alcance a mais baixa, em locais específicos.

D. CRUZAMENTOS

O projeto dos cruzamentos, particularmente em ruas secundárias, é uma tarefa freqüentemente trabalhosa. Possivelmente por causa disso, é geralmente deixada a cargo do empreiteiro ou da equipe que faz o estaqueamento no campo. O resultado é uma grande quantidade de cruzamentos ineficientes, caracterizados por grandes áreas de acúmulo de água, escoamento sobre as pistas, e variação desnecessária na declividade de ruas principais em cruzamentos com ruas secundárias.

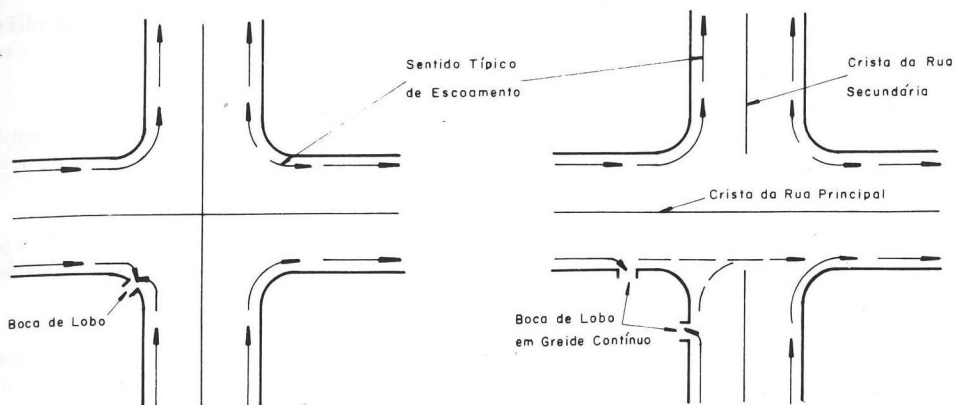
Perfil

Nos cruzamentos de ruas secundárias, o projetista poderá introduzir variações dos perfis longitudinais. Nos casos de cruzamentos de ruas secundárias com ruas principais, os perfis destas últimas devem, se possível, ser mantidos uniformes. Se, contudo, for necessária uma mudança em um perfil muito inclinado de rua principal, num cruzamento, esta mudança, para facilidade de construção, deve ser tão pequena quanto possível. A Figura 5.1 ilustra as seções transversais típicas necessárias para caracterizar um cruzamento. Na figura, admite-se que a declividade longitudinal da rua principal seja de 6%, as declividades transversais máximas e mínimas permitidas para o pavimento sejam de 4% e 1% respectivamente, e a crista seja mantida dentro dos limites de 1/4 da largura da rua.

Quando duas ruas principais se cruzam, o perfil da rua mais importante deve ser mantido, tanto quanto possível, uniforme.

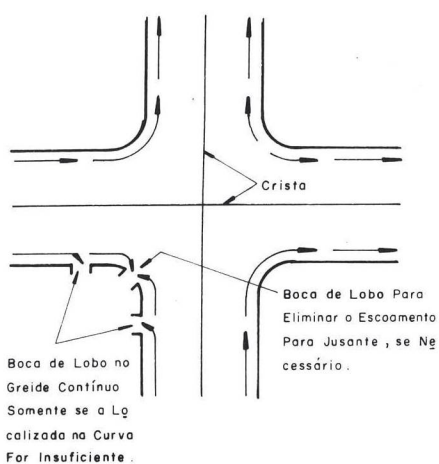
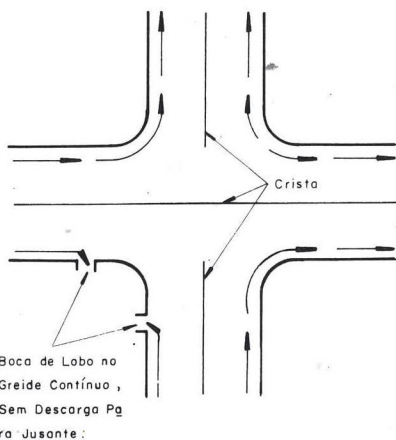
Estruturas hidráulicas nos cruzamentos

Sistemas de drenagem inicial — Quando existem galerias no cruzamento, as bocas de lobo devem ser colocadas e dimensionadas de tal forma, que as descargas excedentes sejam compatíveis com as condições admissíveis de escoamento superficial no cruzamento e a jusante. A Figura 5.2 ilustra as localizações típicas de bocas de lobo, para algumas configurações de cruzamentos.



Rua Secundária Com Rua Secundária

Rua Secundária Com Rua Principal

Rua Principal Com Rua Principal
As Cristas Devem Ser MantidasRua Principal Com Rua Principal
Uma Crista Contínua

Os Exemplos Mostram o Número Mínimo de Bocas de Lobo Necessárias. Outras Podem Ser Necessárias, Dependendo da Capacidade de Descarga Admissível nas Sarjetas.

FIGURA 5-2. CONFIGURAÇÕES TÍPICAS DE CRUZAMENTOS
EM SISTEMA DE DRENAGEM INICIAL.

Drenos transversais cobertos — Drenos transversais cobertos são úteis no caso de vazões baixas, e onde normalmente seriam utilizados sarjetões. As canaletas cobertas são convenientes em ruas principais, onde a interferência no tráfego deve ser minimizada.

Bueiros — Em cruzamentos, onde ainda não é necessário o sistema de galerias, é possível efetuar a transposição de descargas por uma rua através de bueiros de pequeno diâmetro, desde que a declividade disponível seja suficiente.

Sarjetões — Os sarjetões convencionais são utilizados para cruzar, superficialmente, descargas por ruas secundárias e eventualmente em ruas principais. As dimensões e inclinação do sarjetão devem ser suficientes para conduzir as descargas em condições equivalentes às admissíveis para a rua.

Sarjetões chanfrados — O sarjetão chanfrado possui um chanfro na sua linha de fundo, para conduzir baixas descargas quando estas forem muito freqüentes. O objetivo do chanfro é minimizar o contato entre os pneus dos veículos e as águas de descargas mínimas. Desde que o chanfro tenha que ser suficientemente pequeno para não afetar o tráfego, pode transportar apenas uma parcela limitada do escoamento, sem transbordar. O acúmulo de sedimentos freqüentemente torna o chanfro inútil. É preferível, sempre que possível, eliminar o escoamento superficial devido àquelas descargas reduzidas, encaminhando-as sempre que possível, para uma boca de lobo próxima.

E. BOCAS DE LOBO

O tipo e o projeto de bocas de lobo deverão ser definidos de acordo com as recomendações do capítulo BOCAS DE LOBO, deste manual.

Colocação das bocas de lobo

As bocas de lobo, ou outras estruturas para remoção de escoamento superficial da rua, devem ser instaladas em locais de acordo com os critérios seguintes:

Perfil contínuo — Quando a quantidade de água no pavimento excede àquela admissível, de acordo com as indicações do item 6 deste Capítulo.

Pontos baixos — Toda vez que houver acúmulo de água em pontos baixos.

Cruzamentos — Quando necessário em cruzamentos, como descrito no item 6 deste Capítulo.

Depressões para bocas de lobo.

A largura e profundidade das depressões nas ruas onde o estacionamento é permitido, tem pouco efeito no tráfego. No entanto, depressões com profundidades superiores a 5 cm, ou com inclinações acentuadas em relação à sarjeta, podem prejudicar o estacionamento de veículos.

Em ruas onde o tráfego pode atingir as sarjetas, as profundidades e larguras das depressões devem ser compatíveis com a velocidade dos veículos. Onde a velocidade exceder a 60 km/h, as depressões não devem estar próximas das faixas de trânsito. Observações de campo indicam que os veículos raramente se movimentam a menos de 30 cm da guia, de forma que depressões com essa largura podem ser usadas em quaisquer ruas.

6. CRITÉRIOS DE DRENAGEM PARA PROJETO DE RUAS URBANAS

São apresentados neste ítem, os requisitos específicos para a drenagem de água de chuva em ruas urbanas. Os métodos empregados para satisfazer esses requisitos, são opções para o projetista, uma vez que estão de acordo com critérios apresentados em outras partes deste manual.

A. CAPACIDADE DE ESCOAMENTO DA RUA PARA A CHUVA INICIAL DE PROJETO

A determinação da capacidade de escoamento da rua, para a chuva inicial de projeto, deve ser baseada em duas considerações:

- Verificação da capacidade teórica de escoamento, baseada na inundação máxima do pavimento.
- Ajuste às condições reais, baseado na aplicação de um fator de redução da capacidade de escoamento.

Inundação do pavimento

A inundação do pavimento, para a chuva inicial, deve ser limitada de acordo com as indicações da tabela 6.1.

CLASSIFICAÇÃO DAS RUAS	INUNDAÇÃO MÁXIMA
Secundária	Sem transbordamento sobre a guia. O escoamento pode atingir até a crista da rua.
Principal	Sem transbordamento sobre a guia. O escoamento deve preservar, pelo menos, uma faixa de trânsito livre.
Avenida	Sem transbordamento sobre a guia. O escoamento deve preservar, pelo menos, uma faixa de trânsito livre em cada direção.
Expressa	Nenhuma inundação é permitida em qualquer faixa de trânsito.

TABELA 6.1. — Uso permitido de ruas para escoamento de descargas da chuva inicial de projeto, em termos de inundação do pavimento.

O sistema de galerias deverá iniciar-se no ponto onde é atingida a capacidade admissível de escoamento na rua, e deve ser projetado com base na chuva inicial de projeto.

Cálculo da capacidade teórica

A capacidade teórica de descarga das sarjetas, pode ser computada usando-se a fórmula de Manning modificada por IZZARD, ou seja:

$$Q = 0,375 \left(\frac{Z}{n} \right)^{1/2} y^{8/3}$$

onde:

Q é a descarga em m^3/s .

Z é o inverso da declividade transversal.

i é a declividade longitudinal,

y é a profundidade junto à linha de fundo em m.

n é o coeficiente de rugosidade.

O nomograma da Figura 6.1, para escoamento em sarjetas triangulares pode ser utilizado para possíveis configurações de sarjeta e inclusive de sarjetões.

Para simplificar os cálculos, podem ser elaborados gráficos para condições específicas de ruas. O coeficiente de rugosidade a ser adotado, na maioria dos casos, é de $n = 0,016$.

Descarga admissível na sarjeta

A descarga admissível, na sarjeta, deve ser calculada multiplicando-se a capacidade teórica pelo fator de redução correspondente, obtido da Figura 6.2. Esse fator de redução tem por objetivo levar em conta a menor capacidade efetiva de descarga das sarjetas de pequena declividade, devido às maiores possibilidades de sua obstrução por material sedimentável, como também, ter em conta os riscos para os pedestres, no caso de sarjetas com grande inclinação, em virtude das velocidades de escoamento elevadas.

EXEMPLO – Capacidade de escoamento da sarjeta

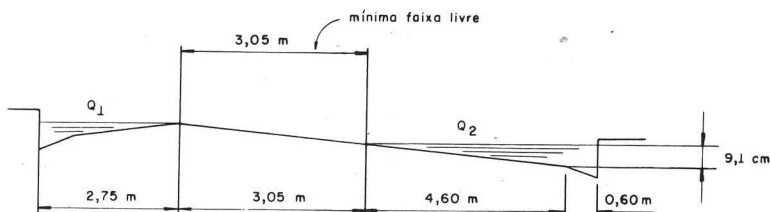
Dados:

- Guia vertical de 15 cm.
- Sarjeta de 60 cm de largura por 5 cm de profundidade;
- Declividade transversal do pavimento de 2%;
- Largura da rua de 11 m, de guia a guia;
- Distância da guia mais alta à crista: 1/4 da largura da rua, e desnível transversal de 11,0 cm;
- Rua principal;
- Greide da rua = 3,5%.

Determinar a capacidade admissível para cada sarjeta.

1. Determinar a inundação admissível do pavimento.

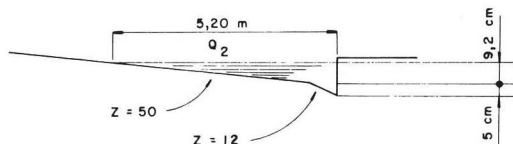
Da Tabela 6.1, verifica-se que uma faixa precisa permanecer livre.



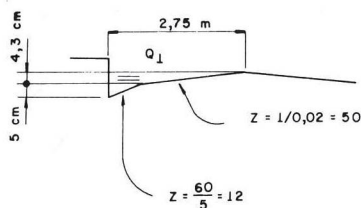
2. Calcular a capacidade teórica para cada sarjeta.

Usando o nomograma, Figura 6.1

$$Q_2 = 265 - 88 + 370 = 547 \text{ l/s}$$



$$Q_1 = 90 - 11 + 48 = 127 \text{ l/s}$$



3. Calcular as capacidades admissíveis das sarjetas.

Da Figura 6.2, para 3,5% de declividade, o fator de redução é 0,65.

$$Q_1 = (127 \text{ l/s}) \times 0,65 = 83 \text{ l/s}$$

$$Q_2 = (547 \text{ l/s}) \times 0,65 = 356 \text{ l/s}$$

B. CAPACIDADE DE ESCOAMENTO DA RUA PARA A CHUVA MÁXIMA DE PROJETO

A determinação da vazão admissível, para a chuva máxima de projeto, deve ser baseada em duas considerações:

- Capacidade teórica baseada na profundidade admissível e área inundada;
- Descarga admissível reduzida devido às considerações de velocidade.

Profundidade admissível e área inundada

A profundidade admissível e a área inundada, para a chuva máxima de projeto, devem ser limitadas às condições da Tabela 6.2.

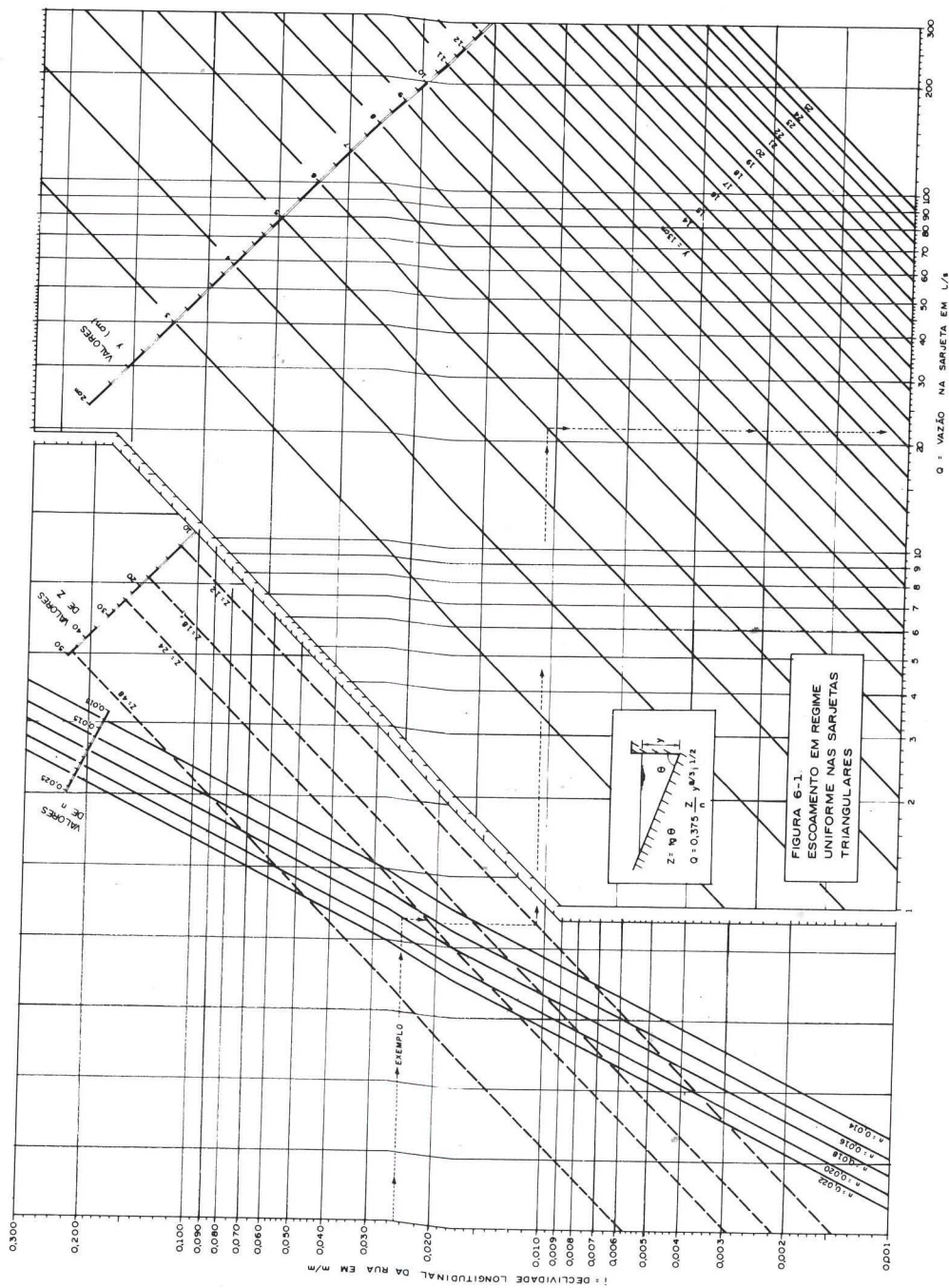
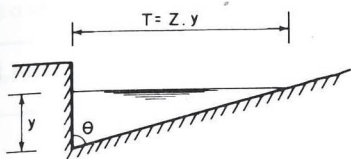


FIGURA 6-1.
ESCOAMENTO EM REGIME
UNIFORME NAS SARJETAS
TRIANGULARES

INSTRUÇÕES PARA A UTILIZAÇÃO DA FIGURA 6-1

SEÇÃO TÍPICA



EQUAÇÃO

$$Q = 0,375 \cdot \frac{Z}{n} \cdot y^{8/3} \cdot \sqrt{i}$$

onde: Q = Vazão em m^3/s

n = Coeficiente de rugosidade de MANNING relativo à sarjeta

$Z = \tan \theta$

y = Profundidade da lâmina d'água em m.

i = Declividade longitudinal da rua, em m/m

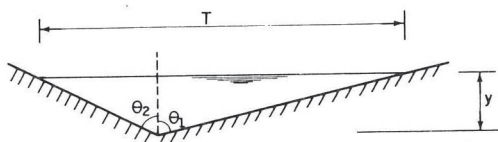
EXEMPLO:

$$\left. \begin{array}{l} i = 0,025 \\ n = 0,018 \\ Z = 12 \\ y = 6 \text{ cm} \end{array} \right\} Q = 22 \text{ L/s}$$

OBSERVAÇÕES:

1) Conhecido o valor de i , traça-se uma horizontal até encontrar a reta do n . A partir deste ponto, traça-se uma vertical até encontrar a reta do Z . E a partir deste ponto, uma horizontal que intercepta a reta do y fornece o valor de Q

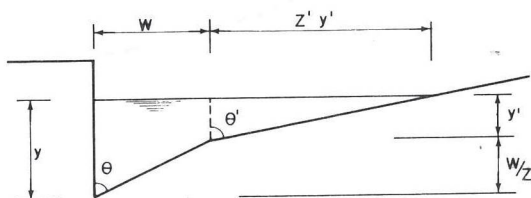
2) Para sarjetões, o valor de Z deve ser calculado por:



$$Z = \frac{T}{y} \text{ ou } Z = (\tan \theta_1 + \tan \theta_2)$$

$$\text{e } T = y (\tan \theta_1 + \tan \theta_2)$$

3) Para seções compostas, deve-se calcular a soma algébrica das vazões em cada uma das seções triangulares componentes, conforme exemplo a seguir:



$$Z = \tan \theta$$

$$Z' = \tan \theta'$$

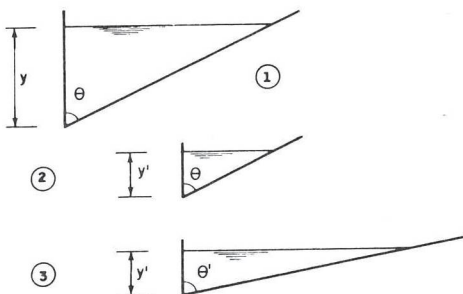
$$W = Z (y - y')$$

$$y' = y - \frac{W}{Z}$$

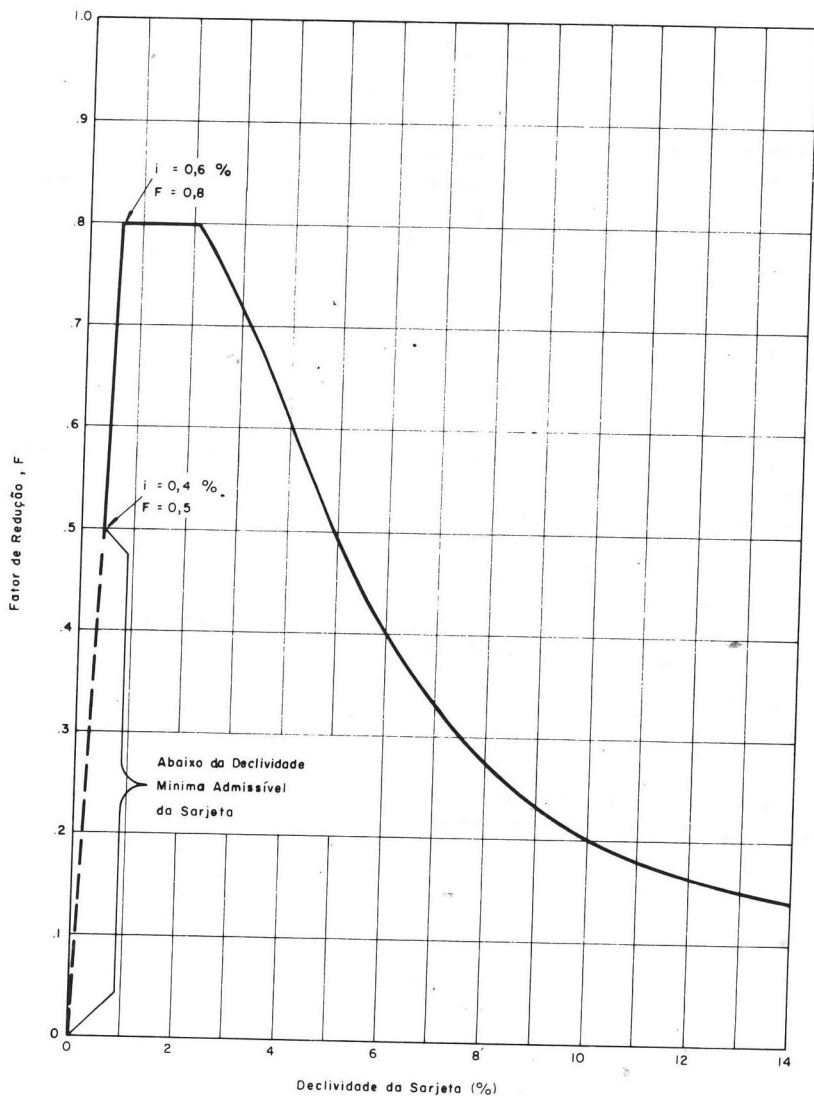
• A vazão total Q deve ser calculada por:

$$Q = Q_1 - Q_2 + Q_3$$

• EXEMPLO:



$$\left. \begin{array}{l} y = 8 \text{ cm} \\ W = 60 \text{ cm} \\ \tan \theta = 24 \\ \tan \theta' = 50 \\ i = 0,05 \\ n = 0,020 \end{array} \right\} \begin{array}{l} y' = 5,5 \text{ cm} \\ Q_1 = 118 \text{ L/s} \\ Q_2 = 44 \text{ L/s} \\ Q_3 = 90 \text{ L/s} \\ Q = 164 \text{ L/s} \end{array}$$



Aplicar o Fator de Redução da Capacidade Teórica de Acordo Com a Declividade, Para Obter a Capacidade Admissível da Sarjeta.

FIGURA 6-2. FATOR DE REDUÇÃO DA CAPACIDADE DE ESCOAMENTO DA SARJETA

Cálculo da capacidade teórica

Baseando-se na profundidade admissível e área inundada, conforme indicações da Tabela 6.2, será calculada a capacidade de escoamento teórica da rua. A fórmula de Manning deve ser utilizada com o valor de n correspondente às condições de rugosidade existentes.

CLASSIFICAÇÃO DA RUA	PROFUNDIDADE ADMISSÍVEL E ÁREAS INUNDÁVEIS
Secundária e Principal	Construções residenciais, edifícios públicos, comerciais e industriais, não devem ser atingidos, a menos que sejam à prova de inundação. A profundidade de água na sarjeta não deve exceder 45 cm.
Avenida e Via Expressa	Construções residenciais, edifícios públicos, comerciais e industriais, não devem ser atingidos, a menos que sejam à prova de inundação. A profundidade da água na crista da rua não deve exceder 15 cm, para permitir a operação de veículos de socorro de emergência. A profundidade da água na sarjeta não deve exceder 45 cm.

TABELA 6.2 — *Inundação máxima admissível para as condições de chuva máxima de projeto.*

Descarga admissível para a chuva máxima de projeto

A descarga admissível na rua deverá ser calculada multiplicando-se a capacidade teórica pelo fator de redução correspondente, obtido da Figura 6.2.

C. ACÚMULO DE ÁGUA

O termo acúmulo de água refere-se a áreas onde as águas são retidas temporariamente, em pontos de cruzamento de ruas, pontos baixos, interseções com canais de drenagem, etc.

Chuva inicial

As limitações de inundação do pavimento por acúmulo de água, para a chuva inicial, devem ser as apresentadas na Tabela 6.1. Essas limitações devem determinar a profundidade admissível em bocas de lobo, em convergência de sarjetas, em entrada de bueiros, etc.

Chuva máxima de projeto

As limitações de profundidade e área inundada, para a chuva máxima de projeto, são as mesmas apresentadas na Tabela 6.2. Essas limitações permitem determinar a profundidade admissível em bocas de lobo, em convergência de sarjetas, em entrada de bueiros, etc.

D. ESCOAMENTO TRANSVERSAL À RUA

Duas condições de escoamento transversal à rua podem ocorrer. A primeira corresponde à descarga de uma sarjeta, que ultrapassa a rua para atingir a sarjeta oposta ou uma boca de lobo. A segunda corresponde ao caso de um bueiro sob a rua, cuja capacidade é excedida em virtude de uma contribuição não prevista.

Profundidade

A profundidade de escoamento transversal à rua deve ser limitada de acordo com as indicações da Tabela 6.3.

Capacidade teórica

A capacidade teórica de escoamento transversal à rua deve ser calculada com base nas limitações da Tabela 6.3, e em outras limitações aplicáveis, tal como a profundidade em pontos de acúmulo de água. Nenhuma regra de cálculo pode ser estabelecida, porque a natureza do escoamento é muito variável de um caso para outro.

CLASSIFICAÇÃO DA RUA	DESCARGA INICIAL DE PROJETO	DESCARGA MÁXIMA DE PROJETO
Secundária	15 cm de profundidade na crista ou na sarjeta.	45 cm de profundidade na sarjeta
Principal	Onde forem admissíveis sarjetões, a profundidade do escoamento não deverá exceder 15 cm.	45 cm de profundidade na sarjeta
Avenida	Nenhum	15 cm ou menos, acima da crista
Via Expressa	Nenhum	15 cm ou menos, acima da crista.

TABELA 6.3 – Escoamento transversal admissível nas ruas.

Quantidade admissível

Uma vez calculada a capacidade teórica de escoamento transversal à rua, a quantidade admissível deve ser obtida multiplicando-se a capacidade teórica pelo fator de redução correspondente, fornecido na Figura 6.2. Deverá ser utilizada a inclinação da linha de água nos cálculos, ao invés da inclinação do fundo do sarjetão.

E. CONSIDERAÇÕES ESPECIAIS RELATIVAS A PEDESTRES

Onde ocorre a concentração de pedestres, as limitações de profundidade e áreas de inundação podem exigir algumas modificações. Por exemplo, ruas adjacentes a escolas, embora possam ser secundárias do ponto de vista de tráfego de veículos, sob o ponto de vista de conforto e segurança de pedestres devem ser projetadas de acordo com os requisitos para avenidas. O projeto de ruas considerando pedestres é tão ou mais importante quanto o projeto que supõe o tráfego de veículos.

F. CONSIDERAÇÕES ESPECIAIS PARA ÁREAS COMERCIAIS

Em ruas onde existem edifícios comerciais com entradas junto ao alinhamento das construções, o reduzido espaço livre, entre os edifícios e a corrente de tráfego, deverá ser considerado no projeto. As águas espirradas pelos veículos que atingem as enxurradas poderá danificar a frente das lojas, e tornar impossível o movimento de pedestres nas calçadas. Poças de água e enxurradas, que excedam a 60 cm de largura, são difíceis de serem atravessados pelos pedestres, devendo ser evitadas.

Em áreas comerciais de grande movimento é muitas vezes conveniente dispor de sistema de galerias de águas pluviais, muito embora os critérios usuais de projeto possam não indicar a sua necessidade. Bocas de lobo adicionais poderão ser colocadas em posições adequadas, de modo que o escoamento superficial não atinja os cruzamentos principais.

G. CONSIDERAÇÕES ESPECIAIS PARA ÁREAS INDUSTRIAIS

Em virtude da necessidade de grandes áreas de terra, planas e baratas, as indústrias estão freqüentemente localizadas em áreas sujeitas a inundações. De acordo com a Tabela 6.2, áreas industriais, desprotegidas contra inundações, não deverão ser atingidas para as condições de chuva máxima de projeto.

7. CRITÉRIOS DE DRENAGEM PARA PROJETO DE RUAS EM ÁREAS RURAIS

Ruas rurais são caracterizadas pelo uso de valas laterais para fins de drenagem, ao invés de guias e sarjetas. A maioria dos requisitos estabelecidos para ruas urbanas típicas são aplicáveis às ruas rurais. Certas considerações especiais necessárias ao projeto são estabelecidas nos itens a seguir.

A. CAPACIDADE DA RUA PARA A CHUVA INICIAL DE PROJETO

A determinação da capacidade de escoamento da rua, para a chuva inicial, deve ser baseada nas condições seguintes:

- Inundação admissível do pavimento;
- Velocidade de escoamento máxima admissível, para evitar erosão.

Inundação do pavimento

As mesmas limitações, indicadas na Tabela 6.1, são válidas para as ruas rurais.

Capacidade admissível.

Uma vez que as condições de inundação do pavimento tenham sido definidas, a velocidade máxima admissível para o canal de drenagem deve ser fixada de acordo com as indicações da Tabela 7.1.

TIPO DE SOLO OU REVESTIMENTO (sem vegetação)	VELOCIDADE ADMISSÍVEL (m/s)
Areia fina (não coloidal)	0,8
Argila arenosa (não coloidal)	0,8
Argila siltosa (não coloidal)	0,9
Argila firme comum	1,1
Pedregulho fino	1,5
Argila rija (muito coloidal)	1,5
Solo graduado, argila e seixos (não coloidal)	1,5
Solo graduado, silte e seixos (não coloidal)	1,7
Siltes aluviais (não coloidais)	1,1
Siltes aluviais (coloidais)	1,5
Pedregulho grosso (não coloidal)	1,8
Seixos e Cascalho	1,7
Xisto argiloso e solos duros (impermeáveis)	1,8

TABELA 7.1 – Velocidades admissíveis nas valas de drenagem (Valas com revestimentos erodíveis).

As velocidades de projeto, para todos os tipos de revestimentos de grama, não deverão ser inferiores a 0,60 m/s para descarga inicial de projeto, a fim de minimizar os problemas de deposição de sedimentos prejudiciais à mesma.

A capacidade admissível, para a vala de drenagem, poderá ser calculada usando-se a fórmula de Manning com um valor de n adequado. Se a inclinação do canal natural causar uma velocidade excessiva, devem ser empregadas estruturas escalonadas, barramentos, enrocamento ou outra proteção adequada ao canal. As profundidades de projeto devem ser limitadas a 45 cm, e, se possível, inferiores a 30 cm. A tabela 7.2 indica os valores máximos admissíveis de velocidades em valas com revestimento de grama.

B. CAPACIDADE DE ESCOAMENTO DA RUA PARA A CHUVA MÁXIMA DE PROJETO

A determinação da capacidade de escoamento da rua, para a chuva máxima de projeto, deve basear-se nas considerações seguintes:

- Profundidade admissível e áreas inundáveis;
- Velocidade máxima admissível de forma a não haver erosão.

COBERTURA	FAIXA DE DECLIVIDADE (%)	VELOCIDADE ADMISSÍVEL (m/s)	
		solos resistentes à erosão	solos facilmente erodíveis
CYNODON DACTYLON (L) PERS (CAPIM DE BURRO)	0 - 5	1,8	1,5
AGROPYRON CRISTATUM PANICUM PURPURASCENS RADDI (CAPIM ANGOLA)	5 - 10	1,5	1,2
POA PRATENSIS BROMUS INERMIS, LEYSS (CAPIM CEVADINHA)	> 10	1,2	0,9
BLUE GRAMA (CAPIM DO CAMPO)			
MISTURA DE GRAMA	0 - 5 5 - 10	1,2 0,9	0,9 0,8
LESPEDeza SERICEA (LEGUMINOSA)			
ERAGROSTIS CUMILA, NEES. VAR. VALIDA STAPF (CAPIM MIMOSO)			
PUEPARIA TUMBERGIANA (SIEB. ET ZUCC.) BENTH (KUDZÜ)			
MEDICAGO SATIVA L. (ALFAFA)	0 - 5	0,9	0,6
DIGITARIA SANGUINALIS (L) SCOP. (CAPIM MILHÃO – CAPIM COLCHÃO – CAPIM PÉ-DE-GALINHA)			
LESPEDeza COMUM SORGHUM SUDANESE (PIPER.) STAPF. (CAPIM SUDÃO)			

TABELA 7.2 – *Valas de drenagem com revestimento uniforme de grama de diversos tipos e boa manutenção.*

Profundidade admissível e áreas inundáveis

As mesmas limitações apresentadas na Tabela 6.2 aplicam-se às ruas rurais.

Capacidade admissível

Com base na profundidade admissível nas áreas inundáveis, deve-se calcular a capacidade admissível para as condições de chuva máxima de projeto, da mesma forma que para o sub-item anterior.

C. ACÚMULO DE ÁGUA

As mesmas limitações que foram mencionadas para o acúmulo de água em ruas urbanas, são também aplicáveis às ruas rurais.

D. ESCOAMENTO TRANSVERSAL À RUA

As mesmas limitações, relativas ao escoamento transversal em ruas urbanas, são também aplicáveis às ruas rurais.

E. PROJETO DE VALAS DE DRENAGEM

Outros aspectos de projetos de valas de drenagem são abordados em outros itens deste manual. Para situações específicas não mencionadas no texto, recomenda-se consultar a publicação "Hydraulic Design Series — nº 4 — Design of Roadside Channels", publicado pelo U.S. Bureau of Public Roads.

F. CRUZAMENTOS

Nos cruzamentos de ruas em áreas rurais, a transposição de água, transversalmente a uma rua, deverá ser efetuada mediante um bueiro. As limitações, quanto a inundação e profundidades admissíveis no leito das ruas, são as mesmas que para as ruas de áreas urbanas.

8. CRITÉRIOS DE DRENAGEM PARA PROJETO DE CRUZAMENTOS EM RUAS URBANAS

Os critérios de projeto seguintes são aplicáveis estritamente aos cruzamentos de ruas urbanas.

A. CAPACIDADE DE ESCOAMENTO DAS SARJETAS PARA A CHUVA INICIAL DE PROJETO

Inundação do pavimento

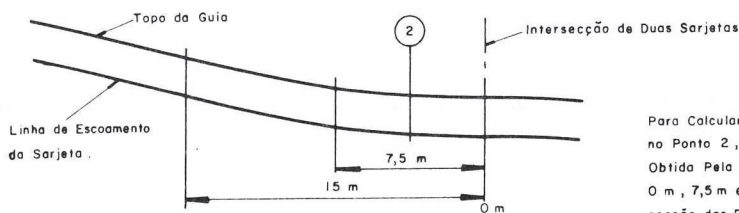
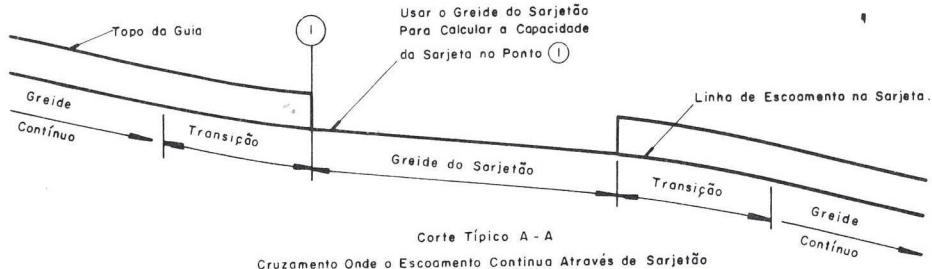
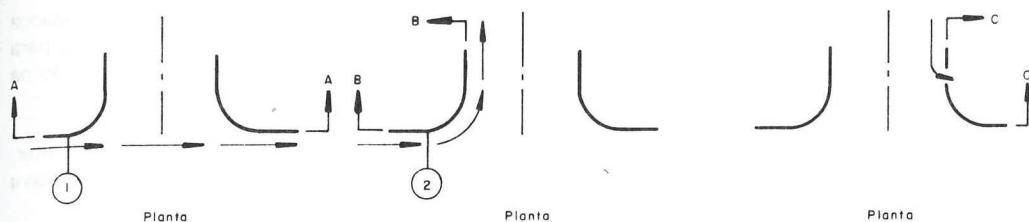
As limitações quanto a inundação do pavimento nos cruzamentos são as mesmas indicadas na Tabela 6.1.

Capacidade teórica

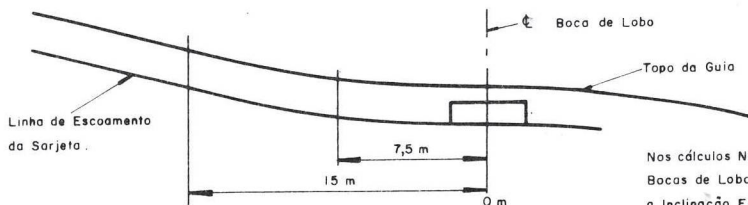
A capacidade teórica de escoamento de cada sarjeta que se aproxima de um cruzamento, deve ser calculada com base na seção transversal mais crítica, como descrito no item 6.

Perfil contínuo através do cruzamento — Quando a declividade da sarjeta for mantida no cruzamento, a declividade a ser usada para calcular a capacidade do sarjetão deve ser aquela correspondente à linha d'água no mesmo. (ver Figura 8.1.).

BIBLIOTECA



Para Calcular a Capacidade da Sarjeta no Ponto 2, Usar a Inclinação Efetiva Obtida Pela Média das Inclinações a 0 m, 7,5 m e 15 m a Montante da Interseção das Duas Sarjetas.



Nos cálculos Necessários Para Projetar Bocas de Lobo Em Greide Contínuo, Usar a Inclinação Efetiva Obtida Pela Média das Inclinações a 0 m, 7,5 m e 15 m a Montante do Centro da Boca de Lobo.

FIGURA 8-1. CONSIDERAÇÕES SOBRE O PROJETO DE DRENAGEM NOS CRUZAMENTOS.

Mudança de direção do escoamento no cruzamento — Quando é necessário efetuar mudança de direção do escoamento com ângulo superior a 45° num cruzamento, a declividade a ser usada para calcular a capacidade de escoamento deve ser a declividade efetiva da sarjeta, conforme definido na Figura 8.1.

Interceptação do escoamento por boca de lobo — Quando o escoamento da sarjeta for interceptado por uma boca de lobo em greide contínuo no cruzamento, deverá ser utilizada nos cálculos a declividade efetiva da sarjeta, conforme definido na Figura 8.1.

Capacidade admissível de escoamento

A capacidade admissível de escoamento, para as sarjetas que se aproximam de um cruzamento, deve ser calculada aplicando-se um fator de redução à capacidade teórica, tendo em conta as seguintes restrições:

Escoamento aproximando-se de uma avenida — Quando o sentido de escoamento é tal a atingir uma avenida, a capacidade de escoamento admissível deve ser calculada aplicando-se o fator de redução da figura 8.2. O perfil a ser considerado para a obtenção do fator de redução deve ser o mesmo que o adotado para o cálculo da capacidade teórica.

Escoamento aproximando-se de ruas secundárias ou principais — Quando o escoamento se dirige para um cruzamento com rua, seja ela secundária ou principal, a capacidade de escoamento deve ser calculada aplicando-se o fator de redução da Figura 6.2. A declividade a ser considerada para se determinar o fator de redução deve ser a mesma adotada para o cálculo da capacidade teórica.

B. CAPACIDADE DE ESCOAMENTO DA SARJETA PARA AS CONDIÇÕES DE CHUVA MÁXIMA DE PROJETO

Profundidade admissível e área inundável

A profundidade admissível e a área inundável, para as condições de chuva máxima de projeto, devem ser limitadas de acordo com as indicações da Tabela 6.2.

Capacidade teórica de escoamento

A capacidade teórica de escoamento de cada sarjeta, que se aproxima de um cruzamento, deve ser calculada com base na seção transversal mais crítica, como descrito no item 8. O perfil, a ser utilizado para cálculo, deverá atender às condições descritas no item A.

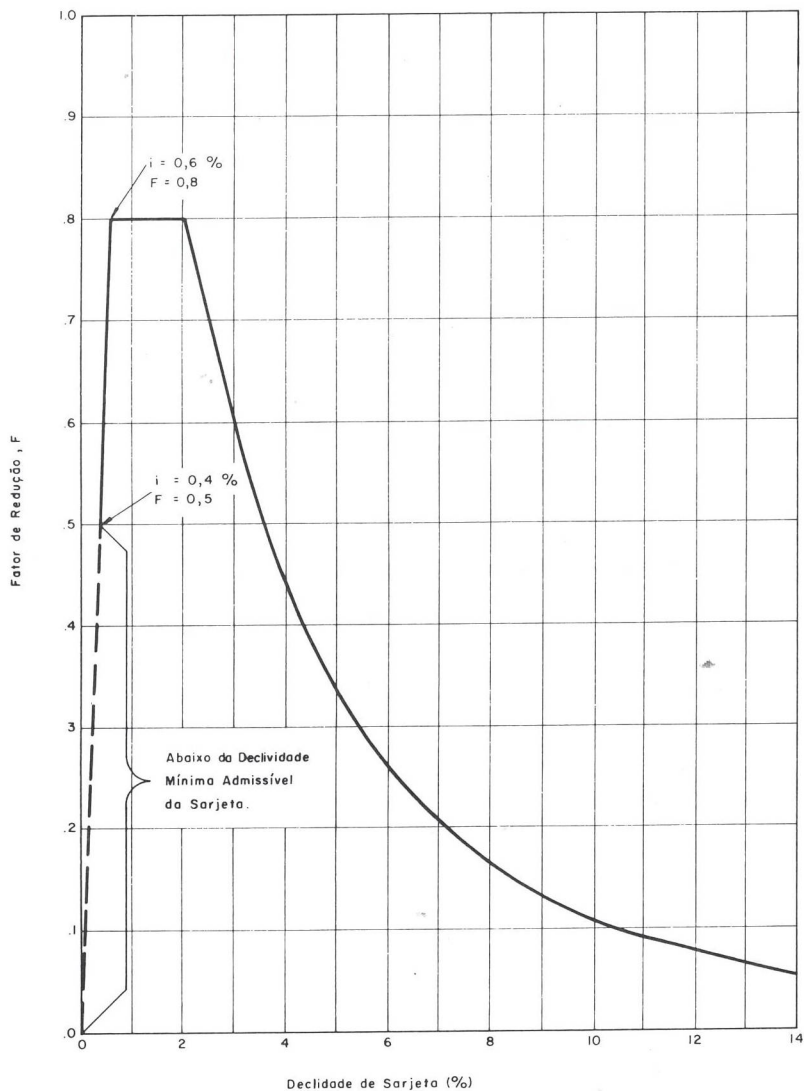
Capacidade admissível

As capacidades admissíveis de escoamento das sarjetas devem ser calculadas aplicando-se o fator de redução da Figura 6.2. A declividade a ser utilizada, para determinar o fator de redução, deve ser a mesma que a adotada para o cálculo da capacidade teórica.

C. ACÚMULO DE ÁGUA

Chuva inicial de projeto

A inundação admissível do pavimento, para a chuva inicial, deverá atender as condições apresentadas na Tabela 6.1.



Aplicar o Fator de Redução da Capacidade Teórica de Acordo Com a Declividade, Para Obter a Capacidade Admissível da Sarjeta na Aproximação de Uma Avenida

FIGURA 8-2. FATOR DE REDUÇÃO DA CAPACIDADE DE ESCOAMENTO DA SARJETA, QUANDO ESTA SE APROXIMA DE UMA AVENIDA

Chuva máxima de projeto

A profundidade admissível e a área inundável, para as condições de chuva máxima de projeto, deverão obedecer aos critérios apresentados na Tabela 6.2.

D. ESCOAMENTO TRANSVERSAL À RUA

Profundidade

A profundidade do escoamento transversal à rua, nos cruzamentos, deve ser limitada segundo as indicações da Tabela 6.3.

Capacidade teórica

A capacidade teórica deve ser calculada no ponto crítico do escoamento transversal à rua.

Sarjetões — Onde o escoamento transversal se verifica em uma rua secundária ou principal, através de um sarjetão, a área da seção utilizada para cálculos será aquela correspondente à linha central da rua, e a declividade deverá corresponder à do sarjetão naquele ponto.

E. CONSIDERAÇÕES ESPECIAIS PARA ÁREAS COMERCIAIS

Em áreas comerciais muito desenvolvidas, onde é provável grande movimento de pedestres, devem ser utilizadas sarjetas que possam ser ultrapassadas com um passo nos cruzamentos. Nenhum escoamento deverá circundar as esquinas, sendo, portanto, necessárias bocas de lobo na maioria dos casos.

Do ponto de vista de tráfego de veículos, os cruzamentos devem satisfazer às mesmas exigências que as ruas principais, ou mesmo avenidas, de modo a ser prevista, para as condições de chuva inicial de projeto, uma faixa para os veículos e sarjetas ultrapassáveis pelos pedestres.

9. CANAIS CENTRAIS EM RUAS

O uso de canais centrais em ruas, para drenagem de águas pluviais, apresenta numerosos problemas para o projetista, devendo merecer uma análise muito cuidadosa antes de qualquer decisão no sentido de sua utilização em áreas em desenvolvimento.

O escoamento nos canais exige que certos critérios hidráulicos sejam satisfeitos, para funcionar adequadamente. Além disso, é importante ter em conta o fato de que o projeto de drenagem é subserviente às necessidades do tráfego e, portanto, as exigências de ordem hidráulica não devem, em nenhuma hipótese, prevalecer sobre aquelas.

Geralmente, as necessidades relativas aos cruzamentos, e outros requisitos para as ruas, são incompatíveis com os critérios de projeto desejáveis para os canais. Devido a estas incompatibilidades, os canais centrais em ruas quase sempre apresentam projeto inadequado e não cumprem satisfatoriamente a sua função.

Assim, do ponto de vista de engenharia e levando-se em consideração todos os aspectos ambientais envolvidos, o uso de canais de drenagem na faixa central é desaconselhável. Exceção deve ser feita, entretanto, quando já existe um curso d'água no local cogitado de implantação do canal central, e as condições são tais que as ruas podem ser construídas em cada lado do mesmo, sem interferência com seus requisitos hidráulicos de projeto.

A. RESTRIÇÕES AOS CANAIS CENTRAIS

Um canal, localizado entre duas faixas de tráfego, deve ser construído de maneira compatível com as características da rua. Frequentemente são necessárias curvas com grandes raios, para satisfazer aos requisitos hidráulicos. Estas necessidades, no entanto, devem obrigatoriamente satisfazer os requisitos de projeto da rua.

Bacias de retenção, para redução dos picos de descarga, por outro lado, não se prestam adequadamente para serem usadas em conjunto com canais situados em faixas centrais.

Por outro lado, ressalte-se que há uma tendência normal de retificação dos canais localizados nas faixas centrais das ruas, o que, geralmente implica em velocidades maiores e, conseqüentemente, tempos de concentração mais reduzidos, com aumento dos picos de descarga a jusante.

B. RESTRIÇÕES ÀS RUAS

O uso de canais centrais coloca certas restrições indesejáveis nos projetos de ruas. Estas incluem a necessidade de sinais de tráfego duplos em alguns cruzamentos, restrições a conversões à esquerda, e necessidade de algum tipo de proteção lateral para o tráfego.

C. CANAIS CENTRAIS EM CINTURÕES VERDES

Do ponto de vista do planejamento urbano, é desejável prever, junto aos cursos d'água existentes, faixas laterais de largura adequada para a criação de cinturões verdes. Todavia, no caso de projetos envolvendo avenidas marginais, é preciso ter em conta os riscos para o tráfego, que porventura possam resultar.

10. BIBLIOGRAFIA

1. **Subdivision Control Ordinance, Planning Office Subdivision Regulations.** Appendix A to Subdivision Regulations, Street Classification and Right-of-Way Design Standards, City and County of Denver, Department of Public Works, August 21, 1964, and April 1965.
2. **The Asphalt Handbook.** The Asphalt Institute, College Park, Maryland, April 1965.
3. **A Study of Inverted Crown Residential Streets and Alleys,** Conducted for the Federal Housing Administration por The National Research Council, Building Research Advisory Board. Washington, D.C. 1957.
4. **Highway Engineering,** por Clarkson H. Oglesby e Larence I. Hewes, John Wiley and Sons, Inc., New York, New York, 1954.
5. **The Swing to Full-Dept. . . The Case for Laying Asphalt on the Raw Subgrade,** por W.L. Minderman, The Asphalt Institute, College Park, Maryland, June 1968.
6. "On-the-spot Tests Check Gutter Capacity", por Homer Hamlin e Jose Bautista, **The American City**, April 1965.
7. **Design of Roadside Drainage Channels.** U.S. Department of Commerce. Bureau of Public Roads, Washington, D.C., 1965.

VI

Bocas de lobo

1. CONCEITUAÇÃO GERAL

A. GENERALIDADES

Boca de lobo é um dispositivo especial que tem a finalidade de captar as águas pluviais que escoam pelas sarjetas, para, em seguida, conduzi-las às galerias ou tubulações subterrâneas. Basicamente, podem ser classificadas em quatro tipos, a saber:

- Boca de lobo simples
- Boca de lobo com grelha
- Boca de lobo combinada
- Boca de lobo múltipla

Além desses tipos, podem ainda ser classificadas quanto à localização, em:

- Bocas de lobo situadas em pontos intermediários das sarjetas
- Bocas de lobo situadas em pontos baixos das sarjetas

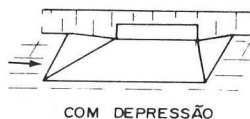
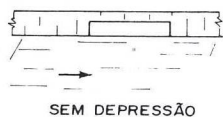
No primeiro caso as bocas de lobo localizam-se em trechos contínuos e de declividade constante das sarjetas. A entrada das águas pluviais se dá através de apenas uma das extremidades da boca de lobo.

No segundo caso, a boca de lobo localiza-se em pontos baixos das sarjetas, decorrentes da mudança de declividade da rua (de positiva para negativa), ou junto à curvatura das guias, no cruzamento de duas ruas. A entrada das águas pluviais ocorre pelas duas extremidades da boca de lobo. Na Figura 1.1 são apresentados os principais tipos de boca de lobo.

B. PARÂMETROS CARACTERÍSTICOS DAS BOCAS DE LOBO

É apresentada a seguir uma relação dos principais parâmetros característicos das bocas de lobo, utilizados no presente Capítulo.

A) BOCA DE LOBO SIMPLES



B) BOCA DE LOBO COM GRELHA



C) BOCA DE LOBO COMBINADA



D) BOCA DE LOBO MÚLTIPLA

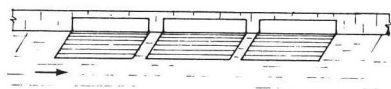


FIGURA 1-1. PRINCIPAIS TIPOS DE BOCAS DE LOBO

A = área da seção transversal de escoamento da sarjeta em frente à boca de lobo (m^2).

A_o = área da seção transversal de escoamento da sarjeta (m^2).

A_u = área útil da grelha (m^2).

a = altura da depressão, medida a partir da borda interna da sarjeta, na extremidade de montante da boca de lobo (m). Ver Figura 3.4.

a' = altura da depressão, medida a partir da borda externa da sarjeta, na extremidade de montante da boca de lobo (m).

b = altura da depressão, medida a partir da borda interna da sarjeta, na extremidade de jusante da boca de lobo (m). Ver Figura 3.4.

e = espaçamento entre as barras longitudinais das grelhas (m).

g = aceleração da gravidade ($9,8 \text{ m/s}^2$).

h = altura da abertura na guia (m).

L = comprimento da boca de lobo, ou da grelha (m). Ver Figura 3.4.

L_o = comprimento da grelha necessário para captar toda a água que escoar na sarjeta dentro da faixa correspondente à sua largura (m). Ver Figura 4.7.

L_1 = comprimento da transição de montante para a depressão da sarjeta (m). Ver Figura 3.4.

L_2 = comprimento da transição de jusante para a depressão da sarjeta (m). Ver Figura 3.4.

L' = comprimento da grelha necessário para interceptar, lateralmente, toda a água que escoar nas sarjetas (m).

m = coeficiente da tabela 4.1.

n = coeficiente de rugosidade de Manning.

p = perímetro da grelha (m).

Q = vazão esgotada pela boca de lobo (m^3/s).

Q_o = vazão que escoar na sarjeta (m^3/s).

q = vazão total não esgotada pela boca de lobo (m^3/s).
 $q = Q_o - Q \cong q_2 + q_3$

q_2 = vazão que escoar lateralmente à grelha (m^3/s).

q_3 = vazão que escoar sobre a grelha (m^3/s).

i = declividade longitudinal da rua

i_t = declividade transversal do pavimento da rua

T = largura da seção molhada de escoamento (m).

t = espessura das barras longitudinais das grelhas (m).

V = velocidade média de escoamento na sarjeta, na seção imediatamente a montante da boca de lobo (m/s) = Q_o/A .

V_o = velocidade média de escoamento nas sarjetas (m/s) = Q_o/A_o .

W = largura da grelha, da depressão, ou da sarjeta (m).

y = profundidade da lâmina d'água na sarjeta, na seção imediatamente a montante da boca de lobo (m).

y_o = profundidade da lâmina d'água na sarjeta (m).

y' = profundidade da lâmina d'água junto à borda externa da grelha (m).

θ' = ângulo formado entre o plano da superfície do pavimento e o plano vertical ($\tan \theta' = 1/i_t$).

θ = ângulo formado entre o plano da depressão da sarjeta e o plano vertical.

θ_o = ângulo formado entre o plano da sarjeta e o plano vertical.

A Figura 1.2 apresenta os parâmetros característicos das bocas de lobo na seção da sarjeta. Os demais parâmetros estão representados em diversas outras ilustrações apresentadas neste Manual.

C. BOCA DE LOBO SIMPLES

Trata-se de boca de lobo largamente utilizada em projetos de drenagem urbana, especialmente nos pontos baixos das sarjetas. É constituída de uma abertura vertical na guia, denominada guia chapéu, através da qual permite-se a entrada da água pluvial que escoar sobre as sarjetas.

A capacidade de esgotamento de uma boca de lobo simples é função da rapidez com que se processa a mudança de direção do escoamento na sarjeta. Essa mudança de direção é ocasionada, principalmente, pela declividade transversal da superfície da sarjeta. Portanto, aumentando-se esta declividade, por exemplo através de uma depressão na sarjeta junto à face da guia, a capacidade de esgotamento da boca de lobo será substancialmente aumentada.

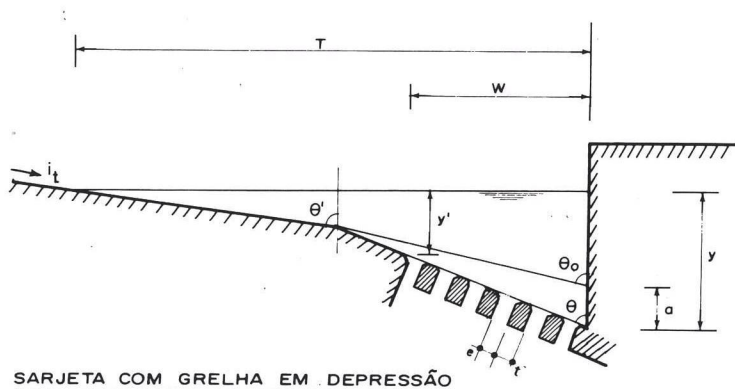
A principal vantagem da boca de lobo simples é que as obstruções por detritos, embora sejam inevitáveis, são menos frequentes por serem as aberturas maiores, quando comparadas com outros tipos de boca de lobo. A desvantagem principal é a baixa eficiência quando utilizada em sarjetas com declividades longitudinais acentuadas.

D. BOCA DE LOBO COM GRELHA

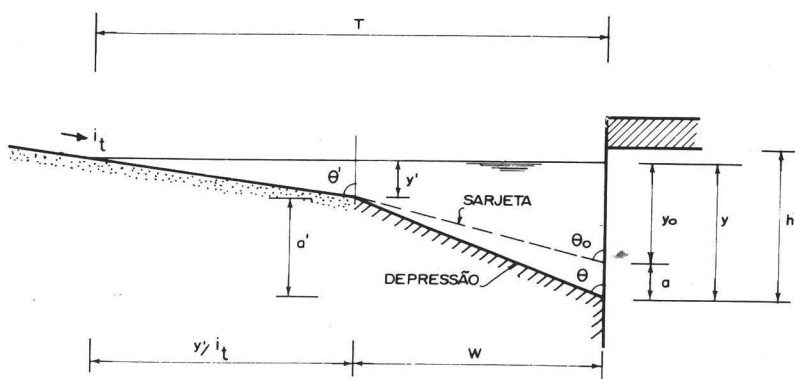
É um tipo de boca de lobo que possui uma abertura coberta com barras metálicas longitudinais e/ou transversais, formando uma ou mais **grelhas**. As barras metálicas poderão estar dispostas paralelamente ou perpendicularmente à direção do escoamento, e denominam-se, respectivamente, **grelhas longitudinais** ou **grelhas transversais**. A principal desvantagem das grelhas é a sua obstrução com detritos transportados pelas enxurradas, acarretando redução substancial da capacidade de esgotamento das mesmas, tornando-se, em alguns casos, completamente inativas. Quando se trata de grelhas em pontos baixos das sarjetas, a probabilidade de obstrução torna-se maior ainda.

Para aumentar a capacidade de esgotamento das grelhas pode-se construí-las com depressão, porém, muitas vezes, essa solução poderá não ser recomendável em razão dos transtornos que causam ao tráfego de veículos.

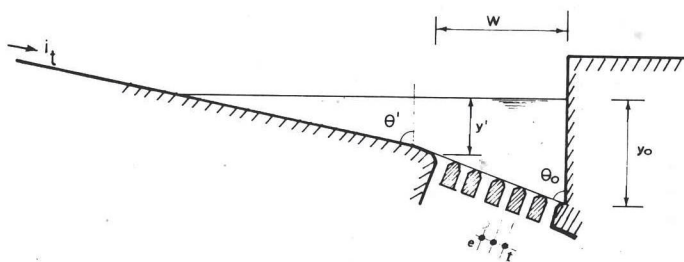
Numerosas experiências foram realizadas para se determinar as características das grelhas. Essas experiências revelaram que as grelhas constituídas exclusivamente por barras longitudinais são mais eficientes e menos sujeitas a obstrução do que aquelas compostas exclusivamente por barras transversais, ou que tenham algumas barras transversais. As grelhas longitudinais, mesmo bem projetadas, são também passíveis de obstruções, porém menos frequentes com relação às transversais.



SARJETA COM GRELHA EM DEPRESSÃO



BOCA DE LOBO SIMPLES COM DEPRESSÃO



SARJETA COM GRELHA SEM DEPRESSÃO

FIGURA 1-2. PARÂMETROS REPRESENTATIVOS DA SEÇÃO TRANSVERSAL DA SARJETA.

E. BOCA DE LOBO COMBINADA

Trata-se de uma associação entre a boca de lobo simples e a grelha, e que funciona como um conjunto único. Como nos casos anteriores, pode ser construída com ou sem depressão, e localizada em pontos intermediários das sarjetas ou em pontos baixos. Normalmente a grelha é instalada defronte à abertura da guia, mas pode também ser colocada a montante ou a jusante.

Ensaio de laboratório revelaram que na boca de lobo combinada, enquanto não houver obstrução na grelha, a abertura na guia pouco influi na sua capacidade. Porém quando ocorre qualquer obstrução, essa abertura torna-se importante para o funcionamento da boca de lobo. Se a grelha for colocada a jusante da guia chapéu obtém-se melhores resultados.

F. BOCA DE LOBO MÚLTIPLA

Trata-se de duas ou mais bocas de lobo, instaladas em série, funcionando como um conjunto único. Qualquer um dos tipos já mencionados pode ser utilizado, e todas as particularidades discutidas para cada tipo são válidas para as bocas de lobo múltiplas.

2. RECOMENDAÇÕES GERAIS PARA A ESCOLHA DAS BOCAS DE LOBO

Na escolha dos tipos de bocas de lobo, deverão ser observadas as seguintes recomendações de caráter geral.

A. PONTOS INTERMEDIÁRIOS DAS SARJETAS

Quanto maior a declividade transversal da rua, melhor será a condição de esgotamento através da boca de lobo. Entretanto, não convém aumentar demasiadamente esta declividade, porque poderá ser comprometido o tráfego de veículos e prejudicada a comodidade dos pedestres.

Os espaçamentos das bocas de lobo devem ser projetados de modo que 90 a 95% da vazão pela sarjeta seja interceptada, deixando a parcela restante para a boca de lobo de jusante, contanto que a vazão excedente não seja muito alta.

Para ruas com declividade suave, de até 5%, recomenda-se a utilização de bocas de lobo simples, com ou sem depressão, dependendo da vazão a ser captada. O uso de outros tipos depende de considerações a respeito dos seguintes fatores:

- vazão de projeto
- possibilidade de obstrução
- interferências com o tráfego de veículos

B. PONTOS BAIXOS DAS SARJETAS

Nos pontos baixos das sarjetas existentes, quando há mudança de declividade longitudinal, de positiva para negativa, a boca de lobo poderá funcionar como seção de controle de escoamento das águas pluviais. Nesse caso, a boca de lobo deverá ser projetada cuidadosamente com uso, de preferência, dos tipos simples ou combinada, sendo conveniente prever uma segurança adicional face à possibilidade de obstrução das bocas de lobo de montante.

Quando esses pontos baixos ocorrem junto à curvatura das guias, no cruzamento de ruas, as bocas de lobo devem ainda ser simples ou combinadas. Entretanto, não é necessária a mesma cautela do caso anterior, porque a enxurrada pode prosseguir pelas valetas, atravessar a rua, e continuar o seu escoamento até a próxima boca de lobo.

C. EFICIÊNCIA DAS BOCAS DE LOBO

Na prática, a capacidade de esgotamento das bocas de lobo é menor que a calculada, em razão de diversos fatores entre os quais enumeram-se:

- obstruções causadas por detritos carreados pelas águas.
- irregularidades nos pavimentos das ruas, junto às sarjetas e bocas de lobo.
- hipóteses de cálculo que nem sempre correspondem à realidade.

Para compensar os efeitos globais destes fatores, deve-se aplicar coeficientes de redução sobre os valores teóricos calculados de acordo com critérios descritos nos itens subseqüentes. A tabela 2.1 a seguir resume os coeficientes de redução sugeridos.

LOCALIZAÇÃO NAS SARJETAS	TIPO DA BOCA DE LOBO	% PERMITIDA SOBRE O VALOR TEÓRICO
PONTO BAIXO	SIMPLES	80
PONTO BAIXO	COM GRELHA	50
PONTO BAIXO	COMBINADA	65
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 2-1. COEFICIENTES DE REDUÇÃO DAS CAPACIDADES DAS BOCAS DE LOBO

3. DIMENSIONAMENTO DA BOCA DE LOBO SIMPLES

A. GENERALIDADES

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 um orifício.

Os critérios de projeto a seguir apresentados referem-se, salvo especificação em contrário, a condições de escoamento com superfície livre.

B. BOCAS DE LOBO SIMPLES EM PONTOS BAIXOS DAS SARJETAS

Os elementos necessários para o dimensionamento de uma boca de lobo simples, com depressão de 5 cm, localizada em pontos baixos das sarjetas, estão apresentados na Figura 3.1. Trata-se de uma adaptação baseada em resultados obtidos pelo "Bureau of Public Roads" e é aplicável tanto para o escoamento com superfície livre, quanto para o escoamento afogado.

Para depressões de 2,5 cm e de 7,5 cm, devem ser utilizadas as Figuras 3.2 e 3.3, válidas apenas para escoamento com superfície livre e que foram adaptadas de "HYDRAULIC DESIGN OF DEPRESSED CURB-OPENING INLETS" (W.J. Bauer e D.C. Woo — Highway Research Record Nº 58). O gráfico da figura 3.1 foi elaborado com base nas seguintes hipóteses:

- Para $y \leq h$, a boca de lobo tem funcionamento semelhante ao de um vertedor de soleira livre, e a sua capacidade de esgotamento aumenta proporcionalmente a $y^{1.5}$.
- Para $y \geq 2h$, a boca de lobo tem funcionamento semelhante ao de um orifício, e a capacidade de esgotamento aumenta proporcionalmente a $y^{0.5}$.
- Para $h < y < 2h$, o funcionamento da boca de lobo é instável e indefinido, e corresponde a uma condição de transição entre o funcionamento como vertedor e como orifício.

Em geral, nos pontos baixos das sarjetas, devido à necessidade de execução da curva de concordância vertical, as declividades longitudinais das sarjetas diminuem gradativamente à medida que se aproxima do ponto mais baixo, onde se instala a boca de lobo. Essa mudança gradativa faz com que a profundidade da lâmina d'água nas imediações do ponto mais baixo da sarjeta aumente, tornando necessária uma verificação. Em geral pode-se admitir a declividade longitudinal de 0,2%, na seção da sarjeta situada cerca de 10 metros a montante do ponto mais baixo, e para a qual deve ser calculada a lâmina d'água correspondente, admitindo-se, em primeira aproximação, regime uniforme de escoamento. Se o valor de y_0 , assim calculado, for maior que o valor de y_0 utilizado no cálculo através das Figuras 3.1, 3.2 ou 3.3, não haverá problemas para o escoamento na boca de lobo. Caso contrário, ocorrerá o fenômeno de remanso ao longo da sarjeta, com possíveis consequências indesejáveis de acumulação das águas a montante. A fim de facilitar essa verificação, recomenda-se a construção do gráfico de Q_0 em função de y_0 , relativo à seção em estudo e para a declividade de 0,2%.

Para as bocas de lobo situadas em pontos baixos das sarjetas, onde pode ocorrer acumulação de água, embora sejam dimensionadas para chuvas com período de retorno, por exemplo, de 2 ou 5 anos, será desejável calcular a capacidade de esgotamento para lâminas d'água resultantes de chuvas de período de retorno superior a 5 anos. Um acréscimo relativamente pequeno de custo poderá permitir o aumento do diâmetro dos tubos de conexão, a fim de escoar a vazão adicional resultante do acréscimo de carga hidráulica na boca de lobo. O exemplo a seguir ilustra a utilização da Figura 3.1 para as duas condições de escoamento.

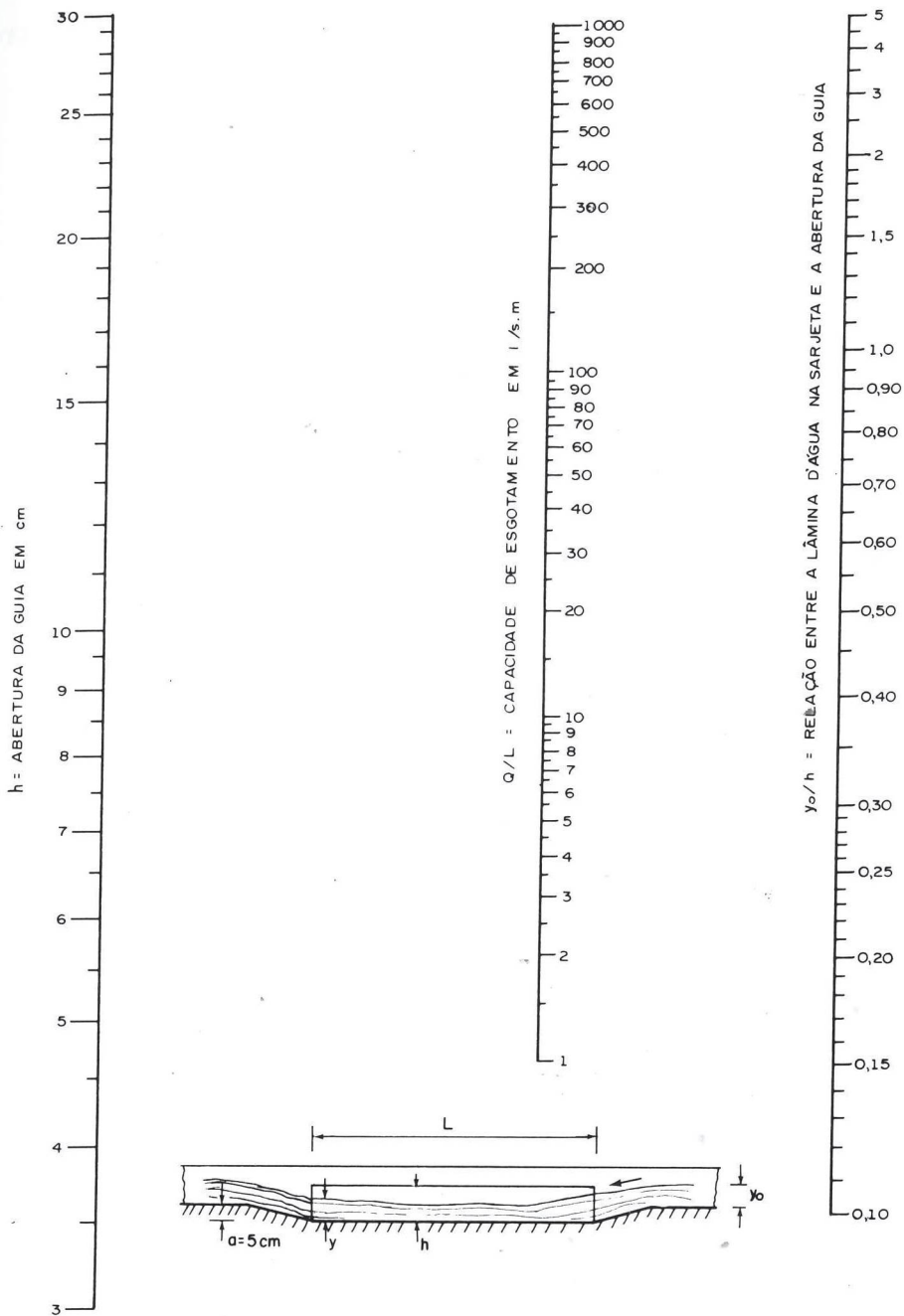


FIGURA 3-1. CAPACIDADE DE ESGOTAMENTO DAS BOCAS DE LOBO SIMPLES COM DEPRESSÃO DE 5 cm, EM PONTOS BAIXOS DAS SARJETAS.

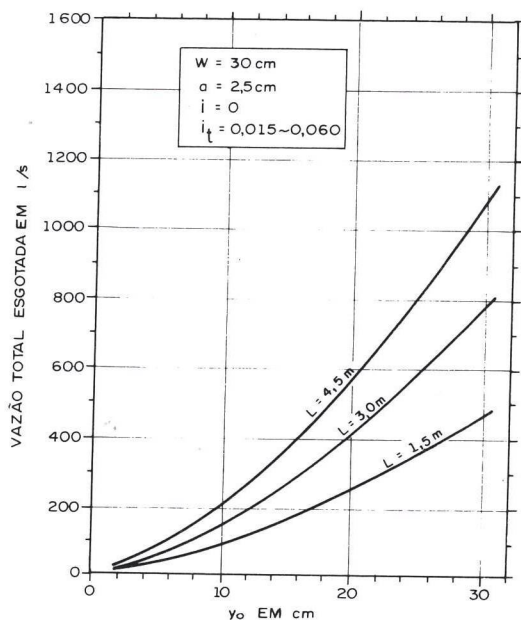


FIGURA 3-2. CAPACIDADE DE ESGOTAMENTO DA BOCA DE LOBO SIMPLES, EM PONTOS BAIXOS DAS SARJETAS

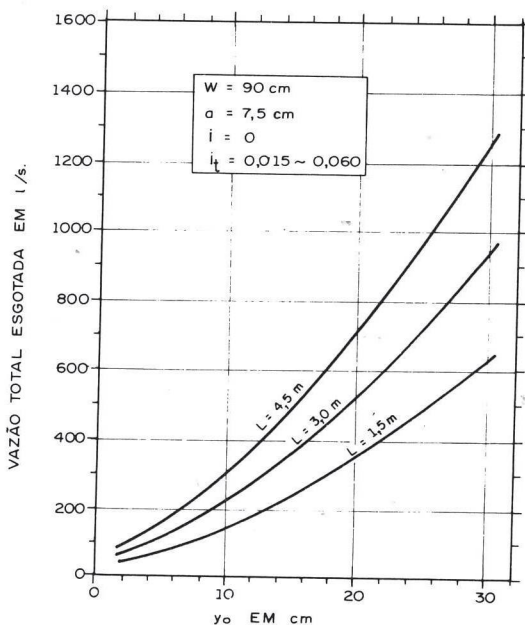


FIGURA 3-3. CAPACIDADE DE ESGOTAMENTO DA BOCA DE LOBO SIMPLES, EM PONTOS BAIXOS DAS SARJETAS

EXEMPLO:

Dados:

- Vazão pelas sarjetas de 170 l/s por um lado, e 57 l/s por outro lado.
- Lâmina d'água junto à guia: $y_o = 12$ cm.
- Altura da abertura na guia: $h = 15$ cm.
- Depressão $a = 5$ cm e largura $W = 60$ cm.

Calcular:

- Comprimento mínimo necessário para a boca de lobo (L).
- Capacidade de esgotamento (Q), para a lâmina d'água $y_o = 30$ cm.

Solução:

Parte a: Para $h = 15$ cm e $y_o/h = 0,8$:

- Pela Figura 3.1: $Q/L \cong 75$ l/s . m.
- Pela Tabela 2.1: Coeficiente de redução = 0,80.

Portanto: $Q/L = 60$ l/s . m.

Comprimento mínimo: $L = 227/60 \cong 3,8$ m.

Parte b: Para $h = 15$ cm, $y_o/h = 2,0$.

- Pela Figura 3.1: $Q/L = 220$ l/s . m.
- Pela Tabela 2.1: Coeficiente de redução = 0,80.

Portanto: $Q/L = 176$ l/s . m.

Se $L = 3,8$ m, $Q = 176 \times 3,8 = 669$ l/s.

C. BOCAS DE LOBO SIMPLES EM PONTOS INTERMEDIÁRIOS DAS SARJETAS

Solução para o caso geral

A Figura 3.4 mostra, esquematicamente, as grandezas características de uma boca de lobo simples, com a sarjeta em depressão, e instalada em trechos intermediários. Considerando-se que a declividade da linha de energia, na faixa de transição L_1 , é praticamente a mesma que ao longo da sarjeta, a perda de carga neste trecho será igual a iL_1 . Aplicando-se o princípio de conservação da energia, tem-se:

$$\frac{V_o^2}{2g} + y_o + Z = \frac{V^2}{2g} + y + i \cdot L_1 \quad (3-1)$$

onde: $Z \cong i \cdot L_1 + a$, $V = \frac{Q_o}{A}$ e $V_o = \frac{Q_o}{A_o}$

$$\frac{Q_o^2}{2gA^2} + y = \frac{Q_o^2}{2gA_o^2} + y_o + a \quad (3-2)$$

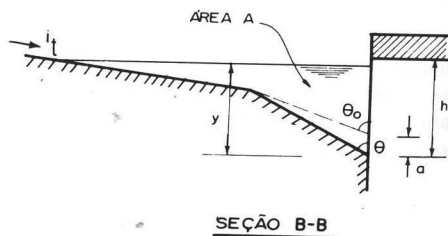
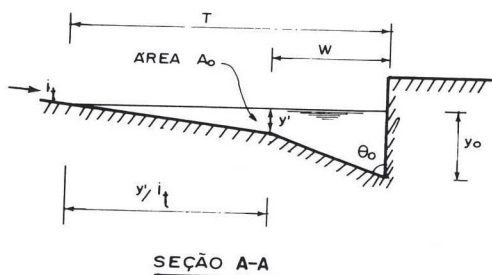
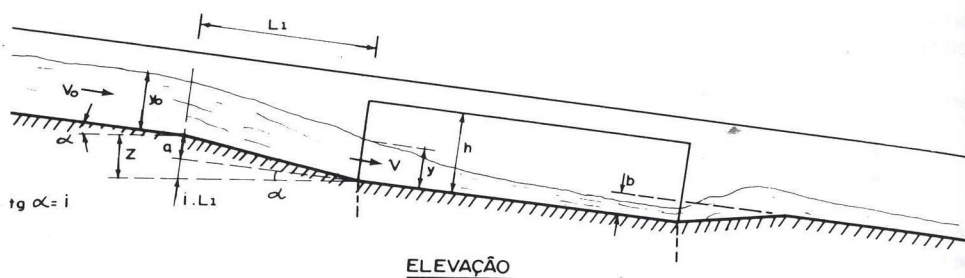
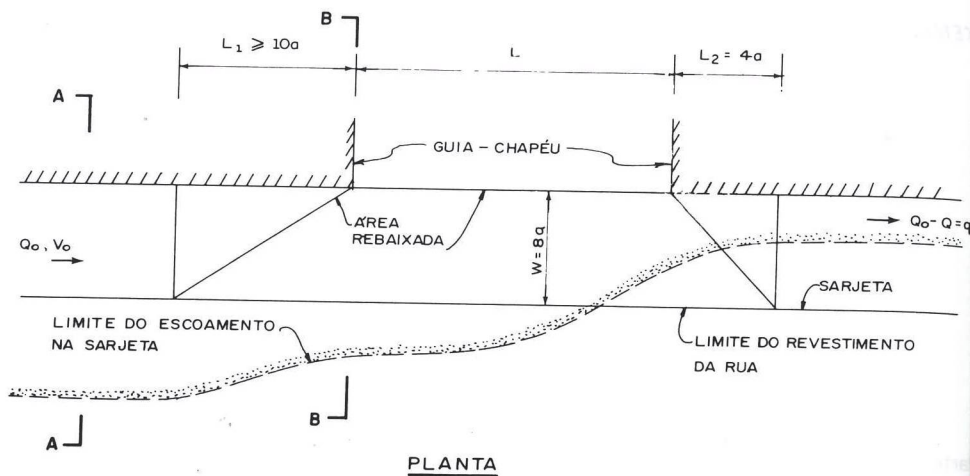


FIGURA 3-4. BOCAS DE LOBO SIMPLES, EM PONTOS INTERMEDIÁRIOS DAS SARJETAS.

Admitindo-se que o nível de água na seção transversal das sarjetas seja horizontal, a área A dessa seção será uma função de y . Portanto, uma vez conhecida a depressão a , o valor de y pode ser calculado através da equação (3-2), por tentativas, ou através de gráficos. Conhecido o valor de y , a vazão esgotada deve ser calculada pela equação seguinte, obtida através de pesquisas desenvolvidas pela Universidade Johns Hopkins:

$$\frac{Q}{L} = (K + C) y \sqrt{gy} \quad (3-3)$$

onde K e C são adimensionais, para os quais as experiências permitiram estabelecer os seguintes valores:

a. Boca de lobo simples com depressão — ($a \neq 0$).

Os ensaios foram realizados em bocas de lobo com as seguintes características:

$$\begin{aligned} L_1 &= 10 a \\ L_2 &= 4 a \\ W &= 8 a \end{aligned}$$

para os quais constatou-se que $K = 0,23$ e o valor de C pode ser calculado pela expressão:

$$C = \frac{0,45}{1,12 X F^2} \quad (3-4)$$

$$\text{onde, } X = \frac{L}{a \cdot \operatorname{tg} \theta} \quad (3-5)$$

e F é o número de Froude definido pela equação:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gy}} \quad \text{ou} \quad F^2 = 2 \left(\frac{E}{y} - 1 \right)$$

$$\text{onde, } E = \frac{V^2}{2g} + y = \frac{Q_o^2}{2gA^2} + y$$

A Figura 3.5 apresenta graficamente a solução para a equação (3-4).

Se $L_2 \neq 4 a$ e $a \neq b$, a equação (3-5) deve ser modificada para:

$$X = \frac{L}{a_1 \operatorname{tg} \theta} \quad (3-5a)$$

$$\text{onde, } a_1 = \frac{b - i \cdot L_2}{1 - 4 \cdot i} \quad (3-6)$$

A equação (3.3) anterior com $K = 0,23$, fica:

$$\frac{Q}{L} = (0,23 + C) y \sqrt{gy} \quad (3-7)$$

e se encontra representada na Figura 3.6, sendo que o valor de y poderá ser calculado por tentativas, mediante a aplicação da equação (3-2).

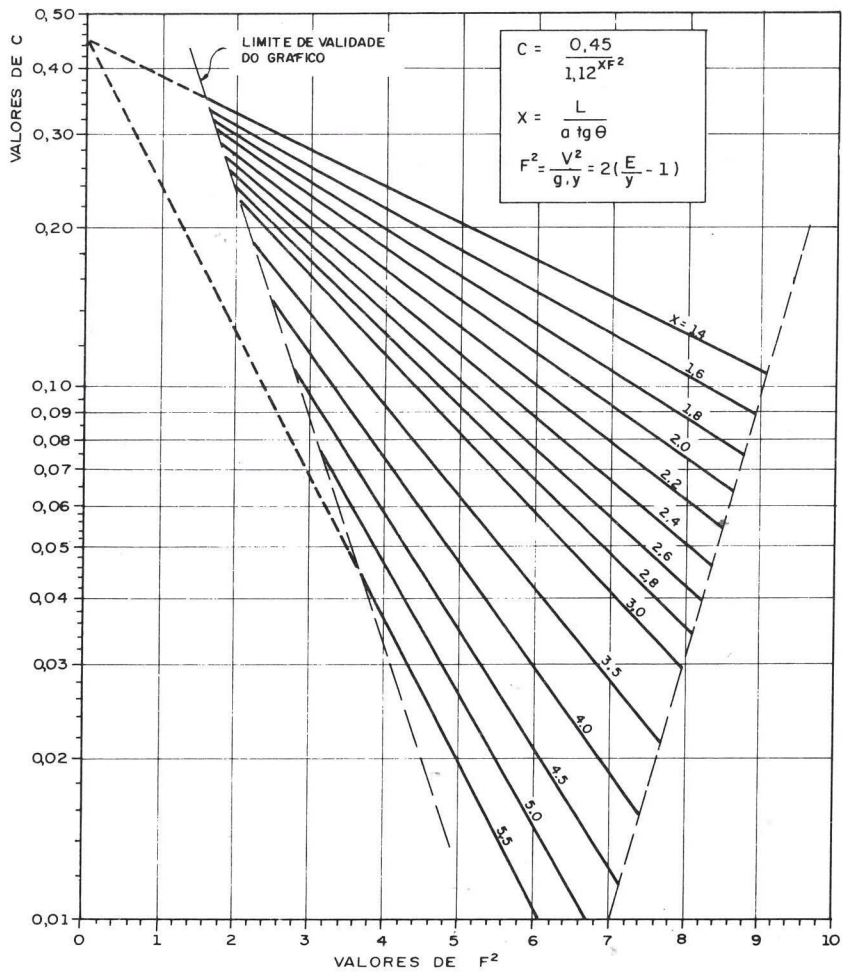


FIGURA 3-5. VALORES DE C

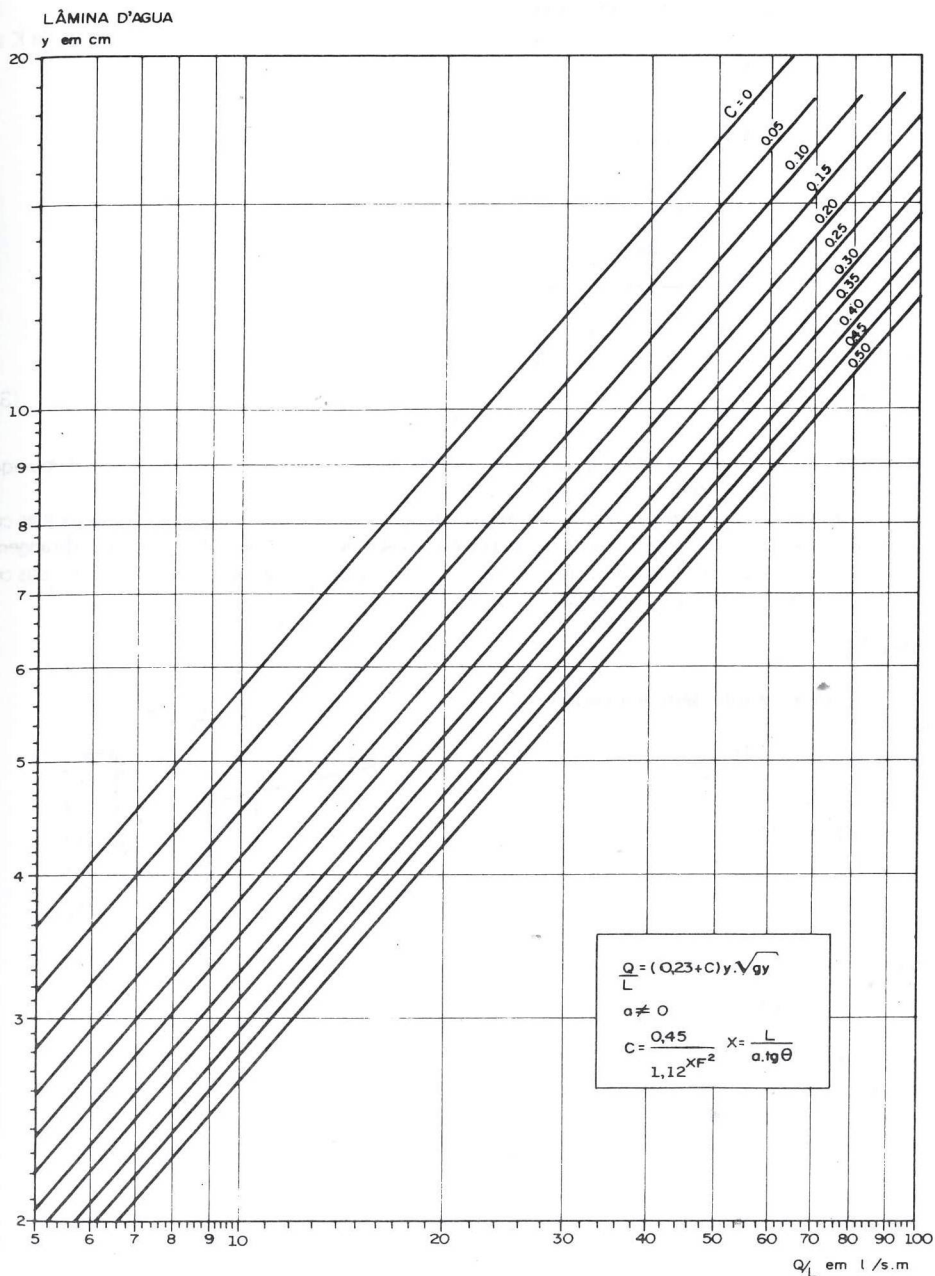


FIGURA 3-6. BOCA DE LOBO SIMPLES COM DEPRESSÃO DA SARJETA

b. Bocas de lobo simples sem depressão — ($a = 0$).

Nesses casos a solução é mais simples, pois $C = 0$, $y = y_o$ e $\text{tg} \theta = \text{tg} \theta_o$. Os valores de K são funções de $\text{tg} \theta_o$ conforme segue:

$\text{tg} \theta_o$	K
12	0,23
24	0,20
48	0,20

A equação (3.3) anterior fica:

$$\frac{Q}{L} = K y_o \sqrt{g y_o} \quad (3-8)$$

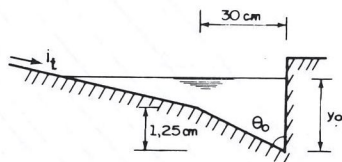
a qual se encontra representada na Figura 3.7, e o valor de y_o é calculado através de ábacos ou equações, conforme consta no item 6 do Capítulo RUAS.

Como todas as fórmulas empíricas, essas equações são válidas, a rigor, somente para as condições ensaiadas em laboratório. Todavia, as experiências da Universidade Johns Hopkins abrangeram uma gama tão ampla de investigações, que as equações acima podem ser aplicadas à maioria das condições comumente encontradas na prática.

EXEMPLOS:

a. Bocas de lobo sem depressão.

Dados: $Q_o = 28 \text{ l/s}$
 $n = 0,016$
 $i = 0,03 \text{ m/m}$
 $i_t = 0,02 \text{ m/m}$
 $\text{tg} \theta_o = 24$
 $W = 30 \text{ cm}$



Calcular: L para 80%, 90% e 100% de esgotamento.

SOLUÇÃO:

1. Cálculo de y_o por tentativas:

Tabela 2.1: coeficiente de redução = 0,80

Portanto: $Q_o = 28/0,80 = 35 \text{ l/s}$

Segundo o ábaco da Figura 6.1 (do Capítulo "RUAS")

Para $y_o = 4 \text{ cm}$: $Q_o = 18 - 6,5 + 13,5 = 25 \text{ l/s}$.

Para $y_o = 5 \text{ cm}$: $Q_o = 33 - 15 + 32 = 50 \text{ l/s}$.

Para $y_o = 4,5 \text{ cm}$: $Q_o = 25 - 10,5 + 22 = 36,5 \text{ l/s}$.

$\therefore Q_o = 35 \text{ l/s}$, para

$y_o \cong 4,4 \text{ cm}$.

2. Cálculo de Q/L :

$Q/L = K \cdot y_o \cdot \sqrt{g y_o}$, onde $K = 0,20$; resulta:

$Q/L = 5,8 \text{ l/s.m.}$ (Valor confirmado pela Figura 3.7).

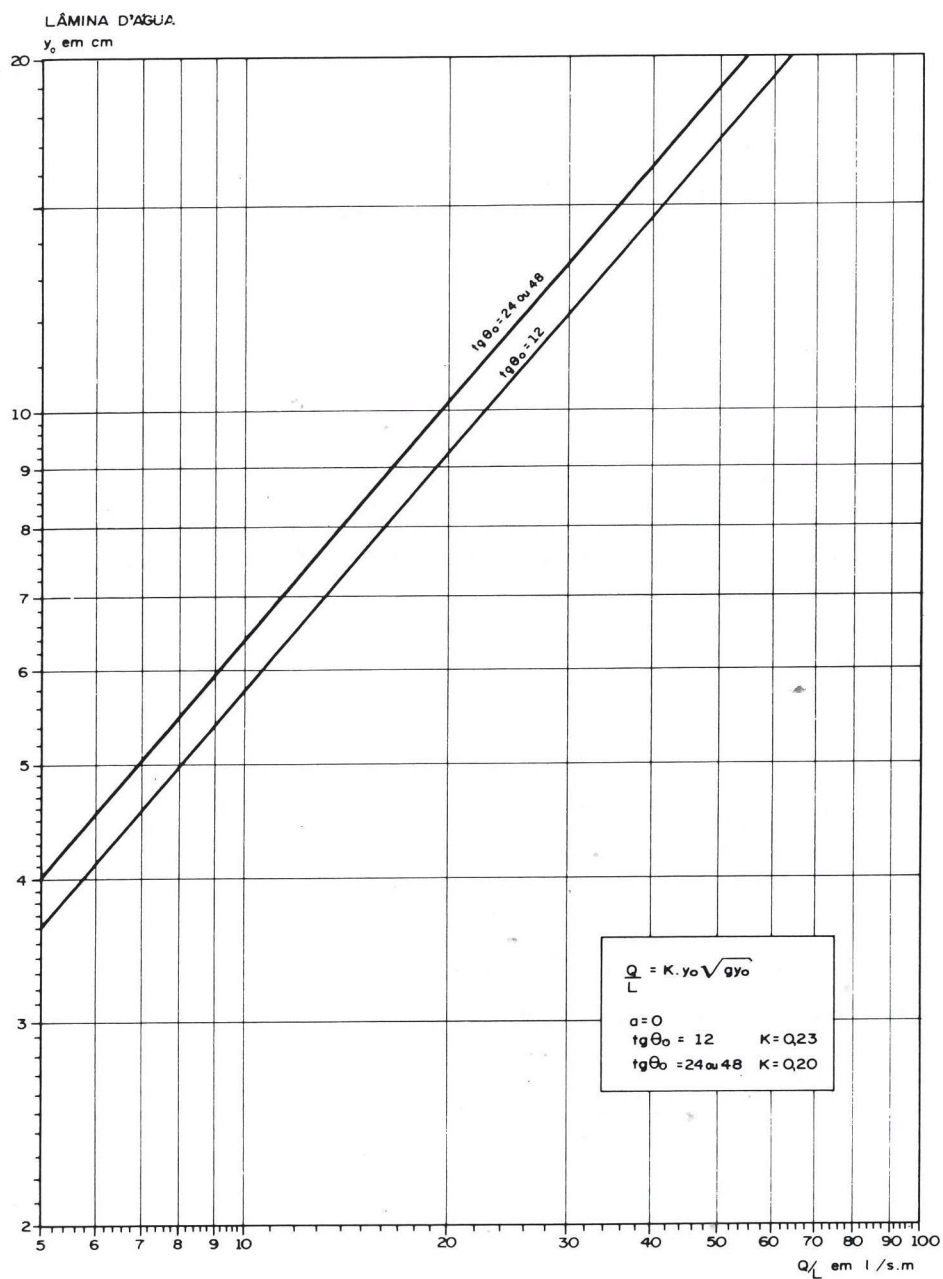


FIGURA 3-7. BOCA DE LOBO SIMPLES SEM DEPRESSÃO DA SARJETA

3. Cálculo de L:

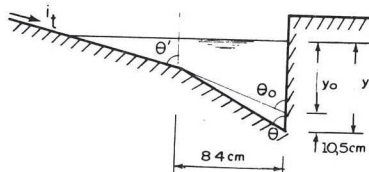
Para $Q/Q_o = 100\%$, $L = 35/5,8 = 6,0$ m.

Para $Q/Q_o = 90\%$, $L = 31,5/5,8 = 5,4$ m.

Para $Q/Q_o = 80\%$, $L = 28/5,8 = 4,8$ m.

b. Bocas de lobo com depressão:

Dados: $Q_o = 80$ l/s
 $i = 0,025$ m/m
 $i_t = 0,02$ m/m
 $n = 0,016$
 $\text{tg}\theta_o = 12$
 $a = 10,5$ cm
 $L = 91$ cm
 $W = 8a = 84$ cm



Calcular: as vazões Q e q , respectivamente a esgotada e a que ultrapassa a boca de lobo.

SOLUÇÃO:

1. Recomenda-se inicialmente elaborar 2 gráficos auxiliares tais como nas Figuras 3.8 e 3.9. O procedimento para o cálculo dos elementos dessas figuras é análogo ao apresentado na página 323.

2. Cálculo de $(\frac{V_o^2}{2g} + y_o)$

A partir da Figura 3.8, com os valores de $Q_o = 80$ l/s e $\sqrt{i}/n = 10$ tem-se:

$$\frac{V_o^2}{2g} + y_o = 19 \text{ cm.}$$

3. Cálculo de E:

$$E = \frac{V_o^2}{2g} + y_o + a = 19 + 10,5 = 29,5 \text{ cm.}$$

4. Cálculo de y:

$$\text{Sabendo-se que } \frac{V^2}{2g} + y = \frac{V_o^2}{2g} + y_o + a,$$

tem-se, a partir da Figura 3.9, que $y \cong 14$ cm.

5. Cálculo de F:

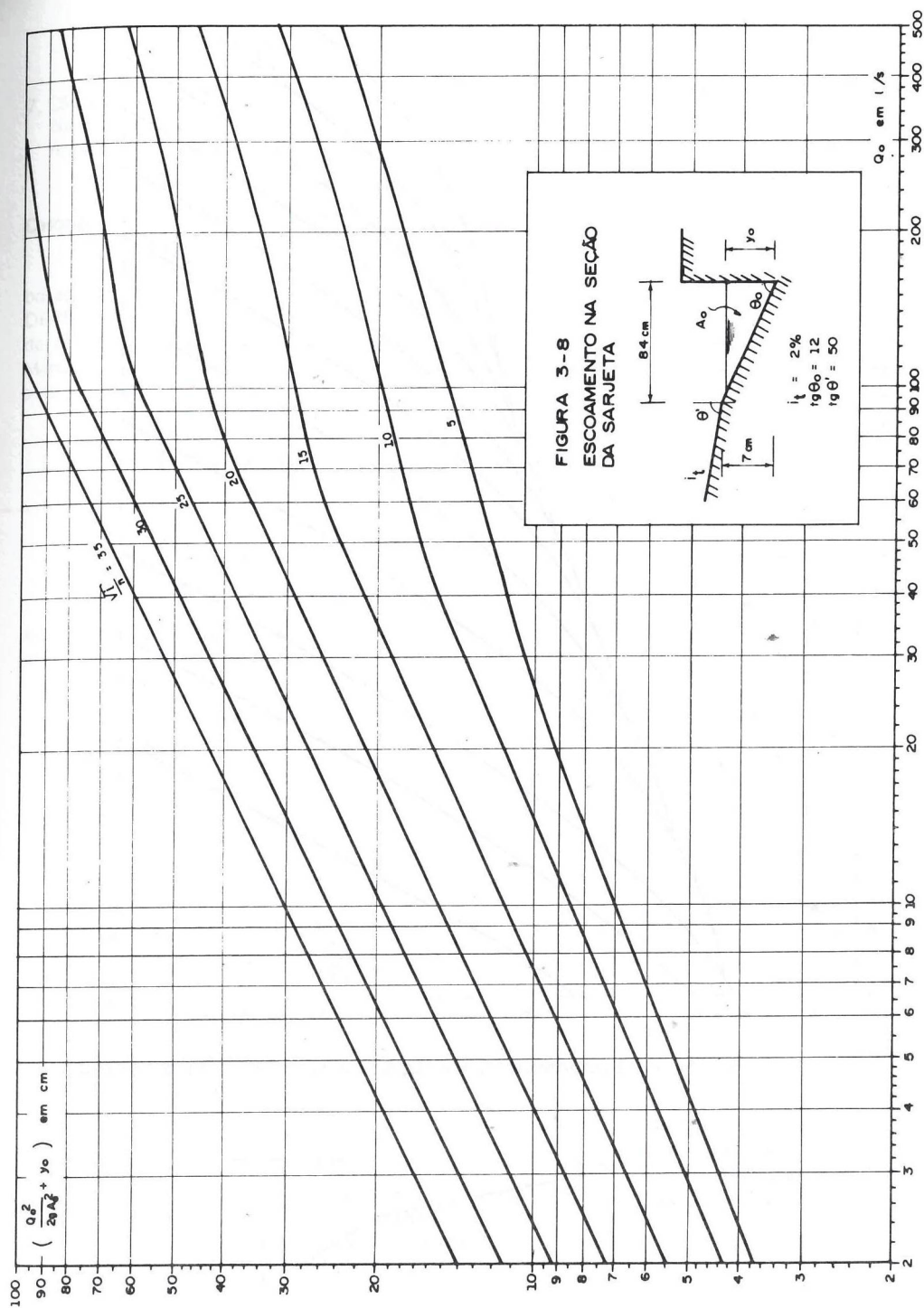
$$F^2 = 2 \left(\frac{E}{y} - 1 \right) = 2 \left(\frac{0,295}{0,14} - 1 \right) = 2,2$$

6. Cálculo de C:

$$\text{tg}\theta = \frac{W}{\frac{W}{\text{tg}\theta_o} + a} = 4,80 \quad e$$

$$\frac{L}{a \cdot \text{tg}\theta} = \frac{0,91}{0,105 \cdot 4,8} = 1,80$$

Na Figura 3.5, com $F^2 = 2,2$ e



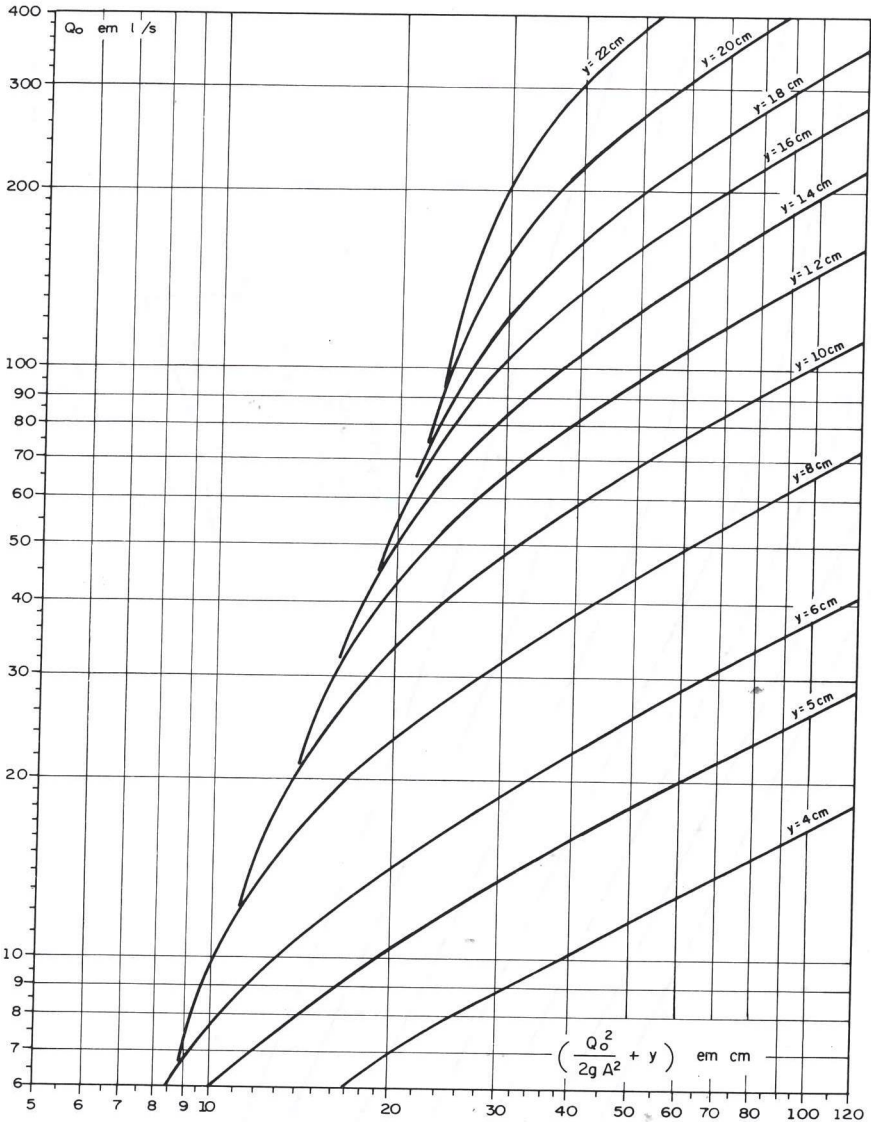
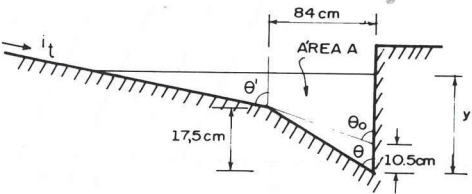


FIGURA 3-9. ESCOAMENTO NA SEÇÃO DA SARJETA COM DEPRESSÃO

$\text{tg } \theta_0 = 12$
 $\text{tg } \theta = 4,8$
 $\text{tg } \theta' = 50 (i_t = 2\%)$



$$\frac{L}{a \cdot \operatorname{tg} \theta} = 1,80 \quad \text{obtm-se } C = 0,28$$

7. Cálculo de Q e q:

Na Figura 3.6, com $C = 0,28$ e $y = 14$ cm, obtém-se $Q/L = 83$ l/s.m. Sabendo-se que $L = 0,91$ m resulta $Q = 75$ l/s e $q = 5$ l/s.

Casos particulares abordados pelo Manual de Drenagem Urbana de Denver

O Manual de Drenagem Urbana de Denver adaptou, para efeito de dimensionamento de bocas de lobo simples, alguns gráficos apresentados na publicação "HYDRAULIC DESIGN OF DEPRESSED CURB-OPENING INLETS" já mencionada, que embora restritos a um pequeno número de casos, é de utilização bastante simples, razão pela qual julgou-se conveniente incluí-los neste Manual. Esses gráficos abrangem as seguintes configurações básicas de dimensões de sarjetas e depressões:

DEPRESSÃO (a)	LARGURA (W)	FIGURAS
$\geq 2,5$ cm	30 cm	3.10, 3.11 e 3.12
$\geq 5,0$ cm	60 cm	3.13, 3.14 e 3.15
$\geq 7,5$ cm	90 cm	3.16, 3.17 e 3.18

Para as depressões das sarjetas cujas dimensões não se enquadram nessa relação, os valores aproximados de Q/Q_0 podem ser obtidos utilizando-se um coeficiente multiplicador K conforme segue:

DEPRESSÃO	GRÁFICO UTILIZADO	K
a = 2,5 cm, W = 60 cm	Fig. 3.13, 3.14, 3.15	0,75
a = 2,5 cm, W = 60 cm	Fig. 3.10, 3.11, 3.12	1,25
a = 5,0 cm, W = 30 cm	Fig. 3.10, 3.11, 3.12	1,25
a = 5,0 cm, W = 30 cm	Fig. 3.13, 3.14, 3.15	0,75

Deverão ser considerados, ainda, os seguintes aspectos de caráter geral:

- Dado um problema, diferentes dimensões de depressões e comprimentos de boca de lobo devem ser examinadas antes de se optar por uma solução.
- A abertura da boca de lobo (h) deverá ser maior que a lâmina d'água (y_0), para que seja garantido o funcionamento em regime de escoamento livre.
- Os gráficos aqui apresentados são de caráter geral e servem apenas como orientação preliminar. Evidentemente, dependendo de condições locais, depressões com dimensões diferentes das indicadas poderão ser utilizadas se o projetista julgar conveniente.
- A boca de lobo possui uma capacidade limite, acima da qual o seu rendimento começa a decrescer e parte da água não é interceptada, ultrapassando assim a abertura da guia. Por esta razão, os gráficos acima referidos foram elaborados em função da relação entre a vazão esgotada (Q) e a vazão da sarjeta (Q_0), que se denomina PORCENTAGEM DE ESGOTAMENTO (Q/Q_0). Os comentários complementares, acerca da vazão que ultrapassa a boca de lobo, estão apresentados no Capítulo "GALERIAS" deste Manual.

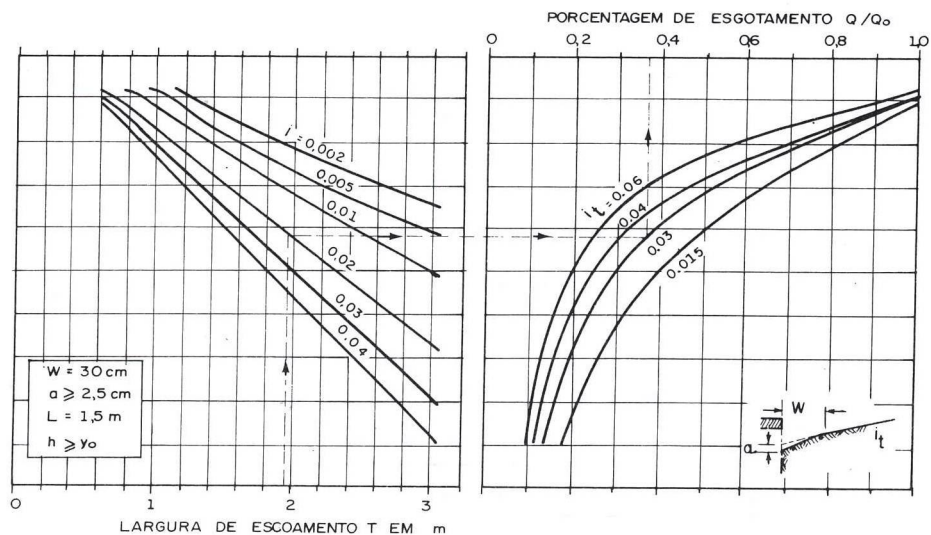


FIGURA 3-10. CAPACIDADE DE ESGOTAMENTO DA BOCA DE LOBO SIMPLES EM PONTOS INTERMEDIARIOS DAS SARJETAS

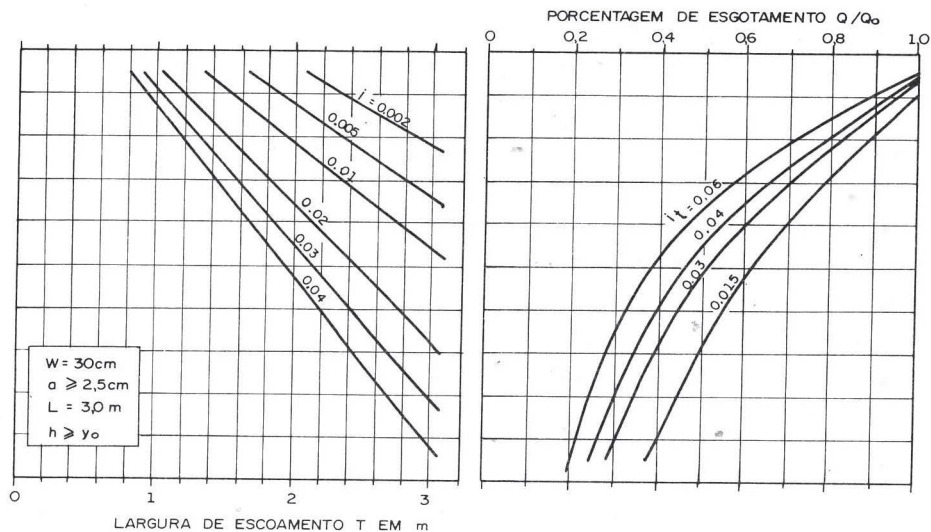


FIGURA 3-11. CAPACIDADE DE ESGOTAMENTO DA BOCA DE LOBO SIMPLES EM PONTOS INTERMEDIARIOS DAS SARJETAS.

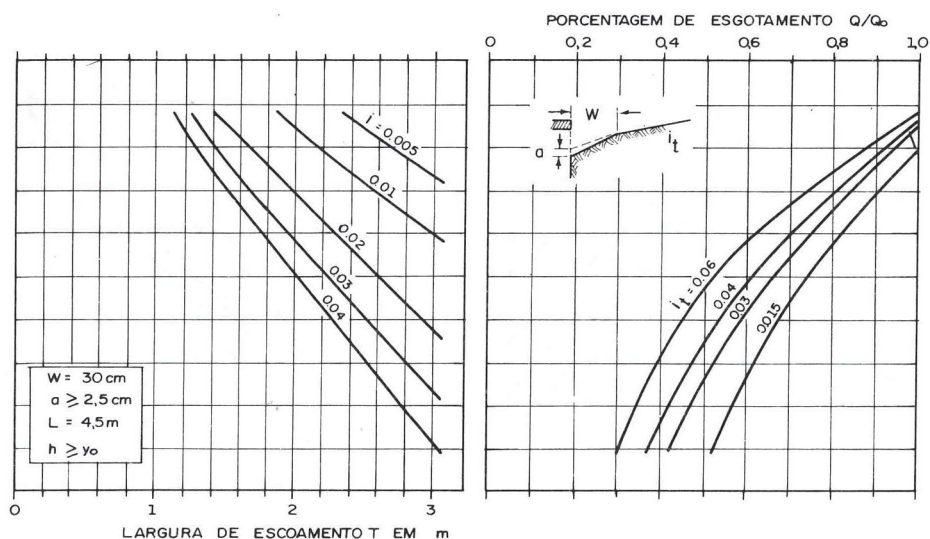


FIGURA 3-12. CAPACIDADE DE ESGOTAMENTO DA BOCA DE LOBO SIMPLES EM PONTOS INTERMEDIARIOS DAS SARJETAS

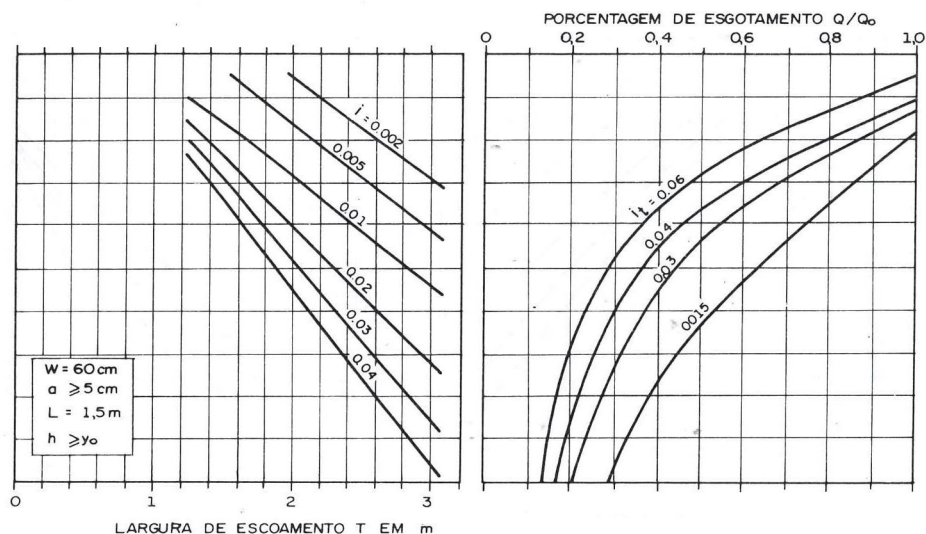


FIGURA 3-13. CAPACIDADE DE ESGOTAMENTO DA BOCA DE LOBO SIMPLES EM PONTOS INTERMEDIARIOS DAS SARJETAS.

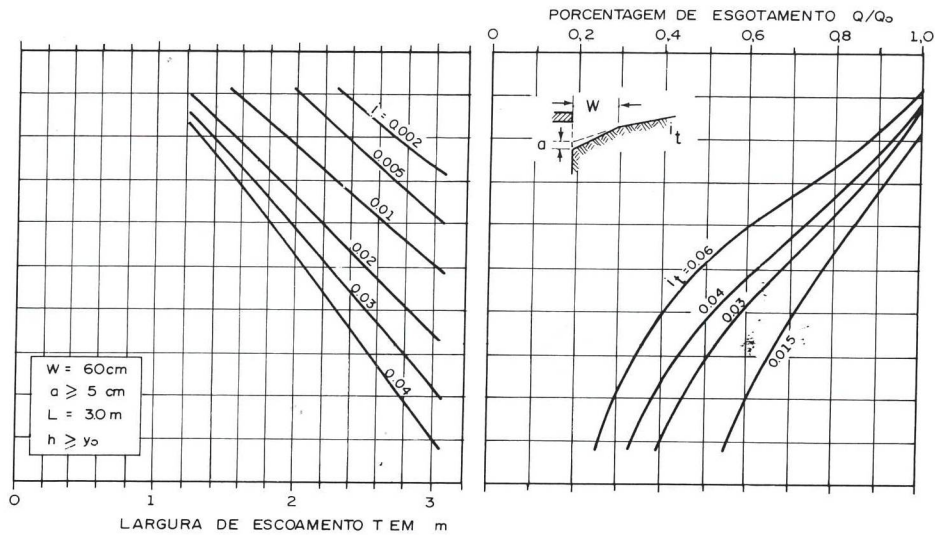


FIGURA 3-14. CAPACIDADE DE ESGOTAMENTO DA BOCA DE LOBO SIMPLES EM PONTOS INTERMEDIARIOS DAS SARJETAS

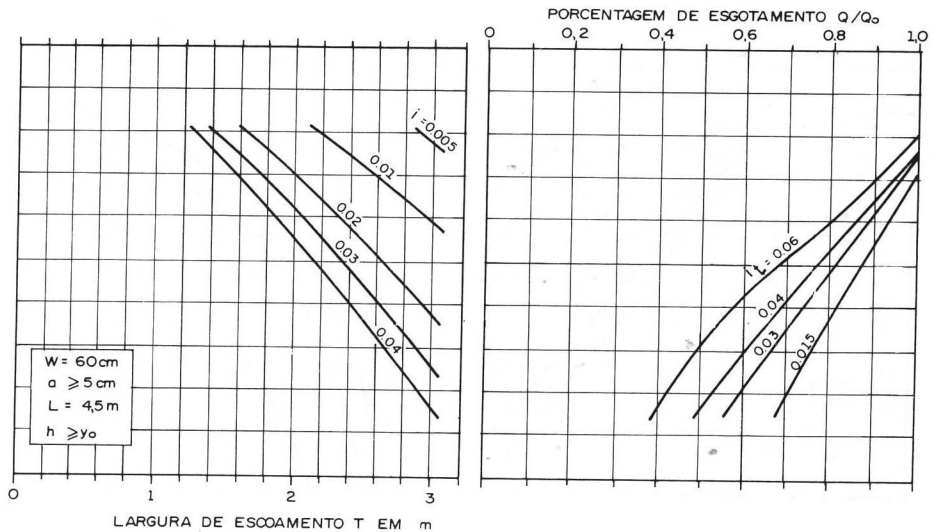


FIGURA 3-15. CAPACIDADE DE ESGOTAMENTO DA BOCA DE LOBO SIMPLES EM PONTOS INTERMEDIARIOS DAS SARJETAS.

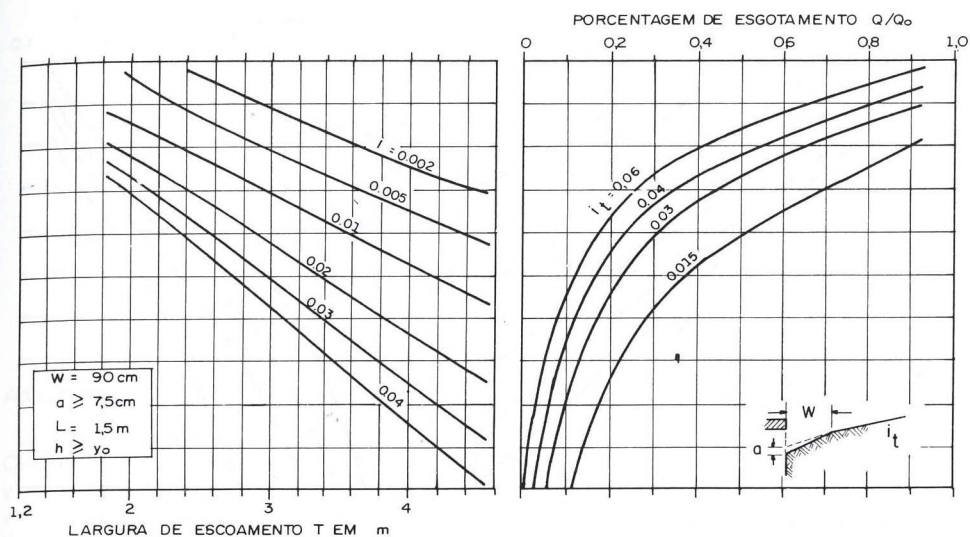


FIGURA 3-16. CAPACIDADE DE ESGOTAMENTO DA BOCA DE LOBO SIMPLS
EM PONTOS INTERMEDIARIOS DAS SARJETAS

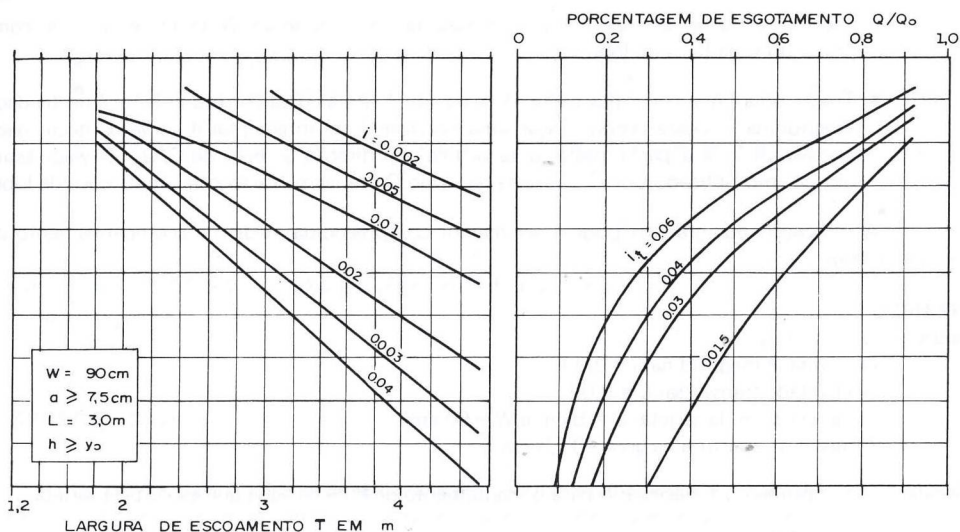


FIGURA 3-17. CAPACIDADE DE ESGOTAMENTO DA BOCA DE LOBO SIMPLS
EM PONTOS INTERMEDIARIOS DAS SARJETAS

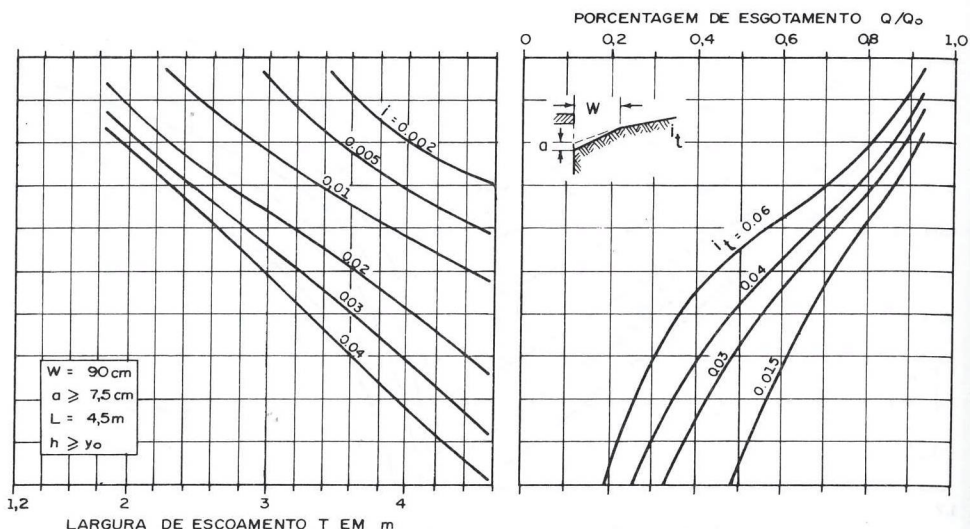


FIGURA 3-18. CAPACIDADE DE ESGOTAMENTO DA BOCA DE LOBO SIMPLES EM PONTOS INTERMEDIÁRIOS DAS SARJETAS

As curvas indicadas deverão ser utilizadas obedecendo as seguintes etapas:

- A partir da vazão na sarjeta Q_0 , e conhecendo-se a forma e as dimensões da sarjeta, calcular a largura T da seção molhada, de acordo com o item 6 do Capítulo relativo a "RUAS" deste Manual.
- Escolher a figura correspondente com base nos valores de a e W da depressão, e do comprimento L da boca de lobo.
- Traçar uma linha vertical a partir do valor de T até a curva correspondente à declividade longitudinal i . Deste ponto, traçar uma horizontal até interceptar a curva da declividade transversal i_t , e a partir desta, uma vertical em direção ao eixo de Q/Q_0 . O valor assim obtido, multiplicado por Q_0 , resulta na vazão Q efetivamente esgotada pela boca de lobo.

A utilização dos gráficos poderá ser melhor compreendida mediante acompanhamento do exemplo a seguir:

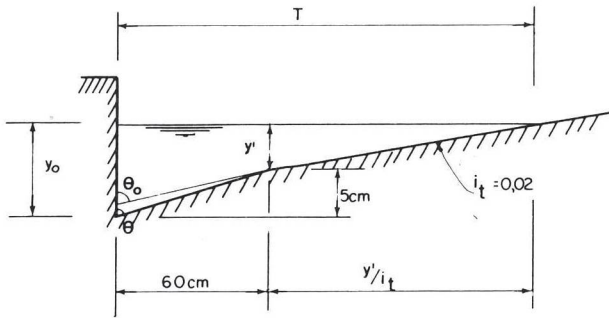
EXEMPLO:

Dados: $Q_0 = 113 \text{ l/s}$
 Declividade longitudinal $i = 0,03$
 Declividade transversal $i_t = 0,02$
 Características da sarjeta: $a' = 5 \text{ cm}$ e $W = 60 \text{ cm}$
 Altura h da abertura na guia = $17,5 \text{ cm}$

Calcular: O comprimento L necessário para o esgotamento de 80% da água que escoar pela sarjeta.

SOLUÇÃO:

1. Calcular a profundidade da lâmina d'água utilizando o ábaco de vazões em sarjetas triangulares, que se encontra no Capítulo "RUAS" deste Manual.



Admitindo-se $n = 0,016$ resulta $y_o = 9,3$ cm.

2. Calcular a largura da seção molhada para $y_o = 9,3$ cm.

$$y' = 9,3 - 5,0 = 4,3 \text{ cm}$$

$$y'/i_t = 4,3/0,02 = 215 \text{ cm}$$

$$\text{Portanto } T = 60 + 215 = 275 \text{ cm.}$$

3. Pela Figura 3.14 e com $T = 275$ cm, resulta a porcentagem de esgotamento de 60%. Considerando-se o coeficiente de redução de 80% (Tabela 2.1) tem-se $0,60 \times 0,80 = 0,48$ ou seja 48%. O resultado não é satisfatório pois é inferior ao solicitado no problema.

Pela Figura 3.15, a porcentagem de esgotamento se eleva para 75% e resulta em $0,75 \times 0,80 = 0,60$ ou seja, 60%. Ainda assim a resposta não é satisfatória.

4. O projetista dispõe então das seguintes alternativas:

- Utilizar maior depressão a.
- Permitir a ultrapassagem dos 40% restantes de descarga e interceptá-los em um outro ponto a jusante.
- Deslocar a boca de lobo para montante de modo a interceptar valores menores de Q_o .

4. DIMENSIONAMENTO DAS GRELHAS E DAS BOCAS DE LOBO COMBINADAS

A. GENERALIDADES

Os critérios de dimensionamento, a seguir apresentados, baseiam-se na hipótese de que as grelhas estejam perfeitamente limpas, isentas de quaisquer obstruções e que operem com a máxima eficiência. É muito importante lembrar que, na prática, dificilmente todas estas condições são verificadas, razão pela qual é importante considerar os coeficientes apresentados na Tabela 2.1 deste Capítulo. Todas as vezes em que forem utilizadas grelhas, deverá ser dispensada atenção especial aos programas de limpeza e conservação das ruas, com o objetivo de manter as bocas de lobo livres de obstruções.

B. PONTOS BAIXOS DAS SARJETAS

As experiências efetuadas pelo "UNITED STATES CORPS OF ENGINEERS" (Hydraulic Laboratory Report number 54), 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 para lâmina d'água superior a 42 cm, e entre 12 e 42 cm o funcionamento é indefinido.

A Figura 4.1 reúne as duas condições acima, e os gráficos fornecidos representam as seguintes equações:

a. Para $y < 0,12$ m:

$$\frac{Q}{p} = 1,655 y^{1.5} \quad (4-1)$$

b. Para $y > 0,42$ m:

$$\frac{Q}{A_u} = 2,91 \cdot y^{0.5} \quad (4-2)$$

Na faixa de transição entre 12 e 42 cm, a escolha de y depende exclusivamente do critério do projetista, e portanto, 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 da guia. A_u é a área útil das aberturas da grelha, excluindo-se, portanto, da área total as áreas correspondentes às barras. Os resultados obtidos, através da Figura 4.1, devem ser multiplicados pelos coeficientes de redução mencionados na Tabela 2.1 deste Capítulo.

Por outro lado, segundo consta no Manual de Drenagem Urbana de Denver, estudos conduzidos pela Universidade Johns Hopkins admitem o funcionamento da grelha como um orifício a partir de $y = 7,5$ cm, e recomenda a utilização da Figura 4.2 para o dimensionamento das grelhas localizadas em pontos baixos das sarjetas. A diferença entre os resultados obtidos através das Figuras 4.1 e 4.2 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.

Os estudos da Universidade Johns Hopkins mostram que a capacidade teórica de esgotamento das bocas de lobo combinadas é, aproximadamente, igual à somatória das vazões pela grelha e pela abertura na guia, consideradas isoladamente.

O risco de obstrução das grelhas não chega a ser eliminado mesmo quando se utilizam barras longitudinais. Entretanto, se estas barras não possuírem arestas vivas e forem arredondadas e lisas, a probabilidade de obstrução é menor.

Recomenda-se que, para as grelhas a serem instaladas em pontos baixos das sarjetas, o espaçamento entre as barras seja tanto quanto possível maior, a fim de permitir a passagem de detritos. Todavia, aconselha-se não adotar espaçamentos maiores que 2,5 cm, para se evitar acidentes com ciclistas e crianças.

EXEMPLO:

Dados: Boca de lobo combinada, em pontos baixos das sarjetas com as seguintes dimensões:

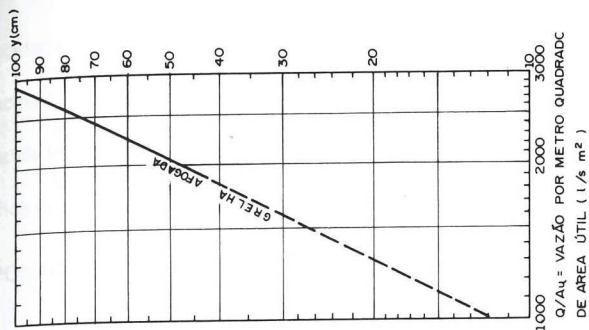
$a = 5$ cm

$L = 90$ cm

abertura $h = 15$ cm

área útil da grelha $= 0,28$ m²

e $Q_0 = 198$ l/s (total nas 2 direções)



FAIXA DE TRANSIÇÃO

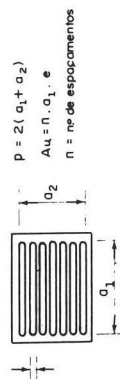
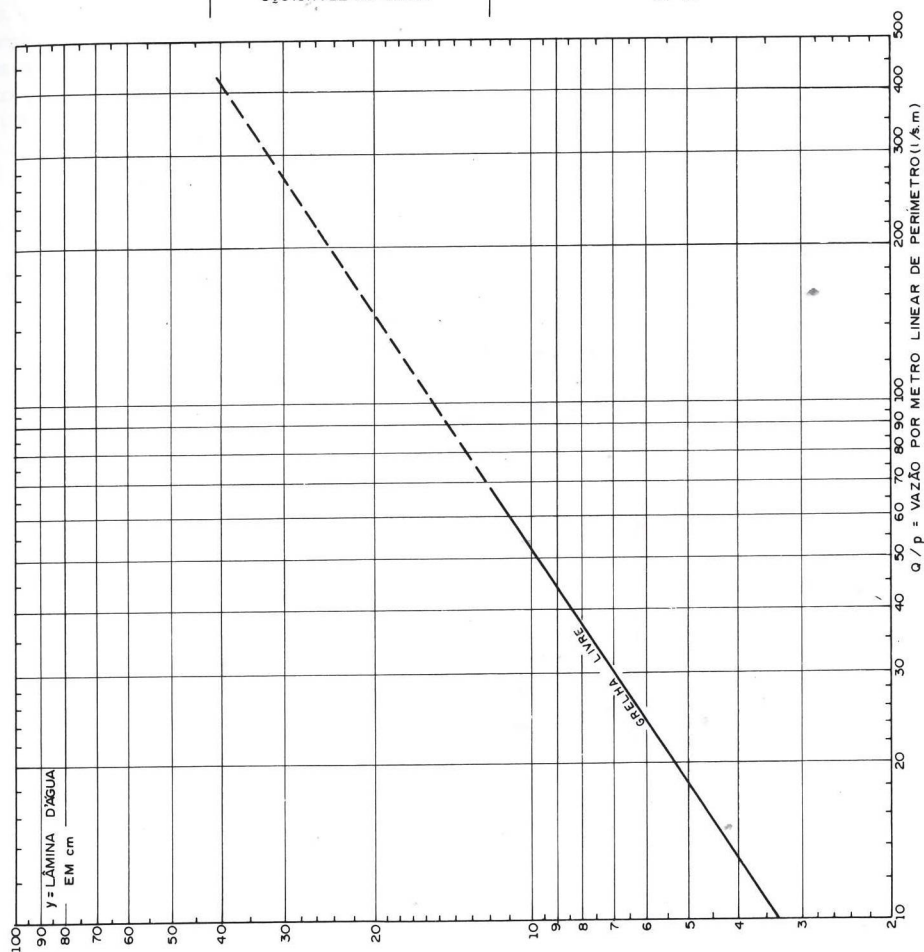


FIGURA 4-1. CAPACIDADE DE ESGOTAMENTO DAS GRELHAS LOCALIZADAS EM PONTOS BAIXOS DAS SARJETAS.

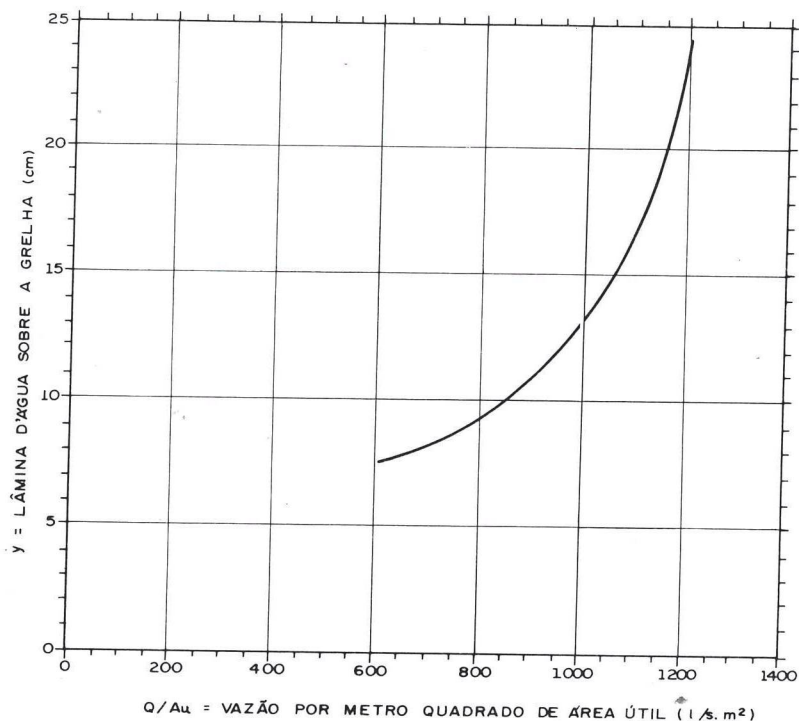
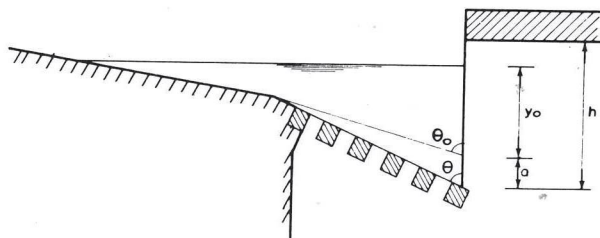


FIGURA 4-2. CAPACIDADE DE ESGOTAMENTO DAS GRELHAS LOCALIZADAS EM PONTOS BAIXOS DAS SARJETAS.

Pede-se: Verificar se as dimensões da boca de lobo são satisfatórias para um escoamento com $y_o = 10$ cm nas sarjetas.

SOLUÇÃO:



Lâmina d'água sobre a grelha:

$$y = 10 + 5 = 15 \text{ cm.}$$

Capacidade da grelha: (usando-se a Figura 4.2):

$$0,28 \text{ m}^2 \times 1060 \text{ l/s.m}^2 = 297 \text{ l/s.}$$

Capacidade da boca de lobo simples (usando-se a Figura 3.1):

Para $y_o = 10$ cm, $Q/L = 55$ l/s.m e $Q = 0,90$ m x 55 l/s.m = 50 l/s.

Capacidade da boca de lobo combinada:

$Q = 297 + 50 = 347$ l/s.

Capacidade real de esgotamento: (pela Tabela 2.1, coeficiente de redução = 0,65).

$Q = 0,65 \times 347 = 226$ l/s.

Verifica-se portanto que as dimensões apresentadas são satisfatórias, pois $Q > Q_o$.

C. PONTOS INTERMEDIÁRIOS DAS SARJETAS

Para se estudar o comportamento das grelhas instaladas em pontos intermediários das sarjetas, existem diversos estudos. Destaca-se em particular, "THE DESIGN OF STORM WATER INLETS", que consubstancia o estudo efetuado na Universidade Johns Hopkins, e trata longamente do assunto, de maneira clara e simples.

A análise do estudo mencionado indica que certas hipóteses adotadas pelo mesmo são discutíveis, e que os resultados obtidos, quando comparados com os de outras pesquisas, mostram algumas discrepâncias. Contudo, é o único que pode ser aplicado para configurações de grelhas e de ruas diferentes daquelas dos ensaios. Por se tratar do estudo mais completo e genérico realizado, até o momento, para o dimensionamento das grelhas em pontos intermediários das sarjetas, julgou-se conveniente apresentá-lo neste Manual.

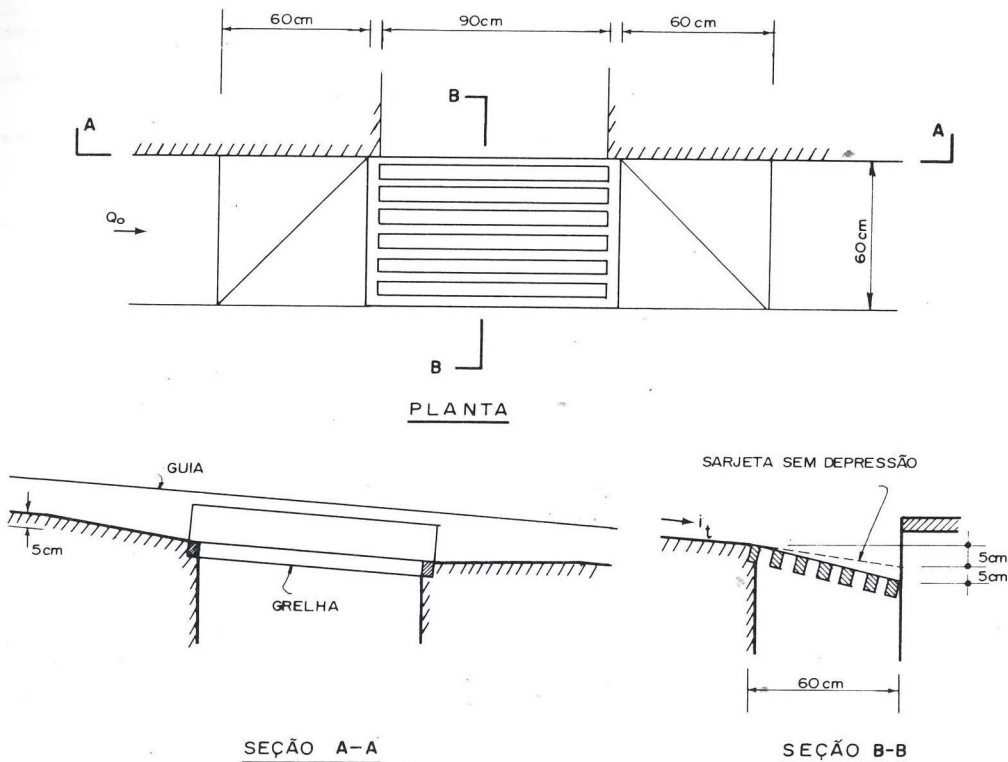
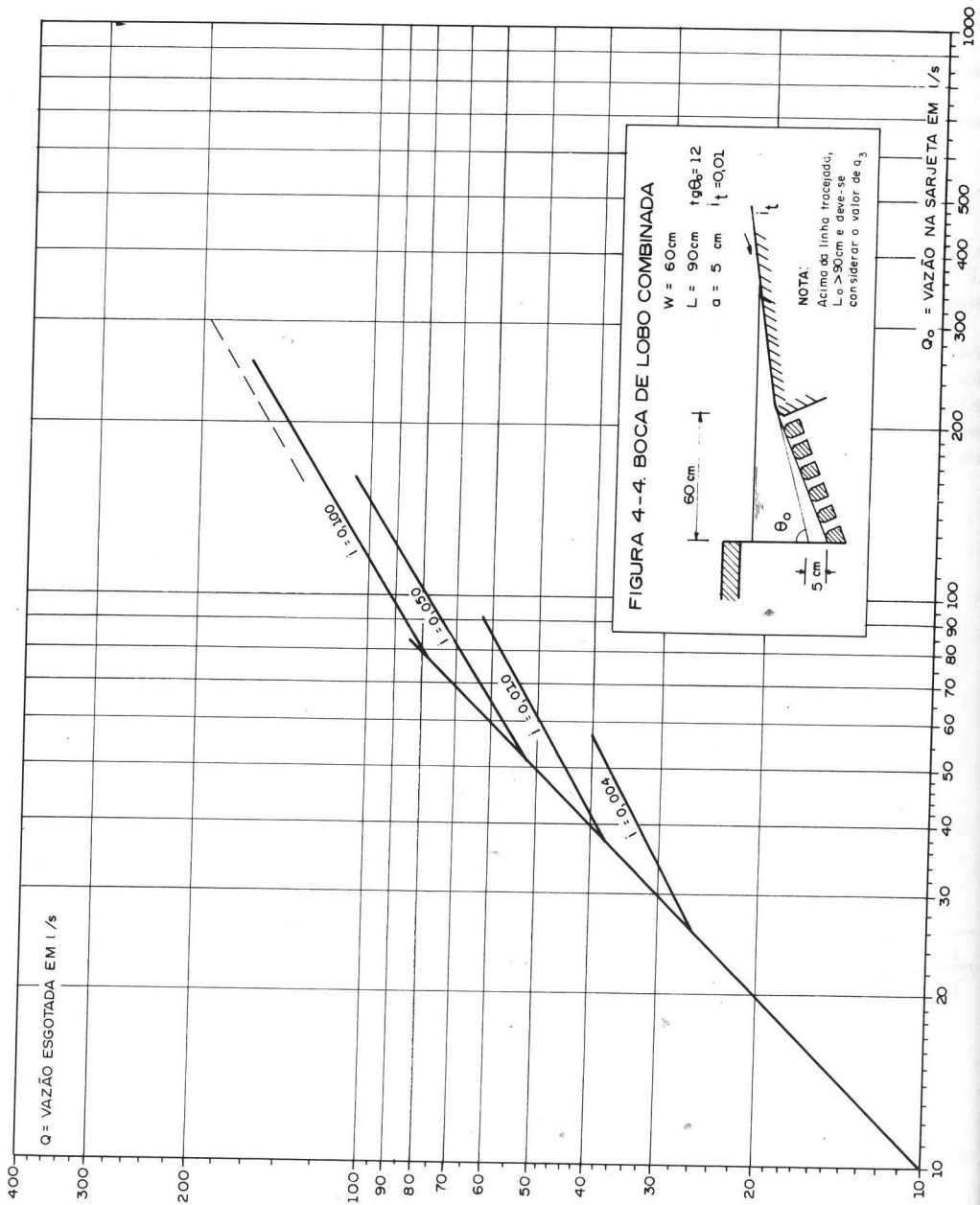


FIGURA 4-3. ESQUEMA DA BOCA DE LOBO COMBINADA CORRESPONDENTE AOS GRÁFICOS DAS FIGURAS 4-4, 4-5 e 4-6



Gráficos para dimensionamento de casos particulares

A Figura 4.3 mostra a configuração básica de sarjeta, guia e boca de lobo combinada, que foi considerada para a elaboração dos gráficos das Figuras 4.4, 4.5 e 4.6. Essa configuração é adotada, normalmente, na região de Denver. O valor do coeficiente de rugosidade de Manning utilizado nos cálculos foi de 0,016. Os valores constantes dos gráficos acima citados foram calculados com base no método descrito no item seguinte, desenvolvido pela Universidade Johns Hopkins.

Acima das linhas tracejadas, esses gráficos fornecem resultados parciais porque parte das águas já não é mais interceptada e passa sobre as grelhas. Nesses casos, deve ser utilizada em conjunto com esses gráficos, a equação (4.6) adiante apresentada. O exemplo a seguir ilustra a aplicação dos gráficos mencionados.

EXEMPLO:

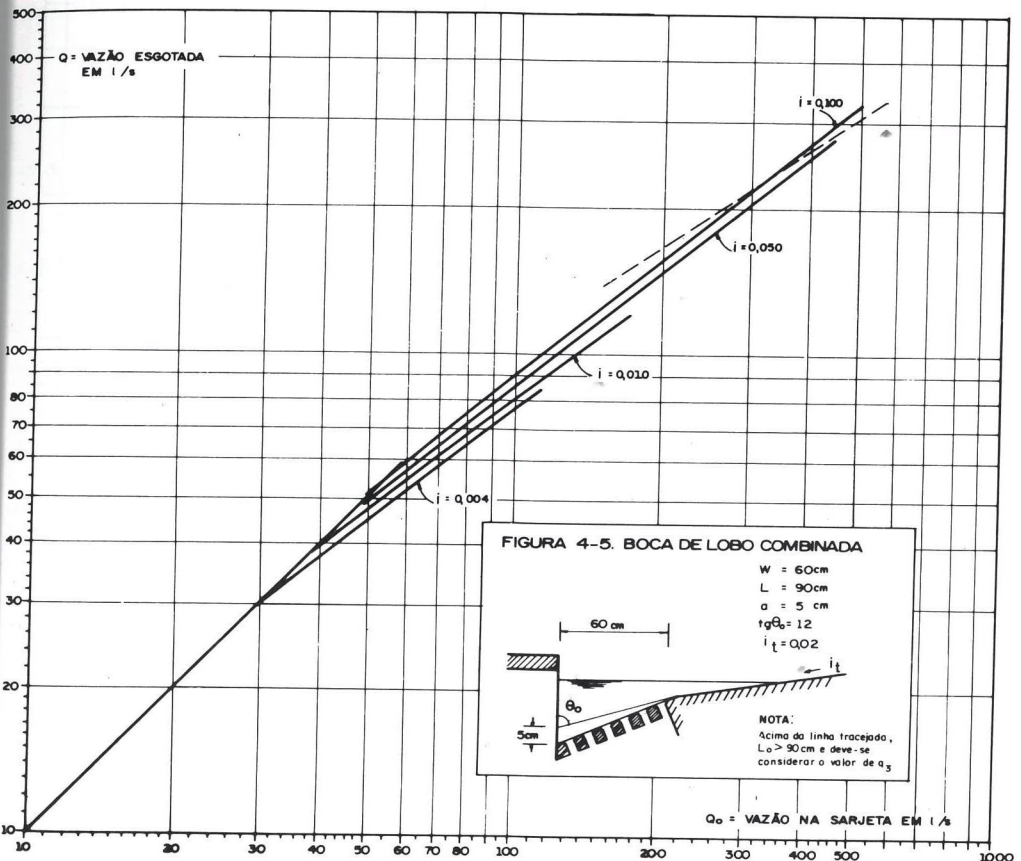
Dados: $Q_0 = 85 \text{ l/s}$ (vazão na sarjeta)

$i_t = 2\%$ (declividade transversal)

$i = 1\%$ (declividade longitudinal)

Grelha longitudinal com depressão de 5 cm, largura de 60 cm, e comprimento de 90 cm.

Calcular: A vazão interceptada (Q) pela grelha.



SOLUÇÃO:

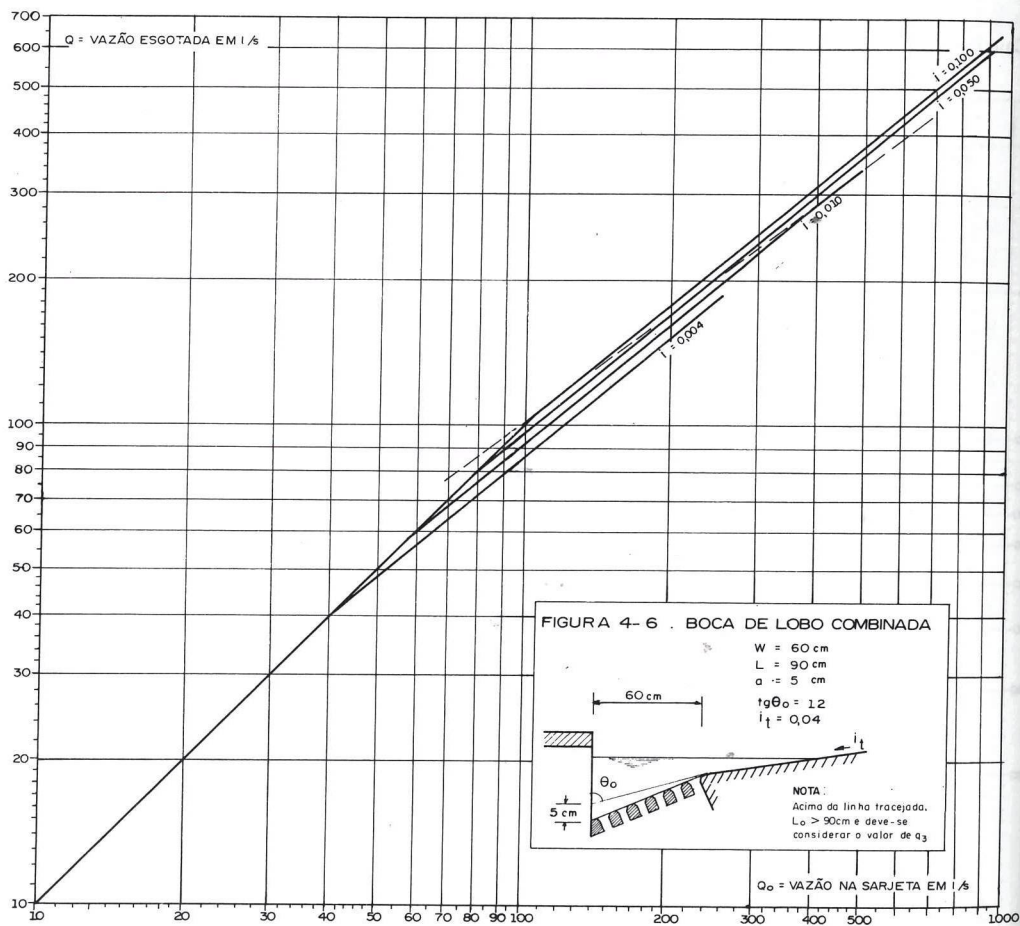
Na Figura 4.5, a partir do valor de 85 l/s na abcissa e escolhida a curva de declividade longitudinal de 1%, lê-se na ordenada a capacidade teórica de escoamento de 71 l/s. Com o coeficiente de redução de 66% (Tabela 2.1) resulta para a vazão na grelha:

$$Q = 71 \times 0,66 = 47 \text{ l/s.}$$

Método Johns Hopkins

Esse método possibilita o dimensionamento para os casos não abrangidos no item anterior, e é aplicável para as grelhas a serem instaladas em locais peculiares tais como:

- sarjetões
- ruas com seção transversal fora dos padrões usuais
- ruas com coeficiente de rugosidade n diferente de 0,016
- outras configurações na instalação das grelhas



a. **Grelhas instaladas em sarjetas com depressão** — A Figura 4.7 mostra um esquema geral da grelha com depressão. É válido o mesmo raciocínio apresentado no item 3.C onde a partir da equação:

$$\frac{V_o^2}{2g} + y_o + Z = \frac{V^2}{2g} + y + iL_1 \quad (4-1)$$

chega-se a:

$$\frac{Q_o^2}{2gA^2} + y = \frac{Q_o^2}{2gA_o^2} + y_o + a \quad (4-2)$$

Admitindo-se que na seção transversal da sarjeta o nível de água seja horizontal, a área A desta seção será uma função de y. Portanto, uma vez conhecida a depressão a, a profundidade y poderá ser calculada pela equação (4-2), por tentativas.

Na seção B.B da Figura 4.7 está assinalada a profundidade y', junto à borda da grelha oposta à guia, que é facilmente calculada uma vez conhecido o valor de y obtido da equação (4-2). A profundidade y' é importante neste método, pois admitindo-se que toda a parcela d'água na sarjeta, ao longo da largura W da grelha, irá escoar longitudinalmente para o seu interior, então a parcela restante da água, com lâmina 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 longitudinal e lateralmente, conforme mostra a Figura 4.8, a grelha deverá possuir um comprimento mínimo L', calculado a partir da fórmula empírica seguinte, baseada em experiências de laboratório:

$$L' = 1,2 V \operatorname{tg} \theta' \left(\frac{y'}{g} \right)^{0,5} \quad (4-3)$$

onde: $y' = y - \frac{W}{\operatorname{tg} \theta}$

Se for adotado um valor de L menor que L', haverá um excesso de água q₂ que não será esgotado pela grelha e que deve ser calculado por:

$$q_2 = 0,25 \cdot (L' - L) \cdot \sqrt{g} \cdot (y')^{1,5} \quad (4-4)$$

Na realidade, porém, parte desta vazão q₂ tende a retornar para a grelha em razão da existência de uma outra faixa de transição L₂ da sarjeta. Todavia, o cálculo dessa parcela que retorna é complexo, além de representar uma parcela reduzida do total interceptado pela grelha, e portanto, foi desprezada nos critérios de dimensionamento aqui apresentados.

Por outro lado, o comprimento L da grelha deverá ser também maior ou igual a L₀, para que todo o escoamento longitudinal na sarjeta dentro da faixa W da grelha seja esgotado. Se L for menor que L₀, as águas pluviais não esgotadas ultrapassam as grelhas. O valor de L₀ é calculado por:

$$L_0 = mV \left(\frac{y}{g} \right)^{0,5} \quad (4-5)$$

O fator m é uma constante que depende da configuração da grelha; os valores desse fator encontram-se na Tabela 4.1 a seguir, 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 deve ser calculada por:

$$q_3 = Q_0 \cdot \left(1 - \frac{L^2}{L_0^2} \right)^2 \quad (4-6)$$

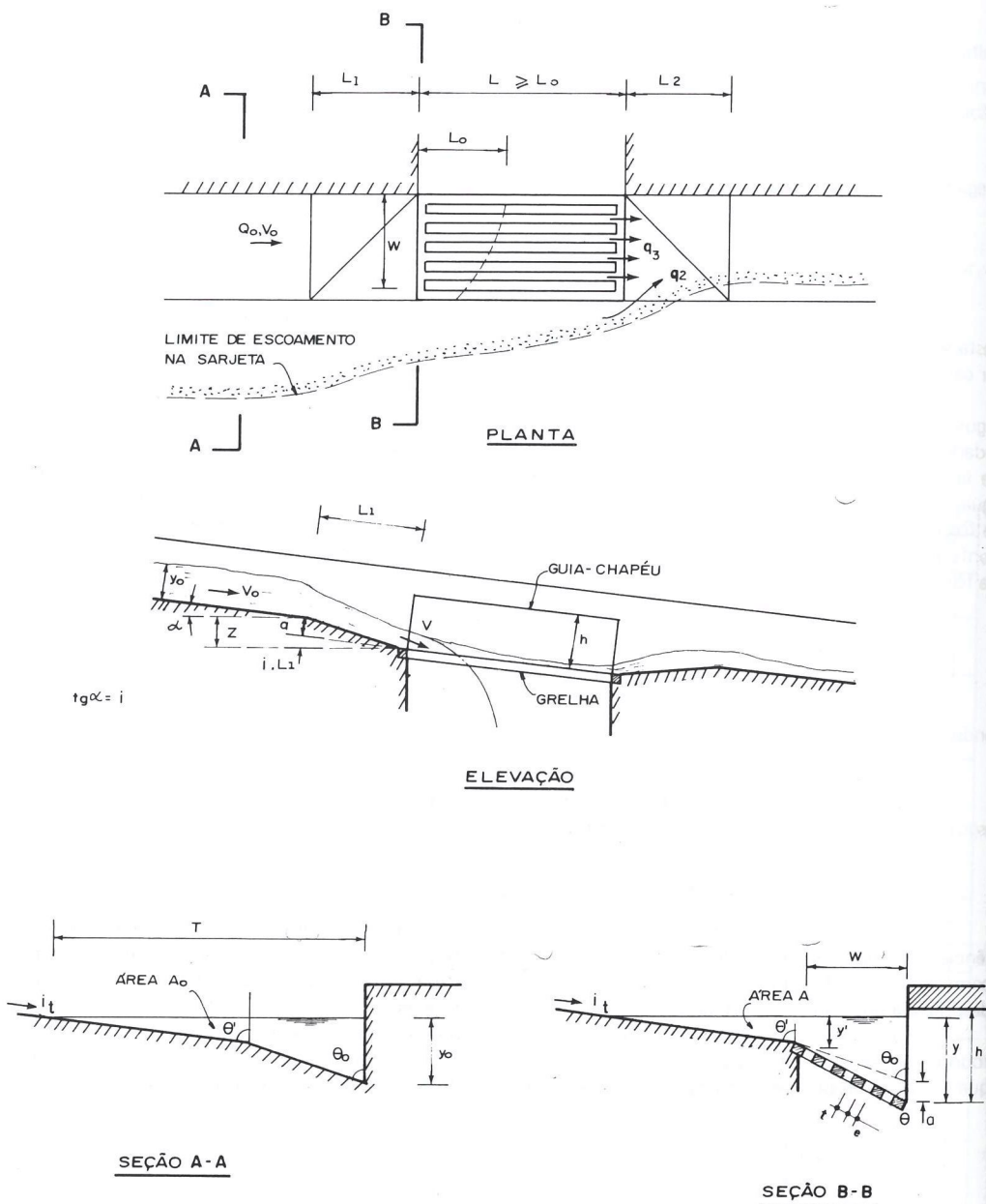


FIGURA 4-7. BOCA DE LOBO COMBINADA EM PONTOS INTERMEDIÁRIOS DAS SARJETAS

Assim sendo, a vazão total que ultrapassa a grelha é calculada por:

$$q = q_2 + q_3 \quad (4-7)$$

Finalmente, a vazão esgotada pela grelha, será:

$$Q = Q_o - q \quad (4-8)$$

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 4.1 — Valores de m .

b. Grelhas instaladas em sarjetas sem depressão — Para as grelhas sem depressão das sarjetas, o cálculo torna-se mais simples pois $a = 0$ e $y = y_o$, e a aplicação da equação (4-2) torna-se desnecessária. As equações (4-3) e (4-5) passam a ter a seguinte forma:

$$L' = 1,2 V_o \operatorname{tg} \theta' \left(\frac{y'}{g} \right)^{0,5} \quad (4-9)$$

onde, $y' = y_o - \frac{W}{\operatorname{tg} \theta_o}$

e $L_o = m V_o \left(\frac{y_o}{g} \right)^{0,5} \quad (4-10)$

e o cálculo de vazão esgotada pela grelha é efetuado, normalmente, através da aplicação das equações (4.4), (4.6) e (4.8).

c. Observações — Conforme esquema apresentado na Figura 4.9, várias configurações de grelhas poderão ser utilizadas para interceptar o mesmo volume de água. Embora do ponto de vista estrutural seja desejável uma grelha larga e curta, é muito mais eficiente se esta for estreita e longa, pois terá menor probabilidade de obstrução por detritos.

Experiências realizadas em laboratório revelaram que a abertura da guia junto à grelha melhora o esgotamento das águas, e contribui para diminuir o comprimento L_o da grelha.

Do ponto de vista prático, todavia, um escoamento apreciável pela abertura da guia somente ocorre quando a grelha já se encontra obstruída e provocando a formação de ressalto à sua frente. Assim mesmo, a parcela de descarga interceptada pela abertura da guia é ainda relativamente pequena porque esta abertura, quando utilizada em conjunto com a grelha, geralmente possui comprimento relativamente reduzido.

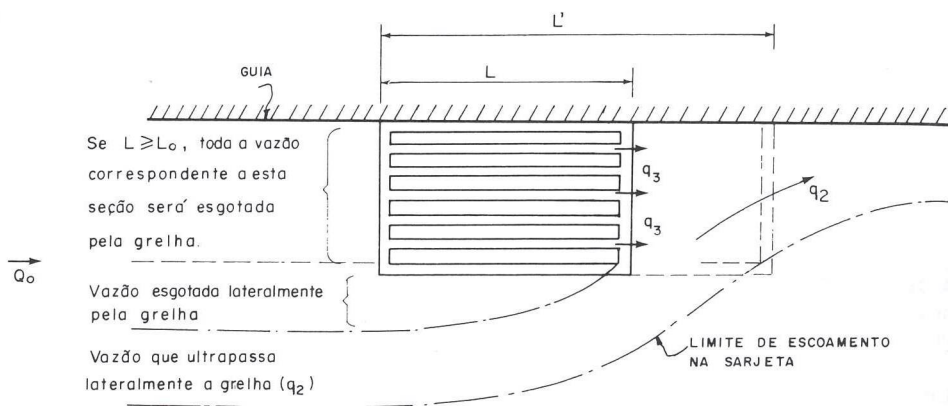


FIGURA 4-8. GRELHAS COM INDICAÇÕES DOS LIMITES DE ESCOAMENTO

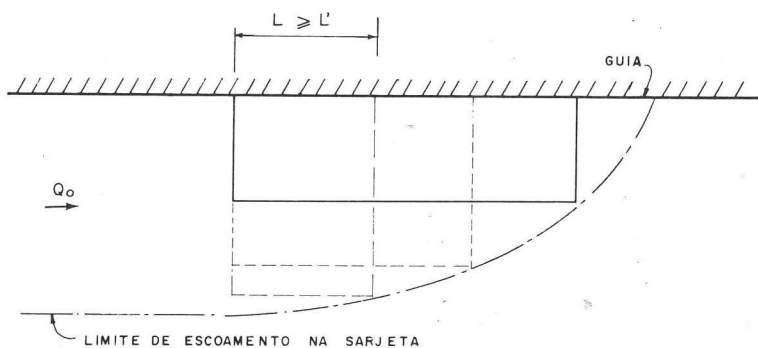


FIGURA 4-9. ALTERNATIVAS DE POSICIONAMENTO DAS GRELHAS PARA INTERCEPTAR 100% DAS VAZÕES PELAS SARJETAS.

Exemplo para a elaboração dos gráficos

O exemplo a seguir ilustra, passo a passo, a seqüência de cálculo para a elaboração do gráfico da Figura 4.5. Refere-se à boca de lobo combinada, esquematizada na Figura 4.3, com as seguintes características:

$$\begin{aligned} W &= 60 \text{ cm} \\ L &= 90 \text{ cm} \\ a &= 5 \text{ cm} \\ i_t &= 0,02 \\ n &= 0,016 \end{aligned}$$

Para outras configurações da grelha e da sarjeta, deve ser obedecida esta mesma seqüência.

1ª PARTE: Organização da Tabela 4.2 para o cálculo de $\left(\frac{Q_o^2}{2g A_o^2} + y_o\right)$

COLUNA 1 (y_o) = Profundidade da lâmina d'água junto à guia.

COLUNA 2 (i_t) = Declividade transversal da superfície da rua.

COLUNA 3 (i_l) = Declividade longitudinal da rua.

COLUNA 4 (n) = Coeficiente de rugosidade de Manning.

COLUNA 5 (T) = Largura da seção molhada. Este valor não é necessário para o dimensionamento da boca de lobo, mas é importante conservá-lo na tabela, para verificar se é ou não ultrapassado o eixo da pista.

COLUNA 6 (A_o) = Área da seção transversal da sarjeta.

COLUNA 7 (Q_o) = Vazão pela sarjeta, que deverá ser calculada a partir do nomograma para escoamento em sarjetas triangulares, conforme Capítulo "RUAS" deste Manual.

COLUNA 8 = Coluna reservada para o cálculo de $\left(\frac{Q_o^2}{2g A_o^2}\right)$.

COLUNA 9 = Coluna reservada para a soma de (Coluna 8 + y_o).

Os resultados deverão ser representados em gráficos, tal como na Figura 4.10.

2ª PARTE: Organização da Tabela 4.3 para o cálculo de $\left(\frac{Q_o^2}{2g \cdot A^2} + y\right)$

COLUNA 1 (y) = Profundidade da lâmina d'água na seção de depressão da sarjeta.

COLUNA 2 (i_t) = Declividade transversal da superfície da rua.

COLUNA 3 (T) = Largura da seção molhada, desnecessária para o dimensionamento, porém utilizada para o controle na escolha de y .

COLUNA 4 (A) = Área da seção transversal da sarjeta no trecho da depressão.

COLUNA 5 = Reservada para os cálculos de $\left(\frac{Q_o^2}{2g \cdot A^2} + y\right)$ em função de valores pré-fixados de Q_o .

Os resultados deverão ser representados em gráficos, tal como na Figura 4.11.

3ª PARTE: Organização da Tabela 4.4 para o cálculo do comprimento da grelha L_o .

COLUNA 1 (y) = Profundidade da lâmina d'água na seção de depressão da sarjeta.

COLUNA 2 (m) = Valor que consta da Tabela 4.1, escolhido adequadamente.

COLUNA 3 (V) = Velocidade de escoamento na seção de depressão da sarjeta.

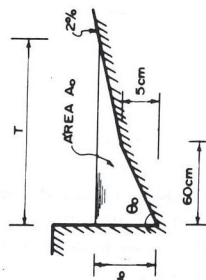
COLUNA 4 (L_o) = Calculado a partir da equação (4-5).

TABELA 4-2. PLÁNILHA DE CÁLCULO DA 1ª PARTE

(FIGURA 4-10)

1	2	3	4	5	6	7	8	9
y_0 (cm)	i_t	i	n	T (cm)	A_0 (cm ²)	Q_0 (l/s)	$\frac{Q_0^2}{2g A_0^2}$ (cm)	$\frac{Q_0^2}{2g A_0} + y_0$ (cm)
2	2%	0,4%	0,016	24	24	0,5	0,2	2,2
4	"	"	"	48	96	3,3	0,6	4,6
6	"	"	"	110	235	10,0	0,9	6,9
8	"	"	"	210	555	26,0	1,1	9,1
10	"	"	"	310	1075	57,4	1,5	11,5
12	"	"	"	410	1795	109,2	1,9	13,9
16	"	"	"	610	3835	290,7	2,9	18,9
2	2%	1%	0,016	24	24	0,8	0,6	2,6
4	"	"	"	48	96	5,3	1,6	5,6
6	"	"	"	110	235	15,9	2,3	8,3
8	"	"	"	210	555	41,2	2,8	10,8
10	"	"	"	310	1075	90,9	3,6	13,6
12	"	"	"	410	1795	172,6	4,7	16,7
16	"	"	"	610	3835	459,6	7,3	23,3
2	2%	5%	0,016	24	24	1,9	3,2	5,2
4	"	"	"	48	96	11,8	7,7	11,7
6	"	"	"	110	235	35,6	11,7	17,7
8	"	"	"	210	555	92,0	14,0	22,0
10	"	"	"	310	1075	203,1	18,2	28,2
12	"	"	"	410	1795	386,1	23,6	35,6
14	"	"	"	510	2715	656,3	29,8	43,8
2	2%	10%	0,016	24	24	2,6	6,0	8,0
4	"	"	"	48	96	18,6	15,0	19,3
6	"	"	"	110	235	50,4	23,4	29,4
8	"	"	"	210	555	130,2	28,1	36,1
10	"	"	"	310	1075	287,1	36,4	46,4
12	"	"	"	410	1795	546,0	47,2	59,2
14	"	"	"	510	2715	928,1	59,6	73,6

SEÇÃO DA SARJETADA:

Para $y_0 \leq 5 \text{ cm}$:

$$T = 12 y_0$$

$$A_0 = 6 y_0^2$$

Para $y_0 > 5 \text{ cm}$:

$$T = 60 + 50 (y_0 - 5)$$

$$A_0 = 30 (2 y_0 - 5) + 25 (y_0 - 5)^2$$

$$V_0 = \frac{Q_0}{A_0}$$

$$E = \frac{V_0^2}{2g} + y_0 = \frac{Q_0^2}{2g A_0^2} + y_0$$

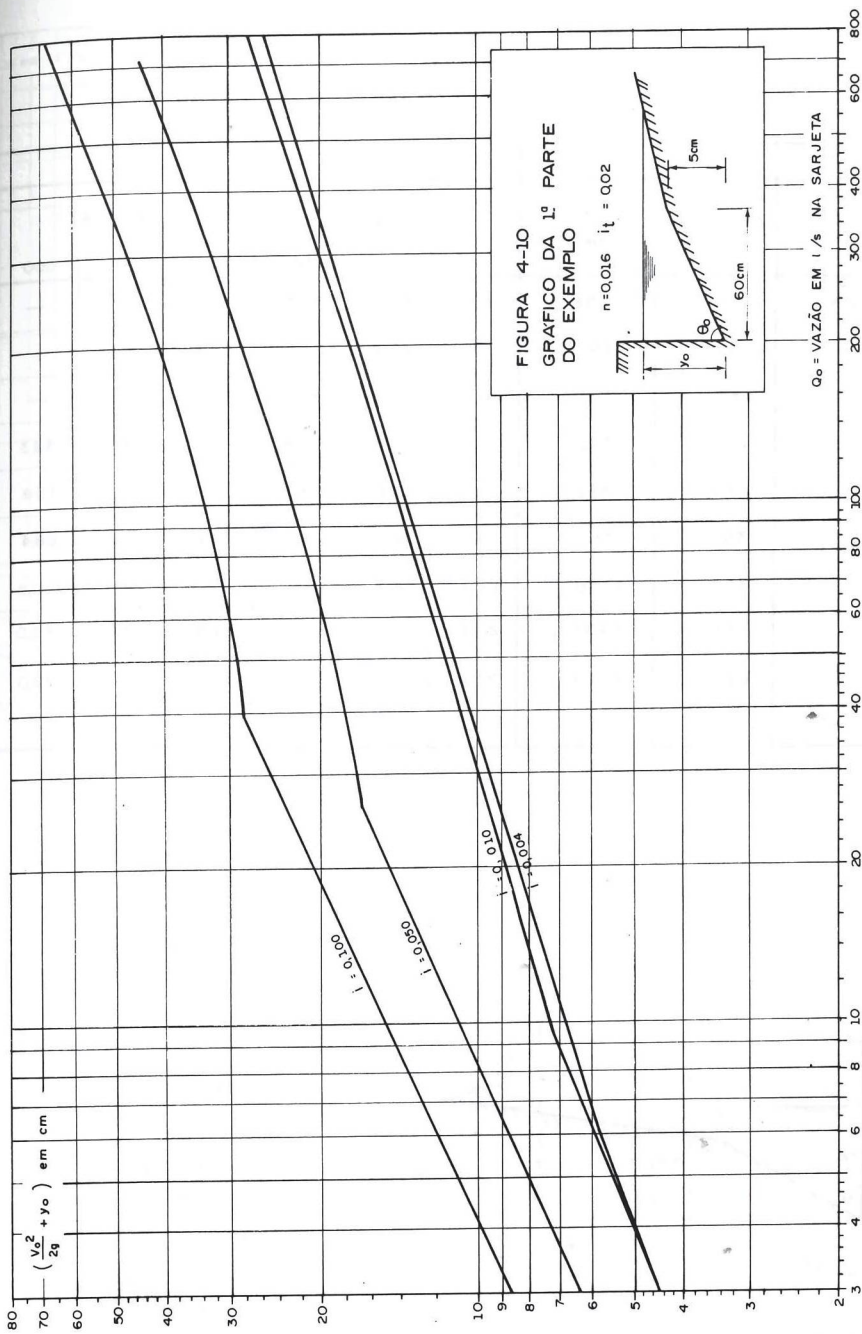
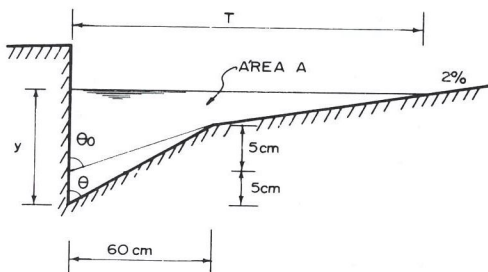


TABELA 4-3 PLANILHA DE CÁLCULO DA 2ª PARTE

(FIGURA 4-11)

1	2	3	4	5						
y (cm)	i _t	T (cm)	A (cm ²)	($\frac{Q_0^2}{2gA^2} + y$) para valores de Q ₀ (l/s) :						
				10	50	100	200	300	500	600
6	2%	36	108	10,4	115	443	—	—	—	—
8	"	48	192	9,4	42,6	146	56,1	—	—	—
10	"	60	300	10,6	24,2	66,6	237	520	—	—
12	"	160	520	12,2	16,7	30,8	87,4	182	483	—
14	"	260	940	14,1	15,4	19,8	37,1	65,9	158	222
16	"	360	1560	16,0	16,5	18,1	24,4	34,8	68,4	91,4
18	"	460	2380	18,0	18,2	18,9	21,6	26,1	40,5	50,4
20	"	560	3400	20,0	20,1	20,4	21,8	24,0	31,0	35,9
22	"	660	4620	22,0	22,1	22,2	22,9	24,1	28,0	30,6



SEÇÃO DE DEPRESSÃO DA SARJETA

Para $y \leq 10$ cm :

$$T = 6y$$

$$A = 3y^2$$

Para $y > 10$ cm :

$$T = 60 + 50(y - 10)$$

$$A = 30(2y - 10) + 25(y - 10)^2$$

$$V = \frac{Q_0}{A}$$

$$E = \frac{V^2}{2g} + y = \frac{Q_0^2}{2gA^2} + y$$

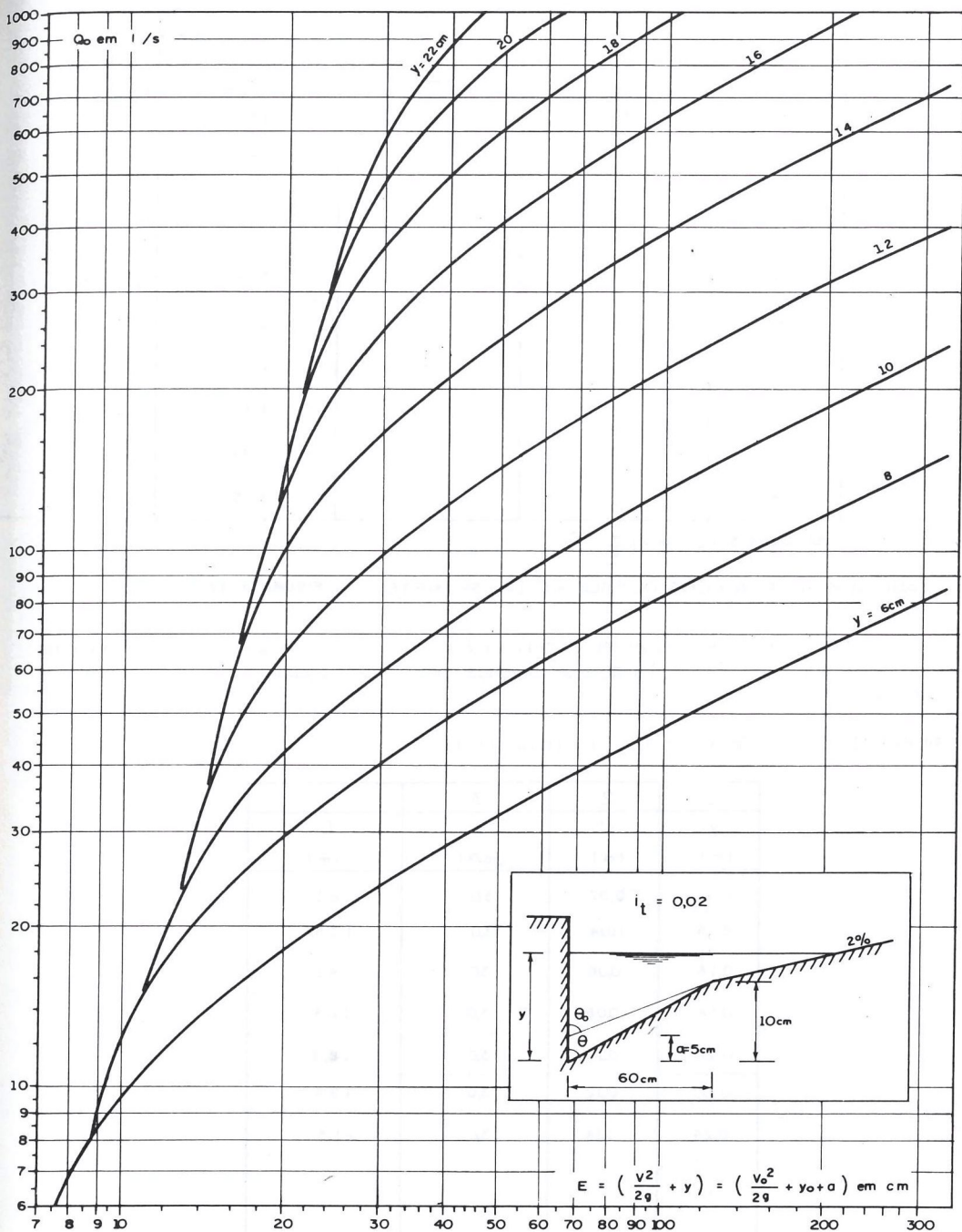


FIGURA 4-11. GRÁFICO DA 2ª PARTE DO EXEMPLO

1	2	3	4
y (cm)	m	V (m/s)	L ₀ (m)
6	3,3	3,0	0,77
8	"	"	0,89
10	"	"	1,00
12	"	"	1,10
14	"	"	1,18
16	"	"	1,26
18	"	"	1,34
20	"	"	1,41
22	"	"	1,48
24	"	"	1,55

$$\text{EQUAÇÃO 4-5: } L_0 = m \cdot V \left(\frac{y}{g} \right)^{0,5}$$

TABELA 4-4. PLANILHA DE CÁLCULO DA 3ª PARTE (FIGURA 4-12)

Os resultados deverão ser representados em gráficos similares aos da Figura 4.12. Para o traçado desses gráficos, a Tabela 4.4 deve ser repetida para os demais valores de V, no intervalo de interesse.

4ª PARTE: Organização da Tabela 4.5 para o cálculo de L'.

1	2	3	4
y (m)	y' (m)	V (m/s)	L' (m)
0,12	0,02	3,0	8,1
0,14	0,04	3,0	11,5
0,16	0,06	3,0	14,1
0,18	0,08	3,0	16,3
0,20	0,10	3,0	18,2
0,22	0,12	3,0	19,9
0,24	0,14	3,0	21,5

$$L' = 1,2 V \cdot \operatorname{tg} \theta' \left(\frac{y'}{g} \right)^{0,5}, \text{ sendo } \operatorname{tg} \theta' = 1/i_t = 50$$

TABELA 4-5. PLANILHA DE CÁLCULO DA 4ª PARTE (FIGURA 4-13)

COLUNA 1 (y) = Profundidade da lâmina d'água na seção de depressão da sarjeta.

COLUNA 2 (y') = Profundidade da lâmina d'água junto à borda da grelha oposta à guia.

COLUNA 3 (V) = Velocidade de escoamento na seção de depressão da sarjeta.

COLUNA 4 (L') = Calculado a partir da equação (4-3).

Os resultados deverão ser representados em gráficos, tal como na Figura 4.13. Para o traçado desses gráficos, a Tabela 4.5 deve ser repetida para os demais valores de V , no intervalo de interesse.

5ª PARTE: Organização da Tabela 4.6 para o cálculo de q_2 .

(FIGURA 4-14)

1	2	3	4
y (m)	y' (m)	$L' - L$ (m)	q_2 (l/s)
0,12	0,02	8,0	17,7
0,14	0,04	8,0	50,1
0,16	0,06	8,0	92,1
0,18	0,08	8,0	141,7
0,20	0,10	8,0	198,1
0,22	0,12	8,0	260,4
0,24	0,14	8,0	328,1

$$q_2 = 0,25 (L' - L) g^{0,5} (y')^{1,5}$$

OBS:

No presente exemplo,
considerou-se que :

$W = W' = 60 \text{ cm}$ e

$y' = y''$

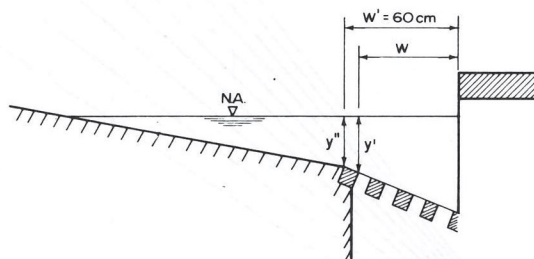


TABELA 4-6. PLANILHA DE CÁLCULO DA 5ª PARTE

COLUNA 1 (y) = Profundidade da lâmina d'água na seção de depressão da sarjeta.

COLUNA 2 (y') = Profundidade da lâmina d'água junto à borda da grelha oposta à guia.

COLUNA 3 ($L' - L$) = Diferença entre o comprimento da grelha necessário para captar toda a água que escoar na sarjeta e o comprimento efetivo da grelha.

COLUNA 4 (q_2) = Vazão que ultrapassa lateralmente a grelha, calculada através da equação (4-4).

Os resultados deverão ser representados em gráficos, tal como na Figura 4.14. Para o traçado desses gráficos, a Tabela 4.6 deve ser repetida para os demais valores de ($L' - L$), no intervalo de interesse.

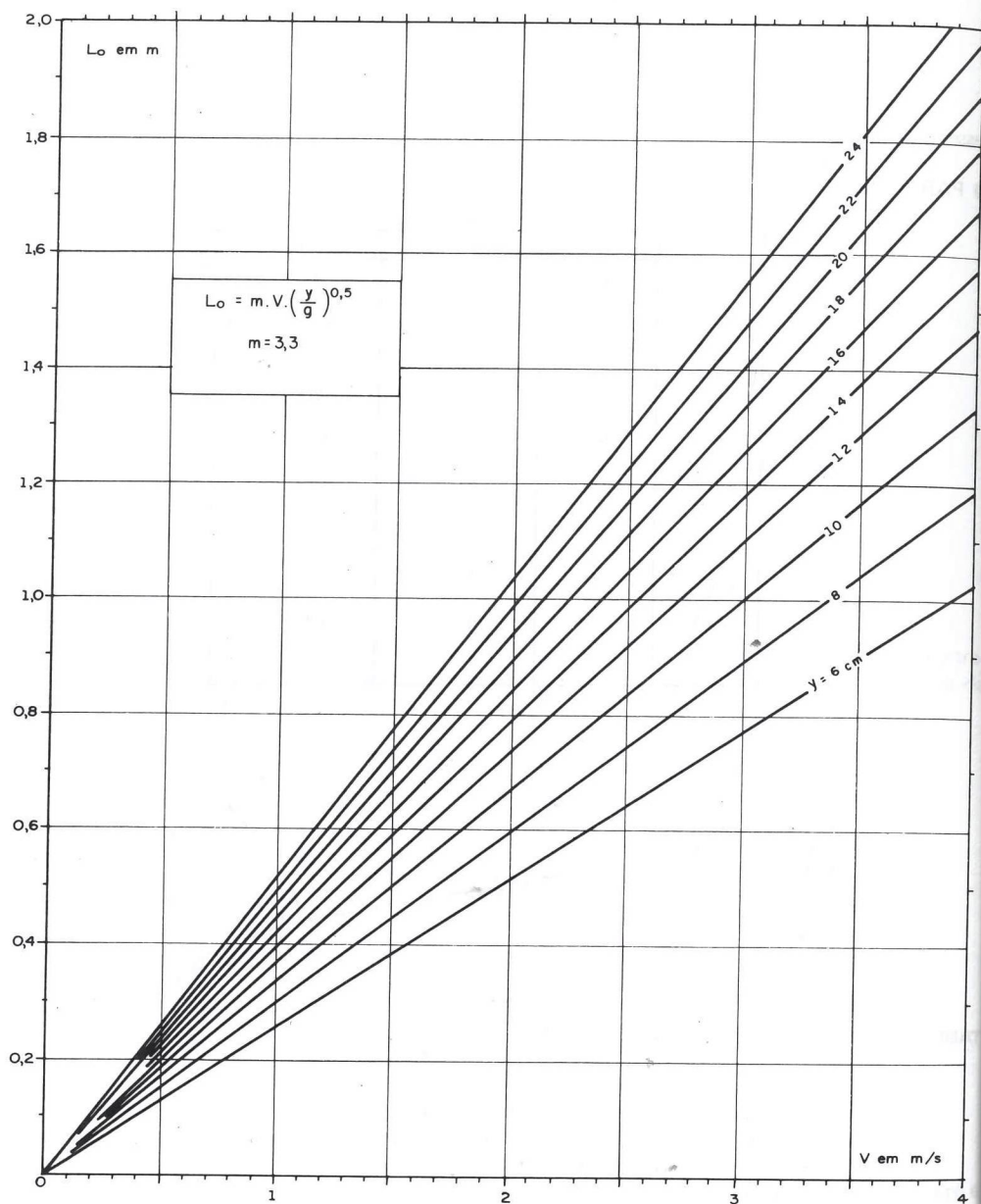


FIGURA 4-12. GRÁFICO DA 3ª PARTE DO EXEMPLO

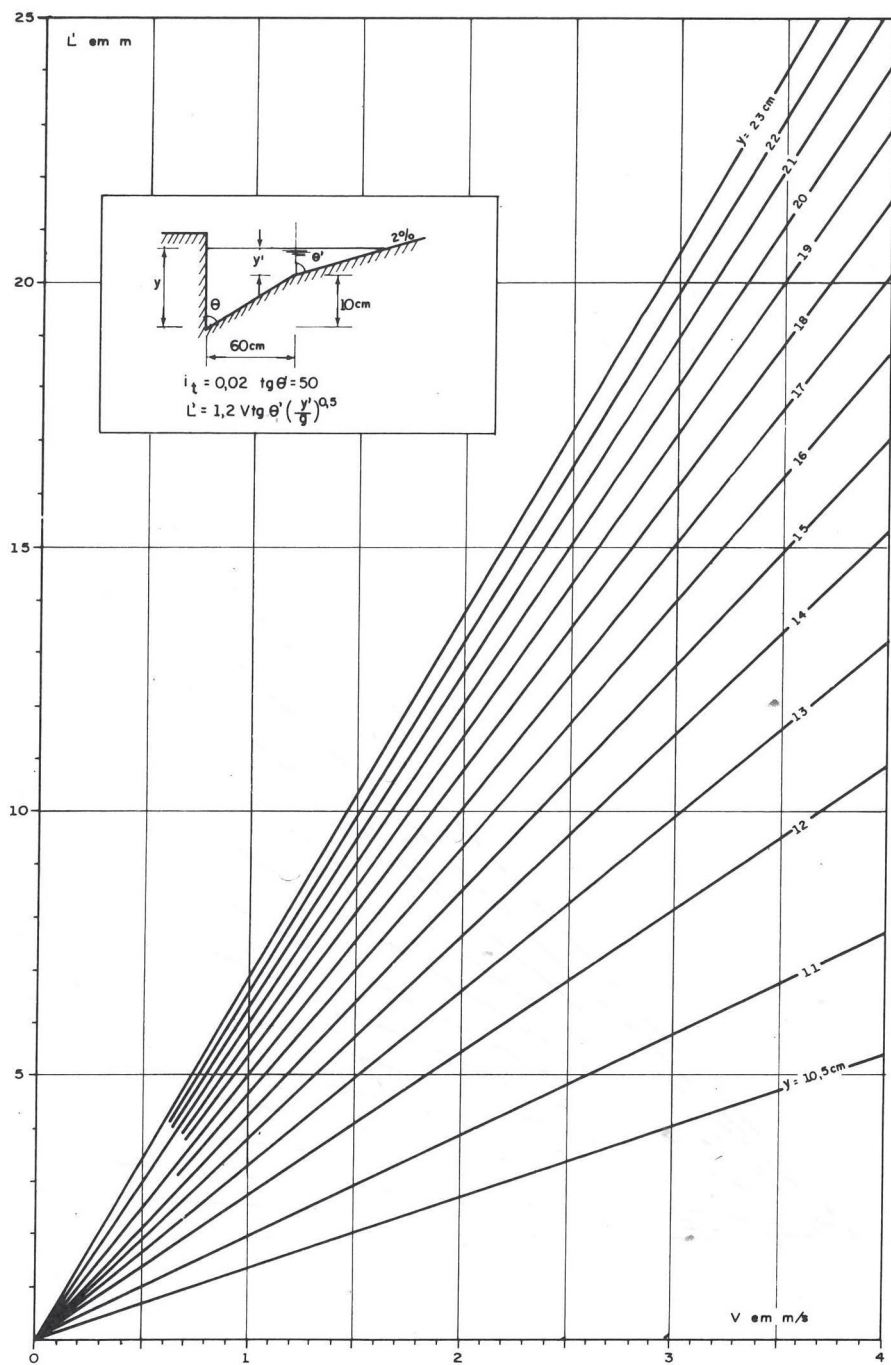


FIGURA 4-13. GRAFICO DA 4ª PARTE DO EXEMPLO

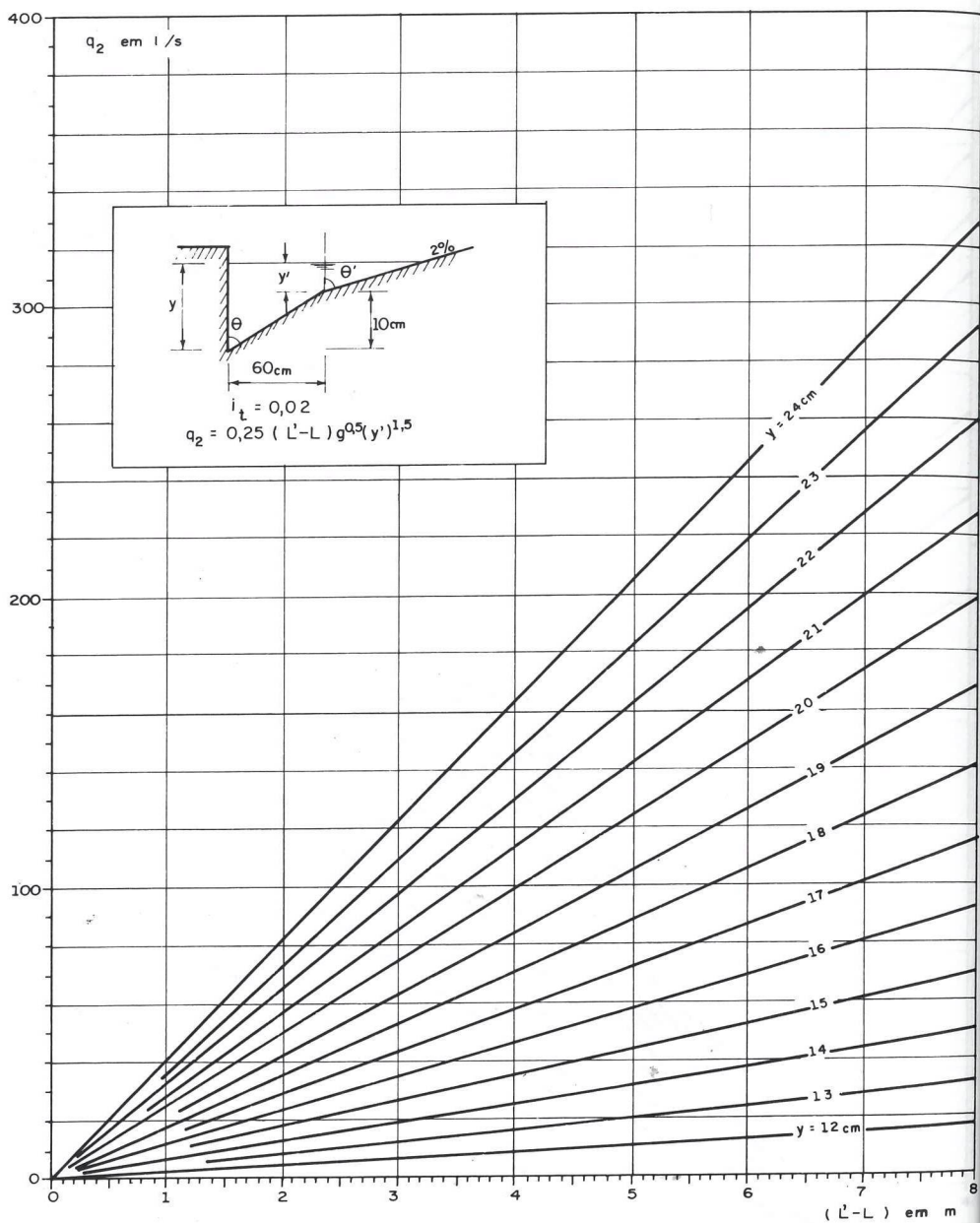


FIGURA 4-14. GRÁFICO DA 5ª PARTE DO EXEMPLO

6ª PARTE: Aplicação dos gráficos:

Dados: $Q_o = 140 \text{ l/s}$
 $i_t = 2\%$
 $i = 5\%$

Boca de lobo combinada: (ver Figura 4.3)

$W = 60 \text{ cm}$, $L = 90 \text{ cm}$

Depressão:

$a = 5 \text{ cm}$, $W = 60 \text{ cm}$

Pede-se: Vazão excedente q_2 .

SOLUÇÃO:

1. Da Figura 4.10, com os valores de $Q_o = 140 \text{ l/s}$ e $i = 0,05$ obtém-se:

$$\frac{V_o^2}{2g} + y_o = 25 \text{ cm.}$$

2. Calcular:

$$\frac{V_o^2}{2g} + y_o + a = 25 + 5 = 30 \text{ cm.}$$

3. Na Figura 4.11, sabendo-se que:

$$\frac{V_o^2}{2g} + y_o + a = \frac{V^2}{2g} + y = 30 \text{ cm.}$$

então, para $Q_o = 140 \text{ l/s}$, tem-se $y \cong 13,5 \text{ cm}$, mediante interpolação entre as curvas.

4. Calcular a velocidade na seção de depressão para $y = 13,5 \text{ cm}$:

$$A = (13,5 + 3,5) \cdot 60/2 + 50 \cdot (3,5)^2/2 = 816 \text{ cm}^2 \text{ ou } 0,0816 \text{ m}^2.$$

$$V = 0,140/0,0816 = 1,72 \text{ m/s.}$$

5. Verificação do comprimento mínimo L_o :

Na Figura 4.12, com $y = 13,5 \text{ cm}$ e $V = 1,72 \text{ m/s}$ obtém-se $L_o = 0,67 \text{ m}$. Sendo $L = 0,90 \text{ m}$, então $L > L_o$, e portanto $q_3 = 0$.

6. Calcular o valor L' :

Da Figura 4.13, com $y = 13,5 \text{ cm}$ e $V = 1,72 \text{ m/s}$ obtém-se $L' = 6,2 \text{ m}$.

7. Calcular $(L' - L)$:

$$(L' - L) = 6,2 - 0,9 = 5,3 \text{ m.}$$

8. Calcular q_2 :

Da Figura 4.14, com $(L' - L) = 5,3 \text{ m}$ e $y = 13,5 \text{ cm}$ resulta $q_2 = 28 \text{ l/s}$.

CONCLUSÃO:

A grelha deverá interceptar:

$$Q = Q_o - q_2 = 140 - 28 = 112 \text{ l/s.}$$

Este resultado confere com o que se obtém através da utilização da Figura 4.5, conforme era de se esperar.

5. DIMENSIONAMENTO DOS TUBOS DE CONEXÃO

Os tubos de conexão constituem os condutos que conduzem as águas captadas pelas bocas de lobo para as galerias, ou diretamente aos canais coletores quando se tratar de vias marginais. Muito embora os tubos de conexão aparentemente sejam elementos de menor importância num sistema inicial de drenagem, sua função deve merecer um cuidado particular por parte do projetista, pois mesmo que as bocas de lobo e as galerias sejam corretamente dimensionadas, o conjunto poderá não funcionar adequadamente por insuficiência de capacidade daqueles condutos. Em outras palavras, pode-se dizer que, se a capacidade de engulimento dos tubos de conexão for inferior à capacidade prevista para as bocas de lobo, estas funcionarão afogadas sem possibilidade de captar a totalidade da descarga que deveriam.

Os tubos de conexão podem apresentar três **condições básicas** de funcionamento hidráulico, quais sejam:

Condição A — O tubo operando em regime livre e seção parcialmente cheia, porém, com entrada afogada. Neste caso o controle dos níveis a montante (na caixa de boca de lobo) é condicionado apenas pela entrada do tubo.

Condição B — O tubo operando a plena seção e com a saída afogada. Neste caso os níveis na caixa da boca de lobo serão controlados pelos níveis a jusante.

Condição C — O tubo operando a plena seção e com a saída não afogada. Neste caso os níveis da caixa da boca de lobo serão controlados, pelas perdas de carga no próprio tubo.

A condição A se verifica sempre que a declividade do tubo de conexão for elevada de forma que o comprimento do mesmo não tenha influência nos níveis de montante. A profundidade d'água no tubo neste caso é quase sempre inferior à profundidade normal, uma vez que o comprimento do mesmo é curto para que ocorra regime de escoamento uniforme.

A condição B se verifica sempre que o desnível entre a boca de lobo e o nível d'água no conduto coletor (galeria ou canal) for relativamente reduzido. Neste caso, o comprimento do tubo de conexão também terá influência no funcionamento do conjunto.

A condição C ocorrerá sempre que a declividade do tubo de conexão for relativamente reduzida, muito embora o nível de jusante não tenha influência no escoamento.

Normalmente são utilizados tubos de conexão com diâmetros de 0,30 m e 0,40 m.

Nas Figuras 5.1 e 5.2 são mostradas graficamente as relações entre os parâmetros hidráulicos característicos para diferentes condições de funcionamento de condutos circulares com diâmetros de 0,30 m e 0,40 m, respectivamente. São apresentados, a seguir, alguns exemplos de aplicação.

EXEMPLOS:

a. Dado um tubo de conexão com:

Diâmetro $D = 0,30$ m

Descarga $Q = 100$ l/s

Declividade $i = 1\%$

Saída não afogada

Pelo gráfico A da Figura 5.1, verifica-se que o tubo funcionará parcialmente cheio, com profundidade normal " h_N " igual a 0,20 m e profundidade " H " a montante, na caixa da boca de lobo, igual a 0,43 m.

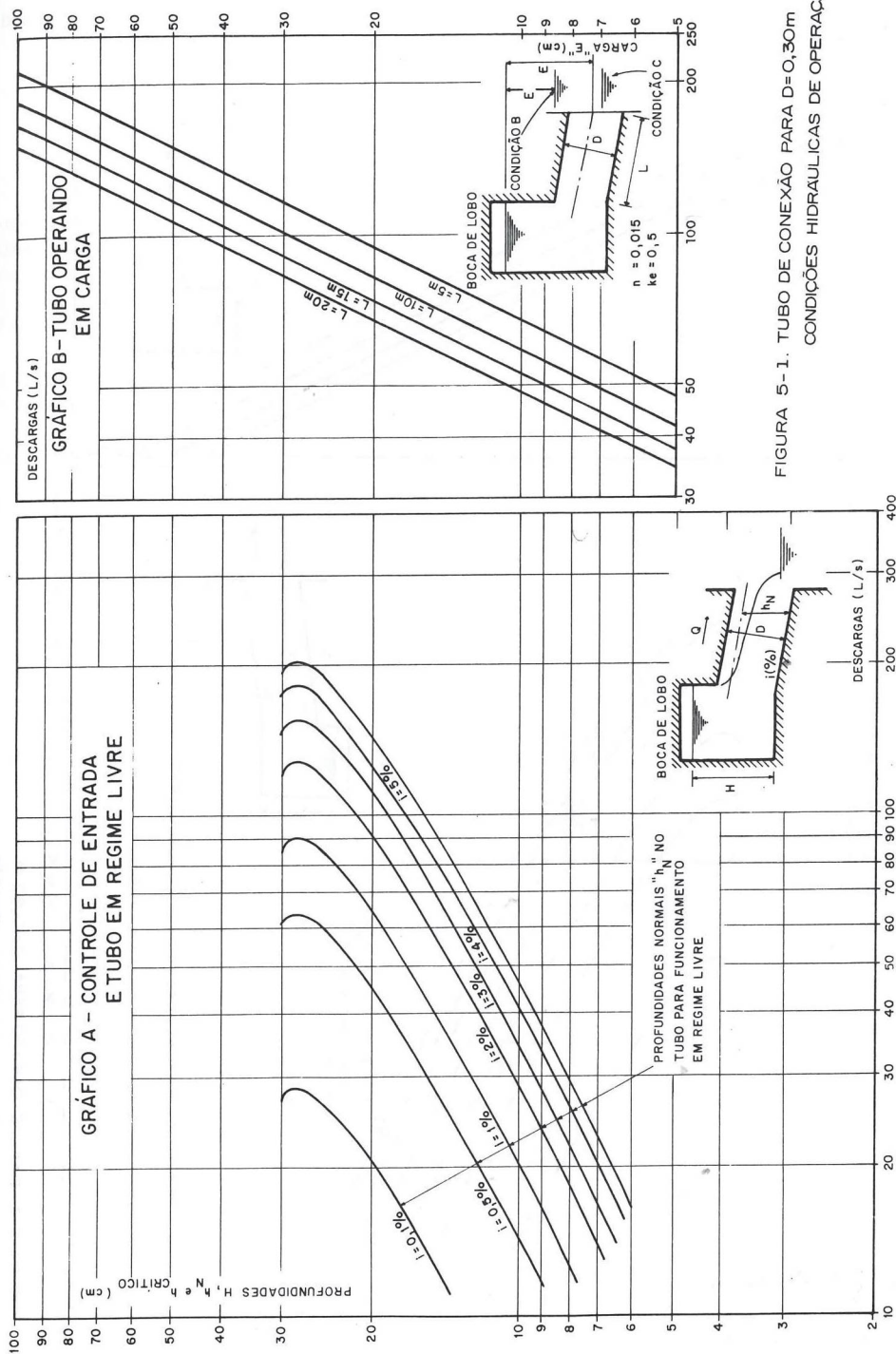


FIGURA 5-1. TUBO DE CONEXÃO PARA $D=0,30m$
CONDIÇÕES HIDRAULICAS DE OPERAÇÃO



b. Dado um tubo de conexão com:

Diâmetro $D = 0,30$ m
 Descarga $Q = 160$ l/s
 Declividade $i = 1\%$
 Comprimento $L = 5$ m
 Saída não afogada

Pelo gráfico A da Figura 5.1, verifica-se que, para $i = 1\%$ e $Q = 160$ l/s, não ocorre profundidade normal " h_N " no tubo e, portanto, este trabalha em carga, a plena seção. Neste caso, a profundidade " H " a montante, indicada no gráfico A igual a 0,80 m, deve ser comparada com a carga E, obtida no gráfico B da mesma Figura 5.1. Assim, para $L = 5$ m e $Q = 160$ l/s, no gráfico B obtém-se a carga E igual a 0,55 m (referida ao eixo do tubo quando a saída não é afogada, conforme indicado na Figura 5.1).

Comparando-se os níveis de montante, na caixa da boca de lobo, obtidos através dos dois gráficos, adota-se a condição mais desfavorável. Neste exemplo, o nível mais alto na caixa da boca de lobo é atingido pelo emprego do gráfico A.

Se, por outro lado, o comprimento L do tubo fosse 15 m, a carga E seria igual a 0,93 m, referida ao eixo do tubo e, portanto, a condição mais desfavorável seria obtida através do gráfico B.

c. Dado um tubo de conexão com:

Diâmetro $D = 0,30$ m
 Descarga $Q = 100$ l/s
 Comprimento $L = 10$ m
 Saída afogada

Neste caso, deve-se utilizar diretamente o gráfico B da Figura 5.1, obtendo-se a carga E igual a 0,30 m. A carga E, quando a saída do tubo é afogada, representa o desnível efetivo entre o nível de montante, na caixa da boca de lobo, e o nível a jusante do tubo, conforme indicado na Figura 5.1.

É sempre desejável, para maior garantia de condições de auto-limpeza, que os tubos de conexão operem em regime supercrítico. Essas condições podem ser verificadas com base nos gráficos A das Figuras 5.1 e 5.2, já mencionadas.

Os tubos de conexão, em geral, operam na **condição A** de funcionamento, ou seja, em regime livre. Entretanto, quando se tratar de avenidas muito largas, ou situações em que as bocas de lobo estejam relativamente afastadas do conduto coletor, poderão operar a plena seção em virtude do maior comprimento e menor declividade disponível.

6. BIBLIOGRAFIA

1. **Águas Pluviais**, por Paulo Sampaio Wilken, tese apresentada à Comissão de Concurso para professor catedrático de Hidráulica e Saneamento na FAU — São Paulo — 1968.
2. **Grate Inlets for Surface Drainage of Street and Highways**, por Cutis L. Larson Bulletin Nº 2St Anthony Falls Hydraulic Laboratory, University of Minnesota.
3. **The Use and Efficiency of Some Gutter Inlet Grates**, por John C. Guillou University of Illinois Engineering Experiment Station Bulletin Nº 450, University of Illinois Press, 1959.
4. **Flow into Gutter Inlets in a Straight Gutter without Depression**, por W.H.L.J.C. Geyer and G.S. Benson, reimpresso de SEWAGE AND INDUSTRIAL WASTES, Vol. 23 Nº 1, January, 1951, e publicado em **The Design of Storm-Water Inlets**. The Johns Hopkins University, Department of Sanitary Engineering and Water Resources, Baltimore, Maryland, June 1956.
5. **Hydraulic Design of Depressed Curb-Opening Inlets**, por W.J. Bauer e D.C. Woo. Highway Research Record Nº 58, Highway Research Board of the National Academy of Sciences — National Research Council, 1964.
6. **Design Charts for Catch Basin Openings as Determined by Experimental Hydraulic Model Studies**, Bureau of Engineering, City of Los Angeles, Office Standard Nº 108, Storm Drainage Division, 1965.
7. **The Design of Storm Water Inlets**, Johns Hopkins University, Department of Sanitary Engineering and Water Resources, Baltimore, Maryland, June 1956.
8. **Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers**, ASCE — Manuals and reports on engineering, practice nº 37, American Society of Civil Engineers, New York, 1972.

VII

Obras de macro-drenagem

1. PLANEJAMENTO

Os planos de melhoramento da drenagem urbana devem destinar atenção especial às OBRAS DE MACRO-DRENAGEM, as quais são responsáveis pelo escoamento final das águas pluviais provenientes do SISTEMA INICIAL DE DRENAGEM, este último englobando o leito das ruas, guias e sarjetas, bocas de lobo e galerias.

É importante ressaltar que a rede física de macro-drenagem, ou seja, aquela constituída pelos principais talvegues sempre existe, independente da execução de obras específicas e tampouco da localização de extensas áreas urbanizadas, por ser o escoadouro natural das águas pluviais.

As obras de macro-drenagem visam melhorar as condições de escoamento dessa rede para atenuar os problemas de erosões, assoreamentos, e inundações ao longo dos principais talvegues. Constitui-se basicamente de canais naturais ou artificiais, galerias de grandes dimensões, estruturas auxiliares e obras de proteção contra erosões, que devem ser dimensionadas para período de retorno de 100 anos, incluindo também outros componentes tais como vias marginais e faixas de servidão. Embora independentes, as obras de macro-drenagem mantêm um estreito relacionamento com o sistema inicial de drenagem, devendo ser projetadas conjuntamente no estudo de uma determinada área. Um sistema de macro-drenagem bem planejado certamente contribui para a redução da extensão das tubulações subterrâneas. Em contraposição, obras de macro-drenagem mal concebidas podem onerar bastante o sistema de galerias pluviais.

A. CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

Inicialmente deverá ser efetuada uma estimativa preliminar da vazão de projeto, para que seja possível um pré-dimensionamento dos canais e das galerias. Esta estimativa pode ser feita com base em dados de descargas específicas de bacias hidrográficas próximas ou semelhantes, pelo método racional, ou ainda, mediante cálculos preliminares através do método do hidrograma unitário.

O primeiro passo é a demarcação do talvegue e delimitação da bacia hidrográfica, o que deve ser feito através de mapas adequados. Todavia, em áreas intensamente urbanizadas, poderá se verificar a inexistência do talvegue ou, o que é mais freqüente, o talvegue poderá estar completamente ocupado por edificações. A seguir apresentam-se algumas recomendações a serem observadas nesses casos, que se aplicam mesmo quando o talvegue estiver perfeitamente definido.

A rede de drenagem existente

Deve-se examinar, detalhadamente, o mapa topográfico para se determinar o sentido de escoamento das águas pluviais nas condições atuais, sem levar em consideração quaisquer obras adicionais ou modificações na superfície do terreno.

A rede de drenagem anterior

Mediante mapas e fotografias aéreas antigas, devem ser determinadas as linhas de escoamento das águas que existiam em épocas anteriores às modificações de terrenos introduzidas pelo homem.

Análise de alternativas

Uma vez assinaladas em mapas as diversas alternativas possíveis para a macro-drenagem, os respectivos locais devem ser inspecionados sob o enfoque de engenharia. Deverão ser considerados também os eventuais impactos sociais nas vizinhanças, e as restrições ao projeto sob ponto de vista ambiental.

Estimativa de custos

Deverão ser elaborados os perfis longitudinais das alternativas julgadas aparentemente satisfatórias e estimativas preliminares dos custos de cada uma, muito embora nesta fase as características e localização do canal ou conduto, sejam aproximadas. Deverão ser incluídos os custos de pontes, degraus, e outras estruturas especiais que venham a ser necessárias.

Considerações ambientais

As alternativas para as obras de macro-drenagem devem ser examinadas também por equipe composta por diversos especialistas que examinem aspectos urbanísticos, sociais, legais e ambientais. Deverá ser escolhida a alternativa que proporcione o máximo de vantagens e benefícios, com menor custo.

Apresentação da alternativa selecionada

Deverá ser programada uma reunião entre a empresa projetista e o órgão contratante, para uma explanação a respeito das alternativas examinadas, as respectivas vantagens e desvantagens, e decisão sobre a alternativa mais favorável. Recomenda-se, também, a realização de reuniões com entidades representativas da população beneficiada pelo projeto, para a exposição das várias alternativas examinadas.

Condutos subterrâneos

Quando se tratar de obras subterrâneas, a equipe de projeto deverá preocupar-se, em especial, com as interferências com outras obras de serviços públicos.

B. ESQUEMA DE OBRAS

Com base nos mapas topográficos, devem ser delineados os traçados aproximados dos eixos do canal ou dos condutos, e os ajustes devem ser efetuados considerando-se:

- Topografia
- Faixas de servidão
- Raios mínimos do traçado
- Arruamentos já existentes ou projetados
- Drenagem de áreas adjacentes
- Geologia

Dados cartográficos

Recomenda-se que os estudos sejam efetuados com detalhamento adequado, baseados, por exemplo, em plantas de restituição aerofotogramétrica na escala 1:500 ou 1:1.000, com curvas de nível a cada 0,50 metros. No caso de condutos (galerias ou tubulações), será suficiente o levantamento apenas de uma faixa ao longo do eixo, desde que sejam incluídos detalhes das áreas adjacentes.

Esquema preliminar da obra

Devem ser elaborados desenhos contendo a planta e o perfil, com a indicação da superfície do terreno, declividade das ruas, interferências com outras obras, e outros dados que forem julgados importantes. As declividades das ruas devem ser analisadas cuidadosamente sob o ponto de vista hidráulico. Caso existam problemas locais de escoamento, devem ser efetuados ajustes no traçado dos eixos, a fim de melhor atender às necessidades de drenagem das áreas próximas.

C. ANTE-PROJETO

A função principal do ante-projeto é a concepção do sistema de drenagem e a escolha das alternativas. É nesta fase que devem ser tomadas decisões quanto a velocidades limites de escoamento, localização das estruturas, meios para contornar as interferências, e usos alternativos para os casos de canais.

É nesta etapa, também, que deve ser analisada a viabilidade ou não da implantação de pequenos reservatórios, ou de alargamento dos canais para detenção parcial e temporária das águas pluviais, com o propósito de amortecimento das descargas máximas de projeto.

Hidrologia

As características principais da macro-drenagem devem ser definidas no decorrer da fase de ante-projeto. Ao mesmo tempo, os estudos hidrológicos devem ser reexaminados, introduzindo-se os refinamentos que forem julgados necessários.

D. PROJETO BÁSICO

É o projeto que apresenta todos os detalhes de engenharia para a utilização, dia a dia, pelo órgão público local e/ou regional.

Relatório

O relatório deve incluir a descrição da bacia, o seu estágio atual e suas perspectivas futuras de desenvolvimento, os dados pluviométricos disponíveis, os estudos de hidrogramas unitários, o cálculo das vazões de projeto, os critérios básicos de engenharia utilizados, os planos alternativos, considerações ambientais, aspectos legais e institucionais e recomendações. Deve-se demonstrar, também, que o sistema de macro-drenagem projetado está capacitado para escoar as águas pluviais da bacia hidrográfica tributária, para o período de retorno considerado.

Desenhos de projeto

Os desenhos devem apresentar a planta geral do projeto, e os perfis na escala 1:500 ou 1:1.000. Devem ser representados, em detalhe, as cotas do fundo do canal ou da galeria, os perfis aproximados da linha d'água, pontes, bueiros, e as seções transversais típicas. Deverão conter, também, informações adequadas para orientar as desapropriações, antes da construção.

Distribuição de relatórios

A distribuição dos relatórios finais é de responsabilidade do órgão público contratante. Recomenda-se que cópias sejam encaminhadas a todas as entidades públicas, responsáveis pela administração das cidades localizadas a jusante das obras em estudo, e que possam ser mais diretamente influenciadas pelas mesmas.

2. CANAIS

A utilização de canais em sistemas de macro-drenagem apresenta grandes vantagens com relação ao custo, capacidade de vazão, possibilidades recreativas e condições estéticas e ainda, capacidade de armazenamento no próprio canal. Como desvantagens podem ser citadas a necessidade de extensas faixas para implantação e custos de manutenção. Há necessidade de planejamento cuidadoso e de projeto adequado, tendo em vista minimizar essas desvantagens e obter maiores benefícios.

O canal mais conveniente é aquele escavado pela própria natureza durante um longo período de tempo. Para esses canais, podem ser enumerados os seguintes aspectos favoráveis:

- As velocidades são geralmente baixas, resultando assim tempos de concentração de cheias elevados e, portanto, menores picos de descarga para jusante.
- O armazenamento no canal favorece a redução dos picos de cheias.
- As necessidades de manutenção são geralmente pequenas, tendo em vista ser o canal bastante estável.
- O canal permite a criação de um cinturão verde, e áreas recreativas, propiciando benefícios sociais significativos.

Em muitas áreas, potencialmente urbanizáveis, o escoamento superficial é pequeno e não existem canais naturais. Todavia, ao longo dos talvegues sempre existem condições para a implantação de canais artificiais. Um bom planejador deve analisar as possibilidades de utilizar os talvegues e os canais naturais nos projetos de drenagem, pois podem ser reduzidos, substancialmente, os sistemas de condutos subterrâneos.

Quando se projeta a utilização de um canal natural, no sistema de macro-drenagem, devem ser estudadas as condições necessárias para evitar problemas de erosão do leito e de solapamento das margens. O canal deve ser conservado o mais próximo possível de sua situação natural, tendo em vista reduzir os investimentos necessários e também os custos de manutenção.

A. ESCOLHA DO CANAL

As alternativas para escolha de um determinado tipo de canal são inúmeras e dependem, principalmente, da experiência do projetista hidráulico, que deve levar em consideração possíveis impactos sociais e os critérios básicos de projeto. Entretanto, deve ser inicialmente definido se o canal será revestido para suportar altas velocidades, gramado, ou ainda, se o canal será mantido sem qualquer revestimento.

A escolha final deverá ser feita tendo em vista uma série de fatores, podendo ser citados, entre outros:

Hidráulicos

- Declividade longitudinal
- Faixa disponível para implantação
- Vazão de projeto
- Transporte de sedimentos
- Topografia
- Capacidade de drenar terrenos adjacentes

Construtivos

- Disponibilidade de materiais
- Áreas de bota-fora
- Custos

Ambientais

- Características da vizinhança
- Necessidades estéticas da vizinhança
- Necessidades de novas áreas verdes
- Forma das ruas e tráfego
- Planos municipais

Sociais

- Padrões sociais da vizinhança
- População infantil da vizinhança
- Tráfego de pedestres
- Necessidades recreativas

O planejador, antes de definir o tipo de canal a ser utilizado, deverá consultar diversos especialistas de maneira que o canal a ser escolhido possa proporcionar o maior benefício possível à sua área de influência. Além de eficiente, o canal deverá ser de escoamento lento, largo e pouco profundo.

A implantação de canais ao longo de faixas de terrenos públicos é sempre interessante, pois há possibilidade de manutenção de áreas verdes com fins recreativos. Tal possibilidade depende da topografia local, pois se os terrenos forem muito íngremes, ou se forem muito estreitos, esse tipo de solução perde o interesse.

Os requisitos hidráulicos dos canais, freqüentemente, são incompatíveis com as conveniências das áreas adjacentes, considerando aspectos de drenagem. Há necessidade, em geral, de muitas bocas de lobo e de tubulações de despejo nos canais, corretamente posicionadas, para que não haja refluxo das águas. Por tais razões, muitas vezes, as áreas verdes que poderiam ser implantadas ao longo dos canais, ficam prejudicadas, tendo em vista uma melhor eficiência do sistema de drenagem.

B. CANAIS REVESTIDOS DE CONCRETO

Em geral, quando a faixa disponível para implantação do canal é estreita, há necessidade de revestimento do canal, o que permite maiores velocidades, e portanto maior capacidade de vazão. Em geral esse revestimento é de concreto. Conforme o regime de escoamento que deverá ocorrer, as velocidades serão maiores ou menores, e o revestimento deverá suportar os esforços decorrentes, que serão mais intensos junto aos taludes laterais. Quando se inicia a deterioração do revestimento, por projeto ou execução inadequados, a danificação de toda a obra pode ser bastante acelerada, salvo ação visando sanar as deficiências da estrutura.

Escoamento supercrítico

O escoamento supercrítico, torrencial, ou rápido, isto é, com altas velocidades, em canais a serem construídos em áreas urbanizadas, resulta em riscos que o projetista deve ponderar cuidadosa-

mente. Como regra geral, esses canais não podem ser retilíneos, isto é, sem nenhuma curva. Em decorrência, precisam ser tomados cuidados especiais contra a ocorrência de ondas oscilatórias, que podem se propagar ao longo do canal, para jusante, quando ocorrerem pequenas obstruções a montante.

Imperfeições nas juntas poderão comprometer o estado das mesmas, e em conseqüência, a integridade do canal. Além disso, escoamentos em altas velocidades podem dar origem a esforços de subpressão, pela transformação da energia cinética em piezométrica. Tais esforços, se não considerados no dimensionamento estrutural, poderão arruinar o revestimento.

Os canais com escoamento supercrítico, necessitam muitas vezes de revestimento de concreto armado, com as armaduras executadas tanto longitudinal como transversalmente. Deverão ser previstas ainda, nesse tipo de revestimento, juntas a intervalos regulares. Sempre que possível, deverá ser evitado o estrangulamento da seção transversal junto a pontes ou bueiros. O bordo livre deverá proporcionar uma razoável margem de segurança, de pelo menos 60 cm, ou uma capacidade adicional de, aproximadamente, um terço da vazão de projeto. Pontes e outras estruturas atravessando o canal deverão resistir à carga dinâmica total sobre a estrutura, no caso de obstrução da seção por vegetações ou troncos de árvores.

O revestimento de concreto deverá ser projetado considerando os esforços de subpressão hidrostática produzidos pelo lençol freático quando em nível elevado ou, ainda, pela penetração de água sob o revestimento, em razão da sobrelevação do nível d'água durante as enchentes. Poderão ser previstos drenos, constituídos de tubos perfurados, colocados sob o revestimento. Neste caso, os esforços de subpressão serão atenuados, desde que os drenos sejam eficientes.

O projetista deverá assegurar-se contra a formação de ressaltos hidráulicos não previstos no canal. Escoamentos com número de Froude próximo de 1 são instáveis e deverão ser evitados.

A rugosidade dos canais revestidos é particularmente importante, quando se trata de escoamento supercrítico. Uma vez escolhido um determinado coeficiente de rugosidade, a inspeção durante a construção do canal deverá ser rigorosa, de maneira a garantir a obtenção desse coeficiente.

O valor mínimo que se pode obter, na prática, para o coeficiente de rugosidade de Manning, para canais revestidos em concreto, é de 0,013; isso é possível somente quando a mão de obra utilizada for altamente qualificada e o acabamento for executado com cuidados especiais. É muito importante, portanto, que na escolha do coeficiente de rugosidade a adotar, o projetista tenha presente os recursos construtivos que serão empregados. Indicações a respeito são fornecidas na Tabela 2.1.

Acabamento com colher	$n = 0,013$
Acabamento com desempenadeira	$n = 0,015$
Sem acabamento	$n = 0,017$
Concreto projetado, alisado com colher, bem acabado	$n = 0,018$
Concreto projetado, alisado com colher, mal acabado	$n = 0,020$
Concreto projetado, sem acabamento	$n = 0,022$

TABELA 2.1 — Coeficientes de rugosidade de Manning para canais revestidos em concreto.

Escoamento subcrítico

Os canais revestidos de concreto para escoamento em regime subcrítico, são utilizados somente onde exista estreitamento das faixas disponíveis para sua implantação. Um canal largo, revestido de grama, normalmente é preferível quando as declividades longitudinais são adequadas. Quando as declividades longitudinais são excessivas, será necessário, muitas vezes, prever estruturas de transição de nível para redução das declividades. Nos casos onde a declividade disponível é muito pequena, o projetista poderá optar pela redução substancial da rugosidade revestindo adequadamente o leito do canal.

Escoamento uniforme

Para um canal sob dadas condições de rugosidade, descarga e declividade, existe apenas uma profundidade que corresponda ao escoamento sob regime uniforme. Essa profundidade é a profun-

tidade normal. Quando a rugosidade, a profundidade e a declividade são conhecidas numa seção de um canal, existe uma descarga que corresponde ao regime uniforme.

Se o canal é uniforme e se as forças de resistência e as forças devidas à gravidade se equilibram, a superfície da água nesse caso será paralela ao fundo do canal. Esta é a condição de escoamento uniforme.

O escoamento uniforme é uma condição teórica que dificilmente é verificada tanto na prática, quanto em laboratório. Os canais são muitas vezes projetados sob regime uniforme, mas o escoamento, na realidade, poderá ocorrer com profundidade diferente da normal. Como a profundidade normal é calculada muito freqüentemente, é conveniente usar tabelas para vários tipos de seções transversais, eliminando-se, assim, a necessidade de soluções por tentativas, que consomem bastante tempo.

A fórmula mais comumente utilizada para seu cálculo é a de Manning dada por:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} i_o^{1/2} \quad (2-1)$$

onde:

Q = descarga em metros cúbicos por segundo

n = coeficiente de rugosidade

A = área em metros quadrados

R = raio hidráulico, A/P

P = perímetro molhado em metros

i_o = declividade do leito do canal em m/m

Para canais de formas geometricamente semelhantes, a área pode ser expressa como $A = F_1 b$, e o raio hidráulico como $R = F_2 b$, onde F_1 e F_2 são funções da forma do canal, expressas em termos de um ou mais parâmetros adimensionais, e b a largura do fundo do canal. Desta maneira, a fórmula de Manning pode ser expressa como:

$$\frac{Qn}{i_o^{1/2} b^{8/3}} = F_1 \cdot F_2^{2/3} \quad (2-2)$$

Os valores de $F_1 \cdot F_2^{2/3}$ estão apresentados na Tabela 2.2, em função de parâmetros adimensionais convenientes. Esta informação é também dada, graficamente, na Figura 2.1. Para canais largos, de profundidade uniforme, onde a largura é de no mínimo 25 vezes a profundidade, o raio hidráulico pode ser considerado igual à profundidade, e então:

$$Q = \frac{1}{n} b \cdot h_o^{5/3} i_o^{1/2} \quad (2-3)$$

$$h_o = \left(\frac{Q \cdot n}{b} \right)^{3/5} \frac{1}{i_o^{3/10}} \quad (2-4)$$

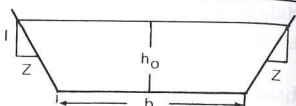
$$i_o = \left(\frac{Q \cdot n}{b} \right)^2 \frac{1}{h_o^{10/3}} \quad (2-5)$$

EXEMPLO DE ESCOAMENTO UNIFORME

Um canal trapezoidal tem a largura do leito de 3 m e taludes laterais 1:1. A declividade longitudinal é de 0,005 m/m. O coeficiente n é de 0,0135. Calcular a profundidade normal para uma descarga de 15 m³/s.

DRENAGEM URBANA

VALORES DE $\frac{Q_n}{b^{8/3} i_o^{1/2}}$



$\frac{h_o}{b}$	Z=0.0	Z=0.25	Z=0.50	Z=0.75	Z=1.00	Z=1.25	Z=1.50	Z=2.00	Z=2.50	Z=3.00	Z=4.00
0.02	0.0015	0.0015	0.0015	0.0015	0.0015	0.0015	0.0015	0.0015	0.0015	0.0015	0.0016
0.03	0.0028	0.0029	0.0029	0.0029	0.0029	0.0029	0.0030	0.0030	0.0030	0.0030	0.0031
0.04	0.0045	0.0046	0.0045	0.0047	0.0047	0.0047	0.0048	0.0048	0.0049	0.0049	0.0050
0.05	0.0064	0.0065	0.0066	0.0067	0.0068	0.0068	0.0069	0.0070	0.0071	0.0072	0.0074
0.06	0.0086	0.0088	0.0089	0.0091	0.0092	0.0093	0.0094	0.0095	0.0097	0.0098	0.0101
0.07	0.0109	0.0112	0.0115	0.0117	0.0118	0.0120	0.0121	0.0124	0.0126	0.0128	0.0133
0.08	0.0135	0.0139	0.0143	0.0145	0.0148	0.0150	0.0152	0.0156	0.0159	0.0162	0.0169
0.09	0.0162	0.0168	0.0173	0.0177	0.0180	0.0183	0.0186	0.0191	0.0195	0.0200	0.0209
0.10	0.0191	0.0199	0.0205	0.0210	0.0214	0.0218	0.0222	0.0229	0.0235	0.0241	0.0253
0.11	0.0222	0.0231	0.0239	0.0246	0.0251	0.0256	0.0261	0.0270	0.0278	0.0286	0.0302
0.12	0.0253	0.0265	0.0275	0.0283	0.0291	0.0297	0.0303	0.0314	0.0325	0.0335	0.0355
0.13	0.0286	0.0301	0.0313	0.0323	0.0332	0.0340	0.0348	0.0362	0.0375	0.0388	0.0413
0.14	0.0321	0.0338	0.0353	0.0365	0.0376	0.0386	0.0395	0.0412	0.0428	0.0444	0.0475
0.15	0.0356	0.0377	0.0394	0.0410	0.0423	0.0435	0.0446	0.0466	0.0486	0.0505	0.0542
0.16	0.0392	0.0417	0.0438	0.0456	0.0471	0.0486	0.0499	0.0523	0.0546	0.0569	0.0614
0.17	0.0430	0.0458	0.0483	0.0504	0.0522	0.0539	0.0554	0.0583	0.0611	0.0638	0.0691
0.18	0.0468	0.0501	0.0529	0.0554	0.0575	0.0595	0.0613	0.0647	0.0679	0.0711	0.0773
0.19	0.0507	0.0545	0.0577	0.0606	0.0630	0.0653	0.0674	0.0713	0.0751	0.0787	0.0860
0.20	0.0547	0.0590	0.0627	0.0659	0.0688	0.0714	0.0738	0.0783	0.0826	0.0869	0.0952
0.21	0.0588	0.0636	0.0678	0.0715	0.0748	0.0777	0.0805	0.0856	0.0906	0.0954	0.1049
0.22	0.0629	0.0684	0.0731	0.0773	0.0809	0.0843	0.0874	0.0933	0.0989	0.1044	0.1152
0.23	0.0671	0.0732	0.0785	0.0832	0.0873	0.0911	0.0947	0.1013	0.1076	0.1138	0.1261
0.24	0.0714	0.0782	0.0841	0.0893	0.0940	0.0982	0.1022	0.1096	0.1167	0.1237	0.1375
0.25	0.0758	0.0832	0.0898	0.0956	0.1008	0.1055	0.1100	0.1183	0.1263	0.1340	0.1494
0.26	0.0802	0.0884	0.0957	0.1021	0.1079	0.1131	0.1180	0.1273	0.1362	0.1449	0.1620
0.27	0.0846	0.0937	0.1017	0.1088	0.1151	0.1209	0.1264	0.1367	0.1465	0.1561	0.1751
0.28	0.0891	0.0991	0.1079	0.1156	0.1226	0.1290	0.1351	0.1464	0.1573	0.1679	0.1889
0.29	0.0937	0.1045	0.1142	0.1227	0.1303	0.1374	0.1440	0.1565	0.1684	0.1801	0.2032
0.30	0.0983	0.1101	0.1206	0.1299	0.1383	0.1460	0.1532	0.1669	0.1800	0.1929	0.2182
0.31	0.1030	0.1157	0.1271	0.1373	0.1464	0.1548	0.1628	0.1777	0.1921	0.2061	0.2338
0.32	0.1077	0.1215	0.1338	0.1449	0.1548	0.1640	0.1726	0.1889	0.2045	0.2198	0.2500
0.33	0.1125	0.1273	0.1407	0.1526	0.1634	0.1733	0.1827	0.2004	0.2174	0.2341	0.2669
0.34	0.1172	0.1332	0.1476	0.1605	0.1722	0.1830	0.1931	0.2124	0.2308	0.2488	0.2844
0.35	0.1221	0.1392	0.1547	0.1686	0.1812	0.1929	0.2039	0.2247	0.2446	0.2641	0.3026
0.36	0.1270	0.1453	0.1620	0.1769	0.1905	0.2030	0.2149	0.2373	0.2589	0.2799	0.3215
0.37	0.1319	0.1515	0.1693	0.1854	0.2000	0.2135	0.2262	0.2504	0.2736	0.2963	0.3410
0.38	0.1368	0.1578	0.1769	0.1940	0.2097	0.2242	0.2379	0.2639	0.2888	0.3132	0.3613
0.39	0.1418	0.1641	0.1845	0.2029	0.2196	0.2352	0.2499	0.2777	0.3045	0.3306	0.3822
0.40	0.1468	0.1705	0.1922	0.2119	0.2298	0.2464	0.2621	0.2920	0.3206	0.3486	0.4039
0.41	0.1518	0.1770	0.2001	0.2211	0.2402	0.2579	0.2747	0.3066	0.3372	0.3672	0.4262
0.42	0.1569	0.1836	0.2082	0.2304	0.2508	0.2697	0.2876	0.3217	0.3543	0.3863	0.4493
0.43	0.1620	0.1903	0.2163	0.2400	0.2616	0.2818	0.3009	0.3371	0.3720	0.4060	0.4732
0.44	0.1672	0.1970	0.2245	0.2497	0.2727	0.2941	0.3144	0.3530	0.3901	0.4263	0.4978
0.45	0.1723	0.2038	0.2330	0.2596	0.2840	0.3067	0.3283	0.3693	0.4087	0.4472	0.5231
0.46	0.1775	0.2107	0.2416	0.2697	0.2956	0.3197	0.3425	0.3860	0.4278	0.4687	0.5492
0.47	0.1827	0.2177	0.2503	0.2800	0.3073	0.3328	0.3571	0.4032	0.4474	0.4907	0.5761
0.48	0.1879	0.2247	0.2591	0.2905	0.3193	0.3463	0.3720	0.4207	0.4676	0.5134	0.6038
0.49	0.1932	0.2319	0.2680	0.3011	0.3316	0.3601	0.3872	0.4387	0.4882	0.5367	0.6322
0.50	0.1985	0.2391	0.2771	0.3119	0.3441	0.3741	0.4027	0.4571	0.5094	0.5606	0.6614
0.52	0.2091	0.2537	0.2956	0.3342	0.3698	0.4031	0.4349	0.4953	0.5534	0.6103	0.7224
0.54	0.2198	0.2686	0.3148	0.3571	0.3964	0.4333	0.4684	0.5352	0.5996	0.6626	0.7866
0.56	0.2306	0.2838	0.3342	0.3808	0.4240	0.4646	0.5033	0.5770	0.6479	0.7174	0.8541
0.58	0.2415	0.2993	0.3543	0.4053	0.4526	0.4971	0.5396	0.6206	0.6985	0.7749	0.9251
0.60	0.2524	0.3151	0.3749	0.4305	0.4822	0.5309	0.5774	0.6660	0.7514	0.8350	0.9996
0.62	0.2634	0.3311	0.3960	0.4565	0.5128	0.5659	0.6166	0.7134	0.8066	0.8979	1.0777
0.64	0.2744	0.3474	0.4176	0.4832	0.5444	0.6021	0.6573	0.7627	0.8642	0.9636	1.1593
0.66	0.2855	0.3640	0.4398	0.5107	0.5770	0.6396	0.6995	0.8139	0.9241	1.0321	1.2447

TABELA 2.2 – Elementos para cálculo das profundidades normais nos canais trapezoidais pela fórmula de Manning $\frac{h_o}{b} = 0,02 \text{ a } 0,66$.

$\frac{h_o}{b}$	VALORES DE $\frac{Q_n}{b^{8/3} \frac{1}{h_o^{1/2}}}$										
	Z=0.0	Z=0.25	Z=0.50	Z=0.75	Z=1.00	Z=1.25	Z=1.50	Z=2.00	Z=2.50	Z=3.00	Z=4.00
0.68	0.2967	0.3809	0.4625	0.5390	0.6107	0.6784	0.7432	0.8671	0.9865	1.1035	1.3338
0.70	0.3079	0.3981	0.4857	0.5681	0.6454	0.7185	0.7884	0.9223	1.0514	1.1778	1.4267
0.72	0.3192	0.4155	0.5094	0.5980	0.6811	0.7598	0.8352	0.9795	1.1187	1.2551	1.5234
0.74	0.3305	0.4332	0.5337	0.6286	0.7179	0.8025	0.8836	1.0388	1.1886	1.3353	1.6242
0.76	0.3418	0.4512	0.5585	0.6601	0.7558	0.8465	0.9335	1.1002	1.2611	1.4187	1.7289
0.78	0.3532	0.4695	0.5838	0.6924	0.7947	0.8919	0.9851	1.1637	1.3361	1.5051	1.8376
0.80	0.3647	0.4880	0.6097	0.7255	0.8348	0.9386	1.0383	1.2294	1.4139	1.5946	1.9505
0.82	0.3761	0.5068	0.6361	0.7594	0.8759	0.9867	1.0931	1.2972	1.4943	1.6874	2.0676
0.84	0.3876	0.5258	0.6631	0.7941	0.9182	1.0362	1.1496	1.3672	1.5774	1.7834	2.1889
0.86	0.3992	0.5452	0.6906	0.8297	0.9616	1.0871	1.2078	1.4395	1.6633	1.8826	2.3145
0.88	0.4108	0.5648	0.7186	0.8661	1.0061	1.1394	1.2677	1.5140	1.7519	1.9852	2.4444
0.90	0.4224	0.5846	0.7472	0.9034	1.0517	1.1931	1.3293	1.5907	1.8434	2.0911	2.5788
0.92	0.4340	0.6048	0.7763	0.9415	1.0985	1.2483	1.3926	1.6698	1.9377	2.2004	2.7176
0.94	0.4457	0.6252	0.8060	0.9804	1.1464	1.3050	1.4577	1.7512	2.0349	2.3132	2.8610
0.96	0.4573	0.6459	0.8363	1.0202	1.1955	1.3631	1.5245	1.8349	2.1351	2.4294	3.0089
0.98	0.4691	0.6668	0.8671	1.0609	1.2458	1.4227	1.5932	1.9211	2.2382	2.5492	3.1615
1.00	0.4808	0.6880	0.8985	1.1025	1.2973	1.4838	1.6636	2.0096	2.3443	2.6725	3.3188
1.05	0.5103	0.7422	0.9794	1.2102	1.4313	1.6432	1.8478	2.2416	2.6228	2.9967	3.7329
1.10	0.5398	0.7981	1.0638	1.3236	1.5730	1.8123	2.0436	2.4892	2.9207	3.3441	4.1777
1.15	0.5695	0.8556	1.1519	1.4426	1.7224	1.9913	2.2514	2.7528	3.2386	3.7152	4.6539
1.20	0.5994	0.9149	1.2436	1.5675	1.8798	2.1804	2.4714	3.0328	3.5768	4.1108	5.1624
1.25	0.6293	0.9758	1.3391	1.6982	2.0452	2.3798	2.7038	3.3294	3.9360	4.5314	5.7041
1.30	0.6593	1.0384	1.4383	1.8349	2.2190	2.5897	2.9490	3.6433	4.3166	4.9776	6.2797
1.35	0.6894	1.1028	1.5412	1.9776	2.4011	2.8103	3.2073	3.9746	4.7190	5.4501	6.8901
1.40	0.7195	1.1689	1.6481	2.1265	2.5918	3.0418	3.4788	4.3237	5.1439	5.9493	7.5361
1.45	0.7498	1.2367	1.7588	2.2817	2.7911	3.2845	3.7638	4.6911	5.5916	6.4760	8.2185
1.50	0.7801	1.3062	1.8734	2.4432	2.9993	3.5385	4.0626	5.0772	6.0626	7.0307	8.9381
1.55	0.8104	1.3775	1.9920	2.6112	3.2165	3.8040	4.3754	5.4821	6.5574	7.6138	9.6956
1.60	0.8409	1.4506	2.1146	2.7857	3.4428	4.0812	4.7024	5.9064	7.0764	8.2262	10.4918
1.65	0.8713	1.5254	2.2413	2.9668	3.6784	4.3703	5.0441	6.3503	7.6202	8.8681	11.3276
1.70	0.9019	1.6021	2.3721	3.1546	3.9234	4.6715	5.4004	6.8142	8.1891	9.5404	12.2036
1.75	0.9324	1.6805	2.5071	3.3493	4.1779	4.9850	5.7718	7.2985	8.7836	10.2433	13.1206
1.80	0.9630	1.7607	2.6463	3.5508	4.4421	5.3110	6.1585	7.8035	9.4041	10.9776	14.0794
1.85	0.9937	1.8427	2.7897	3.7594	4.7161	5.6497	6.5606	8.3296	10.0512	11.7439	15.0806
1.90	1.0244	1.9266	2.9374	3.9750	5.0001	6.0012	6.9785	8.8770	10.7252	12.5424	16.1250
1.95	1.0551	2.0123	3.0895	4.1978	5.2942	6.3658	7.4123	9.4462	11.4265	13.3740	17.2135
2.00	1.0858	2.0999	3.2459	4.4276	5.5986	6.7436	7.8623	10.0374	12.1556	14.2390	18.3466
2.10	1.1474	2.2806	3.5721	4.9100	6.2385	7.5396	8.8119	11.2872	13.6990	16.0714	20.7495
2.20	1.2091	2.4689	3.9164	5.4222	6.9209	8.3907	9.8291	12.6292	15.3586	18.0439	23.3397
2.30	1.2709	2.6648	4.2792	5.9652	7.6470	9.2983	10.9157	14.0659	17.1378	20.1606	26.1225
2.40	1.3328	2.8685	4.6606	6.5396	8.4177	10.2640	12.0735	15.6000	19.0399	22.4255	29.1035
2.50	1.3947	3.0801	5.0615	7.1462	9.2341	11.2890	13.3042	17.2337	21.0682	24.8425	32.2882
2.60	1.4567	3.2996	5.4817	7.7855	10.0972	12.3747	14.6096	18.9697	23.2557	27.4156	35.6817
2.70	1.5188	3.5272	5.9217	8.4583	11.0080	13.5225	15.9916	20.8105	25.5158	30.1487	39.2895
2.80	1.5809	3.7629	6.3820	9.1652	11.9676	14.7339	17.4518	22.7584	27.9415	33.0455	43.1167
2.90	1.6431	4.0069	6.8627	9.9068	12.9769	16.0101	18.9916	24.8159	30.5059	36.1100	47.1684
3.00	1.7054	4.2592	7.3644	10.6839	14.0368	17.3524	20.6131	26.9853	33.2122	39.3457	51.4498
3.20	1.8300	4.7894	8.4316	12.3468	16.3128	20.2408	24.1073	31.6691	39.0621	46.3456	60.7215
3.40	1.9547	5.3542	9.5863	14.1589	18.8030	23.4094	27.9475	36.8286	45.5151	54.0747	70.9714
3.60	2.0796	5.9543	10.8311	16.1253	21.5152	26.8684	32.1464	42.4816	52.5946	62.5615	82.2383
3.80	2.2045	6.5907	12.1687	18.2508	24.4567	30.6279	36.7166	48.6462	60.3233	71.8339	94.5603
4.00	2.3296	7.2640	13.6015	20.5402	27.6349	34.6978	41.6708	55.3399	68.7241	81.9195	107.9751
4.50	2.6426	9.1140	17.6169	27.0122	36.6625	46.2932	55.8149	74.5008	92.8108	110.8681	146.5319
5.00	2.9559	11.2117	22.2821	34.6112	47.3235	60.0363	72.6200	97.3374	121.5724	145.4796	192.7051

TABELA 2.2 – Elementos para cálculo das profundidades normais nos canais trapezoidais pela fórmula de Manning $\frac{h_o}{b} = 0,68 \text{ a } 5,00$.

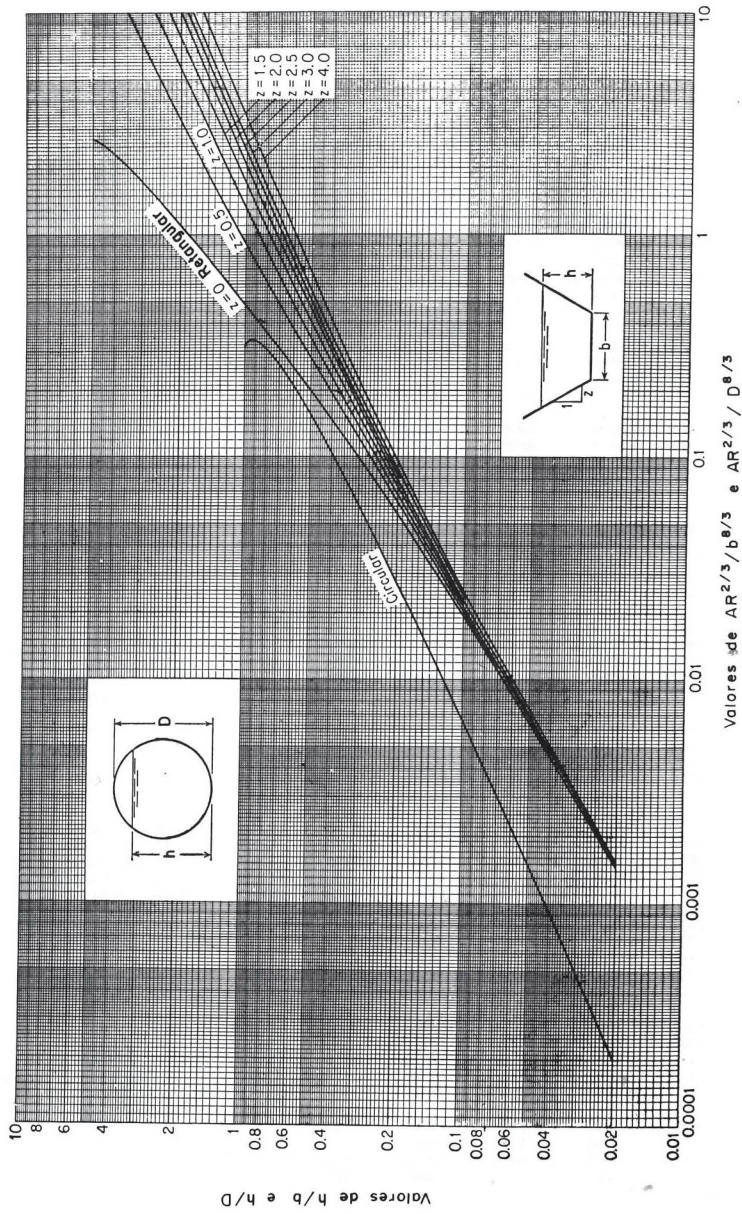


FIGURA 2-1. CURVAS PARA A DETERMINAÇÃO DA PROFUNDIDADE NORMAL EM CONDUTOS LIVRES

SOLUÇÃO:

$$\frac{Q \cdot n}{b^{8/3} i_o^{1/2}} = \frac{15 \times 0,0135}{3^{8/3} \times (0,005)^{1/2}} = 0,153$$

Na Tabela 2.2, entrando-se com o valor de $z = 1$ (z é a inclinação do talude do canal trapezoidal), e o valor encontrado acima, determina-se:

$$\frac{h_o}{b} = 0,32 \text{ e portanto } h_o = 0,32 \times 3 = 0,96 \text{ m}$$

Convém lembrar que para uma rugosidade maior que a mencionada neste exemplo, a mesma descarga será escoada com uma profundidade normal maior; inversamente, com a mesma profundidade normal será observada uma descarga menor. Além disso, obstruções no canal provocam aumento na profundidade, e este fato deverá ser levado em consideração no projeto.

Escoamento crítico

O escoamento crítico em um canal a céu aberto, ou conduto coberto com superfície livre, é caracterizado por uma série de condições, que são as seguintes:

- A energia específica é mínima para uma determinada condição de descarga.
- A descarga é máxima para uma determinada condição de energia específica.
- A altura cinética é igual à metade da profundidade d'água no canal.
- O número de Froude é igual a 1.
- A velocidade de escoamento num canal de águas pouco profundas é igual à celeridade de pequenas ondas gravitacionais.

Se for verificado o regime crítico de escoamento em todo o trecho do canal, a declividade do canal será crítica (i_c). Uma declividade menor que i_c causará um escoamento subcrítico e uma declividade maior do que i_c causará um escoamento supercrítico.

Um escoamento em regime crítico, ou em suas proximidades, é instável. No projeto, se a profundidade calculada for próxima da crítica ou crítica, a forma ou a declividade do canal deverá ser alterada para se obter um regime com estabilidade hidráulica.

Para o escoamento crítico tem-se:

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{D}{2}, \text{ onde } D \text{ é a profundidade hidráulica:}$$

Sendo $V = \frac{Q}{A}$ resulta:

$$\frac{Q}{\sqrt{g}} = A \sqrt{D} \text{ onde } \frac{Q}{\sqrt{g}} = Z \quad (2.6)$$

Das expressões acima, tem-se $Z = A\sqrt{D}$ denominado "fator de seção", e que permite calcular a profundidade d'água para escoamento em regime crítico. Visto que é uma função da profundidade, a equação mostra que existe somente uma profundidade crítica possível, para uma determinada condição de descarga do canal.

A equação 2-6 é uma ferramenta muito útil para os cálculos e análises relativos ao escoamento crítico em um canal aberto. Quando esta equação é conhecida, fornece o fator de seção crítico

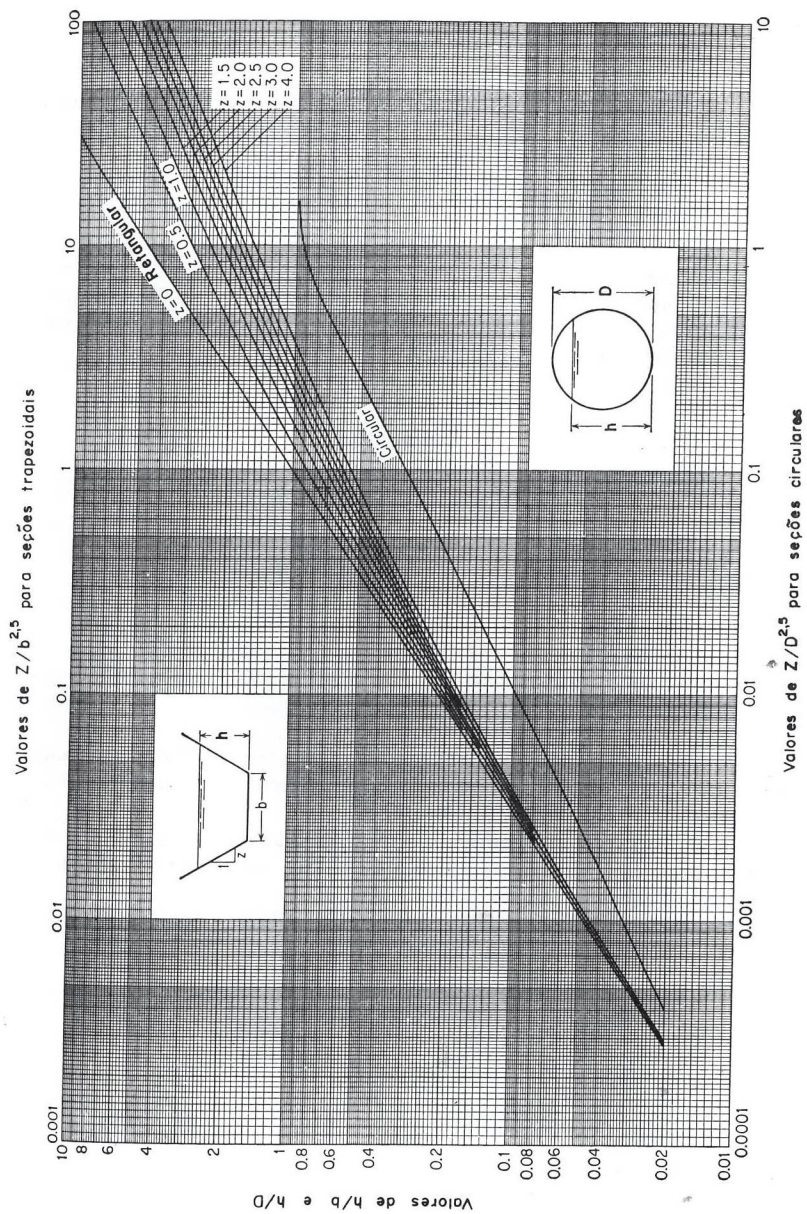


FIGURA 2-2. CURVAS PARA DETERMINAÇÃO DA PROFUNDIDADE CRÍTICA EM CONDUTOS LIVRES.

Z e, daí, a profundidade crítica h_c . Por outro lado, quando o fator de seção é dado, a descarga crítica pode ser calculada pela equação:

$$Q = Z \sqrt{g} \quad (2-7)$$

Para simplificar os cálculos relativos ao escoamento crítico, estão apresentados na Figura 2.2, curvas adimensionais relacionando profundidade e fator de seção Z , para canais de seção retangular, trapezoidal e circular.

C. CANAIS ARTIFICIAIS GRAMADOS

Os canais gramados são bastante interessantes, pelo baixo custo de construção. Apresentam grandes vantagens sobre outros tipos, pelas suas possibilidades de maior armazenamento, baixas velocidades de escoamento, e pelas eventuais vantagens paisagísticas decorrentes de sua utilização. No projeto deve-se dar grande importância aos aspectos relacionados à estética, problemas de deposição de sedimentos, erosão e obviamente aos aspectos hidráulicos. Os custos de manutenção deverão ser cuidadosamente estimados.

Critérios para projeto preliminar

Os parâmetros que podem variar entre as fases de projeto preliminar e de projeto final deverão ser revisados, cuidadosamente, na medida em que os estudos forem sendo realizados. Os parâmetros principais de projeto são mencionados a seguir.

Velocidade de projeto — A velocidade máxima, para o escoamento de uma enchente de projeto, deverá ser de aproximadamente 2,3 m/s, considerando-se os aspectos de erosão do leito e/ou das margens, e a obtenção de uma seção transversal econômica. Todavia, sem uma cobertura de grama bem executada, as enchentes anuais poderão causar sérios danos, principalmente nas curvas.

Profundidades de projeto — A profundidade máxima admissível, para escoamento de descarga de projeto, é de 1,20 m; todavia é preferível, para maior segurança, adotar 1,00 m. A erosão depende da velocidade, da profundidade e da duração do escoamento. A duração dos picos de enchente de uma região urbana é curta, tornando-se, assim, a velocidade e a profundidade os principais parâmetros de projeto a serem considerados.

Declividade longitudinal — Para o bom funcionamento de um canal revestido de grama, é necessário que a declividade do mesmo seja da ordem de 0,2 a 0,6%. Quando a topografia natural é mais íngreme do que a desejável, poderão, neste caso, ser utilizados degraus para transição de nível.

Curvatura — Canais com curvaturas mais suaves terão melhores características de funcionamento. Em geral, as linhas de centro das curvas não devem ter raio menor do que duas vezes a largura máxima de escoamento, para a vazão de projeto, e nunca menos que 30 metros.

Bordo livre para descarga de projeto — Os tabuleiros de pontes e os pontos de despejo de galerias, condicionam na maioria das vezes o bordo livre, ao longo das margens do canal, em áreas urbanas. Onde não houver estas limitações, o valor a ser admitido, para o bordo livre, dependerá basicamente das condições adjacentes ao canal. Usualmente, admite-se um valor mínimo de 30 a 60 cm para o bordo livre, embora em alguns casos 20 cm seja um valor satisfatório.

Gramas

A grama escolhida deverá ser resistente, capaz de sobreviver sem irrigação, ter uma raiz de estrutura densa para evitar o crescimento de ervas daninhas e ser resistente à erosão. Os canais de

construção recente necessitam, muitas vezes, de uma imediata cobertura para proteção. É possível, na maioria das vezes, semear uma grama de resistência adequada à medida em que se constrói o canal. Nesses casos, recomenda-se aplicar uma cobertura de palha, com o objetivo de auxiliar o umedecimento da superfície do solo, melhorar as condições de infiltração, e prevenir contra a erosão durante a fase inicial de desenvolvimento da grama.

A razão de semeadura, para o plantio, é dada pelo número de plantas vivas por unidade de área. Para a proteção dos cursos d'água, recomenda-se que a razão de semeadura seja de aproximadamente duas vezes aquela utilizada para cobertura de campos. O corte da grama deverá ser bem planejado, com o objetivo de propiciar uma boa formação do gramado.

As regras gerais para um eficiente revestimento de grama para um canal são as seguintes:

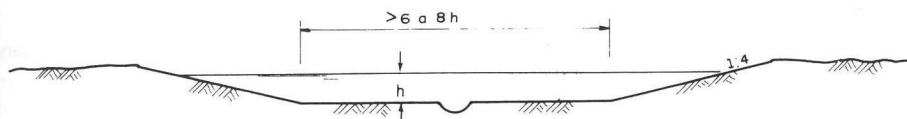
- Preparar uma boa e firme sementeira, usando palhas para proteger a grama ainda nova, durante o seu desenvolvimento.
- Selecionar uma grama, ou mistura de gramas, que seja mais adequada às condições do curso de água.
- Usar sementes de boa qualidade.
- Plantar na melhor época do ano, para cada grama em particular.
- Usar equipamentos de plantio e métodos que resultem na uniformidade de distribuição e próprios para uma boa disposição das sementes.
- Fertilizar de acordo com as necessidades da grama, conforme resultados apresentados pela análise do solo.
- Efetuar o replantio ou reparos de manchas descobertas, com grama em placas.
- Evitar a utilização do canal como estrada, ou a danificação do gramado com implementos agrícolas.
- Podar a grama, quando necessário, para um bom recrescimento e fortalecimento das raízes.
- Inspecionar freqüentemente, especialmente após cada chuva intensa, e reparar os danos imediatamente.
- Proibir a entrada de equipamentos quando o canal estiver molhado.

Seção transversal do canal

A forma do canal deve ser sempre de um tipo adequado para o local, e para as condições do meio ambiente. Muitas vezes, a forma do canal pode ser escolhida com a finalidade de adequá-lo ao espaço disponível e às necessidades recreativas, criando assim benefícios sociais adicionais. As limitações dentro das quais o projetista deve enquadrar-se, tendo em vista o projeto de canal gramado, compreendem:

Declividades de talude — São preferíveis taludes com declividade suave, sendo o de 1:4 um mínimo normalmente utilizado. Sob condições especiais de declividade pode-se chegar a 1:3, que é um valor limite prático para a movimentação de equipamentos.

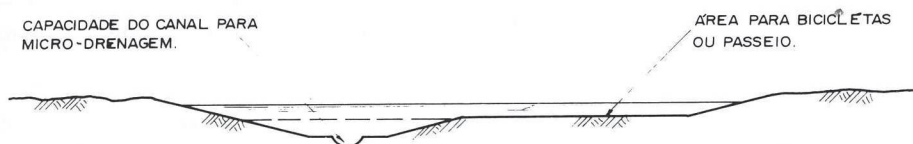
Profundidade — A profundidade máxima deverá ser limitada em 1,0 m, embora seja aceitável até 1,20 m, desde que seja prevista uma boa manutenção e quando a duração dos picos de enchentes é curta.



SEÇÃO COM BERMAS HORIZONTAIS COM CANALETA



SEÇÃO COM BERMAS INCLINADAS COM CANALETA



CANAL PARA MICRO-DRENAGEM COM ÁREA DE TRANSBORDAMENTO PARA MACRO-DRENAGEM



CANAL COM ENROCAMENTO PARA MICRO-DRENAGEM COM TRANSBORDAMENTO PARA MACRO-DRENAGEM

FIGURA 2-3. CANAIS GRAMADOS

Largura do leito — A largura do leito deverá ser de, pelo menos, 6 a 8 vezes a profundidade de escoamento. As mais comuns são de 20 a 30 vezes a profundidade.

Canaletas — Canaletas ou tubos de drenagem subterrâneos são necessários em todos os canais urbanos gramados. As canaletas são preferidas por sua maior facilidade de manutenção.

Na Figura 2.3 apresentam-se as seções transversais típicas adequadas para canais gramados.

Coeficiente de rugosidade

A rugosidade dos canais revestidos de grama depende da altura de corte da grama, do tipo de grama, bem como da profundidade de escoamento. Alguns valores típicos de coeficiente de rugosidade, para canais revestidos de grama ou capins, estão apresentados a seguir na Tabela 2.3.

	PROFUNDIDADES DE ESCOAMENTO	
	0,20 a 0,45 m	0,90 a 1,20 m
GRAMAS		
Altura de ~5 cm	0,035	0,030
Alturas de 10 ~ 15 cm	0,040	0,030
CAPINS		
Altura de ~ 30 cm	0,060 a 0,070	0,035
Altura de ~ 60 cm	0,070 a 0,100	0,035

TABELA 2.3 — *Coeficientes de rugosidade de Manning para canais retilíneos sem árvores ou arbustos.*

As profundidades entre 0,20 e 0,50 m são as mais adequadas para escoamento das enchentes com pequenos períodos de retorno.

Para o escoamento da enchente de projeto deverão ser adotadas profundidades, entre 0,90 a 1,20 m. Para profundidades de escoamento de 0,60 m ou mais, forma-se um leito de superfície relativamente lisa devido ao encurvamento das gramas. Maiores cuidados devem ser observados na operação e manutenção do canal, nos períodos subseqüentes ao término da construção. Antes do crescimento da grama, o valor de n poderá atingir valores em torno de 0,025, e a velocidade de escoamento poderá ser elevada e provocar erosão.

Para informações adicionais, relativas ao coeficiente de rugosidade, recomenda-se consultar o Geological Survey Water Supply Paper 1849.

Canaletas

Especial atenção deve ser dada às descargas baixas, como também às contribuições do lençol freático de áreas urbanas. Os canais que, porventura, estejam secos antes da urbanização, poderão ter, muitas vezes, um escoamento básico contínuo após a urbanização, devido à restituição das águas utilizadas na irrigação do gramado, como também, devido à afluência de águas subterrâneas. O escoamento contínuo sobre a grama poderá prejudicá-la.

Pequenas vazões devem ser conduzidas através de canaletas, ou condutos subterrâneos. A capacidade de uma canaleta deverá ser de aproximadamente 0,5 a 1,0% da vazão de projeto, sendo que valores menores são recomendados quando forem utilizados tubos de drenagem subterrânea. Uma canaleta está sujeita a erosão e, portanto, deverá ser amplamente protegida com dispositivos apropriados.

Controle de erosão

Todos os canais gramados são erodíveis até certo grau. Experiências mostraram que projetar um canal gramado completamente protegido contra erosão, não é econômico. Em geral é preferível admitir um certo grau de erosão no projeto, e estabelecer planos e medidas adicionais de controle após o primeiro ano de operação. Entretanto, é recomendável o uso de cortinas no canal gramado, a intervalos regulares, com finalidade de controle de erosão. Essas cortinas serão de grande utilidade para proteger o canal durante ocorrência de descargas elevadas, principalmente no período de desenvolvimento da grama. Tais cortinas são também úteis para a proteção da canaleta.

As cortinas para controle de erosão são normalmente de concreto armado, e suas dimensões são de aproximadamente 20 cm de espessura e 50 a 60 cm de profundidade, abrangendo toda a seção transversal do canal. Essas cortinas devem ser executadas de modo a ajustar-se ao leito, com o topo ligeiramente inclinado, para possibilitar o encaminhamento das águas para a canaleta ou para uma tomada d'água. A grama não se desenvolve debaixo de pontes, e portanto, a tendência de erosão nesses locais é maior, sendo conveniente a colocação de cortinas logo a jusante. O projetista poderá optar por uma proteção de solo-cimento em toda extensão do leito coberto pela ponte.

Principalmente nas curvas do canal, é sumamente importante adotar medidas especiais de proteção. Todavia, desde que a grama tenha se desenvolvido satisfatoriamente e se a velocidade, a profundidade e a curvatura existente estiverem de acordo com os requisitos, não haverá problemas. O projetista freqüentemente utiliza-se de degraus, para que o canal possa manter uma declividade conveniente. Nestes casos, a erosão tende a ocorrer nas bordas e logo a jusante dos degraus, ainda que os mesmos sejam de apenas 15 a 30 cm de altura. É prática comum a utilização de enrocamentos ou gabiões junto a esses degraus, para melhor proteção.

Perfil da linha d'água

O perfil da linha d'água deve ser calculado para todo o canal e mostrado claramente nos desenhos de projeto. Para a determinação da linha d'água, poderá ser adotado qualquer método de cálculo, a critério do projetista, levando em consideração todas as perdas devidas a variações de velocidade, existência de degraus, vãos de pontes, e outras singularidades. O cálculo deverá ser efetuado, para condições de escoamento subcrítico partindo de jusante, de um determinado ponto de características hidráulicas conhecidas.

Em todos os desenhos preliminares há necessidade de se apresentar a linha de energia, para maior facilidade de constatação de algum possível erro de cálculo. Todavia, é facultativa a apresentação dessa linha no desenho de projeto.

Deve ser sempre lembrado pelo projetista, que na grande maioria dos escoamentos em canais abertos, utilizados para drenagem urbana, não se verifica o escoamento uniforme, devido à existência de uma série de singularidades como vão de pontes, curvas e outras estruturas. Tendo em vista este fato, é de suma importância o cálculo das linhas d'água em todo projeto final de canais, sendo o cálculo sob regime uniforme apenas uma primeira aproximação.

D. CANAIS NATURAIS

Os cursos de água naturais apresentam-se, muitas vezes, com taludes bastante íngremes, razão por que são em geral facilmente erodíveis. Por outro lado, muitos cursos de água naturais existentes em áreas urbanizadas, ou em vias de serem urbanizadas, tem declividades suaves, e são razoavelmente estáveis.

Todavia, em ambos os casos, se os canais forem destinados a dar escoamento às enchentes de áreas em fase de urbanização crescente, deve ser lembrado que, devido à mudança no regime de escoamento pelo aumento das descargas, surgirão novas e certamente mais ativas tendências de erosão. Portanto, uma análise hidráulica cuidadosa deve ser feita para os canais naturais, com o intuito de eliminar ou minimizar essas tendências. Em quase todos os casos, algumas modificações do canal serão

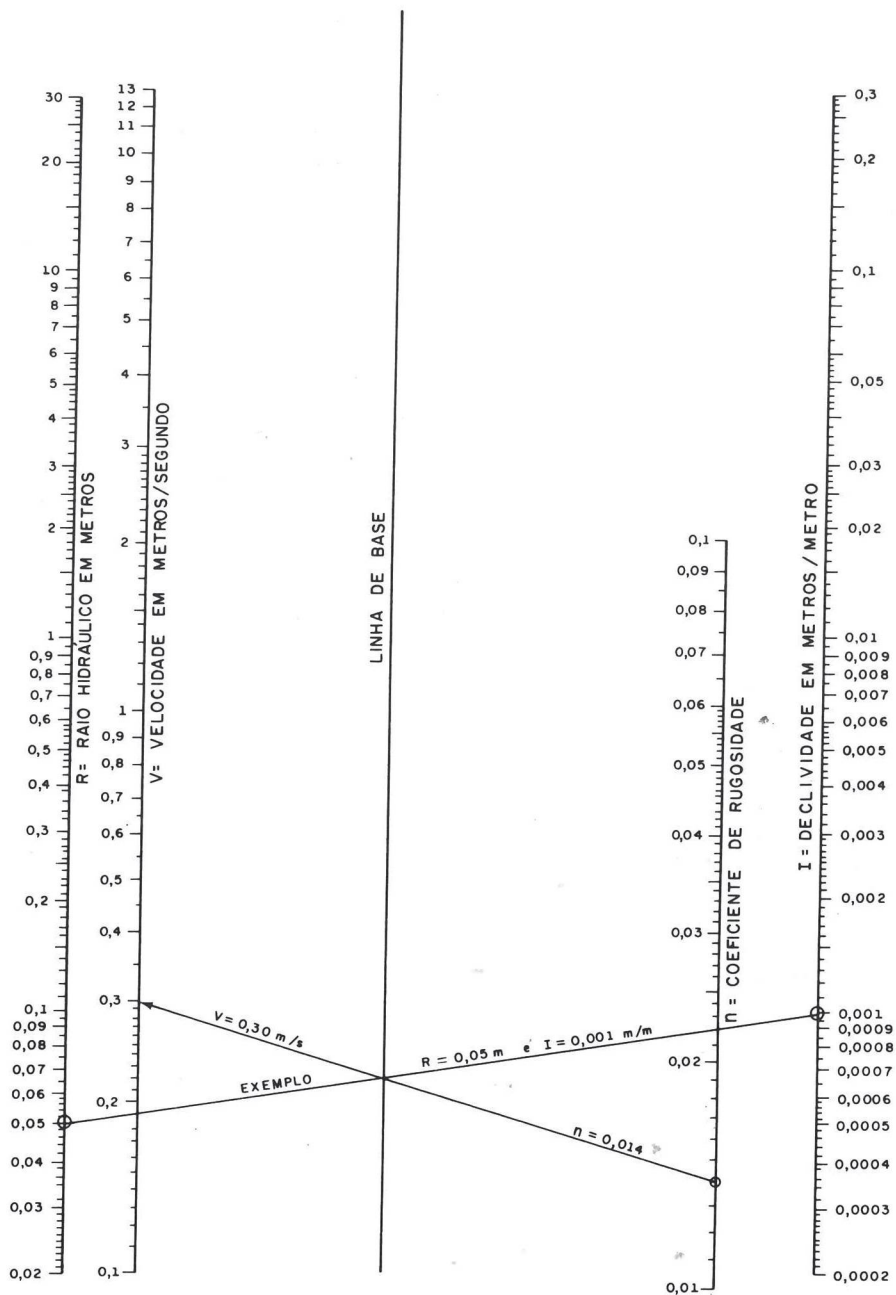


FIGURA 2-4. NOMOGRAMA PARA RESOLUÇÃO DA FÓRMULA DE MANNING

necessárias, para criar melhores condições de estabilidade. As investigações necessárias para assegurar que o canal natural seja adequado, são diferentes para cada curso de água.

O projetista deverá propor a realização de levantamento de seções transversais do canal, tendo em vista a elaboração de estudos hidráulicos; também deverá investigar o material do leito e das margens, para a realização de estudos gerais de estabilidade sob futuras condições de escoamento. Para curso de água natural com declividade acentuada, será necessário construir degraus, em intervalos regulares, para diminuir a declividade longitudinal e possibilitar menores velocidades. Modificações muito profundas das condições primitivas devem ser evitadas, para não provocar erosão excessiva, com consequente deposição a jusante.

A utilização de cursos de água naturais, para a drenagem de áreas urbanas, é sempre desejável. Contudo, é importante que o projetista consulte especialistas em problemas urbanísticos, para analisar todas as alternativas possíveis. Nesta fase de estudos, é de suma importância a convocação de uma equipe de projetistas, com conhecimentos do meio ambiente, para o desenvolvimento de melhores soluções para a utilização dos cursos de águas naturais. Muitas vezes poderá ser conveniente incorporar parques e áreas verdes, junto ao canal. Nesses casos, as regras usuais para altura de bordo livre, curvatura, e outros condicionantes, utilizáveis para canais artificiais, não são aplicáveis. Por exemplo, pode ser vantajoso, em certos casos, prever nos estudos de planejamento o transbordamento do canal em determinadas áreas adjacentes, especialmente preparadas com a finalidade de serem inundadas durante as enchentes, e de forma a permitir uma atenuação de seus picos (ver o Capítulo "ARMAZENAMENTO" deste Manual).

A abordagem hidrológica completa para a transformação de um curso de água, que se constitui no dreno natural de uma zona rural, em um canal de macro-drenagem urbana é tão complexa, que os critérios de projeto aplicáveis não são abordados de forma completa neste Manual. Deve-se, todavia, salientar que os estudos necessários para esse tipo de canal devem ser efetuados por engenheiros hidráulicos de larga experiência no assunto.

A planície aluvial do curso de água deve ser adequadamente conhecida, a fim de que seja possível efetuar um zoneamento conveniente da área, e evitar eventuais ocupações indesejáveis de áreas adjacentes ao leito do curso d'água, com possíveis reduções de sua capacidade, ou mesmo ocupações de áreas inundáveis potencialmente utilizáveis para armazenamento.

Para auxiliar nos trabalhos de projeto, está apresentado na Figura 2.4 um nomograma para a solução da fórmula de Manning.

E. CRITÉRIOS PARA PROJETO FINAL

Os critérios para projeto final de canais a céu aberto não podem ser inteiramente apresentados num manual, devido às inúmeras opções possíveis de projeto. O planejamento preliminar do conjunto de obras envolvidas no projeto de um canal constitui a parte mais importante da tarefa do engenheiro, e tem grande importância no desempenho e custo do mesmo. Criatividade e experiência em projetos hidráulicos são essenciais ao engenheiro, na fase de planejamento preliminar, que não deve ser confiada a profissionais com pouca vivência no assunto.

Canais em terra

Canais artificiais em terra, ou canais naturais que tenham sido modificados em suas características originais, deverão ser utilizados para drenagem com extrema cautela pela potencialidade de erosão e conseqüentes danos.

Canais gramados

São apresentados, a seguir na Tabela 2.4, os valores normalmente utilizados para os principais parâmetros hidráulicos relativos aos canais gramados.

CANAL PRINCIPAL PARA:	DESCARGA MÁXIMA-DE PROJETO	DESCARGA INICIAL DE PROJETO
Velocidade	$< 2,3 \text{ m/s}$	$> 0,60 \text{ m/s}$
Profundidade	$< 1,0 \text{ a } 1,20 \text{ m}$	$> 0,30 \text{ m}$
Declividade dos taludes	$< 1:3$	$< 1:3$
Curvatura	raio duas vezes a maior largura; (mínimo de 30 m)	raio $> 30 \text{ m}$
Bordo livre	$> 0,30 \text{ a } 0,60 \text{ m}$	não se aplica
Coefficiente de rugosidade (*)	0,030 a 0,035	0,035 a 0,100

(*) Esses valores poderão ser aumentados, se for previsto o crescimento de vegetação arbustiva no leito do canal.

TABELA 2.4 – Critérios para projeto de canais gramados.

Canais naturais

O uso de canais naturais é conveniente, pelo seu baixo custo de manutenção, e pelos benefícios sociais que os mesmos proporcionam. Os critérios de projeto e técnicas que poderão ser utilizados como diretrizes, incluem os seguintes pontos básicos:

- Capacidade do canal suficiente para descargas com período de retorno de 100 anos.
- A velocidade de escoamento em canais naturais não deve exceder a velocidade crítica para uma seção em particular, e raramente ser maior do que 3,0 m/s.
- Definir precisamente os níveis d'água, para que as áreas inundáveis possam ser corretamente delimitadas.
- O aterro das áreas marginais reduz a capacidade de armazenamento nos períodos de enchentes, e tende a aumentar os picos de descarga a jusante. Os aterros devem ser desestimulados na medida do possível, em particular nos cursos de água com hidrogramas de enchente de curta duração.
- Usar coeficientes de rugosidade (n) correspondentes a condições de canal sem manutenção.
- Construir degraus ou soleiras para controlar a declividade do perfil da superfície d'água, verificando inclusive o seu desempenho, para enchentes com pequenos períodos de retorno.
- Preparar plantas e perfis da área inundável. Levantar em consideração a possibilidade de implantação de futuras pontes, que poderão elevar o nível d'água e provocar aumento considerável na extensão da área inundável.

3. GALERIAS DE CONCRETO MOLDADAS NO LOCAL

A expressão GALERIA, utilizada nesta parte do Manual, refere-se aos condutos subterrâneos longos, de grandes dimensões, moldados no local e de seção transversal geralmente quadrada ou

retangular. Em geral, a utilização dessas galerias para escoamento de águas pluviais é economicamente mais vantajosa que os condutos de seção circular, pré-moldados, de grandes dimensões. Além disso, a galeria moldada no local tem a vantagem de poder incorporar na sua estrutura outros dispositivos, que permitem contornar os inconvenientes das interferências com as demais instalações subterrâneas, principalmente os cabos elétricos, telefônicos, etc. Todavia, essas galerias, quando muito extensas, apresentam as seguintes desvantagens:

- Queda brusca na capacidade de escoamento, no instante do seu afogamento, e que chega a atingir 20% nas galerias de seção quadrada, ou uma porcentagem ainda maior se a seção for retangular de base maior que a altura.
- Em geral, por questões de economia, as galerias não são estruturalmente dimensionadas para suportar pressões internas. Portanto, no caso de afogamento, poderão ocorrer rupturas no concreto devido a pressão interna não prevista no projeto estrutural.

É óbvio, portanto, que a utilização de extensas galerias subterrâneas, para fins de escoamento de águas pluviais, requer um cuidadoso planejamento e projeto, envolvendo considerações hidráulicas complexas.

A. PROJETO HIDRÁULICO

O fenômeno do escoamento com superfície livre nas galerias é semelhante a um simples canal com uma cobertura. Em geral, a forma da seção transversal é estabelecida mais em função dos aspectos estruturais e de condições de suporte para cargas externas, do que em função da eficiência hidráulica.

Os procedimentos de cálculo são análogos aos recomendados para os canais, com exceção da condição de afogamento da seção, quando cuidados especiais são necessários para levar em consideração os efeitos do aumento brusco de resistência ao escoamento. Recomenda-se que seja consultado o item 2 anterior, de canais. Uma simples obstrução da galeria, ou até mesmo uma conexão com outro conduto, pode também causar o afogamento da seção, diminuindo a sua capacidade de escoamento. Essa redução de capacidade pode, por sua vez, provocar o afogamento de todo o trecho da galeria a montante, com conseqüências indesejáveis de formação de ondas e aumento das pressões internas, que podem alcançar intensidades suficientes para causar a ruptura estrutural. Deverão ser efetuados estudos minuciosos para examinar esses problemas, e caso ocorram pressões internas apreciáveis, estas devem obrigatoriamente ser consideradas no cálculo estrutural das galerias.

As galerias devem ser projetadas levando-se em consideração os seguintes aspectos:

- traçado sempre que possível retilíneo.
- dimensões e declividade sempre crescentes no sentido do escoamento.

É sempre desejável que a declividade seja crescente no sentido do escoamento, para se garantir um fator adicional de segurança contra o afogamento da galeria. Esta observação é particularmente importante quando ocorrem velocidades supercríticas no interior da galeria, que por sua vez podem provocar ressaltos hidráulicos e facilitar a seu afogamento.

Os coeficientes de rugosidade devem ser escolhidos cuidadosamente em razão da influência direta dos mesmos no bom funcionamento da galeria (Tabela 3.1). Durante a construção, o controle de qualidade deverá ser rigoroso, e o lançamento do concreto e acabamento das paredes deverão merecer atenção especial.

Para galerias de pequena declividade, devem ser considerados os efeitos de deposição de sedimentos, de modo a não ocasionar redução na capacidade de escoamento.

Finalmente, quanto aos problemas de fundação das galerias e reaterro das valas, estes se relacionam mais com os aspectos estruturais do projeto, e as respectivas especificações estão intimamente associadas às cargas e esforços considerados nos cálculos estruturais.

GALERIAS E CONDUTOS CIRCULARES		MÍNIMO	MÉDIO	MÁXIMO
CONCRETO	– Pré-moldado, com bom acabamento	0,011	0,013	0,014
	– Moldado no local, com formas metálicas simples	0,012	0,013	0,014
	– Moldado no local, com formas de madeira lisa e juntas bem executadas	0,012	0,014	0,016
	– Moldado no local, com formas de madeira simples e juntas bem executadas.	0,015	0,017	0,020
AÇO	– Tubos de aço corrugado, com saliências de 5 x 15 cm e diâmetro (D) de 1,5 m a 6,0 m, montados com placas estruturais curvas.	$n = \frac{0,0344}{D^{0,078}}$		
	– Tubos de aço corrugado, com saliências de 2,5 x 7,5 cm e diâmetro (D) de 0,9 m a 2,4 m	$n = \frac{0,0280}{D^{0,075}}$		

OBSERVAÇÕES:

1. Quando não houver um programa constante de conservação e manutenção para que as galerias permaneçam em boas condições de escoamento, os valores de n , a critério do projetista, poderão ser aumentados.
2. Os tubos de aço corrugado não são recomendáveis para instalações permanentes e/ou em obras de grande responsabilidade, devido aos inevitáveis problemas de corrosão, que limitam a sua vida útil.

TABELA 3.1 – Coeficientes de rugosidade de Manning para as galerias e condutos circulares.

Estruturas de entrada da galeria

Em razão dos custos unitários elevados das galerias de drenagem, os estudos das características hidráulicas nas estruturas de entrada devem merecer atenção especial. As galerias que apresentam capacidades insuficientes por causa de detalhes mal projetados de suas entradas, representam investimentos praticamente perdidos. As estruturas de entrada assumem uma importância especial nas galerias porque a descarga pelas mesmas deverá ser limitada a um valor para o qual não ocorra o seu afogamento, e garantir desse modo a segurança contra ruptura por pressão interna.

É comum projetar-se estruturas de entrada de forma que os excessos em relação às vazões de projeto, sejam escoados por outros meios, em geral por transbordamento sobre a superfície do terreno marginal. Uma outra função das estruturas de entrada é a de acelerar o movimento das águas, de modo a atingir mais rapidamente a velocidade de projeto e a profundidade normal de escoamento. As estruturas de entrada devem dispor, ainda, de aberturas para permitir a entrada e saída do ar do interior da galeria, para prevenir eventuais sobre-pressões decorrentes da retenção de ar nesse local.

Pressão interna

A pressão interna permissível nas galerias é limitada pelo projeto estrutural. Regra geral, a pressão interna não deverá ultrapassar de 0,6 a 1,5 m de carga hidráulica, acima da qual a galeria não suportará os esforços, a menos que estes esforços adicionais sejam considerados no cálculo estrutural. É evidente também que não deverá ocorrer a formação de ondas ou o afogamento da seção transversal da galeria.

Curvas

A análise do comportamento das galerias em trechos curvos é importante para se garantir o não afogamento da seção, e controlar as perdas de cargas excessivas. Deverá ser examinada a sobrele-

vazão de nível de água no interior do conduto, e uma reavaliação do seu raio hidráulico, particularmente para os casos de altas velocidades de escoamento. Devem ser examinados, também, os efeitos dos esforços dinâmicos causados pelas curvaturas, de modo a assegurar a integridade estrutural da galeria para a condição de escoamento correspondente à vazão de projeto. Recomenda-se examinar o Capítulo de ESTRUTURAS HIDRÁULICAS ESPECIAIS deste Manual.

Trechos de transição

Os trechos de transição das galerias envolvem problemas hidráulicos complexos e requerem análises específicas. Dentro de certos limites, os critérios apresentados no Capítulo de ESTRUTURAS HIDRÁULICAS ESPECIAIS, deste Manual, podem ser utilizados, e quando forem julgados necessários, deve-se recorrer a estudos em modelo reduzido.

Os trechos de transição, seja de expansão, seja de contração, são importantes principalmente para galerias de grandes dimensões, nos casos de alta velocidade de escoamento. A formação de ondas, que se propagam para jusante, pode causar problemas sérios para o bom funcionamento da galeria. O melhor caminho para se estudar os trechos de transição, é através de investigações em modelo. Os cálculos analíticos fornecem apenas resultados aproximados. Além disso, trechos de transição, mal estudados, podem causar problemas a montante, tanto no regime sub-crítico como no super-crítico, assim como sobrelevações indesejáveis do nível de água.

Arrastamento de ar

Em geral, velocidades de escoamento das águas superiores a 6 m/s nas galerias, assim como em condutos circulares e em canais, já causam o fenômeno de arrastamento de ar. Além da velocidade da água, outros fatores como condições de entrada, rugosidade das paredes, distância percorrida, forma da seção, vazão, etc. também contribuem para o arrastamento de ar.

O arrastamento de ar ocasiona uma ondulação excessiva do nível de água e em consequência acréscimo da profundidade, acarretando afogamento da seção transversal e redução na capacidade de escoamento. Assim, a oscilação instantânea da vazão pode atingir até 20%, devendo este fato ser considerado nos cálculos hidráulicos das galerias.

Pontos de conexão

Os pontos de conexão das galerias com outros condutos, ou mesmo com bocas de lobo de grande capacidade de esgotamento, devem merecer análises hidráulicas detalhadas, para evitar o afogamento da seção, em razão da alteração brusca da quantidade de movimento resultante do acréscimo substancial de vazão na galeria. Pode ser eventualmente necessário, em tais circunstâncias, estudos em modelo reduzido.

Deposição de sedimentos

Os condutos devem ser dimensionados de tal modo que a velocidade mínima das águas, para evitar a deposição de sedimentos, seja correspondente a uma vazão decorrente de uma chuva de ocorrência média de 2 vezes por ano.

B. ESTRUTURAS AUXILIARES

A escolha das estruturas auxiliares para as galerias depende, basicamente, das necessidades de cada projeto em particular. Todas essas estruturas fazem parte do sistema de drenagem, e apresentam efeito sobre o funcionamento global do sistema, que devem ser considerados pelo projetista.

Dissipadores de energia

Quando o escoamento das águas nos condutos se verifica em altas velocidades, podem ocorrer problemas de estabilidade e erosão a jusante das estruturas de saída. Devem, nestes casos, ser projetados dispositivos para dissipação de energia, conforme indicações apresentadas no Capítulo relativo às ESTRUTURAS HIDRÁULICAS ESPECIAIS.

Poços de visita

As galerias devem permitir facilidade de acesso ao seu interior para inspeções periódicas, e para tal devem ser previstos poços de visitas, em diversos locais. Se a galeria estiver localizada sob a guia, o poço de visita poderá ser incorporado à boca de lobo. Os poços de visita e as bocas de lobo são também úteis para fins de aeração da galeria. Podem também atuar como aberturas de segurança da galeria no caso de ocorrer um afogamento imprevisto da mesma, pois podem aliviar as pressões e evitar eventuais rupturas e danos à estrutura.

Pontos de acesso para equipamentos

Quando se tratar de galerias de grandes dimensões, providas de estruturas especiais na entrada e de dissipadores de energia na saída, deve ser previsto um acesso de equipamentos ao seu interior, para facilitar a realização de obras de reparo e manutenção de maior vulto. O acesso pode consistir em uma abertura vertical na galeria logo a jusante da sua estrutura de entrada, protegida com grades. Os veículos serão introduzidos no interior da galeria suspensos por guinchos. Essas aberturas têm, ainda, a vantagem de servir também como poço de aeração da galeria.

4. GALERIAS PRÉ-MOLDADAS EM SEÇÃO CIRCULAR DE GRANDES DIMENSÕES

Os condutos pré-moldados de seção circular, comumente utilizados no Brasil, estão limitados a um diâmetro máximo da ordem de 1,50 metros. Este fato impede a sua utilização nas obras de macro-drenagem urbana, uma vez que as dimensões necessárias para os condutos superam de muito aquele valor. Particularmente nos Estados Unidos, é comum a utilização de condutos circulares de grandes dimensões, tanto de aço como de concreto, em obras de macro-drenagem urbana.

O procedimento de cálculo das características de escoamento em galerias de seção circular, é essencialmente o mesmo que para os canais. Há diferença quanto à diminuição de eficiência, à medida que o escoamento se aproxima da condição de afogamento da seção transversal.

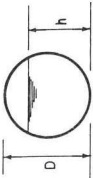
A título de informação, é apresentada a seguir, a Tabela 4.1, que contém os elementos hidráulicos característicos dos condutos de seção circular, para a condição de regime uniforme de escoamento. A Figura 4.1 é apresentada como elemento adicional para dimensionamento, e os gráficos apresentados no Capítulo relativo aos "BUEIROS" deste Manual devem ser também consultados.

5. OBRAS DE PROTEÇÃO COM ENROCAMENTO

A técnica mais difundida para a proteção dos taludes dos canais, em áreas próximas a estruturas hidráulicas, pontes, curvas e outros locais com tendência a erosão pela água, é a utilização de enrocamento (rip-rap).

TABELA 4-1

REGIME UNIFORME DE
ESCOAMENTO NAS
SEÇÕES CIRCULARES



h = Altura da lâmina d'água

D = Diâmetro do conduto

A = Área molhada

R = Raio hidráulico

Q_n = Descarga em m^3/s , pela fórmula de Manning.

n = Coeficiente de rugosidade de Manning.

i = Declividade do conduto ou da linha d'água em m/m .

$\frac{h}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{R}{D}$	$\frac{Q_n}{D^{8/3} \cdot 1/2}$	$\frac{Q_n}{h^{8/3} \cdot 1/2}$
0.01	0.00133	0.00664	0.00005	10.1129
0.02	0.00375	0.01321	0.00021	7.1070
0.03	0.00687	0.01972	0.00050	5.7669
0.04	0.01054	0.02617	0.00093	4.9631
0.05	0.01468	0.03255	0.00150	4.4113
0.06	0.01924	0.03887	0.00221	4.0014
0.07	0.02417	0.04513	0.00306	3.6810
0.08	0.02944	0.05132	0.00407	3.4212
0.09	0.03501	0.05745	0.00521	3.2047
0.10	0.04088	0.06352	0.00651	3.0204
0.11	0.04701	0.06952	0.00795	2.8610
0.12	0.05339	0.07546	0.00953	2.7211
0.13	0.06000	0.08133	0.01126	2.5969
0.14	0.06683	0.08714	0.01314	2.4857
0.15	0.07387	0.09288	0.01515	2.3852
0.16	0.08111	0.09855	0.01731	2.2938
0.17	0.08854	0.10416	0.01960	2.2100
0.18	0.09613	0.10971	0.02203	2.1329
0.19	0.10390	0.11518	0.02460	2.0616
0.20	0.11182	0.12059	0.02729	1.9953
0.21	0.11990	0.12593	0.03012	1.9324
0.22	0.12811	0.13121	0.03308	1.8755
0.23	0.13647	0.13642	0.03616	1.8211
0.24	0.14494	0.14156	0.03937	1.7698
0.25	0.15355	0.14663	0.04270	1.7214

EXEMPLO: $i = 0,05 \text{ m/m}$ $h/D = 0,45$ PORTANTO:

$$\frac{A}{D^2} = 0,3428, \text{ então } A = 1,37 \text{ m}^2$$

$$\frac{R}{D} = 0,233, \text{ então } R = 0,47 \text{ m}$$

$$\frac{Q_n}{h^{8/3} \cdot 1/2} = 1,092, \text{ então } Q = 9,2 \text{ m}^3/s$$

$\frac{h}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{R}{D}$	$\frac{Q_n}{D^{8/3} \cdot 1/2}$	$\frac{Q_n}{h^{8/3} \cdot 1/2}$
0.26	0.16226	0.15163	0.04614	1.6755
0.27	0.17109	0.15656	0.04970	1.6320
0.28	0.18000	0.16142	0.05337	1.5905
0.29	0.18905	0.16622	0.05715	1.5511
0.30	0.19817	0.17094	0.06104	1.5134
0.31	0.20738	0.17559	0.06503	1.4773
0.32	0.21667	0.18018	0.06912	1.4427
0.33	0.22603	0.18469	0.07330	1.4096
0.34	0.23547	0.18913	0.07758	1.3777
0.35	0.24498	0.19349	0.08195	1.3471
0.36	0.25455	0.19779	0.08641	1.3175
0.37	0.26418	0.20201	0.09095	1.2891
0.38	0.27386	0.20615	0.09557	1.2615
0.39	0.28359	0.21023	0.10027	1.2350
0.40	0.29337	0.21423	0.10503	1.2092
0.41	0.30319	0.21815	0.10987	1.1843
0.42	0.31304	0.22200	0.11477	1.1601
0.43	0.32293	0.22577	0.11973	1.1367
0.44	0.33284	0.22947	0.12475	1.1139
0.45	0.34278	0.23309	0.12983	1.0918
0.46	0.35274	0.23663	0.13495	1.0702
0.47	0.36272	0.24009	0.14011	1.0493
0.48	0.37270	0.24347	0.14532	1.0289
0.49	0.38270	0.24678	0.15057	1.0090
0.50	0.39270	0.25000	0.15584	0.9895

$$\frac{Q_n}{D^{8/3} \cdot 1/2} = 0,1298, \text{ então } Q = 9,2 \text{ m}^3/s$$

$$\text{ou } \frac{Q_n}{h^{8/3} \cdot 1/2} = 1,092, \text{ então } Q = 9,2 \text{ m}^3/s$$

TABELA 4-1
REGIME UNIFORME DE
ESCOAMENTO NAS
SEÇÕES CIRCULARES



h = Altura da lâmina d'água
D = Diâmetro do conduto
A = Área molhada
R = Razo hidráulico

Q = Descarga em m³/s, pela fórmula de Manning.
n = Coeficiente de rugosidade de Manning.
i = Declividade do conduto ou da linha d'água em m/m

$\frac{h}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{R}{D}$	$\frac{Qn}{D^{5/3} i^{1/2}}$	$\frac{Qn}{h^{5/3} i^{1/2}}$
0.51	0.40270	0.25314	0.16115	0.9706
0.52	0.41269	0.25620	0.16648	0.9521
0.53	0.42268	0.25918	0.17182	0.9340
0.54	0.43266	0.26207	0.17718	0.9163
0.55	0.44262	0.26489	0.18256	0.8990
0.56	0.45255	0.26761	0.18793	0.8821
0.57	0.46247	0.27025	0.19331	0.8655
0.58	0.47236	0.27280	0.19869	0.8492
0.59	0.48221	0.27527	0.20405	0.8333
0.60	0.49203	0.27764	0.20940	0.8177
0.61	0.50180	0.27993	0.21473	0.8023
0.62	0.51154	0.28212	0.22004	0.7873
0.63	0.52122	0.28423	0.22532	0.7725
0.64	0.53085	0.28623	0.23056	0.7579
0.65	0.54042	0.28815	0.23576	0.7437
0.66	0.54992	0.28996	0.24092	0.7296
0.67	0.55936	0.29168	0.24602	0.7158
0.68	0.56873	0.29330	0.25106	0.7021
0.69	0.57802	0.29482	0.25604	0.6887
0.70	0.58723	0.29623	0.26095	0.6755
0.71	0.59635	0.29754	0.26579	0.6625
0.72	0.60538	0.29875	0.27054	0.6496
0.73	0.61431	0.29984	0.27520	0.6370
0.74	0.62313	0.30082	0.27976	0.6245
0.75	0.63185	0.30169	0.28422	0.6121

$\frac{h}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{R}{D}$	$\frac{Qn}{D^{5/3} i^{1/2}}$	$\frac{Qn}{h^{5/3} i^{1/2}}$
0.76	0.64045	0.30244	0.28856	0.5999
0.77	0.64893	0.30306	0.29279	0.5878
0.78	0.65728	0.30357	0.29689	0.5759
0.79	0.66550	0.30395	0.30085	0.5641
0.80	0.67357	0.30419	0.30466	0.5524
0.81	0.68150	0.30430	0.30832	0.5408
0.82	0.68926	0.30427	0.31181	0.5293
0.83	0.69686	0.30409	0.31513	0.5179
0.84	0.70429	0.30376	0.31825	0.5066
0.85	0.71152	0.30327	0.32117	0.4954
0.86	0.71856	0.30260	0.32388	0.4842
0.87	0.72540	0.30176	0.32635	0.4731
0.88	0.73201	0.30073	0.32858	0.4620
0.89	0.73839	0.29949	0.33053	0.4510
0.90	0.74452	0.29804	0.33219	0.4400
0.91	0.75039	0.29634	0.33353	0.4289
0.92	0.75596	0.29437	0.33452	0.4178
0.93	0.76123	0.29210	0.33512	0.4067
0.94	0.76616	0.28948	0.33527	0.3954
0.95	0.77072	0.28645	0.33491	0.3840
0.96	0.77486	0.28291	0.33393	0.3723
0.97	0.77853	0.27870	0.33218	0.3603
0.98	0.78165	0.27351	0.32936	0.3476
0.99	0.78407	0.26658	0.32476	0.3336
1.00	0.78540	0.25000	0.31000	0.3100

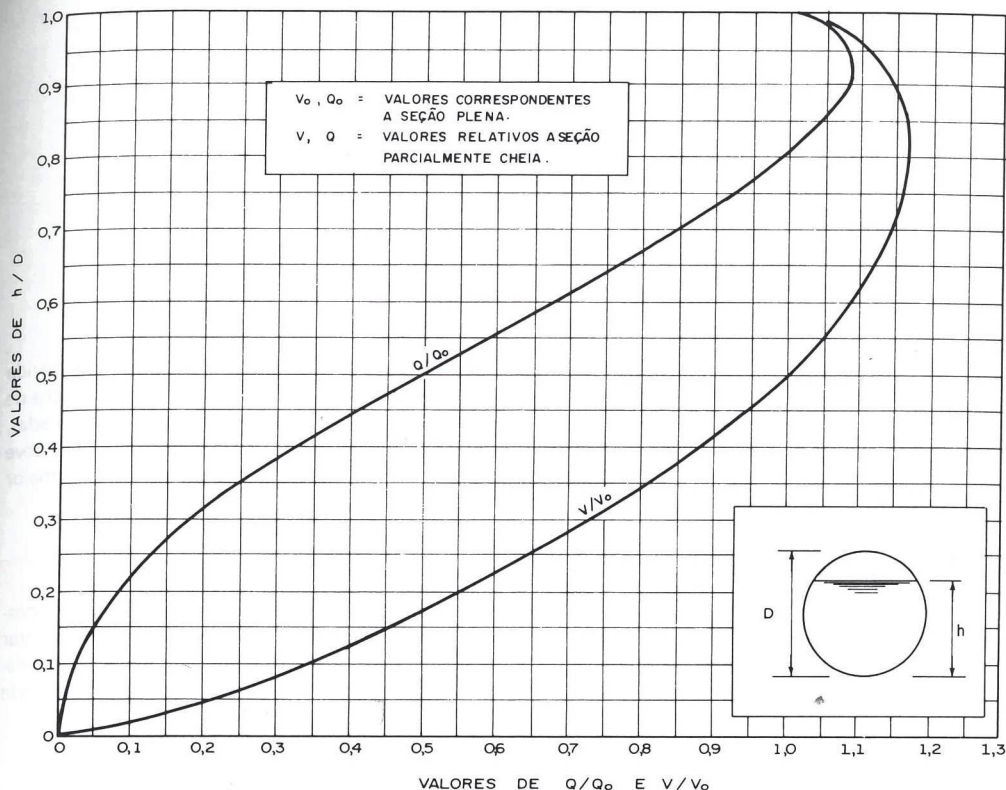


FIGURA 4-1. CARACTERÍSTICAS DE ESCOAMENTO EM CONDUTOS CIRCULARES.

Todavia, um problema geralmente desprezado pelos projetistas, é o efeito "erosivo" sobre o próprio enrocamento utilizado em áreas urbanas, causado pelos moradores das proximidades. As pedras são atiradas para dentro do canal, simplesmente pelo prazer de observarem o impacto causado na superfície da água. Diversos projetistas já constataram que, após um ou dois meses de conclusão da obra, os enrocamentos de proteção estão praticamente inutilizados. Constatou-se ainda que nem o policiamento da área, nem as reuniões com os moradores das proximidades, ajudam a resolver este problema. Em áreas urbanas, portanto, deve ser evitado este tipo de proteção, a menos que sejam utilizadas pedras maiores, de difícil manuseio. Em vez de um simples enrocamento de proteção, recomenda-se utilizar revestimentos de pedras rejuntadas com argamassa, ou gabiões, que são constituídos de pedras colocadas em cestos de arame metálico.

A. ENROCAMENTO SIMPLES

Existem diversos fatores que influenciam na escolha do tamanho da pedra necessário para resistir aos esforços, que tendem a movimentar o enrocamento. Entre esses fatores, os relacionados diretamente com o enrocamento são:

- O tamanho e o peso de cada uma das pedras.
- O formato das pedras maiores.
- A distribuição granulométrica.
- A espessura e tipo de camada suporte do enrocamento.
- Inclinação do talude.

Por outro lado, as forças hidráulicas que afetam o enrocamento são decorrentes de:

- Velocidade das águas.
- Direção das correntes.
- Ação das correntes secundárias.
- Ação das ondas.

A experiência tem revelado que a causa mais comum do colapso do enrocamento, é devida ao subdimensionamento do tamanho dos blocos de pedra utilizados. Constatou-se ainda que blocos de pedra bem graduados, contendo cerca de 40% de blocos com dimensões menores que as especificadas, são mais estáveis que o enrocamento composto simplesmente de pedras de igual dimensão. Isto se deve ao preenchimento dos espaços vazios das pedras maiores pelas pedras menores, garantindo maior rigidez e estabilidade do conjunto.

Projeto

De acordo com resultados de experiências, a camada de enrocamento deverá ter uma espessura de pelo menos 1,0 a 1,5 vezes a dimensão das pedras maiores, e o enrocamento deve se assentar sobre uma camada de pedregulho ou de pedra britada. A Figura 5.1 mostra a relação entre a velocidade no fundo do canal e a dimensão das pedras. A velocidade do fundo do canal pode ser considerada igual a 70% da velocidade média na seção transversal.

B. GABIÕES

Os gabiões, além de resistirem aos atos de vandalismo, proporcionam maior resistência às margens e fundos dos canais, e permitem o uso de pedras de dimensões relativamente menores, porque os cestos de arame fazem com que o conjunto se comporte como uma peça única. Além de proteção contra as velocidades excessivas das águas, os gabiões são muito utilizados em obras de drenagem urbana, em locais de degraus dos canais tanto na posição vertical, como na inclinada. Em geral o coeficiente de rugosidade de Manning, para os gabiões, é de 0,035 aproximadamente. Nos casos de degraus, podem ser utilizadas pedras maiores na parte superficial do gabião, para aumentar o coeficiente de rugosidade, obtendo, assim, maior dissipação de energia.

Em geral, nas obras de proteção contra erosão através de gabiões, os taludes de 1:1 tem-se comportado satisfatoriamente. Quando se tratar de degraus nos canais, os gabiões devem ser cuidadosamente encaixados em ambas as margens, para proteção contra as forças erosivas das águas que atuam nas paredes do canal. Atenção especial deverá ser dispensada ao problema de erosão imediatamente a jusante dos degraus.

C. PEDRAS REJUNTADAS

O revestimento com pedras rejuntadas consiste na consolidação dos blocos com argamassa de cimento, permitindo assim a utilização de pedras de menor dimensão. O revestimento de canais, em áreas urbanas, com pedras rejuntadas requer alguns cuidados de ordem estética. A argamassa deverá penetrar por entre as pedras, recomendando-se manter saliências da ordem de 10 a 20 cm, pois do ponto de vista estético sempre é mais interessante que a superfície seja irregular, com as pedras se

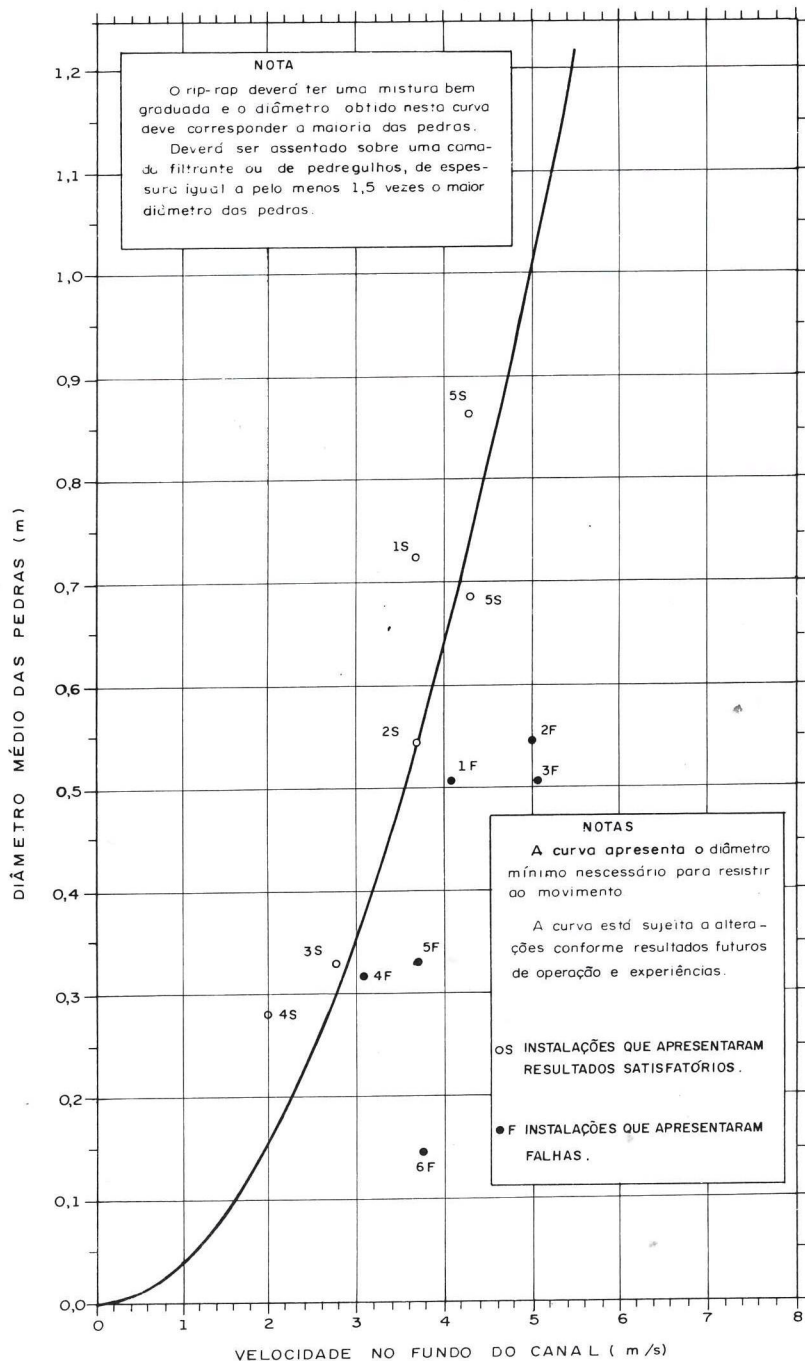


FIGURA 5-1. DIMENSIONAMENTO DO RIP-RAP

projetando externamente para a superfície. Esta recomendação é válida somente se o aumento correspondente de rugosidade não ocasionar dificuldades para o escoamento das águas.

A argamassa a ser utilizada deverá possuir a resistência à compressão, aos 28 dias, de pelo menos 140 kg/cm^2 . Após a colocação da argamassa, as pedras salientes deverão ser limpas com escovas umedecidas. Com o decorrer do tempo a argamassa poderá apresentar fissuras, devido ao seu próprio processo de endurecimento, ou eventualmente em razão de variações da temperatura, embora essas fissuras não cheguem a afetar o funcionamento, nem a estética do conjunto. É conveniente prever, também, ao longo de todo o trecho de taludes, tubos para drenagem de águas de infiltração e percolação.

6. SEDIMENTAÇÃO

Em geral, nas áreas já urbanizadas, a taxa de sedimentação é insignificante. Entretanto, em áreas cujo processo de urbanização está se iniciando, poderão ocorrer sérios problemas decorrentes do excesso de sedimentos nos sistemas de drenagem urbana. Como consequência, poderão ocorrer sucessivamente erosões e deposições ao longo dos diversos trechos de rios ou de canais que integram o sistema de macro-drenagem da área em estudo.

Trata-se de um problema complexo em drenagem urbana, pois se de um lado a declividade do canal for suficientemente acentuada para o transporte de todos os sedimentos, a velocidade de escoamento, por sua vez, será excessiva, e por conseguinte deverão agravar-se os problemas de erosão. É prática comum solucionar o problema adotando-se um canal que, no início de sua operação e portanto durante o processo de urbanização, tenha um programa intenso de manutenção e desassoreamento, de modo que no futuro, após a urbanização, o transporte de sedimentos seja o mínimo possível.

Nos casos em que a sedimentação deva merecer atenção especial, recomenda-se projetar reservatórios de decantação em locais previamente selecionados, para remoção periódica de sedimentos, os quais poderão também funcionar como reservatórios de atenuação de enchentes. Em geral, pode-se admitir que velocidades maiores que $0,6 \text{ m/s}$, já transportam a maioria dos sedimentos.

Devido à complexidade do assunto, a matéria relativa a projetos de obras de contenção de sedimentos não será abordada neste Manual.

7. BIBLIOGRAFIA

1. **From Sea to Shining Sea**, The President's Council on Recreation and Natural Beauty, Washington, D.C., 1968.
2. **Soil Water and Suburbia**. A Report of the Proceedings of the Conference patrocinado por the United States Department of Agriculture e the United States Department of Housing and Urban Development, Washington D.C., June 15 and 16, 1967.
3. **Hydraulics of Steady Flow in Open Channels**, por Sherman M. Woodward e Chelsey J. Posey, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1941.
4. **Engineering Hydraulics**. Editado por Hunter Rouse, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1950.
5. **Open-Channel Hydraulics**, por Ven Te Chow, McGraw-Hill Book Company, Inc., New York, New York, 1959.
6. **Grass Waterways in Soil Conservation**, por M. Donald Atkins e James J. Coyle, Leaflet Nº 477, Soil Conservation Service, United States Department of Agriculture, Washington, D.C., June, 1960.
7. **Harvard Gulch Flood Control Projects**, por Kenneth R. Wright, Proceedings A.S.C.E. Vol. 93, Nº IR 1, March, 1967.
8. **Water Right Engineering Under Appropriation System** por Kenneth R. Wright, Proceedings A.S.C.E. Vol. 90, Nº IR 1, March, 1964.
9. **Guide for Computing Water Surface Profiles**, por Joe M. Lara, Bureau of Reclamation, United States Department of the Interior, Washington, D.C., 1957.
10. **Handbook of Applied Hydraulics**, por Calvin Victor Davis, Editor-in-Chief, McGraw-Hill Book Company, Inc., New York, New York, 1952.
11. **Design Charts for Open Channel Flow**, Hydraulic Design Series nº 3, Bureau of Public Roads, United States Department of Commerce, Washington, D.C., August, 1961.
12. **Clay Pipe Engineering Manual**, National Clay Pipe Institute, Crystal Lake, Illinois, 1968.
13. **Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators**, Engineering Monograph nº 25, por A.J. Peterka, Bureau of Reclamation, United States Department of the Interior, Washington, D.C., July, 1963.
14. **Culverts and Storm Drains**, Highway Research Record Number 116, Highway Research Board of the National Academy of Sciences-National Research Council, Washington, D.C., 1966.
15. **Roughness Characteristics of Natural Channels**, U.S. Geological Survey, Water Supply Paper 1849, 1967.

VIII Estruturas hidráulicas especiais

1. USO DE ESTRUTURAS ESPECIAIS

As estruturas hidráulicas em sistemas de drenagem compreendem dissipadores, degraus, pontes, curvas, etc., e são utilizadas com o objetivo de controlar o escoamento da água durante as enchentes. A corrente de água não muda de direção, nem sofre aceleração ou retardamento sem a ação de uma força externa, e escoará mais rapidamente quanto mais íngreme for a declividade do seu curso, causando erosão caso não sejam previstas obras para o seu controle.

As estruturas hidráulicas são sempre onerosas, e a sua utilização deve ser efetuada somente após análise das condições de projeto. A localização e a função dessas estruturas devem ser justificadas por um criterioso planejamento. Por outro lado, o uso adequado das mesmas poderá reduzir tanto o custo inicial, como os custos de manutenção das obras envolvidas. A forma, dimensões e outras características das estruturas hidráulicas variam muito, de caso para caso, dependendo da sua finalidade. Em casos especiais, testes em modelo reduzido são necessários para orientar o projeto final de estruturas de maior responsabilidade.

A. DISSIPADORES DE ENERGIA.

Os dissipadores de energia são muitas vezes necessários nas saídas das galerias de águas pluviais ou de canais. Um tipo de dissipador de energia, muito utilizado, é a bacia de dissipação, que possibilita ao projetista transformar um escoamento em regime supercrítico em subcrítico, mediante a formação de ressalto hidráulico.

B. DEGRAUS.

O uso de degraus é um meio, conveniente e econômico, para reduzir a declividade de um canal natural ou artificial. A altura de um degrau deve ser a menor possível, para reduzir os problemas de erosão e turbulência.

C. PONTES.

O uso de pontes permite o cruzamento do canal por uma rodovia, sempre que a utilização de bueiros não seja possível ou conveniente. As pontes não devem constituir seções de estrangulamento no canal, de modo a prejudicar o escoamento.

D. CALHAS INCLINADAS.

As calhas inclinadas podem ser utilizadas para minimizar o uso de áreas de servidão, e para reduzir os custos do canal e galerias a jusante. As calhas inclinadas poderão ser usadas onde as condições possam admitir velocidades elevadas. É importante lembrar, por outro lado, que em projetos de drenagem urbana, os escoamentos em canais abertos devem se verificar com velocidades reduzidas.

E. CURVAS.

Algumas vezes, são necessárias estruturas hidráulicas em curvas, as quais devem ser evitadas nos canais com escoamento supercrítico. A solução deverá ser escolhida somente após examinadas todas as alternativas, e a estrutura projetada deverá garantir que o escoamento se verifique inteiramente dentro do canal, assegurando assim um controle integral do fluxo da água.

F. CALHAS INCLINADAS COM BLOCOS DISSIPADORES.

As calhas inclinadas, com blocos dissipadores, são utilizadas para abaixar a linha de energia. Essas estruturas são particularmente usadas no caso de canais laterais ligando pequenos reservatórios destinados à retenção temporária das ondas de enchentes. Calhas inclinadas, com blocos dissipadores, constituem um tipo de dissipador de energia.

2. DISSIPADORES DE ENERGIA

Os dissipadores de energia são constituídos de três partes principais: canal de aproximação, dissipador e canal de restituição, as quais são interdependentes entre si. No item 10 estão apresentadas, ao leitor, recomendações de publicações do U.S. Bureau of Reclamation relativas à questão.

A. CANAL DE APROXIMAÇÃO.

Geralmente, o escoamento que se verifica no canal de aproximação é supercrítico, com velocidade variando de 4 a 9 ou 12 m/s. No projeto deve-se evitar a formação do ressalto hidráulico no canal, onde o escoamento deve permanecer em regime supercrítico. O escoamento em qualquer ponto ao longo do canal depende da energia específica ($h + \frac{V^2}{2g}$) disponível naquele ponto. As velocidades e profundidades de escoamento, ao longo do canal, poderão ser fixadas pela escolha das dimensões da seção transversal e da declividade do canal.

As velocidades e profundidades de um escoamento com superfície livre, seja em canal aberto, conduto, ou túnel, são regidas pelo princípio de conservação da energia, expresso pela equação de Bernoulli, isto é, a energia total do escoamento, em qualquer seção transversal, é igual a energia total em uma seção a jusante, mais as perdas de energia intervenientes no trecho, conforme mostrado na Figura 2.1. Essa equação pode ser escrita como segue:

$$\frac{V_1^2}{2g} + h_1 + \Delta Z = \frac{V_2^2}{2g} + h_2 + \Delta h_L$$

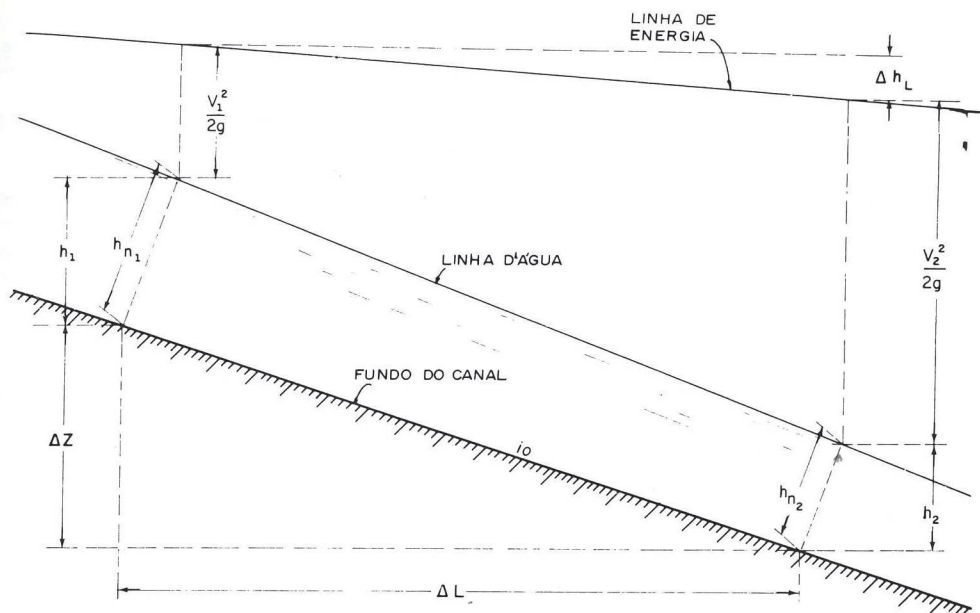


FIGURA 2-1. ESCOAMENTO EM CANAIS ABERTOS

Para um projeto conservativo, a perda de carga por atrito deverá ser maximizada na estimativa das profundidades de escoamento, e minimizada para a estimativa da energia disponível no escoamento. Para a determinação da profundidade de escoamento em um canal revestido de concreto poderá ser admitido um valor em torno de 0,018 para "n". Para a determinação das energias específicas de escoamento, necessárias para o projeto de dispositivos de dissipação, poderá ser admitido um valor de n em torno de 0,013.

Quando se deseja apenas uma avaliação grosseira de profundidades e velocidades de escoamento em um canal, a perda de carga total $\Sigma (\Delta h_L)$, para qualquer ponto ao longo do canal, poderá ser expressa em termos de carga cinética.

Canais a céu aberto.

Curvas verticais, côncavas e convexas, muito fechadas, deverão ser evitadas para se prevenir contra a formação de correntes secundárias indesejáveis no canal. As curvas convexas deverão ser bastante abertas para manter as pressões positivas, e, assim, evitar a tendência de descolamento da lâmina no fundo do canal. Curvas côncavas deverão ter raios de curvatura, suficientemente longos, para minimizar as forças dinâmicas no fundo, ocasionadas pela força centrífuga resultante da mudança de direção do escoamento.

O melhor desempenho hidráulico de um canal é obtido quando as paredes laterais são paralelas, e a distribuição do escoamento, através do canal, se mantém uniforme. Todavia, por motivos econômicos, a seção do canal poderá ser mais larga ou mais estreita do que a soleira de um vertedor ou de uma estrutura terminal, necessitando-se assim de trechos de transição, divergentes ou convergentes, para possibilitar o ajustamento de vários de seus órgãos componentes. A convergência das paredes laterais deverá ser gradual, para evitar a formação de ondas transversais, sobrelevação nas paredes, e distribuição desigual de escoamento através do canal. Analogamente, a razão de divergência das paredes laterais deverá ser limitada, ocupando uniformemente toda a largura do canal, evitando assim o surgimento de condições indesejáveis ao escoamento junto às estruturas terminais. As características cinéticas de um escoamento podem ser expressas pelo número de Froude definido pela relação:

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad (2-2)$$

onde V e h são os valores médios das velocidades e profundidades no início e no fim da transição, e g a aceleração da gravidade.

Variações nas velocidades de escoamento devidas a interferências externas, como no caso de uma expansão ou contração do escoamento, podem ser analisadas através desse parâmetro.

Experiências mostraram que transições em canais com ângulo de abertura, ou contrações, inferiores a

$$\text{tg}\alpha = \frac{1}{3F_r} \quad (2-3)$$

proporcionam condições hidráulicas inteiramente satisfatórias. Nessa equação F_r é o número de Froude definido acima, e " α " o ângulo das paredes laterais em relação ao eixo do canal.

A Figura 2.2 é um nomograma que fornece o ângulo de abertura em função da profundidade e velocidade de escoamento para transições divergentes.

Bordo livre para canal.

Em um canal com escoamento em regime supercrítico, a rugosidade da superfície, a ação das ondas e a turbulência estão relacionadas com a velocidade e a energia do escoamento. A energia por metro de largura, qh_v , expressa em termos de V e h é dada por:

$$qh_v = \frac{V^3 h}{2g} \quad (2-4)$$

Uma expressão empírica baseada nesta relação e que fornece uma indicação razoável para os valores de bordo livre é a seguinte:

$$\text{Bordo livre (em metros)} = 0,61 + 0,0372 V \sqrt[3]{h}$$

B. BACIAS DE DISSIPAÇÃO.

O tipo da bacia de dissipação deverá ser escolhido em função das condições hidráulicas, do espaço disponível e dos custos. O ressalto hidráulico, que ocorre em uma bacia de dissipação, tem características bem determinadas em função da energia do escoamento que deverá ser dissipada, e da profundidade de escoamento. Um grande número de ensaios foi realizado pelo U.S. Bureau of Reclamation para a determinação das propriedades hidráulicas do ressalto. A forma do ressalto e as características de escoamento podem ser relacionadas com o fator cinético $V^2/2g$ na entrada da bacia, com a profundidade crítica do escoamento h_c e com o número de Froude.

Quando o número de Froude, na entrada da bacia, é igual a 1,0, o escoamento se verifica com profundidade crítica e o ressalto não se forma. Para número de Froude entre 1,0 a 1,7, o escoamento

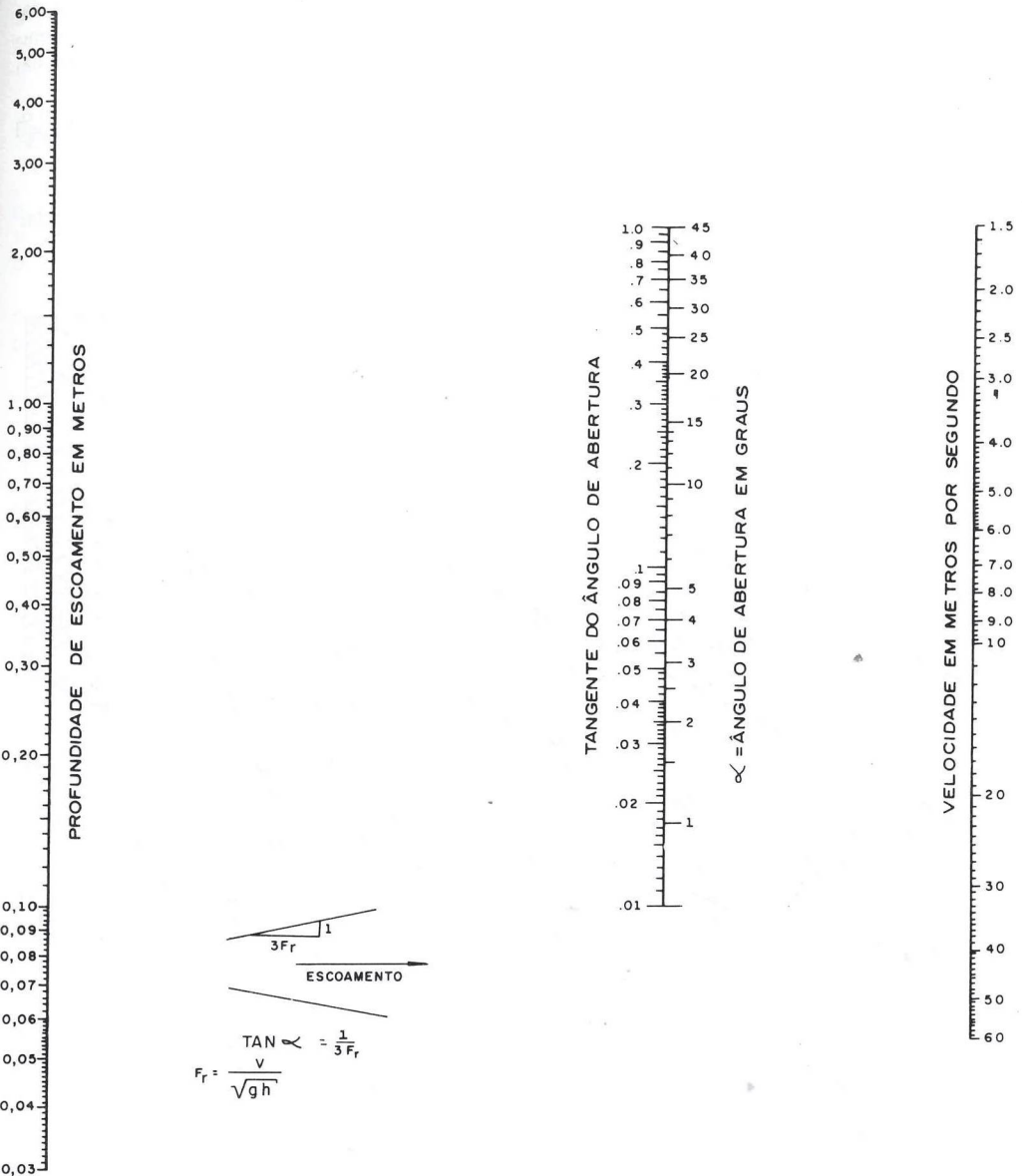
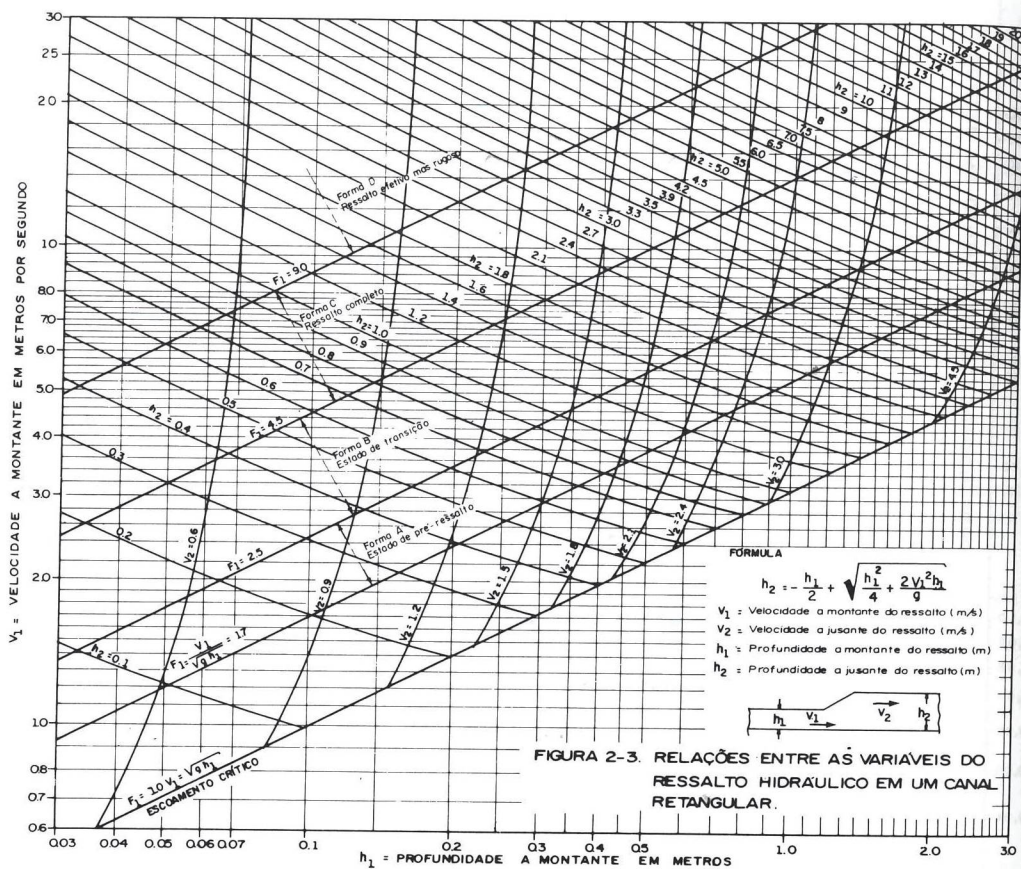


FIGURA 2-2. ÂNGULOS DE ABERTURA PARA ESCOAMENTOS DIVERGENTES.

mento na entrada se verifica com profundidade ligeiramente abaixo da crítica, e a passagem desse regime para o subcrítico é gradual, e se manifesta pela presença de ligeiras ondulações na superfície da água. Quando o número de Froude se aproxima de 1,7, uma série de pequenas vagas começa a se desenvolver na superfície, tornando-se cada vez mais intensa com o aumento do número de Froude. Esse fenômeno, de escoamento relativamente liso, prevalece até o número de Froude aproximar-se de 2,5.

Para números de Froude entre 2,5 e 4,5 ocorre a formação de um ressalto oscilatório, com o jato entrando intermitentemente, ora junto ao leito, ora na superfície ao longo do canal a jusante. Es se escoamento oscilatório provoca a formação de ondas superficiais indesejáveis, que, muitas vezes, vão além do fim da bacia.

Na Figura 2.3 estão apresentadas as relações existentes entre as profundidades conjugadas e velocidades, para ressalto hidráulico em um canal retangular, para diferentes condições.



As condições de escoamento na bacia de dissipação, com o número de Froude variando de 1,7 a 2,5, são designadas de fase de pré-ressalto. Desde que tais escoamentos não sejam acompanhados de turbulência muito acentuada, defletores ou soleiras são dispensáveis. A bacia deverá ser suficientemente longa para conter totalmente o ressalto.

O fenômeno do ressalto para condições de entrada com número de Froude entre 2,5 a 4,5, corresponde à fase de escoamento transitório, não ocorrendo um ressalto estável. As bacias de dis-

sipação utilizadas para esses tipos de escoamento são as de menor eficiência, não proporcionando, em geral, dissipação de energia satisfatória. Mesmo as ondas resultantes desse tipo de ressalto não podem ser controladas pelos dispositivos usuais da bacia, e muitas vezes poderão persistir até além do fim da mesma, exigindo dispositivos especiais para o seu controle.

Bacias para números de Froude baixos.

Para número de Froude igual a 1,7, a profundidade conjugada h_2 é de, aproximadamente, duas vezes a profundidade de entrada, ou em torno de 40 por cento maior do que a profundidade crítica. Por sua vez a velocidade de saída V_2 é de, aproximadamente, a metade da velocidade de entrada, ou 30 por cento menor do que a velocidade crítica.

Não há necessidade de bacia de dissipação especial, para tranquilizar o escoamento, quando o número de Froude na entrada é menor que 1,7, exceto quando o comprimento do canal, a partir do ponto onde a profundidade começa a se alterar, for menor que aproximadamente $4h_2$.

Não há necessidade de defletores ou outros dispositivos de dissipação. Entretanto, muitas vezes o comprimento desse tipo de bacia se torna excessivamente longo, exigindo a utilização de blocos dissipadores para o encurtamento da mesma. Nesses casos há necessidade de se fazer investigações hidráulicas especiais.

Bacias para números de Froude médios.

Para bacias onde se verificam escoamentos na entrada, com número de Froude entre 1,7 a 2,5, ocorre o que se denomina de pré-ressalto. Desde que tais escoamentos não estejam acompanhados por turbulência muito intensa, os defletores ou soleiras são dispensáveis. Nesses casos são necessários bacias relativamente longas para conter o ressalto. Poderão ser utilizados blocos dissipadores e soleiras, caso se pretenda reduzir o comprimento da bacia. A utilização destas estruturas deverá ser cuidadosamente analisada, talvez mesmo contando com o uso de modelos.

Bacias para números de Froude altos.

O fenômeno de ressalto, quando as características de escoamento na entrada da bacia, em termos de número de Froude, variar entre 2,5 a 4,5, é chamado de escoamento transitório, e não ocorre um desenvolvimento completo do ressalto hidráulico. As bacias de dissipação utilizadas, para esses tipos de escoamento, são as de menor eficiência, não proporcionando uma dissipação de energia satisfatória, e mesmo a ação das ondas não pode ser controlada pelos dispositivos usuais de dissipação. As ondas produzidas por esse tipo de escoamento persistirão até além do fim da bacia, e muitas vezes deverão ser amortecidas por meio de dispositivos especiais situados fora da bacia.

Na Figura 2.4. está apresentada a bacia denominada de tipo IV empregada nesses casos de escoamento, e que possibilita a dissipação de parte apreciável da energia. Entretanto, a ação das ondas devida à oscilação do escoamento não é totalmente amortecida. Para a obtenção de um escoamento relativamente uniforme a jusante, é necessário muitas vezes o emprego de dispositivos supressores de onda.

Devido à existência de tendência do ressalto deslocar-se para jusante da bacia, a profundidade de água na bacia deverá, a favor da segurança, ser, aproximadamente, 10 por cento superior à profundidade conjugada calculada.

Muitas vezes, a utilização desse tipo de bacia poderá ser evitado pela escolha da largura do canal a jusante, no sentido de obter um escoamento com características diferentes do escoamento transitório. Por exemplo, um vertedor com capacidade de $25 \text{ m}^3/\text{s}$, onde a energia específica a montante da bacia é de aproximadamente 5 metros e velocidade de entrada cerca de 9 m/s, o número de Froude será 3,0 para uma bacia de 3 metros de largura. O número de Froude poderá ser aumentado para 4,6 pelo alargamento da bacia para 7 metros. A escolha da largura da bacia torna-se, então, um fator de real importância do ponto de vista econômico, bem como do seu desempenho hidráulico.

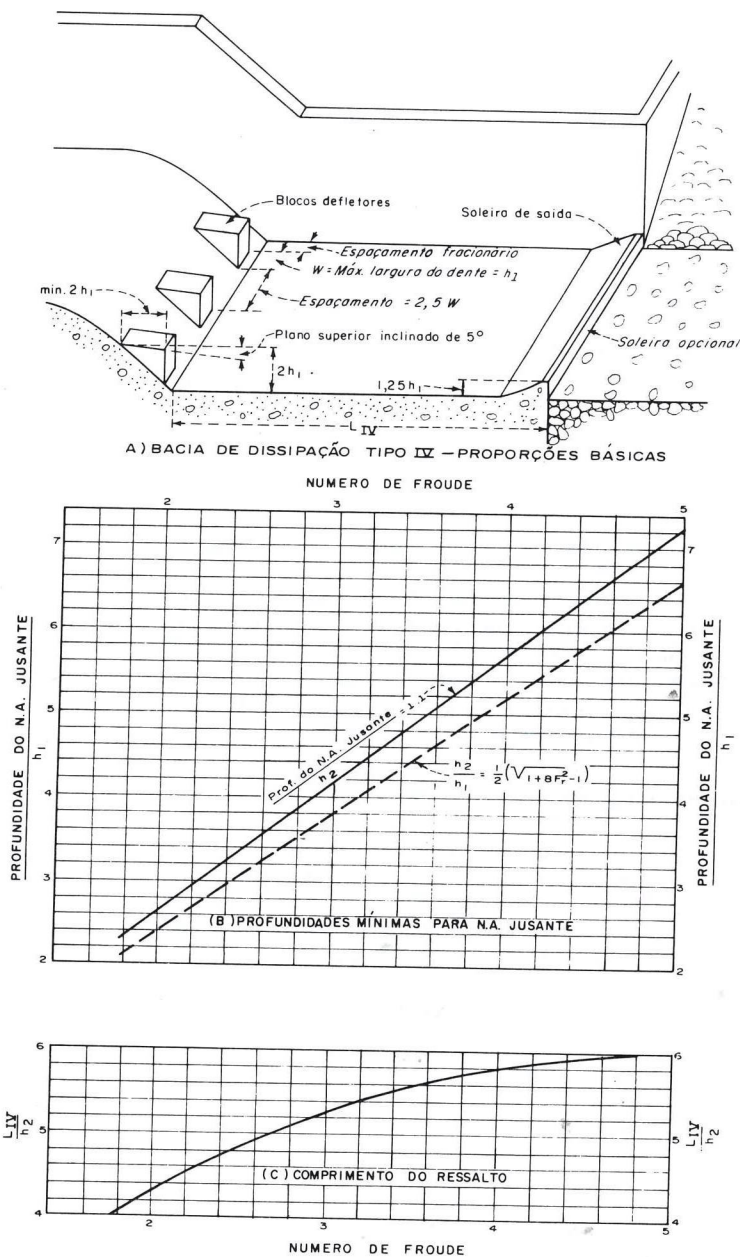
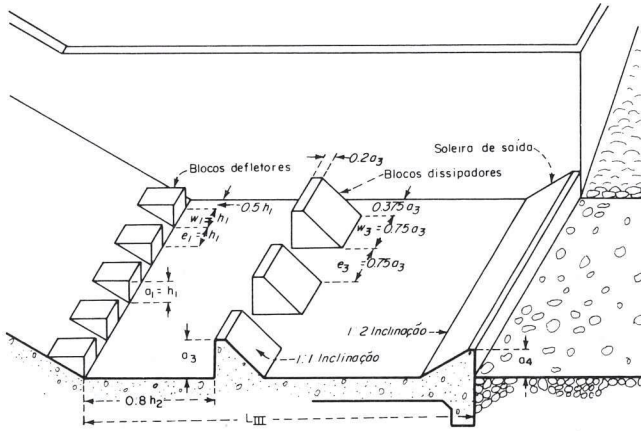
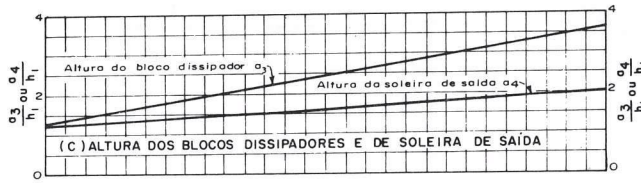
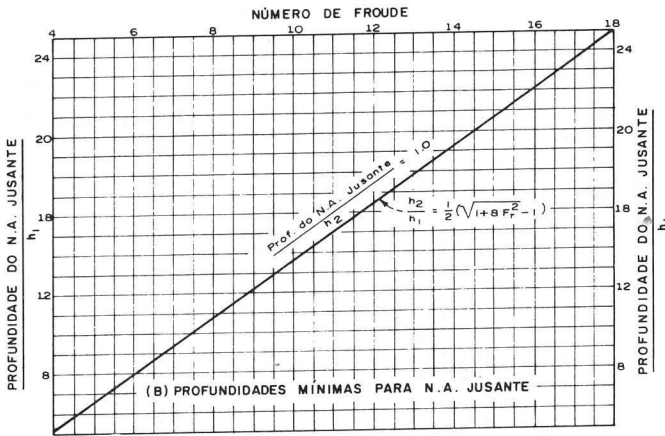


FIGURA 2-4. CARACTERÍSTICAS DA BACIA DE DISSIPAÇÃO
PARA $Fr = 2,5$ a $4,5$



A) BACIA DE DISSIPACÃO TIPO III — PROPORÇÕES BÁSICAS

FIGURA 2-5. CARACTERÍSTICAS DA BACIA DE DISSIPACÃO PARA $F_R > 4,5$ E $V_1 < 18 \text{ m/s}$

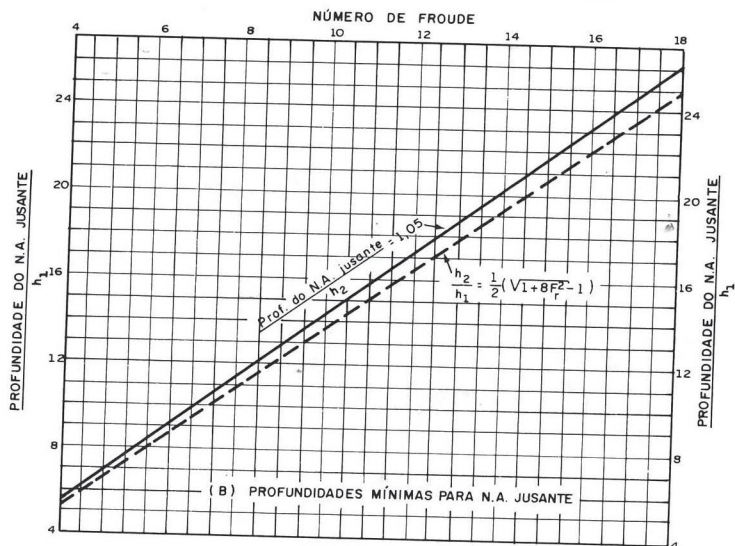
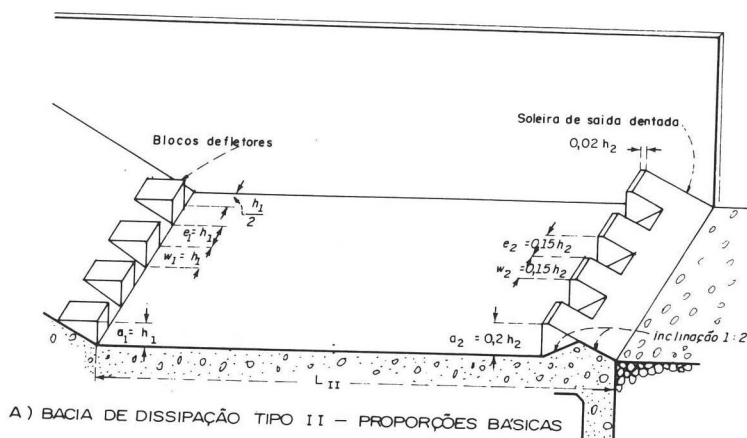


FIGURA 2-6. CARACTERÍSTICAS DA BACIA DE DISSIPAÇÃO PARA $F_R > 4,5$

Muitas alternativas devem ser examinadas no projeto de uma bacia, todavia, devem ser baseadas em cuidadosas análises hidráulicas. Dentre estas, podem ser citadas, por exemplo, a inclusão de blocos dissipadores e soleira de saída na bacia.

Na Figura 2.5 são mostrados detalhes de bacia de dissipação com blocos dissipadores, denominada de Tipo III, recomendada para casos em que as velocidades V_1 de entrada sejam, no máximo, da ordem de 18,0 m/s. Para velocidades V_1 muito elevadas, recomenda-se então, a utilização da bacia denominada de Tipo II, apresentada na Figura 2.6.

Bacia de dissipação por impacto.

A concepção básica da bacia de dissipação por impacto é mostrada na Figura 2.7. Esse tipo de bacia de dissipação é de baixo custo, podendo ser utilizada para pequenas descargas. É, em geral, muito eficiente, mesmo para condições de nível de água a jusante muito variáveis. Pode ser empregado na saída, tanto de calhas a céu aberto como de condutos fechados, para descargas de até 10 m³/s; para descargas maiores poderão, eventualmente, ser utilizadas bacias múltiplas colocadas em paralelo.

O arranjo geral da bacia e as dimensões requeridas para várias descargas estão mostrados nas Figuras 2.7 e 2.8. Esse tipo de bacia está sujeito a forças dinâmicas elevadas e turbulências, que devem ser levadas em consideração no projeto estrutural. A estrutura deverá ser suficientemente estável, para resistir aos esforços de arrastamento provocados pela carga de impacto sobre a parede defletora. Toda a estrutura deverá resistir a severas vibrações inerentes a esse tipo de dispositivo, e as unidades individuais da estrutura devem ser suficientemente fortes, para resistir à carga dinâmica total.

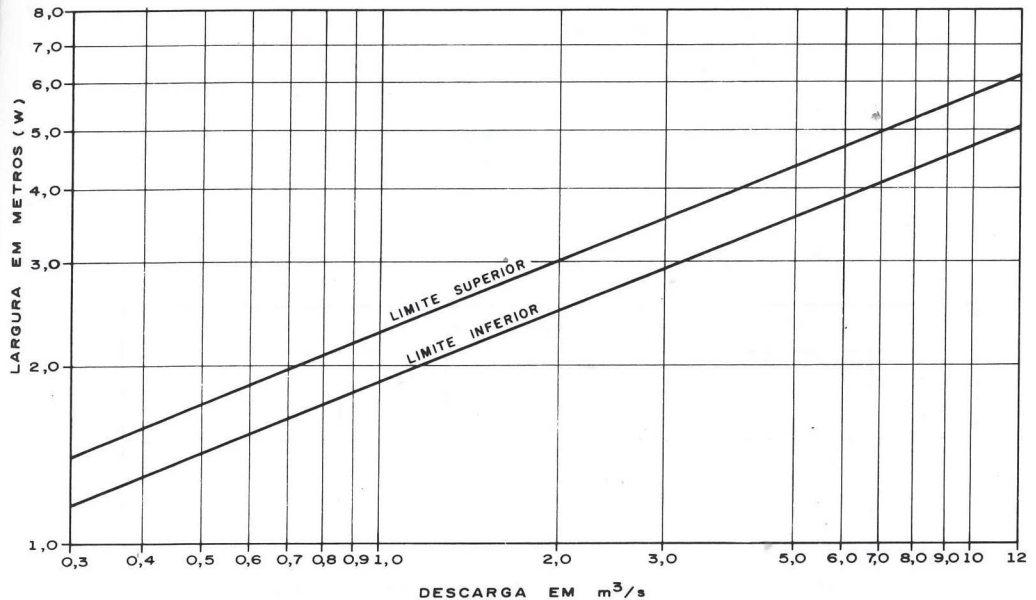
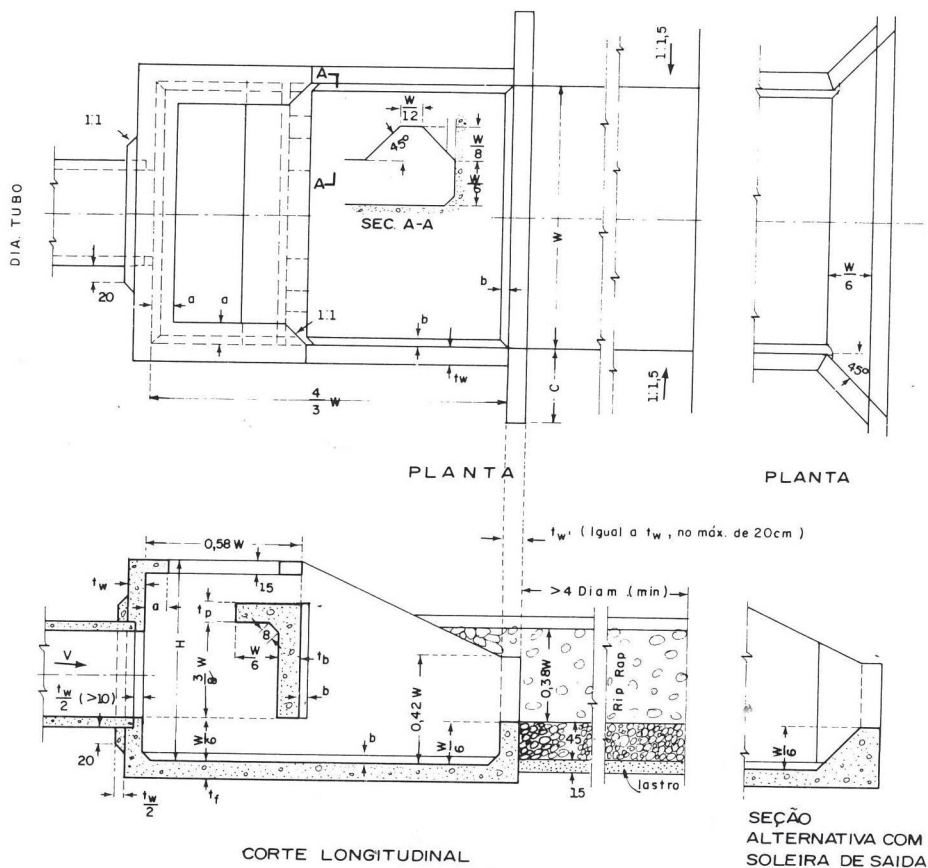


FIGURA 2-8 DIMENSIONAMENTO DA BACIA DE DISSIPACÃO POR IMPACTO

Deverá ser providenciada, ainda, a proteção de enrocamento ao longo do leito e taludes adjacentes à estrutura, para evitar tendência de erosão no canal de restituição a jusante, particularmente quando a lâmina de água no canal de restituição é pouco profunda. Muros de ala a jusante, com 45º de abertura, são muito eficientes para melhor estabilidade e controle de tendências erosivas e melhor distribuir a descarga a jusante.



DIMENSÕES RECOMENDADAS PARA CONCRETO							
Q (m ³ /s)	a (cm)	b (cm)	c (cm)	t _w (cm)	t _f (cm)	t _b (cm)	t _p (cm)
3,0	25	8	100	20	20	25	20
6,0	30	10	100	25	30	25	20
9,0	35	15	100	30	30	30	20
12,0	40	15	100	30	35	30	20
OBS: Recomenda-se para espessura mínima do concreto = 15cm							

FIGURA 2-7 CRITÉRIOS PARA DIMENSIONAMENTO DE BACIAS DE DISSIPAÇÃO POR IMPACTO.

Bacia de dissipação por ação de mergulho.

Um interessante dispositivo dissipador de energia, mas não muito comum, é a bacia de dissipação por ação de mergulho. Este dispositivo é constituído de um fosso onde o jato d'água é lançado. O projeto poderá exigir estudos em modelo, em casos especiais.

O fosso deverá ser devidamente protegido com pedras grandes ou concreto armado. Sua profundidade aproximada poderá ser avaliada pela seguinte equação:

$$d_s = 1,90 H_T^{0,225} q^{0,54} \quad (2-6)$$

onde;

d_s = a profundidade máxima no fosso, em metros.

H_T = a carga hidráulica, ou a diferença de cotas entre os níveis de água de montante (por exemplo de um reservatório) e de jusante (do fosso), em metros.

q = a descarga unitária em m^3/s por metro de largura.

O tipo da bacia em questão é muito utilizado para descargas reduzidas.

Outros dissipadores de energia.

Outros tipos de dissipadores de energia, não mencionados neste manual, poderão, eventualmente, ser utilizados. Todavia, o projetista deve levar em consideração os altos custos de operação e manutenção, além de consideráveis danos ao canal a jusante, que poderão advir de uma escolha inadequada do dissipador de energia.

Canal de jusante.

Os canais a jusante dos dissipadores devem merecer um cuidadoso estudo por parte do projetista. Jatos de água submergentes, correntes não paralelas ao eixo do canal, e velocidades excessivas poderão criar tendências erosivas, comprometendo a sua estabilidade. Para evitar danos excessivos é conveniente manter velocidades médias baixas, compatíveis com o tipo de material de seu leito.

3. CANAL COM DEGRAUS

O uso de canal com degraus permite adequar declividades muito íngremes às condições desejáveis de projeto. Nas obras de drenagem urbana, é muitas vezes conveniente a utilização de vários degraus de baixa altura, em vez de pequeno número de degraus de grande altura.

Os degraus verticais, sempre que possível, devem ser evitados para minimizar problemas de erosão e turbulência. Os degraus com inclinações de 1:2 a 1:4 são geralmente satisfatórios. A face inclinada poderá ser dotada de rugosidade suficiente para dissipar energia, pelo menos das descargas baixas e mais freqüentes. O uso de gabiões na construção de degraus, permite obter excelentes características de rugosidade superficial.

Na maioria dos casos, haverá necessidade de se fazer uma proteção adicional no leito e nos taludes após a passagem de uma ou duas cheias, caso sejam observados indícios de erosão.

A. DEGRAUS VERTICAIS.

O uso de degraus verticais é pouco freqüente, devido ao custo elevado da estrutura e às turbulências resultantes. Todavia, seu emprego é algumas vezes conveniente e por este motivo apresentam-se, a seguir, critérios básicos de projeto para esse tipo de estrutura.

Análises hidráulicas.

A lâmina vertente de água, em queda livre, de um vertedor em degrau vertical aerado, inverte sua curvatura e transforma-se suavemente em escoamento supercrítico como mostrado na Figura 3.1. Normalmente há formação de ressalto hidráulico a jusante. Chow exprime as características hidráulicas do vertedor em degrau vertical, através de funções do "número de queda" que é definido pela relação:

$$D_n = \frac{q^2}{ga^3} \quad (3-1)$$

onde,

- q = a descarga unitária por unidade de comprimento da crista da soleira
 g = a aceleração da gravidade
 a = altura do degrau

As funções são as seguintes:

$$\frac{L_h}{a} = 4,30 D_n^{0,27} \quad (3-2)$$

$$\frac{h_p}{a} = 1,00 D_n^{0,22} \quad (3-3)$$

$$\frac{h_1}{a} = 0,54 D_n^{0,425} \quad (3-4)$$

$$\frac{h_2}{a} = 1,66 D_n^{0,27} \quad (3-5)$$

onde L_h é o comprimento de queda (a distância desde o espelho do degrau até a posição de profundidade h_1), h_p é a profundidade a jusante junto ao pé do degrau, h_1 é a profundidade no pé da lâmina vertente ou no início do ressalto hidráulico, e h_2 a profundidade d'água a jusante do ressalto. L pode ser determinado, de maneira análoga, como para bacias de dissipação (Vide Figura 3.1).

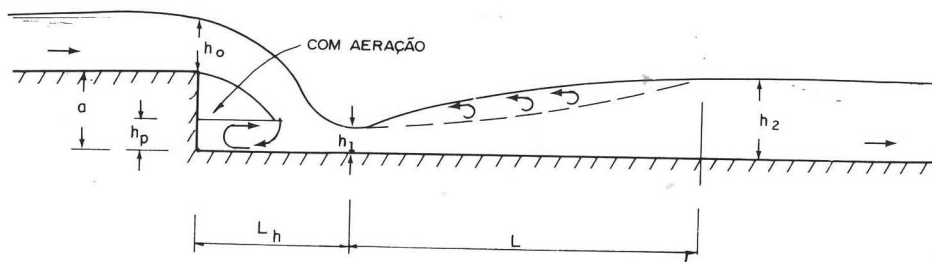


FIGURA 3-1. GEOMETRIA DO ESCOAMENTO DE UM VERTEDOR EM DEGRAU VERTICAL

A partir destas equações poderão ser determinados o comprimento de queda e a profundidade de d'água a jusante. As considerações acima são válidas se o comprimento da crista do vertedor for, aproximadamente, igual à largura do canal de aproximação.

Se a profundidade a jusante do degrau for inferior a h_2 , o ressalto formar-se-á mais a jusante, exigindo proteção especial do fundo numa extensão maior. Se por outro lado, a profundidade a jusante for maior que h_2 , o ressalto será afogado; é necessário nesse caso, verificar se as condições de submergência não prejudicam o funcionamento da seção de controle no degrau. Para maiores detalhes a respeito consultar Ven Te Chow em Open Channel Hydraulics.

Modificações práticas.

A utilização do degrau vertical exige a colocação de enrocamentos de pedras rejuntadas e/ou gabiões a montante e a jusante do mesmo. O emprego de grandes matacões logo a jusante da profundidade h_1 , provocará a formação de remanso, possibilitando, assim, diminuição do comprimento do trecho a jusante a ser protegido. Os matacões a serem utilizados poderão ser naturais, com dimensões variando de 0,90 a 1,20 m, e devem ser colocados adequadamente no fundo do canal.

B. DEGRAUS INCLINADOS.

O emprego de degraus inclinados geralmente resulta em menor custo de instalação, pois os mesmos podem ser projetados de acordo com as características topográficas e geotécnicas do local. Os degraus inclinados deverão ter suas faces inclinadas variando de 1:2 a 1:4, ter rugosidade adequada, ser devidamente protegidos contra erosão, e não devem propiciar altas velocidades que são sempre prejudiciais ao concreto. É comum o surgimento de fendas laterais, logo a jusante do degrau, contra as quais deverão ser tomadas as devidas precauções.

Na figura 3.2 é mostrado um degrau típico com 0,50 m de altura. Apresenta-se, nessa figura, uma proteção com enrocamento de pedra rejuntada, embora o uso de gabiões, provavelmente, resulte em uma estrutura de menor custo. Os gabiões tendem a acomodar-se, com o tempo, às condições impostas pelo escoamento, sendo bastante eficientes no controle de erosão.

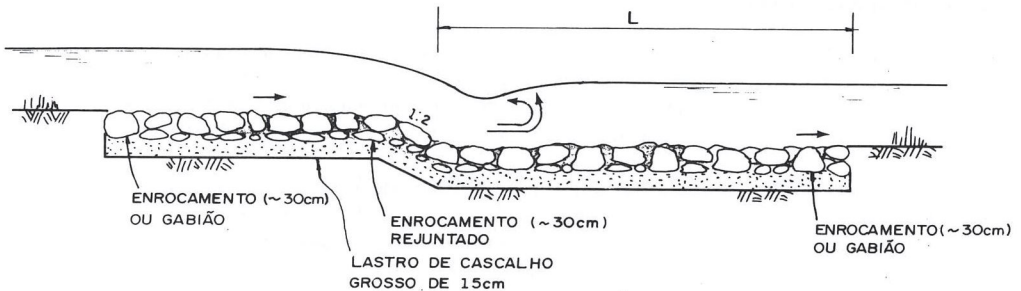


FIGURA 3-2. CANAL COM DEGRAU INCLINADO

O comprimento L dependerá das características hidráulicas do canal e do degrau. Para um projeto onde q é de $3,0 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$, L deverá ser de aproximadamente 5,0 m. O comprimento L não deverá ser menor do que 3,0 m, mesmo para pequenos valores da descarga unitária q . Para a maioria dos degraus, a proteção com enrocamento é necessária tendo em vista uma maior proteção dos taludes e do leito do canal. Este critério é baseado na filosofia de que é menos custoso fazer uma proteção inicial, de caráter definitivo com enrocamento e, posteriormente, efetuar as reparações necessárias nos locais em que forem constatadas maiores tendências erosivas.

4. PONTES

As pontes são necessárias para travessias dos canais abertos em zonas urbanas, e, por conseguinte, o dimensionamento dos vãos das mesmas é de vital importância. Se forem utilizados grandes bueiros, em vez de pontes, as características de projeto serão diferentes do que com estas últimas. Esse assunto encontra-se amplamente desenvolvido no capítulo "Bueiros".

Nos canais a céu aberto onde existem pontes projetadas incompativelmente com a capacidade de condução de água dos mesmos, surgirão problemas de erosão excessiva, deposição, ou, ainda mesmo, capacidade insuficiente de descarga.

A. CRITÉRIOS BÁSICOS.

O vão da ponte deverá ser estabelecido de maneira a não interferir nas características do escoamento do canal. No caso do canal operar em regime supercrítico, a estrutura não deverá em nenhuma hipótese interferir no escoamento.

Projeto aproximado.

O estabelecimento de vão das pontes deve ser efetuado com base no perfil da superfície d'água, e análise da linha de energia no canal, para a maior onda de enchente observada. A linha de energia deverá ser analisada sem a ponte, e com a influência da mesma. Na maioria dos casos de pontes, em áreas urbanas, o efeito da sobrelevação não deve exceder de 15 a 30 cm.

Na escolha do vão da ponte, é importante levar em consideração a velocidade na seção da mesma e a jusante. Velocidades, acima daquelas permissíveis, exigirão proteção especial dos taludes e do leito do canal.

Bordo livre para vão de ponte.

Para a descarga de projeto, a distância entre a superfície d'água e a cota inferior do tabuleiro da ponte variará de caso para caso. Não existem regras seguras para a escolha do bordo livre, e cada caso deverá ser estudado em separado. Pontes que sejam firmemente ancoradas nas fundações, e projetadas para suportar as forças dinâmicas da água poderão, em alguns casos, ser projetadas sem o bordo livre.

Em certos casos, não muito comuns, o projetista poderá intencionalmente provocar inundações controladas a montante das pontes, para reduzir picos de enchentes a jusante. Essa concepção pode ser adotada quando as áreas de jusante são altamente desenvolvidas, e por outro lado, quando as áreas de montante são favoráveis à detenção temporária das ondas de enchentes.

B. ANÁLISE HIDRÁULICA.

O vão de uma ponte tem fundamental importância na estimativa do seu custo final. Tendo em vista este fato, o engenheiro hidráulico assume maior responsabilidade com relação aos custos envolvidos, que o projetista estrutural. É necessário pois, que o engenheiro hidráulico seja suficientemente experiente para que se tenha uma ponte projetada corretamente.

Recomenda-se ao leitor a publicação do Bureau of Public Roads intitulada "Hydraulics of Bridge Waterways". Na Figura 4.1 são apresentados os elementos hidráulicos característicos dos escoamentos junto às pontes.

Sobrelevação do nível d'água.

Apresenta-se, abaixo, uma expressão para a avaliação da sobrelevação junto a pontes, que foi formulada pela aplicação do princípio da conservação da energia entre a seção de máximo nível a montante da ponte, (Seção 1), e a seção a jusante da ponte onde se restabelece o regime normal de escoamento (Seção 4), como mostra a Figura 4.1. A expressão é válida se o canal nas vizinhanças da ponte for praticamente uniforme, a declividade do leito aproximadamente constante entre as seções 1 e 4, não ocorrer erosão apreciável do leito na seção contraída, e se o escoamento for subcrítico.

A expressão é a seguinte:

$$h_1^* = K^* \left(\frac{V_{n2}^2}{2g} \right) + \alpha_1 \left[\left(\frac{A_{n2}}{A_4} \right)^2 - \left(\frac{A_{n2}}{A_1} \right)^2 \right] \left(\frac{V_{n2}^2}{2g} \right) \quad (4-1)$$

onde,

h_1^* = sobrelevação total em metros.

K^* = coeficiente de sobrelevação total.

$\alpha_1 = \frac{\Sigma(qv^2)}{QV_1^2}$ = coeficiente de energia cinética.

A_{n2} = área da seção molhada bruta na contração, calculada para a profundidade normal de escoamento, em metros quadrados.

V_{n2} = velocidade média na contração ou Q/A_{n2} , em metros por segundo. A velocidade V_{n2} não é uma velocidade efetivamente mensurável, mas representa uma velocidade de referência facilmente calculável.

A_4 = seção molhada na seção 4, onde o regime normal é restabelecido,

A_1 = seção molhada total na seção 1, inclusive o acréscimo devido à sobrelevação.

Para calcular a sobrelevação, pela expressão 4-1, é necessário obter o valor aproximado de h_1^* , usando a primeira parte da expressão:

$$h_1^* = K^* \frac{V_{n2}^2}{2g} \quad (4-2)$$

O valor de A_1 , na segunda parte da expressão 4-1, que depende de h_1^* , pode então ser determinado:

$$\alpha_1 \left[\left(\frac{A_{n2}}{A_4} \right)^2 - \left(\frac{A_{n2}}{A_1} \right)^2 \right] \frac{V_{n2}^2}{2g} \quad (4-3)$$

Esta parte da expressão representa a diferença de energia cinética entre as seções 4 e 1, expressa em termos de carga cinética.

Para permitir, ao projetista, facilidade de reconhecimento dos casos em que a parcela da energia cinética pode ser ignorada, recomenda-se a seguinte orientação:

$$M > 0,7$$

$$V_{n2} < 2,0 \text{ m/s}$$

$$K^* \frac{V_{n2}^2}{2g} < 15 \text{ cm,}$$

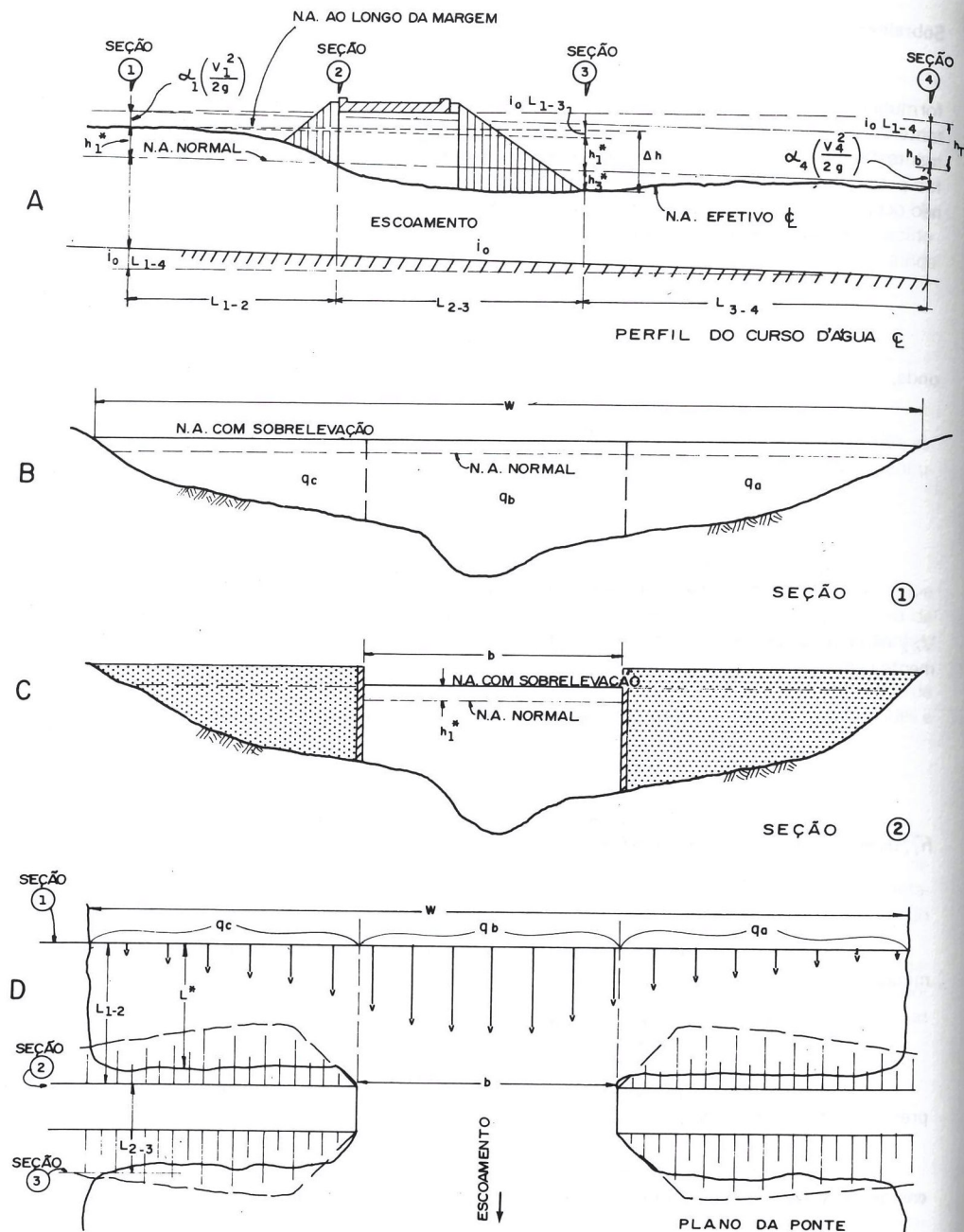


FIGURA 4-1. NOMENCLATURA DE ELEMENTOS HIDRÁULICOS DE ESCOAMENTO JUNTO AS PONTES.

onde M é a relação entre a descarga na seção contraída e a descarga na mesma seção para as condições primitivas sem estrangulamento, para um mesmo nível d'água.

Se as três condições acima forem satisfeitas, a sobrelevação obtida da expressão 4-2 poderá ser considerada suficientemente precisa. Se um ou mais valores obtidos não satisfizerem aquelas condições, é aconselhável então o uso da expressão 4-1 em sua totalidade. Estão apresentados, mais adiante os critérios que poderão ser adotados nos projetos de pontes.

Coeficiente de sobrelevação.

O valor do coeficiente de sobrelevação total K^* , determinado experimentalmente, varia com:

1. Contração do curso de água, medida pela razão M do vão da ponte;
2. Tipos de confinamentos de pontes — muros de ala, taludes de aterro, etc.;
3. Número, tamanho, forma e orientação dos pilares na contração;
4. Excentricidade ou posição assimétrica da ponte, em relação ao eixo do curso de água;
5. Escondidade (ponte cruzando o curso de água com ângulo diferente de 90°).

O coeficiente K^* para pontes simétricas e perpendiculares aos cursos d'água, é dado por:

$$K^* = K_b + \Delta K_p \quad (4-5)$$

sendo K_b devido ao efeito de contração lateral, obtido através das curvas base (Figuras 4.2 e 4.3), e ΔK_p um incremento devido ao efeito de contração causado pelos pilares, fornecido na Figura 4.4.

Efeito de "M" e formas de confinamento (curvas-base).

Na Figura 4.2, estão apresentadas as curvas base para coeficientes de sobrelevação K_b , relacionados com a razão M , para vários tipos de confinamento com muros de ala e parede vertical. Pode-se observar que o coeficiente K_b aumenta com a contração no canal. As várias curvas representam diferentes ângulos de muro de ala, que podem ser identificados no gráfico; as curvas mais baixas representam as melhores formas do ponto de vista hidráulico.

Na Figura 4.3, apresenta-se a relação entre o coeficiente de sobrelevação K_b e M , para confinamentos por taludes de aterro, para três declividades diferentes. Comparando-se as três curvas indicadas, conclui-se que o coeficiente K_b é pouco afetado pela declividade do talude.

Efeito dos pilares (cruzamentos perpendiculares).

O efeito de sobrelevação, produzido pela introdução de pilares em uma contração de ponte, tem sido tratado através do coeficiente incremental de sobrelevação, designado de ΔK_p , o qual é adicionado ao coeficiente da curva-base, quando a influência desses pilares for considerável.

O valor do incremento ΔK_p , depende da razão entre a área ocupada pelos pilares e a área total do vão da ponte, do tipo de pilares, do número de estacas ou tubulões quando utilizados em fileira, do valor da razão M do vão da ponte e do ângulo dos pilares em relação à direção do escoamento.

A razão entre a seção molhada ocupada pelos pilares A_p e a seção molhada total de contração A_{n2} , ambos baseados na profundidade normal de escoamento, é designada pela letra J . Para o cálculo da seção molhada total A_{n2} é desprezada a presença de pilares na contração. Os incrementos no coeficiente de sobrelevação, para os tipos de pilares e estacas mais comuns, podem ser obtidos da Figura 4.4. O procedimento consiste em entrar no gráfico A da Figura 4.4, com o valor de J e ler ΔK , para, em seguida, obter o fator de correção τ do gráfico B da mesma figura, para valores de M diferentes da unidade. O incremento do coeficiente de sobrelevação é então:

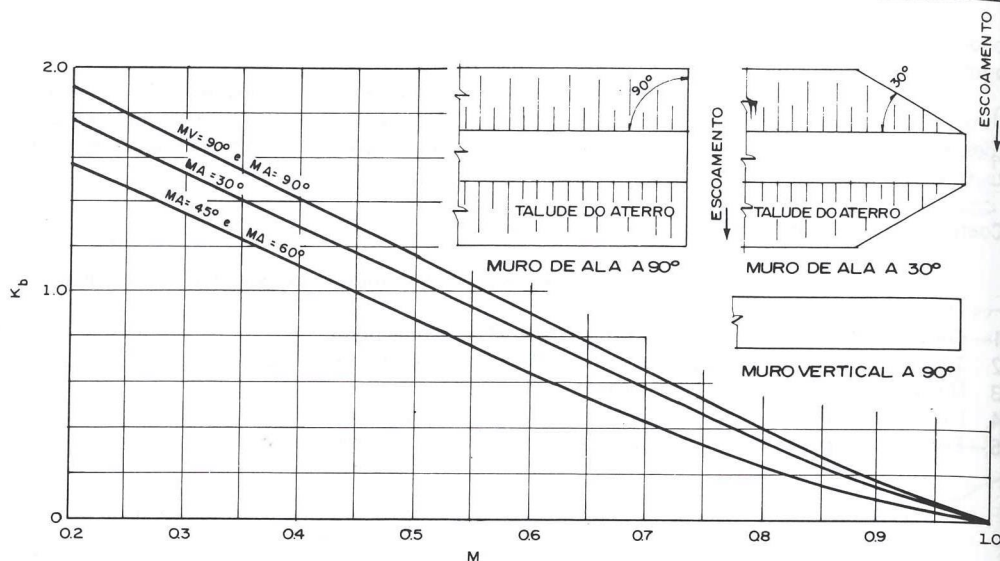


FIGURA 4-2. CURVAS BASE PARA CONFINAMENTOS POR MUROS DE ALA

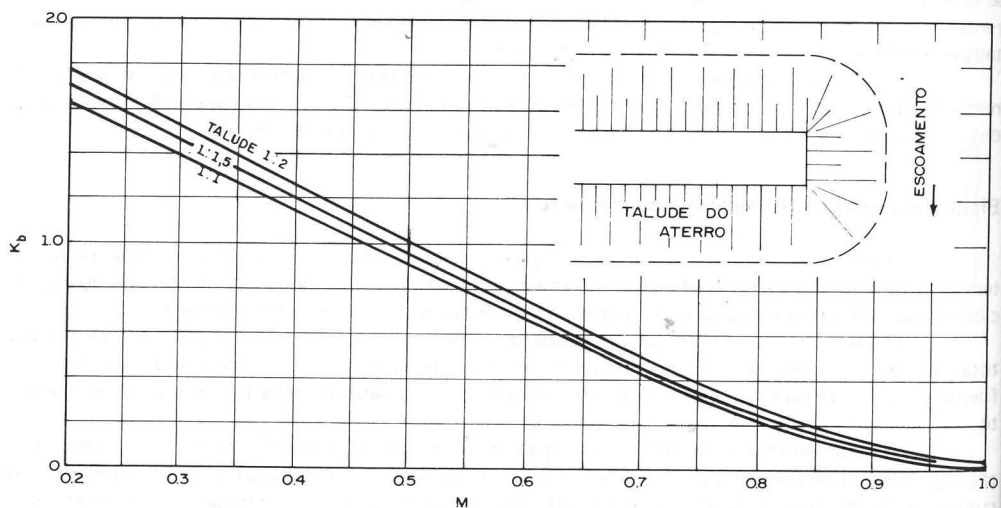


FIGURA 4-3. CURVAS BASE PARA CONFINAMENTOS POR TALUDES DE ATERRO.

$$\Delta K_p = \Delta K \cdot \tau$$

(4-4)

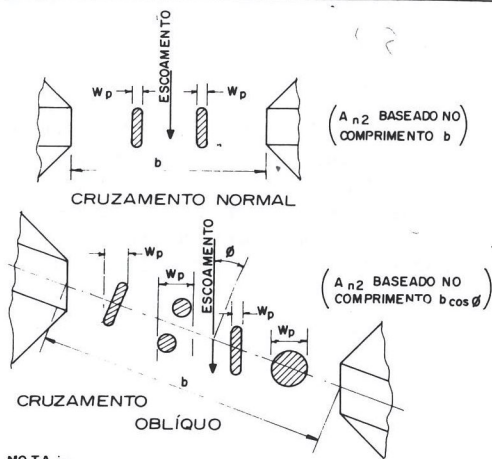
Os incrementos dos coeficientes de sobrelevação podem, para todas as finalidades práticas, ser considerados independentes do diâmetro, largura, ou espaçamento dos pilares, desde que a quantidade de unidades não ultrapasse os números indicados na figura 4.4.

No caso desses pilares perfazerem 10 unidades, poderá ser dado um valor, aproximadamente 20% maior do que para aqueles apresentados para o caso com 5 unidades. Se houver grande possibilidade de acumulação de detritos nos pilares, é conveniente utilizar valores maiores que os obtidos com os critérios acima referidos.

C. PROCEDIMENTOS DE PROJETO.

Está apresentado a seguir um resumo, passo a passo, para a determinação da sobrelevação produzida pela contração de uma ponte:

1. Determinar a magnitude e freqüência da descarga para a qual a ponte será projetada.
2. Determinar o nível que será atingido pela água no local da ponte, para a descarga de projeto (profundidade normal de escoamento).
3. Traçar a seção transversal representativa do curso de água para descarga de projeto na Seção 1, se ainda não o tiver feito no Passo 2. Se o canal do curso de água for essencialmente retilíneo, e a seção transversal razoavelmente uniforme nas vizinhanças da ponte, a seção transversal primitiva do curso de água, no local da ponte, pode ser usada nos cálculos.
4. Subdividir a seção transversal acima conforme mudanças acentuadas na profundidade de escoamento e rugosidade. Atribuir valores de coeficientes de rugosidade de Manning n adequados para cada sub-seção. Uma análise cuidadosa é necessária na seleção desses valores.
5. Calcular a descarga em cada sub-seção.
6. Determinar o valor do coeficiente de energia cinética α_1 .
7. Traçar a seção transversal natural abaixo da ponte, bem como o nível de água atingido pela descarga de projeto, em condições normais de escoamento, e calcular a seção molhada total (inclusive a área ocupada por pilares).
8. Calcular a razão M do vão da ponte, observando as alterações a introduzir para cruzamentos transversais esconsos.
9. Obter o valor de K_b da curva-base apropriada.
10. Se houver pilares envolvidos, calcular o valor de J e obter o coeficiente incremental ΔK_p .
11. Se a excentricidade for pronunciada, calcular o seu valor e obter o coeficiente incremental ΔK_e .



NOTA :-

Suportes poderão ser incluídos na largura dos grupos de pilares

w_p = Largura do pilar normal ao escoamento - metros

h_{n2} = Altura do pilar exposto ao escoamento - metros

A_p = Área total projetada dos pilares, normal ao escoamento - metros quadrados

A_{n2} = Seção transversal molhada bruta da contração, baseada na linha d'água normal (usar comprimento projetado da ponte, normal ao escoamento, para cruzamentos oblíquos).

$$J = \frac{A_p}{A_{n2}}$$

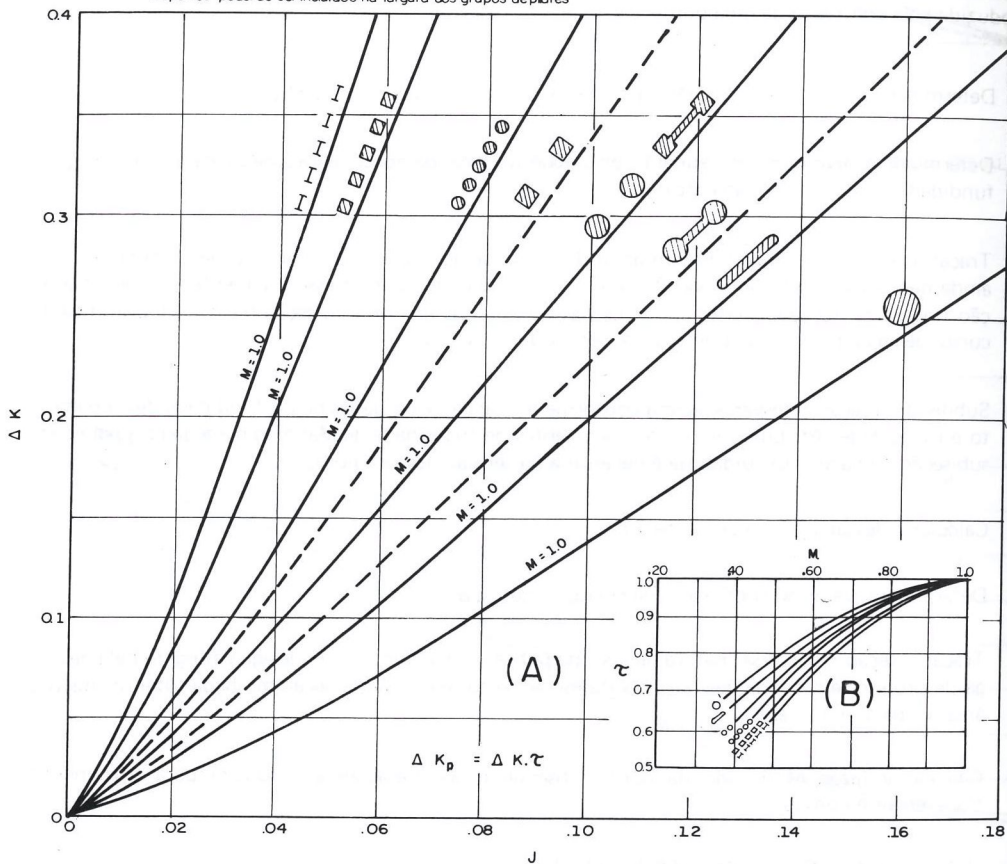


FIGURA 4-4. COEFICIENTE INCREMENTAL DE SOBRELEVAÇÃO DEVIDA A PILARES

12. Se um cruzamento esconso estiver envolvido, observar o procedimento próprio nos passos previstos, e então obter o coeficiente incremental ΔK_s próprio do tipo de confinamento.
13. Determinar o coeficiente de sobrelevação total K^* , adicionando coeficientes incrementais ao coeficiente K_b da curva base.
14. Calcular a sobrelevação pela expressão 4.1.
15. Determinar a distância a jusante, a partir da qual o efeito da contração se torna desprezível.

Maiores detalhes a respeito, estão apresentados em "Hydraulics of Bridge Waterways", já mencionado.

D. VÃOS INADEQUADOS.

O engenheiro encontrará muitas vezes pontes e bueiros existentes, os quais foram projetados para cheias com períodos de retorno consideravelmente menores do que 100 anos. Além disso, encontrará, também, pontes imprópriamente projetadas. Muitas vezes o uso da fórmula para cálculo das descargas em orifícios proporciona, em termos aproximados, uma rápida estimativa da suficiência ou não do vão de uma ponte:

$$Q = CA\sqrt{2gH} \quad (4-6)$$

$$H = 0,14 \left(\frac{Q}{A}\right)^2 \quad (4-7)$$

onde:

Q = pico de descarga da enchente em m^3/s .

C = coeficiente de descarga do vão da ponte (admitido 0,6).

A = área do vão da ponte em m^2 .

H = carga, que é a distância vertical entre o centro de gravidade do vão da ponte e o nível de água de montante, aproximadamente à distância $10H$ a montante da ponte, em metros. Corresponde, aproximadamente, à diferença entre os níveis de água de montante e jusante, quando a parte inferior do tabuleiro da ponte está submersa.

Estas expressões são válidas quando a superfície da água a montante está acima da cota inferior do tabuleiro da ponte.

E. EXEMPLO DE CÁLCULO DA SOBRELEVAÇÃO DEVIDA À CONTRAÇÃO NA SEÇÃO TRANSVERSAL DE UM CANAL PROVOCADA POR UMA PONTE.

Calcular a sobrelevação produzida pela contração de uma ponte simétrica que atravessa perpendicularmente um canal de concreto, de seção trapezoidal, com a largura da base de 10m, taludes 1: 1,5 e declividade de fundo de 0,001 m/m. A vazão de projeto estimada para o local é de $80,0 m^3/s$. Na seção do eixo da ponte os taludes tem inclinação de 1: 1; existe também um pilar central de seção retangular e espessura de 1,0 m que também contribui para o estrangulamento. (Figura 4.5).

SOLUÇÃO:

- a. A descarga de projeto é de $80,0 m^3/s$.

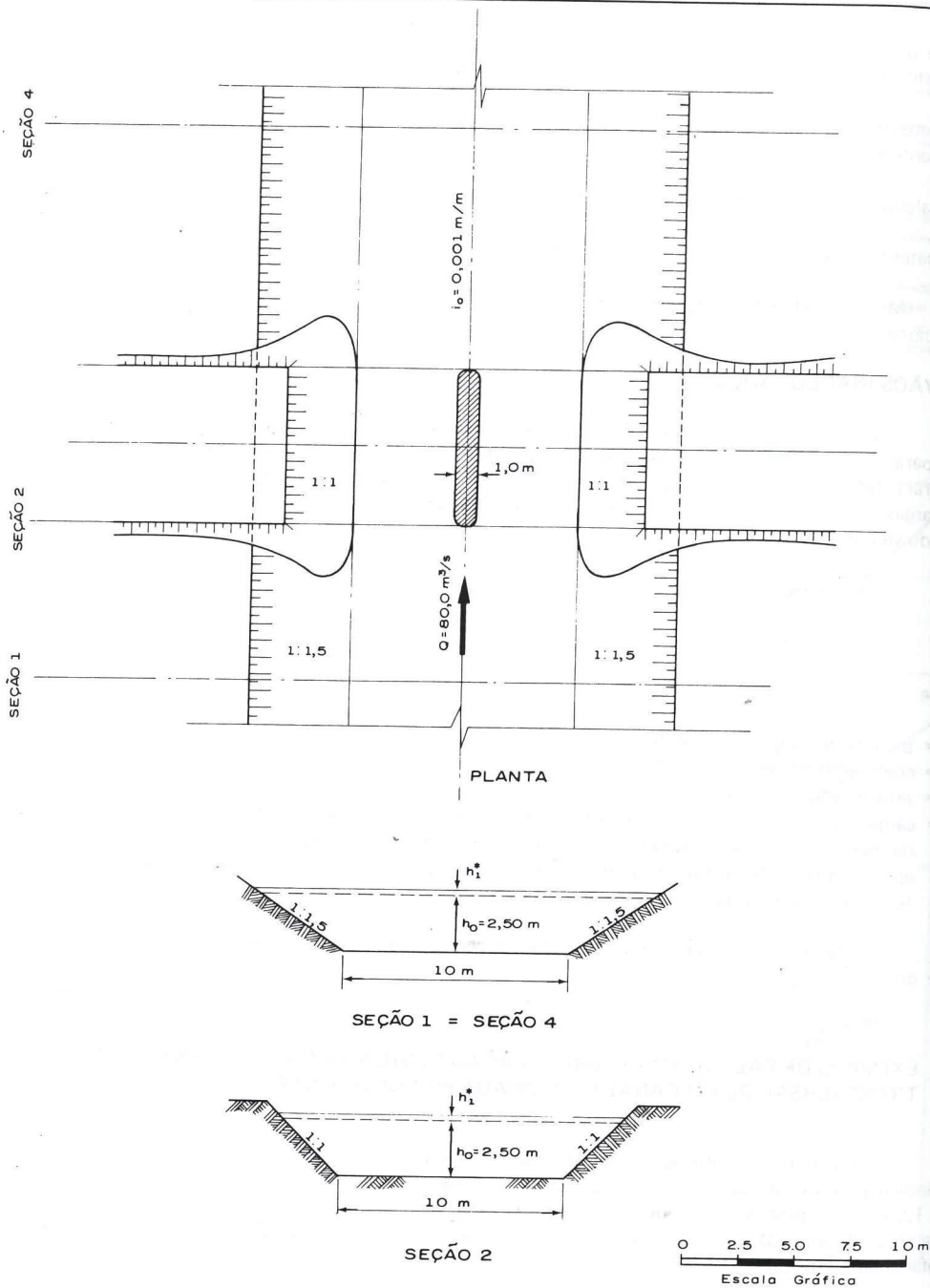


FIGURA 4-5. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO CRUZAMENTO DE UMA PONTE SOBRE UM CANAL (EXEMPLO DE CÁLCULO)

- b. Cálculo da profundidade normal de escoamento no local da ponte. Para $Q = 80,0 \text{ m}^3/\text{s}$, $n = 0,020$, $b = 10 \text{ m}$ e $i = 0,001 \text{ m/m}$, tem-se que:

$$\frac{Qn}{b^{8/3} i_o^{1/2}} = \frac{80,0 \times 0,020}{10^{8/3} \times 0,001^{1/2}} = 0,109$$

Entrando-se com este valor calculado, na Tabela 2.2. do Capítulo de "Macro-drenagem", e para $z = 1,5$, tem-se que:

$$h_o/b = 0,25, \text{ e portanto, a profundidade normal será:} \\ h_o = 0,25 \times b = 0,25 \times 10 = 2,50 \text{ m.}$$

- c. Traçado das seções transversais (seção 1, 2 e 4, ver Figura 4.5).
- d. Cálculo das áreas molhadas da seção 2, com confinamento (A_{n2}) e em condições primitivas (A_2), para a profundidade normal de escoamento da descarga de projeto (Q).

Da Figura 4.5. tem-se que:

$$A_{n2} = \frac{10+10+2 \times 2,50 \times 1,0}{2} \times 2,50 = 31,3 \text{ m}^2, \text{ e}$$

$$A_2 = \frac{10+10+2 \times 2,50 \times 1,5}{2} \times 2,50 = 34,4 \text{ m}^2$$

- e. Cálculo de M , que é a relação entre as descargas na seção 2 relativas à áreas A_{n2} e A_2 ou seja, $M = \frac{Q_2}{Q}$. Admitindo-se que a distribuição de velocidades seja uniforme em toda seção transversal,

$$\alpha_1 = 1,0 \text{ e } M = \frac{A_{n2}}{A_2} = \frac{31,3}{34,4} = 0,91$$

- f. Cálculo de K_b (coeficiente de sobrelevação devido ao confinamento). Da Figura 4.3. tem-se para $M = 0,91$, e talude 1: 1, $K_b = 0,08$.

- g. Cálculo de ΔK_p (coeficiente incremental devido a existência de pilares).

$$\bullet \text{ Área ocupada pelo pilar } A_p = 1,00 \times 2,50 = 2,50 \text{ m}^2$$

$$\bullet J = \frac{A_p}{A_{n2}} = \frac{2,50}{31,3} = 0,08$$

- Da Figura 4.4 (A), tem-se para $J = 0,08$ e para pilar de seção retangular, $\Delta K = 0,15$.

- Entrando com o valor de $M = 0,91$ e para pilar de seção retangular, tem-se, da Figura 4.4(B), $\tau = 0,98$.

- Portanto: $\Delta K_o = \Delta K \cdot \tau = 0,15 \times 0,98 = 0,15$

- h. Cálculo de K^* (coeficiente de sobrelevação total)

$$K^* = K_b + \Delta K_p = 0,08 + 0,15 = 0,23$$

- i. Cálculo da sobrelevação total h_1^* . A expressão para o cálculo da sobrelevação total é:

$$h_1^* = K \cdot \frac{V_{n2}^2}{2g} + \alpha_1 \left[\left(\frac{A_{n2}}{A_4} \right)^2 - \left(\frac{A_{n2}}{A_1} \right)^2 \right] \frac{V_{n2}^2}{2g}$$

1. Primeira estimativa de h_1^* e A_1

$$h_1^* = K \cdot \frac{V_{n2}^2}{2g}, \text{ onde}$$

$$V_{n2} = \frac{Q}{A_{n2}} = \frac{80,0}{31,3} = 2,56 \text{ m/s}$$

então:

$$h_1^* = 0,23 \frac{2,56^2}{2 \times 9,81} = 0,08 \text{ m}$$

$$\text{Logo, } A_1 = \frac{10+10+2 \times 1,5 \times (2,50+0,08)}{2} \times (2,50+0,08)$$

$A_1 = 35,8 \text{ m}^2$ e como $A_2 = A_4$, resulta:

$$h_1^* = 0,23 \frac{2,56^2}{2 \times 9,81} + 1,0 \left[\left(\frac{31,3}{34,4} \right)^2 - \left(\frac{31,3}{35,8} \right)^2 \right] \frac{2,56^2}{2 \times 9,81}$$

$$h_1^* = 0,10 \text{ m}$$

2. Segunda estimativa de h_1^* e A_1 . Para $h_1^* = 0,10 \text{ m}$, tem-se:

$$A_1 = \frac{10+10+2 \times 1,5 \times (2,50+0,10)}{2} \times (2,50+0,10) = 36,1 \text{ m}^2$$

Portanto:

$$h_1^* = 0,23 \frac{2,56^2}{2 \times 9,81} + 1,0 \left[\left(\frac{31,3}{34,4} \right)^2 - \left(\frac{31,3}{36,1} \right)^2 \right] \frac{2,56^2}{2 \times 9,81}$$

$$h_1^* = 0,10 \text{ m}$$

Logo, a sobrelevação total produzida pelo estrangulamento devido a ponte será de 0,10 m.

5. CALHAS INCLINADAS

Calhas inclinadas acopladas a galerias, tubos, ou canais abertos de alta velocidade são geralmente usadas para minimizar seções transversais de jusante, possibilitando assim redução nos custos. As calhas inclinadas são potencialmente perigosas se planejadas e projetadas inadequadamente, devido às altas velocidades de escoamento que podem solapar, rapidamente, o canal e as estruturas a jusante, podendo mesmo, eventualmente, provocar danos em propriedades.

A. HIDRÁULICA

Geralmente a descarga passa de um regime crítico na seção de entrada, para um regime supercrítico na calha. O escoamento deve permanecer supercrítico ao longo da calha. Cuidados devem ser tomados no projeto, para se evitar a formação de ressalto hidráulico no seu trecho terminal. Os procedimentos necessários para a análise hidráulica estão apresentados na página 376. A análise hidráulica deve incluir o cálculo da linha de energia através da calha, e do conduto de jusante.

6. CURVAS

Nos canais em regime subcrítico as curvas não oferecem maiores problemas, desde que sejam observadas as limitações de velocidade e raio de curvatura, este último sempre superior a tres vezes a largura do canal. Nos canais em regime supercrítico as condições de escoamento nas curvas são bastante complexas, além de criar condições hidráulicas indesejáveis, devendo portanto ser evitadas sempre que possível.

A. ESCOAMENTO SUPERCRÍTICO

Os canais com escoamento supercrítico não devem possuir curvas. Quando for necessária uma curva, e não houver condições de se obter um escoamento subcrítico, o projetista, geralmente, poderá optar pela substituição do canal por um conduto fechado no trecho curvo, estendendo-se bem a jusante, num comprimento suficiente para que as linhas de fluxo sejam paralelas ao eixo do canal a jusante. Em geral são necessários testes em modelos para tais estruturas. Além disso, as forças exercidas nas mesmas são elevadas e devem ser devidamente avaliadas.

Forças hidráulicas

As forças dinâmicas exercidas pelas águas numa estrutura hidráulica, e relativas a uma direção de referência, são iguais à variação de quantidade de movimento naquela mesma direção, e são dadas pela relação:

$$F = \frac{w}{g} Q (V_1 - V_2)$$

onde:

F = força em kgf

w = peso específico d'água igual a 1.000 kgf/m³

g = aceleração da gravidade igual a 9,81 m/s²

Q = descarga em m³/s

V = velocidade em m/s

Exemplo de cálculo de forças horizontais — Apresenta-se, a seguir, um exemplo de cálculo de forças horizontais, considerando as condições mostradas na Figura 6.1; trata-se de um conduto em curva funcionando em carga, com as dimensões de 2,5 x 2,5 m, e transportando uma descarga de 50 m³/s com velocidade de 8 m/s. Deverão ser determinadas a magnitude e a direção da força resultante

na parede. F é a força de reação da parede contra a água, e poderá ser decomposta nas componentes F_x e F_y . F_x é uma força na direção x , a qual desacelera a água desde 8 m/s para velocidade zero, e F_y é uma força na direção y que acelera a água desde a velocidade zero até 8 m/s. Então,

$$F = \frac{w}{g} Q (V_1 - V_2)$$

$$F_x = \frac{1000}{9,81} \times 50 \times (0-8) = -40.774 \text{ kgf}$$

$$F_y = \frac{1000}{9,81} \times 50 \times (8-0) = 40.774 \text{ kgf}$$

A magnitude da força F é:

$$F = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 57.700 \text{ kgf}$$

A força resultante de 57.700 kgf atua formando um ângulo de 45° com os eixos do conduto a montante e a jusante. A força total exercida pela água na curva, e as forças de pressão, deverão ser absorvidas por forças externas. Caso a capacidade de resistência admissível do solo seja suficiente para isto, não serão necessários dispositivos especiais. Se esses esforços não puderem ser suportados pelo solo, deverão ser compensados por blocos, ou outras estruturas adicionais projetadas para esse fim.

Investigações a respeito das características geotécnicas do solo, serão necessárias para avaliar a sua capacidade de resistir aos esforços mencionados.

NOTA: ESTE TIPO DE ESTRUTURA NÃO É RECOMENDADO PARA USO. É MOSTRADA APENAS PARA EXEMPLO DE CÁLCULO.

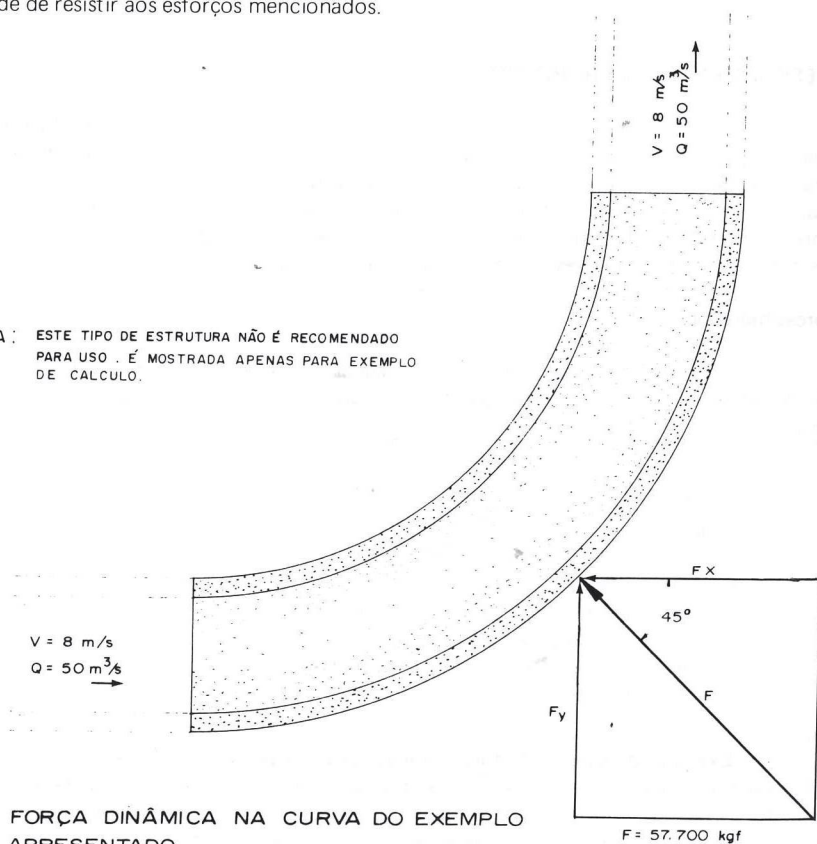


FIGURA 6-1. FORÇA DINÂMICA NA CURVA DO EXEMPLO APRESENTADO.

7. CALHAS INCLINADAS COM BLOCOS DISSIPADORES

O funcionamento das calhas inclinadas com blocos dissipadores independe do nível de água de jusante. São particularmente vantajosos quando o nível de água de montante é mantido numa cota mais elevada, permitindo proporcionar condições de armazenamento durante as descargas de pico.

A. GENERALIDADES

Os blocos dissipadores evitam a aceleração excessiva do escoamento durante a passagem para o nível inferior da calha. Se as velocidades de escoamento na entrada do canal a jusante forem reduzidas, não haverá necessidade de bacia de dissipação. A calha, com declividade 1:2 ou menos, pode ser projetada para descargas de $5,0 \text{ m}^3/\text{s}$ por metro de largura, e a queda pode ser tão alta quando for exequível estruturalmente. A parte inferior da calha deve ser projetada para permanecer abaixo do nível do leito do curso d'água. Em projetos de drenagem urbana, a extremidade inferior deverá ser protegida contra ações erosivas indesejáveis.

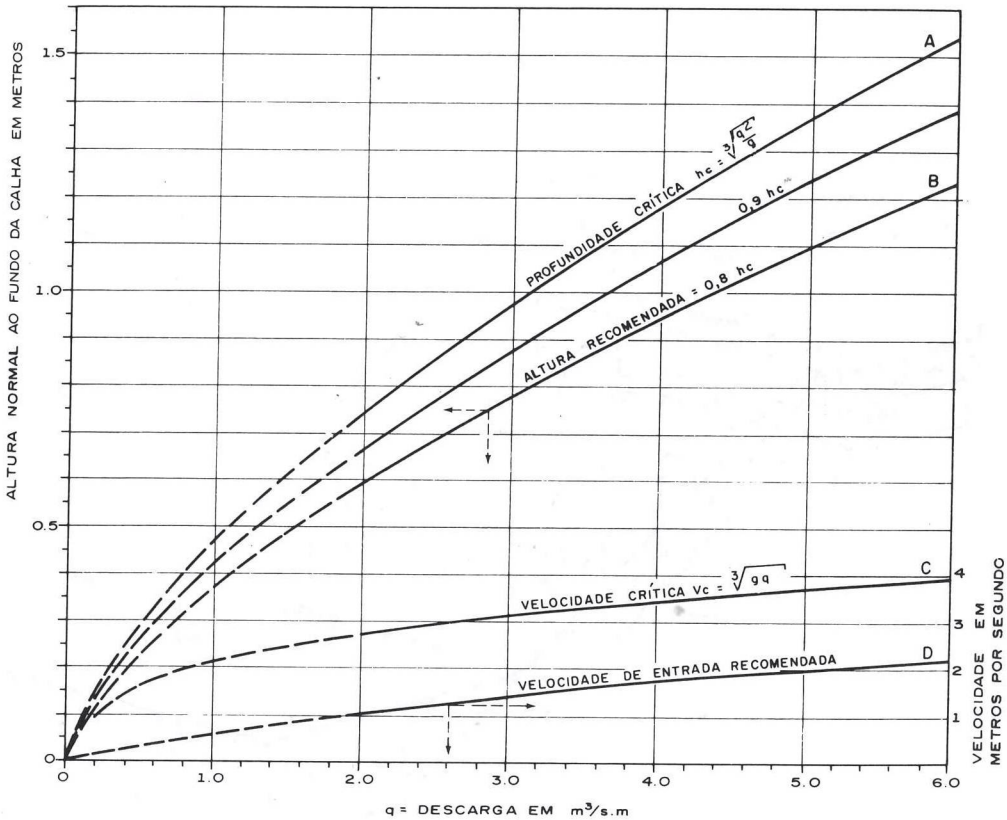


FIGURA 7.1. ALTURA DOS BLOCOS DISSIPADORES E VELOCIDADES ADMISSÍVEIS RECOMENDADAS PARA CALHAS INCLINADAS.

B. PROCEDIMENTOS DE PROJETO

Os blocos dissipadores poderão ser projetados para qualquer descarga. A descarga unitária de projeto poderá ser de até $5,0 \text{ m}^3/\text{s}$ por metro de largura da calha. Para descargas unitárias em torno de $3,0 \text{ m}^3/\text{s}$, as condições de escoamento na base da calha serão menos severas, tornando-se mais amenas para descargas inferiores a $2,0 \text{ m}^3/\text{s}$.

Com referência a Figura 7.1, pode-se observar que a velocidade de entrada V_1 deve ser bastante baixa. As condições ideais correspondem a:

$$V_1 = \sqrt[3]{gq} - 1,6 \quad (7-1)$$

Em nenhuma hipótese deve-se ter:

$$V_1 = \sqrt[3]{gq} \quad (7-2)$$

Deve-se colocar a primeira fileira de blocos dissipadores próximo ao topo da calha, conforme indicado na Figura 7.2.

A altura do bloco dissipador "a" deverá ser de aproximadamente $0,8 h_c$ (curva B da Figura 7.1). A profundidade crítica na calha retangular é dada pela equação abaixo e corresponde à curva A da mesma figura:

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (7-3)$$

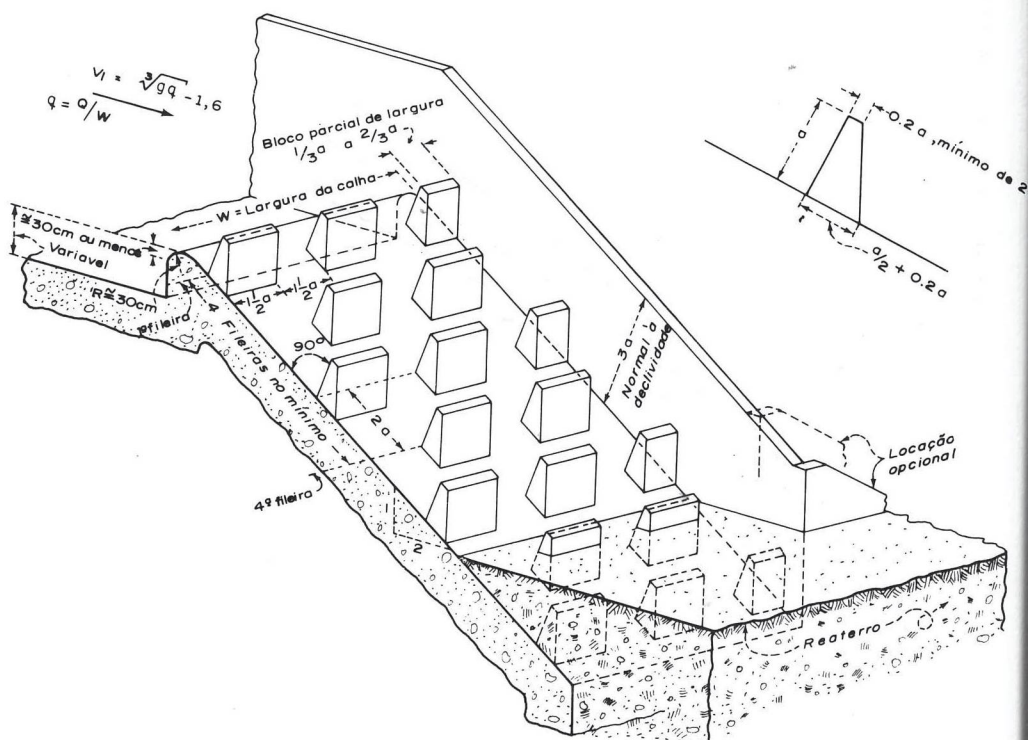


FIGURA 7-2. PROPORÇÕES BÁSICAS DE UMA CALHA INCLINADA COM BLOCOS DISSIPADORES

As larguras e espaçamentos dos blocos dissipadores deverão ser de preferência iguais, e em torno de $3/2$ a. Blocos parciais de larguras variando de $1/3$ a $2/3$ de a poderão ser colocados contra os muros guias nas Fileiras 1, 3, 5, 7 etc., alternando com espaços de mesma largura nas fileiras 2, 4, 6, etc.

A distância medida sobre a superfície da calha, entre as fileiras de blocos dissipadores, deverá ser de duas vezes a altura a . Quando a altura do bloco for menor que 90 cm, o espaçamento da fileira poderá ser maior que $2a$, mas não deve exceder a 1,80 m. Para declividades inferiores a 1:2, o espaçamento das fileiras poderá ser aumentado para que o desnível entre elas seja o mesmo que para a declividade de 1:2.

Normalmente os blocos dissipadores são construídos com suas faces de montante normais ao fundo da calha; todavia, poderão ser utilizados blocos com faces verticais. São necessárias pelo menos quatro fileiras de blocos, para estabelecer um controle completo do escoamento, porém, menor número de fileiras tem funcionado satisfatoriamente. Fileiras adicionais, além da quarta, permitem um melhor controle a jusante; é recomendável criar uma última fileira de blocos mantida reaterrada conforme mostra a Figura 7.2.

Os muros guias deverão ter altura igual a três vezes a altura dos blocos dissipadores, para conter o fluxo de água que é bastante turbulento. Os muros guias devem ser protegidos lateralmente com enrocamento de pedra de 15 a 30 cm de diâmetro, especialmente na parte de jusante onde as possibilidades de erosão são bastante grandes.

8. ESTÉTICA DAS ESTRUTURAS

O emprego de estruturas hidráulicas, nos projetos de drenagem urbana, deve ser efetuado, sempre que possível, sem prejudicar as características do meio ambiente. A aparência dessas estruturas é importante, e deve ser considerada no desenvolvimento do projeto. Já durante o projeto deve ser previsto o tipo de acabamento da estrutura, assim como o tratamento do exterior.

A. ÁREAS DE LAZER

Uma importante consideração adicional, é que as estruturas de drenagem oferecem excelentes oportunidades recreativas para as crianças da vizinhança. É praticamente impossível construir obras de drenagem inacessíveis às crianças, e devem portanto ser construídas de modo a oferecer a maior segurança possível. Nos locais onde as crianças possam eventualmente se acidentar, é importante prever cercas ou grades de proteção.

B. GRADES DE PROTEÇÃO E CERCAS

Os canais de alta velocidade requerem cercados de proteção. Tem-se observado que correntes de elos colocadas a uma altura aproximada de 1 m, trazem resultados satisfatórios quanto ao aspecto segurança e às necessidades estéticas. Em canais revestidos são recomendadas, por razões de segurança, escadas de acesso para as equipes de manutenção.

9. SÍMBOLOS

- A = Área (como mostrado nas figuras)
 A_p = Área total projetada dos pilares, normal ao escoamento.
 A_{n2} = Área da seção contraída, inclusive a área ocupada pelos pilares.
 D_n = Número de queda, como denominado para estrutura em degrau.
 h = Profundidade de escoamento.
 h_c = Profundidade crítica.
 F = Força.
 F_r = Número de Froude.
 g = Aceleração devido a gravidade.
 H_t = Carga total.
 h_L = Perda de carga.
 h_v = Carga cinética.
 h_1 = Sobrelevação total.
 J = A_p/A_{n2}
 K = Coeficiente de sobrelevação para pontes.
 K^* = Coeficiente de sobrelevação total.
 K_b = Coeficiente da curva base, parte de K^* .
 ΔK_p = Coeficiente incremental de sobrelevação.
 L = Comprimento (como mostrado nas figuras).
 M = Razão de vão da ponte, que é a relação entre a descarga na seção contraída e a descarga na mesma seção para as condições primitivas, sem estrangulamento, e para mesmo nível d'água.
 Q = Descarga.
 q = Descarga por unidade de largura.
 i = Declividade.
 V = Velocidade,
 l = Largura.
 α = Variação angular da parede lateral com relação ao eixo do canal.
 α_1 = Coeficiente de energia cinética.
 τ = Fator de correção para ΔK_p .
 ΔK_e = coeficiente incremental devido à excentricidade (vide referência bibliográfica 1).
 ΔK_s = coeficiente incremental devido à esconsidade (vide referência bibliográfica 1).

10. BIBLIOGRAFIA

1. **Hydraulic of Bridge Waterways** — Hydraulic Design Series Nº 1, U.S. Department of Commerce, Bureau of Public Roads, Washington, D.C., August 1960.
2. **Design of Small Dams**, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Washington, D.C., 1960.
3. **Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators**, Engineering Monograph Nº 25, por A.J. Peterka, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Washington, D.C., 1964.
4. **The SAF Stilling Basin**, por F.W. Blaisdell, U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Research TP-79, Washington, D.C., May 1949.
5. **Open Channel Hydraulics**, por Ven Te Chow, McGraw-Hill Book Company, Inc., New York, New York, 1959.
6. **Bridge Piers as Channel Obstructions**, por David L. Yarnell, U.S., Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Technical Bulletin nº 442, Washington, D.C., November 1934.
7. **Design of Channel Curves for Supercritical Flow**, por Robert T. Knapp, Transactions A.S.C.E., Vol. 116, 1951.
8. **Use of Riprap for Bank Protection**, Hydraulic Engineering Circular nº 11, U.S. Department of Commerce, Bureau of Public Roads, Washington, D.C., June 1967.
9. **Computation of Peak Discharge at Contractions**, por C.F. Kindsvatter, R.W. Carter and H.J. Tracy, Geological Survey, Circular 284, U.S. Department of the Interior, Geological Survey, Washington, D.C., 1953.
10. **Handbook of Concrete Culvert Pipe Hydraulics** Portland Cement Association, Chicago, Illinois, 1964.
11. **Solving Drainage Problems**, Bethlehem Steel Corporation, Bethlehem, Pennsylvania, 1959.

1. IMPORTÂNCIA DA ENTRADA

Um bueiro tem sua capacidade limitada pela descarga admitida em sua entrada. Frequentemente, bueiros e canais abertos são cuidadosamente projetados, com grande atenção quanto à declividade, seção transversal e rugosidade, mas sem o devido cuidado quanto às limitações da entrada. Bueiros projetados com o auxílio das equações do regime uniforme, raramente tem condições de transportar a descarga de projeto devido às limitações impostas pelas entradas.

A. ENTRADAS DE BUEIROS

Entradas de bueiros com vários formatos e diferentes características podem ser projetadas para objetivos específicos. As vantagens e desvantagens dos vários tipos de entrada devem ser pesadas, cuidadosamente, antes da seleção de um determinado tipo em particular, devendo-se incluir considerações de ordem hidráulica, topográfica, bem como as que levem em conta o custo total da instalação.

B. ENTRADAS DE CONDUTOS LONGOS

As entradas são importantes no projeto de bueiros para a travessia de estradas, entretanto elas tem igualmente grande importância no projeto econômico de bueiros longos e outros condutos. Um bueiro longo que não tenha sua capacidade de transporte plenamente utilizada, resulta em investimento parcialmente perdido. É indicado ao leitor o capítulo deste manual relativo à Macro-drenagem.

2. HIDRÁULICA

A importância das entradas pode ser melhor ilustrada através da revisão das considerações hidráulicas necessárias para o projeto de bueiros. Com vistas a esta revisão, pressupõe-se que o leitor conheça os conceitos básicos de hidráulica e esteja familiarizado com as seguintes equações:

$$\text{Manning} \quad Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} \quad (2-1)$$

$$\text{Continuidade} \quad Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 \quad (2-2)$$

$$\text{Energia} \quad \frac{V^2}{2g} + \frac{P}{W} + Z + \text{perdas} = \text{constante} \quad (2-3)$$

Um bueiro é definido como um conduto utilizado para dar passagem livre às águas provenientes de drenagem superficial, sob uma rodovia, ferrovia, canal ou qualquer tipo de aterro.

A. PERDAS DE ENERGIA

Em condutos curtos, como bueiros, as perdas de energia devidas à forma da entrada podem ser tão importantes quanto as perdas por atrito ao longo do conduto. Para a determinação da capacidade do bueiro, devem ser avaliadas as perdas de carga na entrada e na saída, bem como aquelas resultantes do atrito ao longo do conduto.

Perdas na entrada

As equações que regem o fenômeno são:

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_e} \quad (2-4)$$

$$H_e = K_e \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (2-5)$$

onde K_e é o coeficiente de perda de carga na entrada.

Perdas na saída.

As equações que permitem o cálculo da perda de carga, na saída do bueiro, são expressas em função da diferença entre as cargas cinéticas no conduto e no canal de jusante.

Perdas por atrito

Para condutos trabalhando a seção plena, as perdas de carga devido ao atrito podem ser determinadas através da equação:

$$H_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (2-6)$$

onde:

f = coeficiente de atrito

L = comprimento do bueiro

D = diâmetro do bueiro

$\frac{V^2}{2g}$ = carga cinética do escoamento

Os manuais de hidráulica apresentam tabelas que permitem avaliar o coeficiente de atrito. Entretanto, normalmente são utilizados gráficos que permitem uma determinação direta das perdas de carga por atrito.

B. LINHA DE ENERGIA E LINHA PIEZOMÉTRICA

As Figuras 2.1 e 2.2 ilustram as linhas de energia e piezométrica, bem como os termos a elas relacionados.

A linha de energia (L.E.), também conhecida como linha de carga total, é a soma da carga cinética $V^2/2g$, da profundidade do escoamento ou carga de pressão P/W e da cota, medida em relação a um plano arbitrário de referência, representada pela distância Z . A linha de energia inclina-se na direção do escoamento de uma razão igual ao gradiente de energia H_L/L , onde H_L é a perda total de energia ao longo do percurso L . A linha piezométrica (L.P.), é a soma da elevação Z e da profundidade do escoamento ou carga de pressão P/W .

Para escoamento em canal aberto, o termo P/W é equivalente à profundidade do escoamento e a linha piezométrica coincide com a superfície do nível d'água. Para escoamento sob pressão, em condutos fechados, P/W é a carga de pressão e a linha piezométrica decresce acima do topo do conduto, enquanto a pressão se mantiver acima da pressão atmosférica.

C. HIDRÁULICA DOS BUEIROS

A aproximação da entrada de um bueiro (ponto 1 da Figura 2.1) ocorre em regime uniforme e as linhas piezométrica e de energia são praticamente coincidentes. Ao atingir o bueiro o escoamento sofre inicialmente uma contração e, em seguida, uma expansão provocada pelas características geométricas da entrada, causando uma perda de energia no ponto 2.

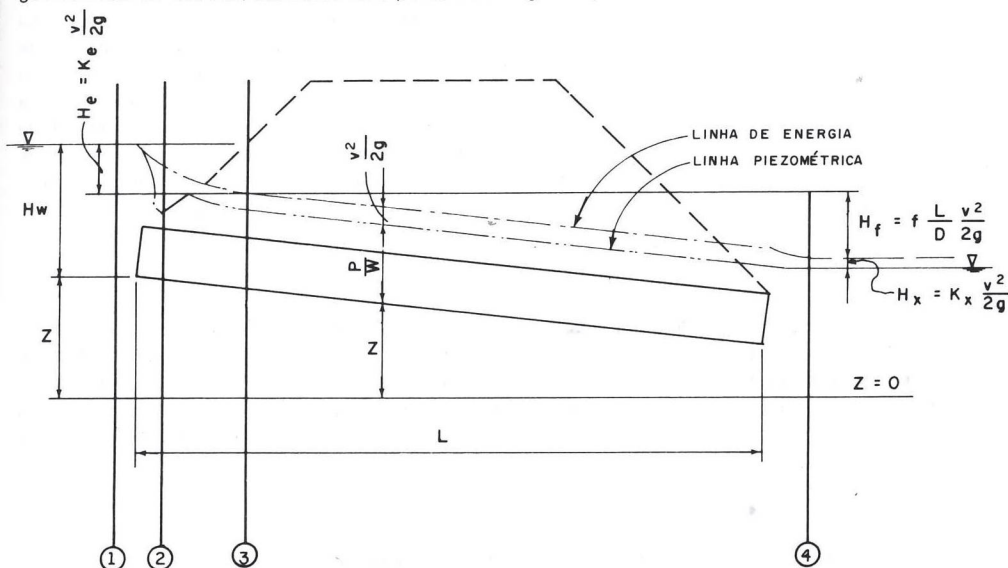


FIGURA 2-1. DEFINIÇÃO DE TERMOS PARA ESCOAMENTO EM CONDUTOS FECHADOS

Em bueiros curtos as perdas de carga devidas à entrada podem ser tão altas quanto as perdas por atrito. Na saída, ponto 4, uma perda adicional ocorre provocada pela turbulência, pois o escoamento se expande no canal a jusante. No ponto 5 da Figura 2.2, o escoamento em canal aberto é reestabelecido e a linha piezométrica coincide com a linha d'água.

A capacidade de descarga de um bueiro é determinada pela localização de sua seção de controle. A influência de uma seção de controle pode ser ilustrada através do exemplo de uma válvula, cujo ajuste controla a vazão em um conduto. Desta forma, a capacidade de descarga do conduto é

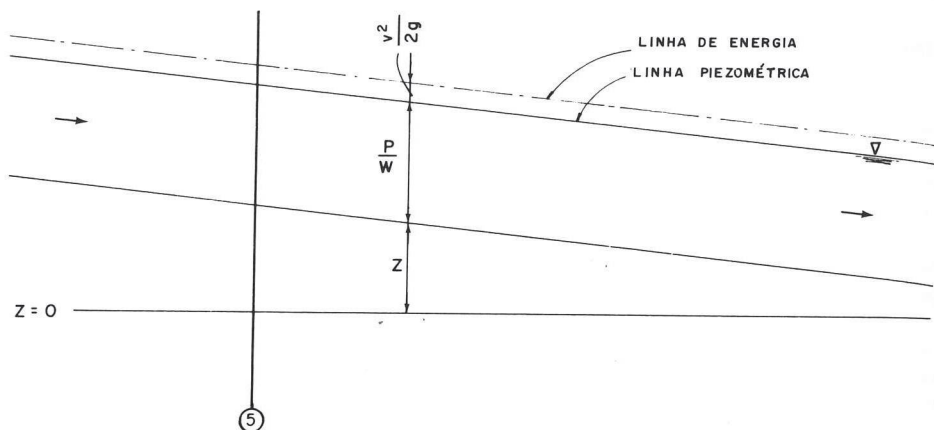


FIGURA 2-2. DEFINIÇÃO DE TERMOS PARA ESCOAMENTO EM CANAL ABERTO

superior à permitida pela válvula. De modo análogo, a seção de controle de um bueiro é aquela que opera com máxima capacidade. Somente em sistemas hidráulicos muito simples, todos os seus componentes operam com mesma capacidade de descarga. Assim sendo, o escoamento em um bueiro é controlado pela capacidade hidráulica de uma determinada seção, que pode estar localizada na entrada ou na saída do bueiro.

Em geral, o controle na entrada ocorre quando a capacidade de escoamento do bueiro, para uma certa vazão, é superior à capacidade de admissão de água pela entrada. Neste caso, a descarga torna-se independente do comprimento, declividade e rugosidade do conduto. Quando a capacidade hidráulica do conduto for inferior à capacidade de admissão de água pela entrada, configura-se o controle na saída. Neste caso, a descarga será afetada por todos os fatores hidráulicos existentes a montante da saída, ou seja: carga hidráulica, geometria da entrada, diâmetro do conduto, rugosidade das paredes, comprimento e declividade do bueiro. A localização da seção de controle pode ser alterada à medida que as capacidades hidráulicas da entrada e do conduto mudem com o aumento ou diminuição da descarga.

Controle na entrada

O controle na entrada de bueiros pode ocorrer sob duas condições. A menos freqüente ocorre quando o nível d'água a montante não é suficiente para afogar o topo do bueiro e a declividade de fundo do bueiro é supercrítica, como mostrado na Figura 2.3. O controle na entrada mais comum ocorre quando o nível d'água a montante afoga o topo do bueiro, Figura 2.4, e o conduto não trabalha a seção plena. Um bueiro trabalhando sob controle na entrada é definido como conduto hidráulicamente curto.

Controle na saída

Se o nível d'água a montante é suficientemente elevado, a declividade do bueiro é bastante suave e o conduto suficientemente longo, o controle será transferido para a saída. Nestas condições, a descarga é uma função das perdas de carga na entrada, da profundidade do nível d'água a montante, da rugosidade, comprimento e diâmetro do bueiro, além da declividade e em alguns casos, do nível d'água a jusante.

O controle na saída poderá existir sob duas condições. A primeira, menos comum, ocorre quando o nível d'água a montante é insuficiente para afogar o topo do bueiro e a declividade de fundo é sub-crítica, Figura 2-5. A situação mais comum ocorre quando o bueiro trabalha a seção plena, Figura 2-6. Um bueiro trabalhando sob controle na saída é definido como um conduto hidráulicamente longo.

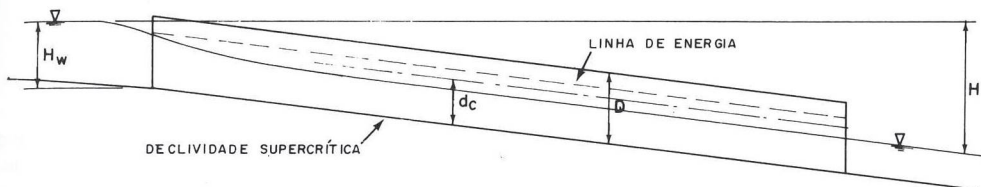
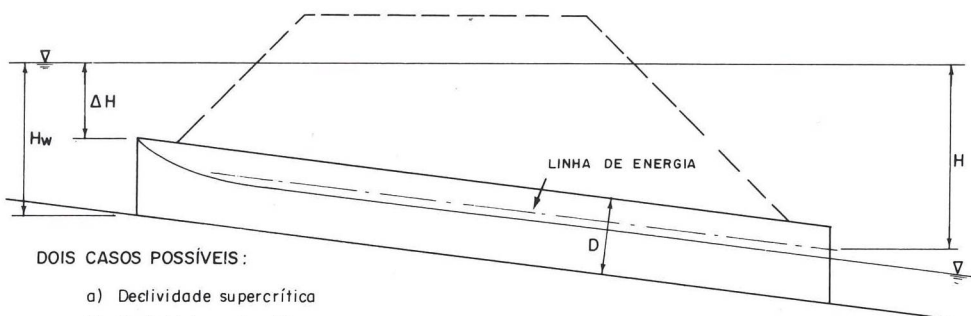


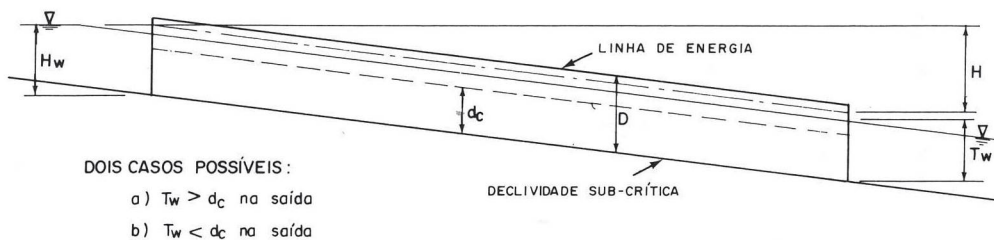
FIGURA 2-3. CONTROLE NA ENTRADA
ENTRADA NÃO AFOGADA



DOIS CASOS POSSÍVEIS:

- a) Declividade supercrítica
- b) Declividade sub-crítica

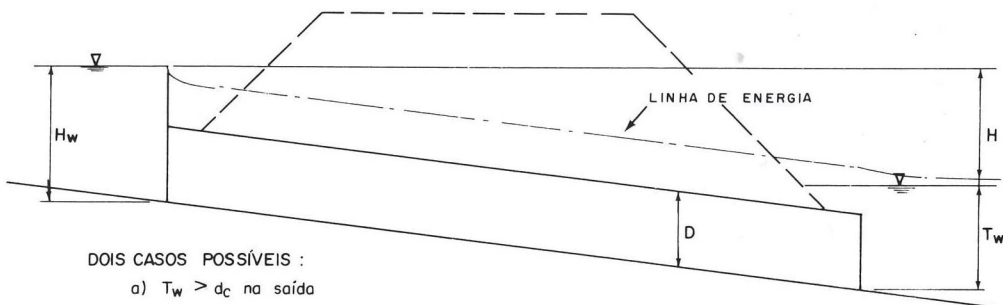
FIGURA 2-4. CONTROLE NA ENTRADA
ENTRADA AFOGADA



DOIS CASOS POSSÍVEIS:

- a) $T_w > d_c$ na saída
- b) $T_w < d_c$ na saída

FIGURA 2-5. CONTROLE NA SAÍDA— CONDUTO PARCIALMENTE CHEIO



DOIS CASOS POSSÍVEIS :

- a) $T_w > d_c$ na saída
- b) $T_w < d_c$ na saída

FIGURA 2-6. CONTROLE NA SAIDA — CONDUTO CHEIO

3. ESTRUTURAS DE ENTRADA DE SISTEMAS DE DRENAGEM

O projeto de um bueiro, incluindo as estruturas de entrada e saída, requer uma análise dos custos, eficiência hidráulica, objetivos e condições topográficas do local de implantação. Quando as condições permitirem um nível d'água a montante elevado, a escolha de um determinado tipo de entrada poderá não ser o ponto crítico, mas se o nível for limitado, a erosão constituir um problema ou quando a sedimentação for apreciável, a escolha de uma entrada mais eficiente deve ser providenciada para se obter a necessária capacidade de descarga pelo bueiro.

O objetivo principal de um bueiro é conduzir uma determinada vazão. Um bueiro pode também ser utilizado para limitar uma vazão, isto é, para descarregar um volume controlado de água, enquanto a bacia a montante do mesmo é utilizada como reservatório de retenção, a fim de reduzir a vazão de pico de enchente. Neste caso, é desejável a escolha de uma entrada que apresente baixa eficiência hidráulica.

Os tipos de entrada, descritos neste capítulo, podem ser relacionados para satisfazer qualquer uma das exigências acima descritas, dependendo da topografia ou das condições impostas pelo projetista. O coeficiente de entrada, K_e , que foi definido pela equação 2-5, é uma medida da eficiência hidráulica do tipo de entrada escolhido, sendo os valores mais baixos indicadores de maior eficiência.

Os coeficientes de entrada recomendados são dados na Tabela 3.1.

TIPO DE ENTRADA	COEFICIENTE DE ENTRADA (K_e)
Entrada do tubo com muro de testa ● Borda ranhurada ● Borda arredondada (raio = 0,15D) ● Borda arredondada (raio = 0,25D) ● Borda em ângulo reto (concreto e TMC)	0,20 0,15 0,10 0,40
Entrada do tubo com muro de testa e muro de ala a 45° ● Borda ranhurada ● Borda em ângulo reto	0,20 0,35
Muro de testa com muros de ala paralelos, espaçados de 1,25D. ● Borda ranhurada ● Borda em ângulo reto	0,30 0,40
Entrada projetante ● Borda ranhurada ● Borda em ângulo reto ● Borda delgada, parede fina	0,25 0,50 0,90

TABELA 3.1 – Coeficientes de entrada (K_e) para controle na saída.

A. ENTRADAS PROJETANTES

Este tipo de entrada apresenta grande variação quanto à eficiência hidráulica, bem como quanto a sua adaptabilidade em relação ao tipo de material utilizado na confecção do tubo. A Figura 3-1, ilustra este tipo de entrada.

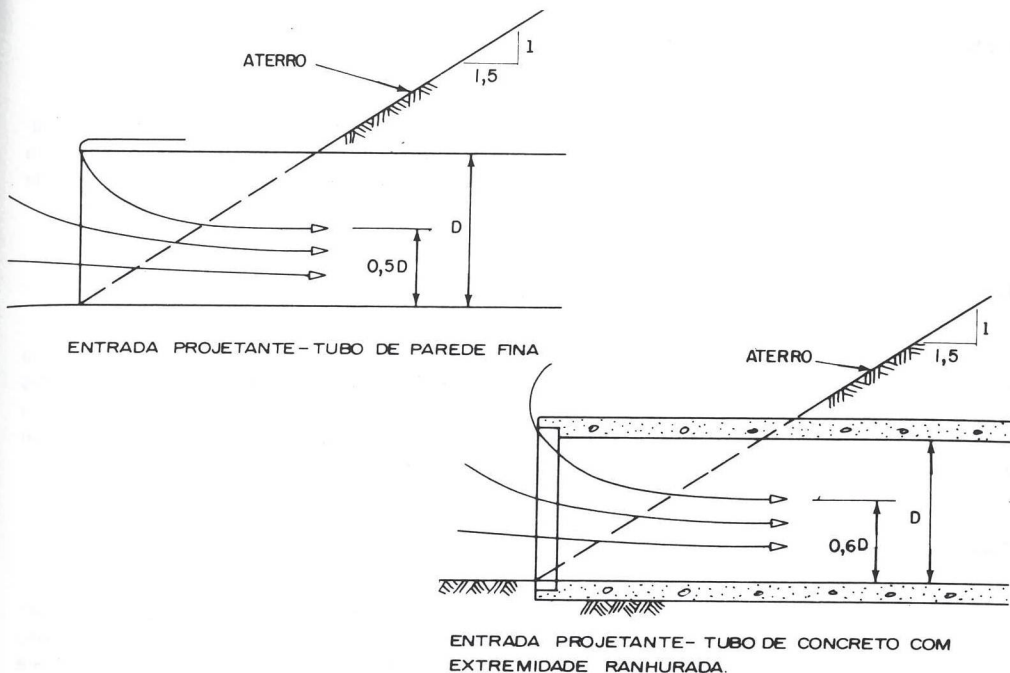


FIGURA 3-1. ENTRADAS PROJETANTES DE BUEIROS

Tubo de concreto

Tubo de concreto do tipo ponta e bolsa, ou do tipo macho e fêmea com extremidade em bolsa ou com extremidade ranhurada, utilizado como entrada, apresenta alta eficiência hidráulica, com um coeficiente de entrada em torno de 0,25. Quando o tubo for seccionado, apresentando a entrada com aresta em canto vivo, o coeficiente de entrada passa a ser de 0,50.

Tubo de metal corrugado.

Uma entrada projetante constituída por tubo de metal corrugado (TMC) comporta-se de modo semelhante a uma entrada de borda delgada com parede fina e apresenta um coeficiente de entrada em torno de 0,9.

Comentários sobre as entradas projetantes.

A principal vantagem na utilização de entradas projetantes está no seu baixo custo. Considerando-se que este tipo de entrada fica sujeita a danos provocados por ocasião da manutenção do aterro, bem como da rodovia, além de acidentes que aí possam ocorrer, a utilização da mesma deve levar em conta o tipo de material utilizado na sua construção.

As entradas projetantes constituídas por tubos de metal corrugado apresentam limitações que incluem baixa eficiência, danos que podem ser provocados pela manutenção do canal e das dificuldades encontradas pelo pessoal de manutenção para operar nas proximidades. A eficiência hidráulica dos tubos de concreto com a bolsa como entrada é boa e, por esta razão, a única restrição quanto a este tipo de entrada diz respeito à necessidade de manutenção do canal e do aterro nas vizinhanças da entrada. Quando for necessária a manutenção do aterro, não é recomendável o uso de qualquer tipo de entrada projetante.

B. ENTRADAS COM MUROS DE TESTA

Os muros de testa podem ser usados por várias razões, como aumento da eficiência da entrada e da estabilidade do aterro, além de proteger o mesmo contra a erosão. A eficiência da entrada varia em função do tipo de material utilizado na execução do conduto. A Figura 3.2. ilustra um tipo de muro de testa, provido de muros de ala.

Tubo de metal corrugado

Este tipo de tubo provido de muro de testa constitui essencialmente uma entrada com aresta em canto vivo, com coeficiente de entrada em torno de 0,40. As perdas na entrada podem ser reduzidas pelo arredondamento dos bordos da entrada. O coeficiente de entrada pode ser reduzido para 0,15 caso o raio do arredondamento seja de 0,15 vezes o diâmetro do bueiro, e para 0,10 para o raio igual a 0,25 vezes o diâmetro do bueiro.

Tubo de concreto

Para tubo de concreto do tipo macho e fêmea ou com extremidade em bolsa, a utilização de muro de testa permite um pequeno aumento na eficiência hidráulica. A principal razão para o uso do muro de testa está na proteção do aterro e na facilidade de manutenção. O coeficiente de entrada é da ordem de 0,20 para tubos terminando em bolsa ou ranhurados, e de 0,40 para tubos seccionados (borda em ângulo reto).

Muros de ala

São utilizados quando os taludes laterais do canal adjacente à entrada são instáveis, e quando o bueiro é oblíquo ao escoamento normal no canal. O uso de muros de ala produz um pequeno aumento na eficiência hidráulica, independentemente do tipo de material usado na confecção do tubo. Portanto, o uso de muros de ala só será justificável quando houver outras razões, que não o aumento na eficiência hidráulica. A Figura 3-3 ilustra vários casos onde estes elementos são utilizados. Para muros de ala paralelos, a distância mínima entre eles deve ser de 1,25 vezes o diâmetro do conduto.

Revestimento

Se houver a possibilidade de ocorrência de níveis d'água elevados a montante da entrada, ou se a velocidade de aproximação no canal puder provocar erosão, deve ser providenciado o revestimento do canal junto ao pé do muro de testa. Este revestimento deve ter uma extensão mínima correspondente a um diâmetro do conduto, a montante da entrada, e seu topo não deve estar saliente em relação ao fundo do canal.

Bueiros providos de muros de ala devem ser projetados com revestimento de concreto entre os referidos muros. Este revestimento deve ser reforçado, a fim de se evitar rupturas. Como está ilustrado na Figura 3-3., a configuração dos muros de ala varia em função da direção do escoamento e pode também variar de acordo com as condições topográficas do local.

Quando as altas velocidades de aproximação aliadas a condições especiais de solos, como no caso de solos aluvionares, provocarem erosões intensas, é freqüentemente desejável um muro de pé, além da construção do revestimento.

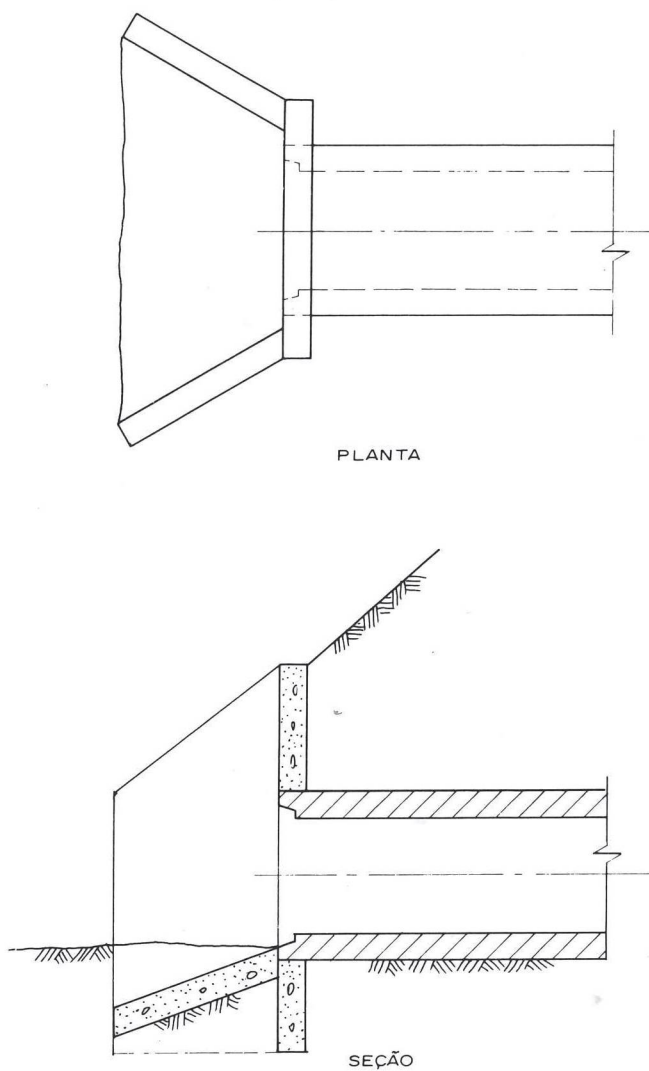
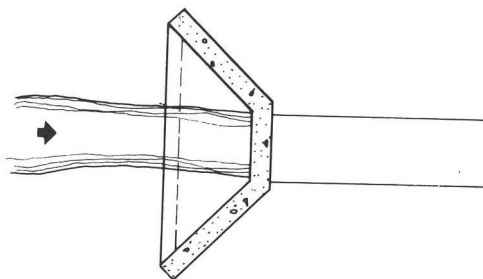
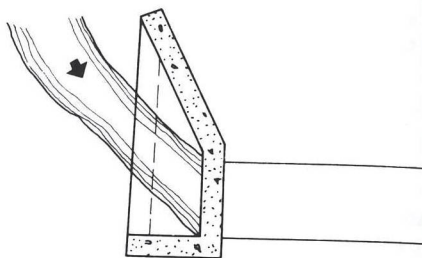


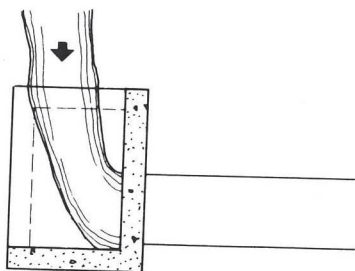
FIGURA 3-2. ENTRADA COM MURO DE TESTA E MUROS DE ALA



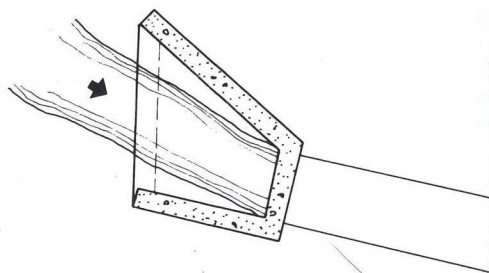
ESCOAMENTO NORMAL AO ATERRO



ESCOAMENTO OBLÍQUO AO ATERRO



ESCOAMENTO PARALELO AO ATERRO



ESCOAMENTO E BUEIRO OBLÍQUOS AO ATERRO

FIGURA 3-3 CONFIGURAÇÕES TÍPICAS DE MUROS DE TESTA E DE MUROS DE ALA.

4. PROJETO DE BUEIROS E ENTRADAS

As informações e publicações necessárias para o projeto de bueiros, de acordo com a metodologia apresentada neste capítulo podem ser encontradas nos trabalhos **"Hydraulic Charts for Selection of Highway Culverts"**, Hydraulic Engineering Circular nº 5, December 5, 1965 e **"Capacity Charts for the Hydraulic Design of Highway Culverts"**, Hydraulic Engineering Circular nº 10, March, 1965. Estes dois trabalhos são publicações do U.S. Bureau of Public Roads (B.P.R.). Este Capítulo apresenta alguns gráficos e nomogramas relativos aos casos mais comuns. No item 10 são encontrados gráficos que abrangem toda a faixa de aplicações comumente encontrada em drenagem urbana. Estes gráficos foram adaptados ao sistema métrico de unidades. As indicações e diâmetros de condutos, embora em unidades métricas, referem-se a valores originariamente em polegadas. Para casos especiais, podem ser utilizadas as publicações do B.P.R.

A. INFORMAÇÕES DE PROJETO NECESSÁRIAS

Várias informações necessárias para projeto de bueiros são obtidas em outras partes deste manual, oportunamente indicadas ao leitor. Os elementos seguintes devem ser determinados antes que o bueiro possa ser projetado:

- Cota do nível d'água a montante.
- Cota do nível d'água a jusante.
- Vazão de projeto.
- Cotas do fundo do bueiro.

B. DIMENSÃO DOS BUEIROS

O método empregado cobre a maior parte dos casos encontrados nos projetos de bueiros, e é baseado nas publicações do Bureau of Public Roads, previamente mencionadas.

Descrição dos gráficos de capacidade

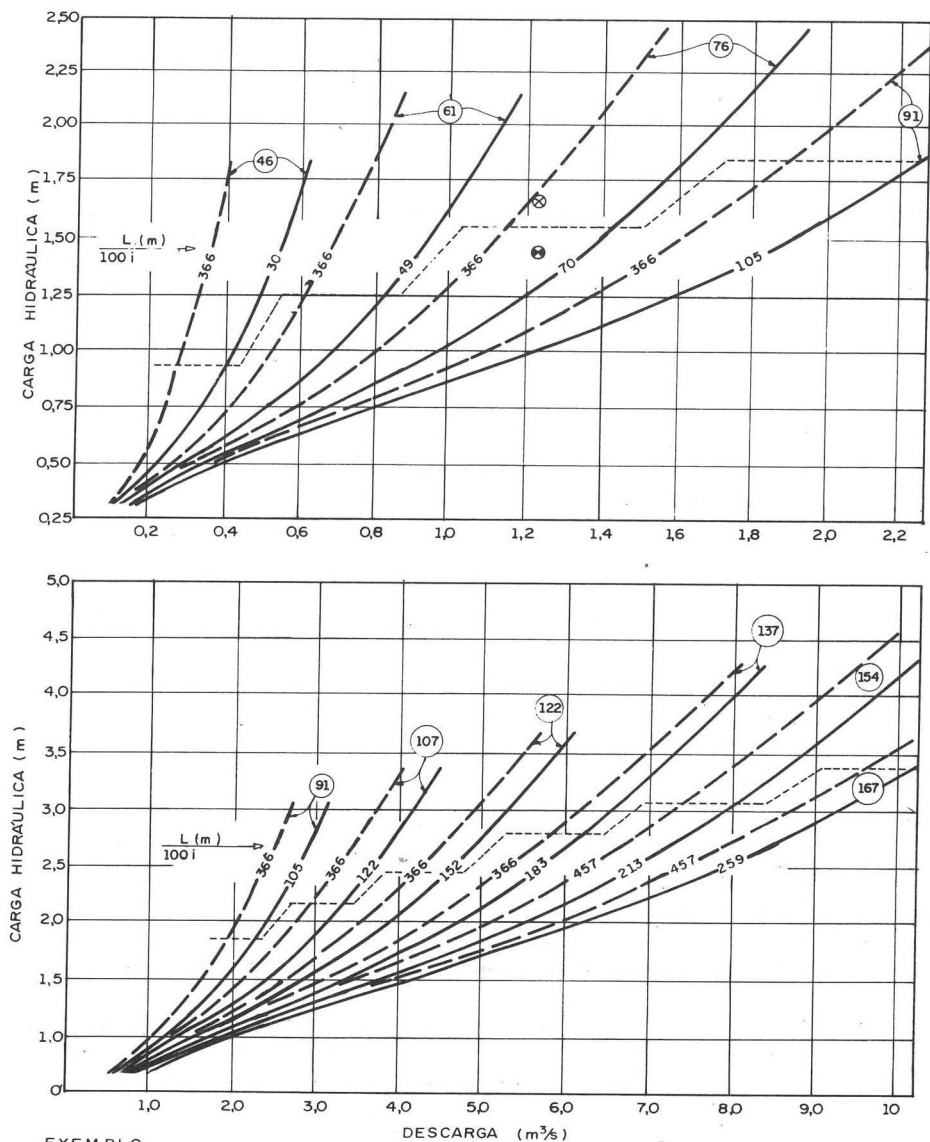
A Figura 4.1 fornece o exemplo de um gráfico de capacidade utilizado na determinação da dimensão de um bueiro.

Cada gráfico contém uma série de curvas que mostram a capacidade de descarga por conduto, em m^3/s , para diversos diâmetros de bueiros similares, em função dos níveis d'água a montante da entrada referidos ao fundo do bueiro. Este é definido como sendo o ponto mais baixo da seção transversal do bueiro.

Cada diâmetro é limitado por duas linhas, uma cheia e outra tracejada. Os números associados a essas linhas são a relação entre o comprimento L , em metros, e $100 \times i$, sendo i dada em metros por metro. As linhas tracejadas representam a máxima relação $L/(100i)$ para a qual a curva pode ser utilizada sem alterações. A linha cheia representa o limite entre a operação com controle na saída e na entrada. Para valores de $L/(100i)$ menores que os indicados na linha cheia, o bueiro irá operar com controle na entrada e a profundidade do nível d'água a montante será determinada através da relação $L/(100i)$ dada pela linha cheia, a qual é traçada a partir de resultados obtidos em modelos.

As curvas tracejadas (controle na saída) foram computadas para bueiros de diversos comprimentos com pequenas declividades. Foi suposta descarga livre a jusante; assim sendo, foi admitido que o nível d'água a jusante não influi no comportamento do bueiro.

Para bueiros operando sob controle na saída, as perdas de carga na entrada foram calculadas utilizando-se os coeficientes dados anteriormente, sendo que a rugosidade hidráulica dos vários mate-



EXEMPLO

⊗ DADO

$Q = 1,22 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_w = 1,65 \text{ m}$
 $L = 37 \text{ m}$ $i = 0,002$

⊕ SELECIONADO

$H_w = 1,43 \text{ m}$

$D = \textcircled{76}$

PARA PROJETO USE OS GRÁFICOS E
 NOMOGRAMAS DO CAPÍTULO 10

TUBO CIRCULAR DE CONCRETO
 ENTRADA COM BORDA RANHURADA

DIÂMETROS $\textcircled{46 \text{ cm}}$ $\textcircled{168 \text{ cm}}$

FIGURA 4-1. EXEMPLO DE GRÁFICO DE CAPACIDADE DE BUEIRO

riais, usados na fabricação dos tubos, foi levada em consideração no cálculo das perdas por atrito, para escoamento com seção parcial ou totalmente cheia. Os valores do coeficiente n de Manning usados para cada tipo de bueiro variaram de 0,012 a 0,032.

Com exceção dos condutos de grande diâmetro, as profundidades da linha d'água a montante, nos gráficos, atingem até três vezes a altura do bueiro.

A linha pontilhada, passando através dos gráficos, mostra profundidades da linha d'água a montante correspondente a cerca de duas vezes a altura dos condutos, e indica o limite superior de uso recomendável dos gráficos. Acima desta linha os níveis d'água devem ser confrontados com os resultados obtidos dos nomogramas apresentados adiante.

A profundidade da linha d'água a montante, dada pelos gráficos, é na realidade a diferença de cotas entre o fundo do bueiro na entrada e a carga total, isto é, a profundidade somada à carga cinética do escoamento no canal de aproximação. Na maioria dos casos, pode-se tomar a indicação dada no gráfico como altura do escoamento a montante da entrada.

Quando a velocidade de aproximação exceder a 1,0 m/s, a carga cinética precisa ser descontada do valor obtido do gráfico, a fim de se obter a profundidade real.

Utilização dos gráficos de capacidade

Para minimizar os efeitos advindos da erosão ou sedimentação, devem ser levados em consideração os problemas relacionados no item 5.A. O procedimento a ser seguido para se dimensionar um bueiro é sumarizado abaixo. Os dados devem ser tabulados nas planilhas para cálculo conforme a Figura 4.A.

1. Listar os dados de projeto: Q (m^3/s), L (m), carga hidráulica admissível a montante H_w (m), declividade i (m/m), tipo de bueiro e de entrada.
2. Selecionar o gráfico apropriado (item 10) em função do tipo de bueiro e de entrada. Em vários casos, para que seja possível uma comparação econômica, devem ser selecionados diferentes tipos de bueiros e de entradas.
3. Entrar no gráfico com a descarga Q e subir até encontrar o valor da carga hidráulica admissível. Este ponto é indicado no gráfico, através de um exemplo, pelo símbolo $\otimes$.
 - a) A primeira linha cheia, abaixo deste ponto $\otimes$ fornece o diâmetro de bueiro e a carga hidráulica, se $L/100i$, para as condições locais, não for superior ao valor indicado na curva. A linha cheia será aplicada para qualquer comprimento de bueiro que forneça $L/100i$ igual ou menor que o valor indicado pela curva.
 - b) Para qualquer valor superior de $L/100i$, existe a possibilidade de que a carga hidráulica real, para este diâmetro, possa superar a carga admissível. Se $L/100i$, para as condições locais, for superior ao valor indicado pela linha cheia do passo 3a, a carga hidráulica real é lida por interpolação ao longo da ordenada, para o valor de Q . Se este valor for superior ao da carga hidráulica admissível a montante, então o diâmetro estudado é muito pequeno, devendo ser pesquisado um bueiro de diâmetro imediatamente superior.

Se o nível d'água a jusante afogar o topo da saída do bueiro, os gráficos de capacidade não podem ser utilizados. Nestas condições, o gráfico de capacidade apropriado deve ser selecionado com o objetivo de fornecer um diâmetro aproximado de bueiro. A seguir, deve ser utilizado o nomograma para o bueiro escolhido escoando a seção plena.

Quando a saída não é afogada, mas o valor de $L/100i$ é superior aos apresentados no gráfico para um determinado tipo de bueiro, pode ser utilizado o nomograma para este tipo de bueiro escoando a seção plena. Aqui, novamente, o diâmetro de bueiro, inicialmente escolhido para o uso do nomograma pode ser obtido do gráfico de capacidade apropriado. Em seguida, devem ser observadas as instruções para uso de nomograma para bueiros escoando a seção plena. Deve ser ressaltado que no caso

do bueiro operar com pequenas descargas e saída não afogada, ocorrerá uma superfície d'água livre no interior do mesmo, decrescendo em profundidade para jusante e aproximando-se da profundidade crítica próximo à saída. Como neste caso não ocorre escoamento a seção plena, a solução do nomograma apresentará uma carga hidráulica a montante, superior à necessária. Nestes casos, uma melhor estimativa da carga hidráulica real pode ser obtida através dos gráficos de capacidade, pela extrapolação de uma curva correspondente ao valor de $L/100i$ para as condições locais.

Quando a carga hidráulica admissível for superior aquela que pode ser lida das curvas dos gráficos de capacidade, deve ser utilizado um dos nomogramas.

- Usar o nomograma apropriado, para controle na entrada, quando $L/100i$ for igual ou menor que o valor dado pela curva de controle na entrada (linha cheia do gráfico de capacidade).
- Usar o nomograma apropriado para bueiro escoando a seção plena, quando $L/100i$ for superior ao valor indicado pela curva de controle na entrada.

Utilização dos nomogramas.

Nas figuras 4.2 e 4.3 apresentam-se exemplos de dois nomogramas utilizados para projeto de bueiros. O uso desses nomogramas está limitado ao caso em que a altura do nível d'água a jusante seja superior à profundidade crítica de escoamento no bueiro. A vantagem na utilização dos gráficos de capacidade, em relação aos nomogramas, está em que os primeiros fornecem diretamente os resultados procurados, ao passo que os nomogramas pressupõem um procedimento de aproximações sucessivas. Os gráficos de capacidade não podem ser usados quando o nível d'água a jusante afoga o topo do bueiro, na saída. Os nomogramas devem ser utilizados sempre que o nível d'água a jusante for superior à profundidade crítica do escoamento na saída; entretanto, ambos apresentarão o mesmo resultado quando tanto um como outro método puder ser utilizado. O procedimento para uso dos nomogramas é descrito a seguir.

1. Listar os dados de projeto: Q (m^3/s), L (m), cotas do fundo do bueiro na entrada e na saída, H_w (m) admissível, velocidade média e máxima do escoamento no canal natural (m/s), assim como o tipo de bueiro e de entrada para a primeira tentativa.
2. Adotar, como tentativa, um diâmetro de tubo assumindo uma velocidade média baseada nas características do canal e calcular a área $A = Q/V$.
3. Determinar H_w para o bueiro escolhido, admitindo-se, primeiro, controle na entrada e depois controle na saída. Para controle na entrada utilizar a Figura 4.2. Ligar com uma reta o diâmetro (D) e descarga (Q) e marcar a intersecção desta linha com a escala (1) de H_w/D . Caso sejam utilizadas as escalas (2) ou (3), estender horizontalmente o ponto de intersecção com (1) para escala (2) ou (3). Calcular o valor de H_w ; se este for muito elevado ou baixo, adotar outro diâmetro antes de calcular H_w para controle na saída.
A seguir, deve-se calcular H_w para controle na saída, a partir da Figura 4.3. Para tanto, entrar no gráfico com o comprimento, coeficiente de entrada e diâmetro do tubo adotado. Por meio de uma reta, ligar os pontos correspondentes nas escalas de comprimento e de diâmetro, para se determinar o ponto de cruzamento na linha base. Ligar esse ponto da linha base com a descarga e ler a carga na escala H . Calcula-se, a seguir, H_w pela equação:

$$H_w = H + h_0 - L \cdot i \quad (4.1.)$$

Para T_w superior ou igual ao topo do bueiro $h_0 = T_w$, e para T_w menor que o topo do bueiro

$h_0 = (h_c + D)/2$ ou T_w , qual seja o mais elevado.

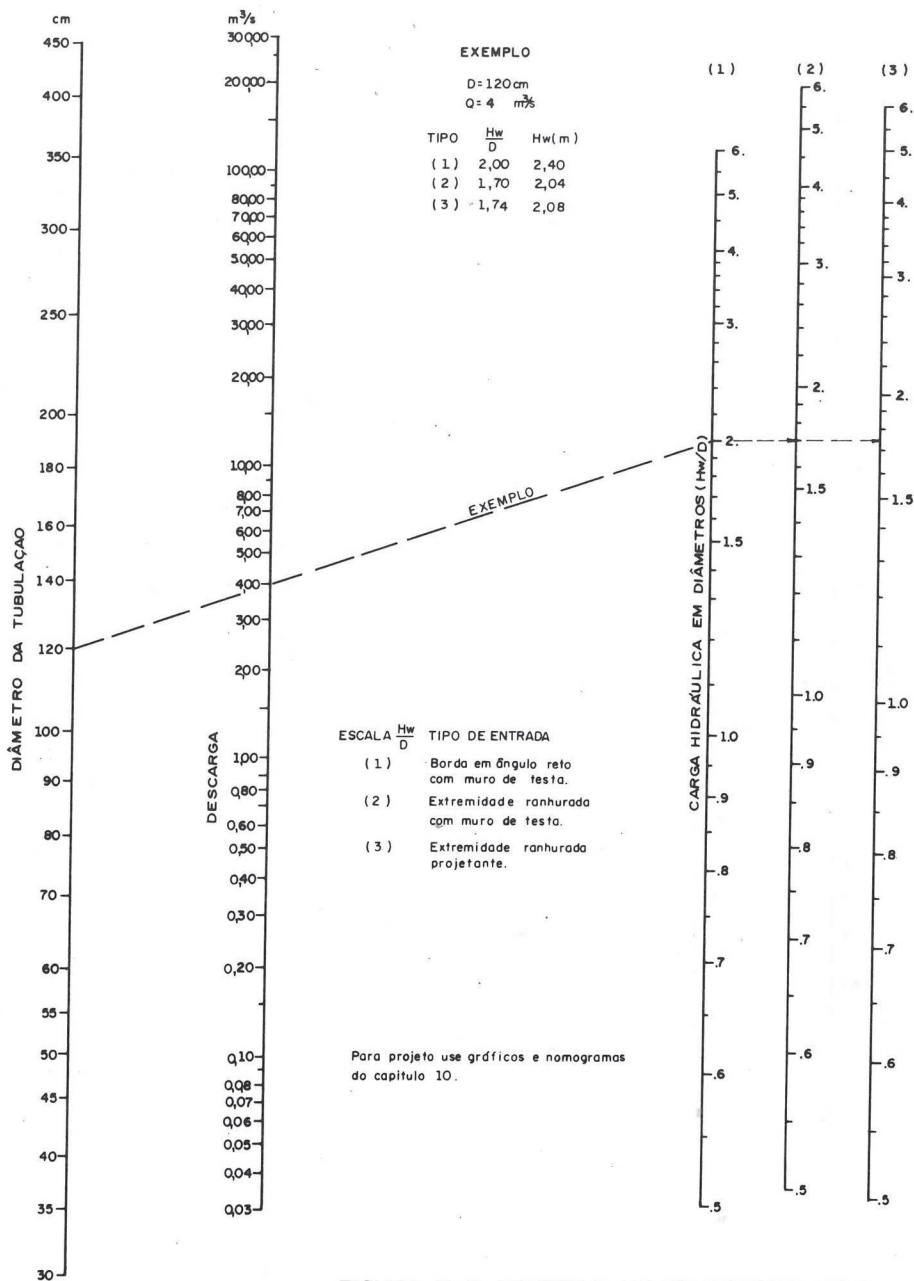


FIGURA 4-2 EXEMPLO DE NOMOGRAMA PARA
CONTROLE NA ENTRADA

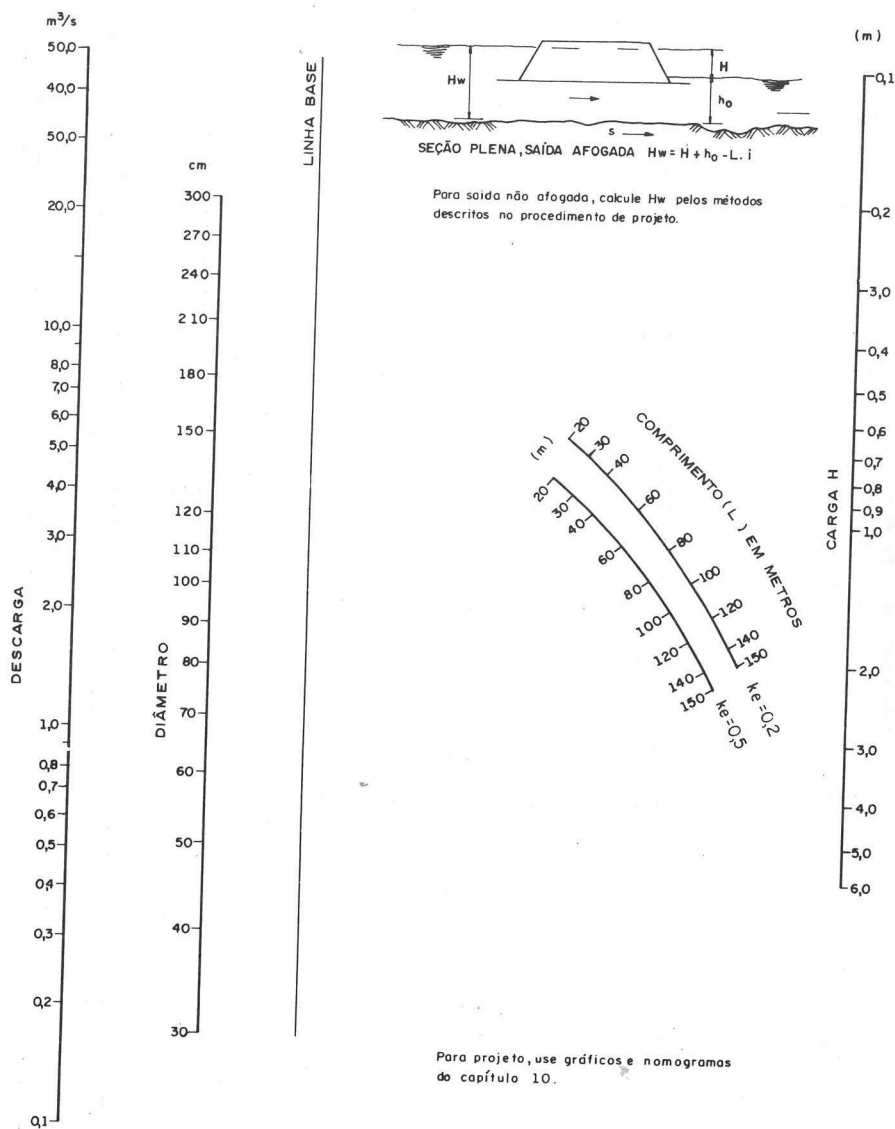


FIGURA 4-3 EXEMPLO DE NOMOGRAMA PARA CONTROLE NA SAÍDA.

Se T_w for menor que h_c , os nomogramas não deverão ser usados. Na equação acima, D é o diâmetro do bueiro e h_c a altura crítica que pode ser obtida a partir da Figura 2.2 do capítulo "MACRO-DRENAGEM".

4. Comparar os valores calculados de carga hidráulica e usar o valor mais elevado de H_w para determinar se o bueiro está sob controle na entrada ou na saída. Se ocorrer controle na saída e H_w for inaceitável, deve-se escolher um diâmetro maior e calcular o correspondente valor de H_w através dos nomogramas de controle na saída. Caso o menor diâmetro de bueiro tenha sido selecionado, satisfazendo o valor admissível de H_w através dos nomogramas de controle na entrada, este controle não precisará ser verificado para tubos com diâmetros superiores.

C. PROCEDIMENTO GERAL PARA O PROJETO DE BUEIROS

Considerando-se os problemas resultantes da topografia e outros que devem ser levados em consideração, o projeto completo de um bueiro oferece maiores dificuldades que o simples processo para seu dimensionamento. As informações que serão fornecidas servirão apenas como orientação para o projeto, uma vez que os problemas encontrados são muito variados e numerosos para serem generalizados. Entretanto, o procedimento apresentado deverá ser seguido para que nenhum problema especial seja relegado. Diversas combinações de tipos de entrada, cotas de fundo e diâmetros de tubos devem ser pesquisados, até que seja obtido o projeto mais econômico, tendo em vista as condições impostas pela topografia e pela solução técnica adotada.

Planilhas para cálculo de projeto

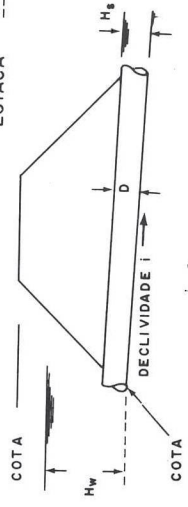
O uso de planilhas de cálculo torna possível a obtenção de um projeto consistente, com um custo mínimo de bueiro. Um exemplo de planilha é apresentado na Figura 4.4.

Cotas do fundo do bueiro

Após a determinação da carga hidráulica admissível a montante, da altura d'água a jusante e do comprimento aproximado, as cotas do bueiro deverão ser fixadas. Havendo ou não afogamento da entrada do bueiro, não é desejável a erosão das paredes do canal quer seja para a condição de escoamento da vazão de projeto, quer para vazões menores. Para reduzir as possibilidades de erosão no canal a montante, deve-se, numa primeira tentativa, fixar a declividade do bueiro como sendo idêntica à do canal. Para canais naturais as condições de escoamento a montante do bueiro devem ser investigadas, para que seja verificada a ocorrência de erosão. Os bueiros devem ser implantados considerando-se o critério apresentado no item 5.A (canais naturais)

Diâmetro do bueiro

Após a determinação da declividade do bueiro e usando-se as planilhas de cálculo, gráficos de capacidade e nomogramas, deve-se determinar o diâmetro do conduto que satisfaça à imposição de carga admissível a montante. O diâmetro mínimo apresentado nos gráficos de capacidade e nomogramas é de 0,30 metros. Como os tubos com diâmetros inferiores são freqüentemente obstruídos por sedimentos, recomenda-se que não sejam utilizados em drenagem urbana. Tendo em vista que a rugosidade do tubo influi no diâmetro do bueiro, devem ser considerados no projeto tanto os tubos de concreto como os de metal corrugado, desde que ambos satisfaçam às restrições impostas pela carga hidráulica a montante.

PROJETO ----- PROJETISTA ----- DATA -----		CROQUIS ESTACA -----									
HIDROLOGIA E DADOS PARA PROJETO $Q_1 =$ ----- $Q_2 =$ ----- $H_s =$ ----- $H_s =$ ----- $\left(\begin{array}{l} Q_1 = \text{Vazão de projeto, p/ex } Q_{25} \text{ ou } Q_{50} \\ Q_2 = \text{Vazão p/verificação p/ex } Q_{50} \text{ ou } Q_{100} \end{array} \right)$		 VELOCIDADE REAL = ----- VELOCIDADE MÁX = -----									
CÁLCULO DA ALTURA NA ENTRADA											
DESCRIÇÃO DO BUEIRO TIPO DE ENTRADA	SEÇÃO TRANSV. D (m)	CÁLCULO DA ALTURA NA ENTRADA						VELOCIDADE NA SAÍDA (m/s)	CUSTO (x 10 ³ Cr\$)	Observações	
		CONT. ENTR.		CONTROLE NA SAÍDA		Hw = H + ho - L.i					
		$\frac{Hw}{D}$ (m)	Hw (m)	Ke (m)	H (m)	hc (m)	$\frac{h_c^2 D}{2}$ (m)				Hs (m)
		GRÁFICOS DE CAPACIDADE									

NOTAS —

Hw = CARGA HIDRÁULICA A MONTANTE

D = ALTURA OU DIAM. INTER. DO BUEIRO

Ke = COEFICIENTE DE ENTRADA

L = COMPRIMENTO DO BUEIRO

hc = PROFUNDIDADE CRÍTICA NA SAÍDA

i = DECLIVIDADE DO BUEIRO

Hs = CARGA HIDRÁULICA A JUSANTE

H = DIFERENÇA ENTRE AS COTAS DO GREIDE HIDRÁULICO NA SAÍDA E A LINHA DE ENERGIA NA ENTRADA

ho = DISTÂNCIA VERTICAL ENTRE O FUNDO DE ÁGUA DO BUEIRO NA SAÍDA E A COTA A PARTIR DA QUAL H É MEDIDO

PARA Hs MAIOR OU IGUAL À ALTURA DO TOPO DO BUEIRO $h_0 = H_s$

SUMÁRIO E RECOMENDAÇÕES

FIGURA 4-4 PLANILHA PARA CÁLCULO DE BUEIRO

PROJETISTA

DATA

HIDROLOGIA E DADOS PARA PROJETO

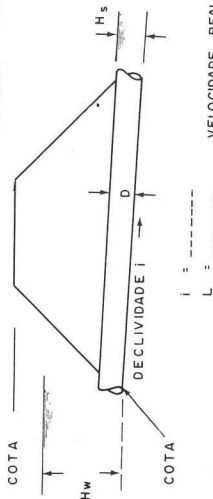
CROQUIS

ESTACA

Q1

$$H^s$$

Q2

$$H^s$$
$$\begin{pmatrix} Q_1 = \text{Vazão de projeto, p/ex } Q_{25} \text{ ou } Q_5 \\ Q_2 = \text{Vazão p/verificação p/ex } Q_{50} \text{ ou } Q_{100} \end{pmatrix}$$


VELOCIDADE	REAL
VELOCIDADE	MAX

VELOCIDADE	REAL
VELOCIDADE	MAX

CA'LCULO DA ALTURA NA ENTRADA

[illegible]

SUMARIO E RECOMENDAÇÕES

Limitação da carga hidráulica a montante.

Se a carga hidráulica for insuficiente para proporcionar a descarga exigida, será necessário considerar uma das seguintes soluções: aumentar o diâmetro do tubo, rebaixar o fundo da entrada, adotar uma seção transversal irregular, utilizar tubos múltiplos ou bueiros celulares, ou ainda, qualquer combinação das soluções apresentadas. Se o fundo da entrada for rebaixado, deve-se considerar um possível solapamento e verificar a necessidade de adotar medidas contra essa erosão, tais como: enrocamentos, estruturas verticais de concreto, gabiões, muros de testa com soleiras e muretas de pé.

Saída do bueiro

Deve ser verificada a possibilidade de erosão provocada por velocidades elevadas na saída do bueiro. Se esta possibilidade for verificada, será necessário incluir no custo do bueiro a construção de uma seção terminal alargada, de uma estrutura de dissipação de energia, ou então de proteção do canal com enrocamento.

Declividade mínima.

Para evitar uma possível sedimentação que iria provocar entupimento do bueiro, sua declividade deverá ser suficiente para que seja mantida uma velocidade que proporcione sua auto-limpeza, como está descrito no item 5, no capítulo Macrodrenagem. A declividade deve ser verificada para cada projeto, e, caso a velocidade mínima não seja atingida pode ser adotada uma das seguintes soluções: aumento da declividade do tubo, aumento do diâmetro do tubo, utilização de tubo com menor rugosidade, ou então, uma combinação dessas soluções.

Exemplos de projeto

Os problemas-exemplos apresentados adiante, ilustram os procedimentos a serem seguidos nos projetos de bueiros.

EXEMPLO DE BUEIRO SOB UM ATERRO

DADOS: Vazão com período de retorno de 5 anos: $Q_5 = 0,57 \text{ m}^3/\text{s}$.

Vazão com período de retorno de 100 anos: $Q_{100} = 1,00 \text{ m}^3/\text{s}$

Comprimento: $L = 29$ metros

Com informações fornecidas por outros itens deste Manual, a cota correspondente à máxima carga hidráulica admissível a montante é fixada em 611,48 m para enchente com período de retorno de 5 anos e 612,09 para a de 100 anos.

As cotas de fundo do canal natural são 610,41 m e 609,80 m na entrada e na saída, respectivamente.

As alturas do nível d'água, a jusante são de 0,76 m e 0,91 m para as vazões com 5 e 100 anos de período de retorno.

SOLUÇÃO:

PASSO 1: Preencher os dados básicos (Figura 4.5).

Q_1 = Vazão com período de retorno de 5 anos.

Q_2 = Vazão com período de retorno de 100 anos.

Cota do nível d'água a montante.

Cota do nível d'água a jusante.

PASSO 2: Fixar as cotas de fundo do bueiro, procurando-se evitar problemas de erosão. Calcular a declividade i e a relação $L/(100i)$.

PROJETO <u>EXEMPLO</u>		PROJETISTA DATA														
HIDROLOGIA E DADOS PARA PROJETO $Q_1 = 0,57 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_s = 0,76 \text{ m}$ $Q_2 = 1,00 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_s = 0,91 \text{ m}$ ($Q_1 =$ Vazão de projeto, p/ex Q_{25} ou Q_5, $Q_2 =$ Vazão p/verificação p/ex Q_{50} ou Q_{100})		VELOCIDADE REAL = $1,10 \text{ m/s}$ VELOCIDADE MAX = $1,50 \text{ m/s}$														
CÁLCULO DA ALTURA NA ENTRADA																
DESCRIÇÃO DO BUEIRO	SEÇÃO TRANSV D (m)	CONTENTR.		CONTROLE NA SAÍDA		Hw = H + ho - Li		GRAFICOS DE CAPACIDADE		VERIFICAÇÃO	VELOCIDADE (m/s)	CUSTO	Observações.			
		Hw D (m)	Hw (m)	Ke	H (m)	hc (m)	h _c +D/2 (m)	Hs (m)	ho (m)					Li (m)	Hw (m)	Hw (m)
Tubo de metal corrugado	0,57 0,61			0,5	1,07	0,43	0,52	0,76	0,76	0,61	1,22					
Tubo de metal corrugado	0,56 0,69			0,5	0,60	0,46	0,58	0,76	0,76	0,61	0,75					
Tubo de concreto	0,57 0,61					0,43	0,52	0,76	0,76	0,61	0,59					
Tubo de concreto	0,57 0,53							0,76	0,76	0,61	0,94					
Tubo de metal corrugado	1,00 0,69							0,91	0,91	0,61	2,13					
Tubo de concreto	1,00 0,61							0,91	0,91	0,61	1,65					
SUMÁRIO E RECOMENDAÇÕES É recomendado o uso de tubo de concreto (D=0,61 m = 24") pela maior segurança oferecida para a enchente com 100 anos de período de retorno, por um custo equivalente ao tubo de metal corrugado.																

FIGURA 4-5- PLANILHA PARA CÁLCULO DE BUEIROS

PASSO 3: Admitir, inicialmente, um diâmetro de bueiro e um tipo de entrada que permitam o escoamento da vazão com período de retorno de 5 anos, adotando uma velocidade de 2 m/s. Neste caso, o primeiro diâmetro foi estimado através do cálculo da área da seção transversal.

$A = Q/V$ ou seja: $A = 0,57/2 = 0,29 \text{ m}^2$, resultando um bueiro com $D = 0,61 \text{ m}$ (24 polegadas).

PASSO 4: Como a saída está afogada, o bueiro estará operando com controle na saída, não se devendo considerar os nomogramas de controle na entrada. Adotando $K_e = 0,5$, o valor de H encontrado é de 1,07 m, para tubo de metal corrugado.

PASSO 5: A figura 2.2 do capítulo de Macrodrenagem fornece uma profundidade crítica de 0,43 m e $h_o = T_w$, resultando, $H_w = 1,22 \text{ m}$, que é muito elevada.

PASSO 6: Repetir o Passo 5 para diferentes tipos de entradas e diâmetros de bueiros, até que seja obtido um projeto satisfatório.

PASSO 7: Calcular as velocidades de saída para cada alternativa.

PASSO 8: Verificar o valor de H_w correspondente à descarga com período de retorno de 100 anos, para os bueiros que satisfazem às exigências da descarga com períodos de retorno de 5 anos.

PASSO 9: Calcular os custos de cada alternativa.

PASSO 10: Fazer as recomendações necessárias

EXEMPLO DE BUEIRO SOB UM ATERRO, COM CARGA LIMITADA.

DADOS:

$$Q_5 = 0,57 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{100} = 1,00 \text{ m}^3/\text{s}$$

Comprimento: $L = 29$ metros

A cota correspondente à máxima carga hidráulica admissível a montante é fixada em 610,56 m para a descarga com período de retorno de 5 anos, e 610,99 m para a descarga de 100 anos.

As cotas do fundo do canal são de 610,10 m na entrada e 609,34 m na saída.

SOLUÇÃO:

PASSO 1: Preencher os dados básicos.

Q_1 = Vazão com período de retorno de 5 anos.

Q_2 = Vazão com período de retorno de 100 anos.

Cota do nível d'água a montante.

Cota do nível d'água a jusante.

PASSO 2: Fixar as cotas de fundo do bueiro, procurando-se evitar problemas de erosão. Calcular a declividade de i e $L/100i$.

PASSO 3: Iniciar com o primeiro tipo de entrada para se obter o diâmetro do bueiro e H_w através das curvas de capacidade, para a descarga com 5 anos de período de retorno (Figura 4.6).

PASSO 4: Verificar o valor de h_c para o tubo, a fim de determinar se as curvas de capacidade podem ser usadas.

PASSO 5: Pesquisar outros diâmetros e tipos de tubos para o valor admissível de H_w . Neste caso, ficou clara a impossibilidade de se conseguir um tubo de diâmetro suficientemente pequeno para manter o

PROJETO EXEMPLO

PROJETISTA
DATA

HIDROLOGIA E DADOS PARA PROJETO

$Q_1 = 0,57 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q_2 = 1,00 \text{ m}^3/\text{s}$

$H_s = 0,30 \text{ m}$
 $H_s = 0,43 \text{ m}$

$\left(\begin{array}{l} Q_1 = \text{Vazão de projeto, p/ex } Q_{25} \text{ ou } Q_5 \\ Q_2 = \text{Vazão p/verificação p/ex } Q_{50} \text{ ou } Q_{100} \end{array} \right)$

CROQUIS

ESTACA

COTA 610,56

$H_w = 0,76$

DECLIVIDADE $i = 0,0158$
 $L = 29 \text{ m}$

COTA 609,80

H_s

0,30

$\frac{L}{100} = \frac{18}{100} = 0,18$

VELOCIDADE REAL $= 0,94 \text{ m/s}$
VELOCIDADE MAX $= 1,22 \text{ m/s}$

DESCRIÇÃO DO BUEIRO	Q (m³/s)	SEÇÃO TRANSV D (m)	CÁLCULO DA ALTURA NA ENTRADA										CUSTO	Observações			
			CONTENÉR		CONTROLE NA SAÍDA					Hw = H + ho - Li		VERIFICAÇÃO Hw (m)			VELOCIDADE Hw (m/s)	SAÍDA	
			Hw D	Hw (m)	Ke	H (m)	hc (m)	$\frac{h_c + D}{2}$ (m)	Hs (m)	ho (m)	Li (m)						Hw (m)
TUBO DE METAL CORR. ENTRADA VERTICAL COM GABÍOES	0,57	0,69											0,76	0,76	1,52	18,6	
TUBO DE METAL CORR. COM ENROCAMENTO	0,57	0,69											0,46	0,76	1,52	18,6	
MURO DE TESTA E ENROCAMENTO	0,57	0,69											0,46	0,76	1,52	21,5	
TUBO DE CONCRETO ENTRADA VERTICAL COM GABÍOES	0,57	0,61											0,43				
TUBO DE CONCRETO ENTRADA VERTICAL COM GABÍOES	0,57	0,69											0,46				
TUBO DE METAL CORR. ENTRADA VERTICAL COM GABÍOES	1,00	0,69											0,70	0,70	1,52	20,0	
TUBO DE CONCRETO ENTRADA VERTICAL COM GABÍOES	1,00	0,69											1,13				
TUBO DE CONCRETO ENTRADA VERTICAL COM GABÍOES	1,00	0,69											1,07				

SUMÁRIO E RECOMENDAÇÕES

O uso de gabiões oferece maior proteção contra erosão, a montante, além de reduzir a sedimentação na entrada do bueiro. A redução de Hw provocada pelo tubo de concreto é insignificante. Deve-se usar tubo metal corrugado (D=0,69 m = 27"), com gabiões.

FIGURA 4-7 - PLANILHA PARA CALCULO DE BUEIROS

bueiro coroado sob o aterro, usando as cotas do canal natural e satisfazendo os requisitos de carga hidráulica a montante.

PASSO 6: Considerando-se um rebaixamento da entrada do bueiro, verifica-se que com 0,30 m adicionais de queda ficam satisfeitos os requisitos de carga hidráulica na entrada. Esta solução requer uma comparação de custos para as várias alternativas, como o uso de gabiões, enrocamento, etc. (Figura 4.7).

PASSO 7: Calcular as velocidades de saída para cada alternativa.

PASSO 8: Verificar o valor de H_w correspondente à descarga com período de retorno de 100 anos, para os bueiros que satisfazem as condições impostas pela descarga com período de retorno de 5 anos.

PASSO 9: Calcular os custos de cada alternativa.

PASSO 10: Fazer as recomendações necessárias.

5. CONSIDERAÇÕES ESPECIAIS SOBRE BUEIROS

A. EROÇÃO E SEDIMENTAÇÃO

Os fenômenos de erosão e sedimentação são de difícil análise, não sendo suscetíveis de sistematização através de tabelas ou fórmulas. Nos casos em que houver dúvida quanto à possibilidade de ocorrência de erosão ou sedimentação, deve ser proporcionada suficiente proteção, compatível com a importância da estrutura e das propriedades vizinhas.

Canais artificiais.

A declividade e a geometria de um canal artificial devem ser tais que a erosão ou sedimentação que nele possa ocorrer seja significativamente menor que a que ocorreria em um canal natural. Para impedir erosão e deposição, as cotas do fundo do bueiro devem ser fixadas após uma análise detalhada da linha de energia.

Canais naturais

Os canais naturais representam um sério desafio para o bom desempenho de um bueiro. Quando a declividade do canal a montante se reduz, existe grande possibilidade de ocorrer sedimentação. No caso de ocorrer suficiente cobertura do aterro, o bueiro pode ser elevado de cerca da metade do seu diâmetro sobre o greide do canal, desde que o conseqüente aumento do nível d'água, a montante, seja aceitável. Não sendo possível esta elevação, deve-se selecionar um bueiro de maior diâmetro. Por outro lado, quando houver um aumento da declividade nas proximidades do bueiro, deve ser providenciada proteção contra a erosão que aí possa ocorrer.

A implantação de um bueiro, em um canal natural, deve ser precedida de uma inspeção local, para que fique estabelecido se as condições naturais do canal são de deposição, erosão ou de estabilidade.

B. CANAIS OBLÍQUOS AOS BUEIROS

Um bueiro, sempre que possível, deve ter o mesmo alinhamento do canal. Frequentemente, essa situação não ocorre, sendo necessário o uso de muros de ala e de testa, além de revestimento de fundo com configurações semelhantes às da Figura 3.3. Estes dispositivos têm o objetivo de proteger o canal contra a erosão, além de tornar a entrada mais eficiente.

C. TOMBAMENTO DA ENTRADA

Nos bueiros funcionando em regime livre (portanto sem pressão interna), porém com altas cargas a montante, é comum surgirem grandes momentos de tombamento devido à predominância das forças de pressão a montante. Este problema merece especial atenção, nos casos em que as profundidades a montante atingem 5 metros ou mais. É conveniente nesses casos, escolher um bueiro com menor diâmetro e que funcione em carga, de maneira que as pressões internas e externas não sejam apreciavelmente diferentes, garantindo melhores condições de estabilidade à estrutura.

6. ENTRADAS DE GALERIAS DE CONCRETO

Os projetos de entradas de galerias de concreto, frequentemente utilizadas na travessia de aterros de estradas, devem quanto aos aspectos hidráulicos, dispensar tantos cuidados quanto para o caso de bueiros circulares. Quanto mais elevado for o aterro e mais longo o conduto, tanto mais importante deve ser o projeto da entrada, tendo em vista reduzir os custos de implantação. Nos casos de aterros elevados, sob o ponto de vista estrutural, um bueiro de seção transversal reduzida representa sensível economia de investimento. Para condutos longos, a importância do custo do metro linear se torna ainda mais significativa.

O projetista, ao analisar as possibilidades de redução das dimensões do conduto, deve ter em conta os seguintes aspectos:

- Custo de entradas especiais;
- Pressões internas admissíveis no conduto;
- Sedimentação a montante;
- Velocidade na saída e erosão a jusante;
- Deposição de detritos na entrada;
- Carga hidráulica admissível a montante.

A. ENTRADAS COMUNS DE BUEIROS

Em geral os bueiros são relativamente curtos e o custo relativo de uma entrada é alto se comparado com o mesmo custo para o caso de um bueiro longo. Assim sendo, a entrada de um bueiro deve ser dimensionada de forma a oferecer proteção suficiente, a um custo relativamente baixo. Esta solução pode ser obtida através de muros de ala similares aos apresentados no item 3.

Tendo em vista suas dimensões, as entradas de bueiros devem ser projetadas como muros de arrimo e caso seja necessário o uso de lajes de fundo, a montante, para impedir erosão do canal, estas devem resistir à sub-pressão.

B. ENTRADAS ESPECIAIS PARA BUEIROS

Entradas para bueiros não podem ser caracterizadas de forma geral, sendo impossível apresentar coeficientes, curvas ou tabelas para o projeto das mesmas. Uma entrada especial frequentemente é escolhida tendo em vista uma função específica como a redução das perdas de carga na entrada a valores bem abaixo dos obtidos com entradas comuns, ou proporcionar a conversão de energia potencial (nível d'água elevado, a montante) em energia cinética (velocidade). Entradas especiais são também utilizadas para limitar a descarga no conduto, provocando armazenamento a montante e reduzindo a descarga de pico.

7. ENTRADAS DE CONDUTOS LONGOS

Os condutos longos apresentam custos elevados e exigem um trabalho detalhado de engenharia, planejamento e projeto. Nestes casos as entradas são extremamente importantes para o perfeito funcionamento do conduto e devem receber especial atenção no seu projeto.

A. ENTRADAS ESPECIAIS

A maior parte dos condutos longos requer considerações especiais quanto à estrutura de entrada, para satisfazer as características hidráulicas particulares do conduto. Geralmente, testes, em modelos hidráulicos, resultarão na construção de uma entrada mais eficiente e menos dispendiosa.

8. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A. ENTRADAS DE CANAIS ABERTOS

As entradas de canais abertos frequentemente exigem planejamento e projeto tão cuidadosos quanto o dispensado aos bueiros e condutos longos, para que seja alcançado o necessário desempenho hidráulico.

O projetista deve analisar as características do gradiente de energia para que sejam asseguradas condições para uma equilibrada distribuição de energia, além de um controle de velocidade e perda de energia que, juntamente com outros fatores, controlam as características do escoamento a jusante. As confluências de canais, em particular, devem ter cuidadoso projeto hidráulico, para eliminar problemas de erosão, reduzir a ocorrência de ondas e minimizar os efeitos de remanso.

B. TRANSIÇÕES

As transições de condutos fechados para canais abertos, ou de regimes subcríticos para supercríticos, devem ser projetadas com base nos conceitos de conservação de energia e de hidráulica de canais abertos. Normalmente, o projetista deverá ter como objetivo evitar excessiva perda de energia, ondas transversais e turbulência. São necessários, também, cuidados especiais com vista a evitar erosão e extravazamento do canal.

As transições em regime supercrítico, devem receber maior atenção que a dedicada normalmente às transições em regime subcrítico. Em geral, se o escoamento for tranquilo, pode-se utilizar uma transição ao longo da qual os eixos dos condutos se mantenham alinhados, com suas paredes formando um ângulo de cerca de $120^{\circ}30'$. Devem ser tomados cuidados especiais contra a formação de ressalto hidráulico e de velocidades que possam proporcionar o surgimento de altura crítica. Escoamentos com números de FROUDE entre 0,9 e 1,1 devem ser evitados.

9. GRADES

A única função das grades nas entradas de bueiros, é evitar a admissão de material que possa provocar a obstrução do mesmo. Observa-se, no entanto, que durante a ocorrência de grandes descargas, as grades se encontram bloqueadas por detritos, reduzindo drasticamente a capacidade do bueiro. Para que este fato não ocorra, o vão entre as suas barras deve ser suficientemente grande para permitir a passagem fácil, entre elas, dos materiais de menor porte. Um vão entre as barras de, no mínimo, metade a um terço da menor dimensão do bueiro será suficiente.

A. GRADES PASSÍVEIS DE TOMBAMENTO

Em grandes bueiros onde as grades sejam necessárias, o uso do tipo passível de tombamento é o mais recomendado. Estas grades devem ser cuidadosamente projetadas, sob o ponto de vista estrutural, para que o tombamento se dê com uma carga hidrostática de cerca de metade da máxima carga admissível a montante. Este tombamento da grade deve desobstruir a seção do canal de forma a permitir uma operação adequada da entrada do bueiro.

B. GRADES COLETORAS A MONTANTE

Em substituição às grades passíveis de tombamento e quando houver risco à segurança, uma grade situada a montante da tomada, a uma distância razoável, é freqüentemente a solução mais satisfatória. Este tipo de grade pode ser constituído por uma série de tubos verticais ou de postes cravados no canal de aproximação. Quando ocorrer bloqueio da grade, a água ficará represada até atingir o nível suficiente para passar por cima da mesma, atingindo o bueiro.

10. GRÁFICOS DE CAPACIDADE E NOMOGRAMAS

Cada gráfico de capacidade apresenta uma série de diâmetros de um determinado tipo de bueiro, com respectiva entrada, para uma certa gama de vazões. Para cada diâmetro é apresentada uma curva em linha cheia que indica controle de entrada e uma ou mais curvas tracejadas indicando controle na saída. Todas as curvas são identificadas por um número índice, $L/100i$, onde L é o comprimento do conduto, em metros, e i é a declividade do bueiro em m/m.

A linha cheia, para um determinado diâmetro, fornece a máxima descarga possível para uma determinada carga a montante do bueiro. Não haverá redução na carga hidráulica a montante, para uma dada vazão, caso o valor de $L/100i$ seja inferior ao indicado pela linha cheia. No entanto, a comparação de curvas para os vários tipos de entrada, mostrará diferentes cargas hidráulicas a montante para uma dada vazão. Para qualquer ponto sobre a linha cheia, pode ser admitido que o bueiro esteja operando com controle na entrada, isto é, a carga hidráulica dependerá somente do tipo de entrada adotado.

As curvas tracejadas indicam a relação carga hidráulica-vazão para bueiros operando com controle na saída. Neste caso, a carga a montante irá depender do comprimento, declividade e perdas no conduto. O bueiro irá operar parcialmente cheio, enquanto o nível d'água a montante estiver substancialmente abaixo do topo do bueiro, na entrada. Nos gráficos onde não existir linha tracejada para um determinado diâmetro, a carga hidráulica operacional para controle na saída será tão próxima da carga para controle na entrada, que a curva cheia poderá ser utilizada sem que se incorra em erro significativo.

A. DISPOSIÇÃO DAS CURVAS.

As curvas são dispostas de modo que a interpolação linear, para o cálculo da carga hidráulica, possa ser feita entre as curvas de controle na entrada e na saída de acordo com o valor de $L/100i$ obtido para um dado diâmetro de bueiro. Assim, se o valor numérico de $L/100i$ (baseado nas condições locais) estiver situado a meia distância entre a curva cheia e a tracejada relativas a um diâmetro, o valor de H_w para um determinado Q pode ser obtido por interpolação tomando-se o ponto a meia distância entre as referidas curvas. A interpolação pode também ser feita caso se deseje obter uma determinada vazão Q para um dado H_w , seguindo o procedimento descrito anteriormente.

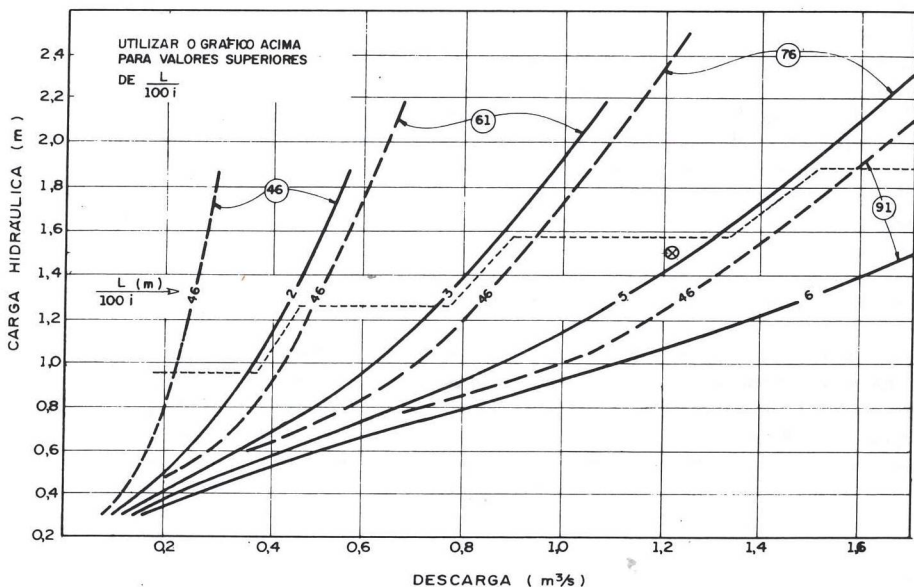
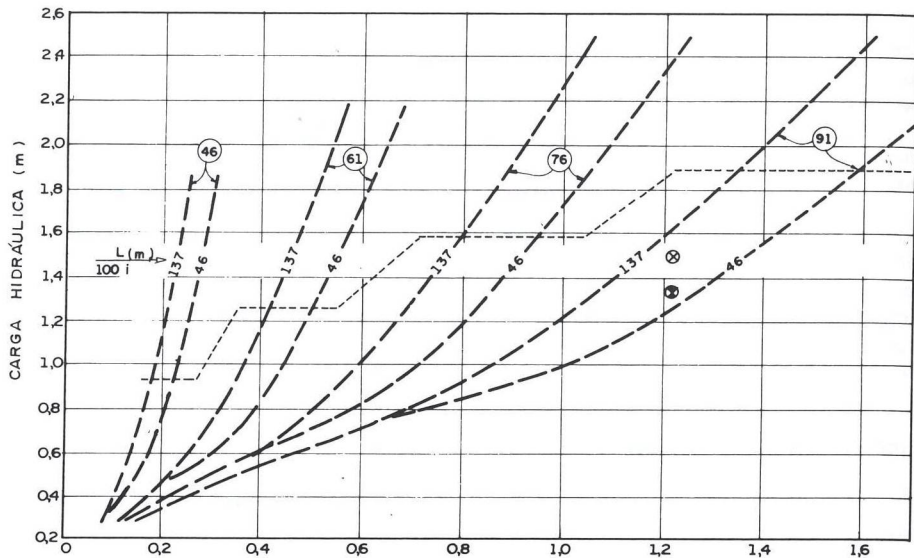
É possível, também, efetuar uma interpolação linear para diâmetros intermediários aos fornecidos pelos gráficos. Neste caso, se $L/100i$ for igual ou menor que o indicado pelas linhas cheias, para os dois diâmetros adjacentes, deve-se interpolar diretamente entre estas duas linhas, em função do diâmetro do bueiro escolhido. Quando $L/100i$ for superior ao indicado pelas duas linhas cheias adjacentes, deve-se interpolar, inicialmente, $L/100i$ para cada diâmetro adjacente e a seguir fazer a interpolação entre esses pontos, para localizar o valor de H_w em função do diâmetro escolhido. A precisão não é essencial uma vez que o diâmetro selecionado para a descarga de projeto raramente requer a carga total proporcionada pelas condições locais.

Os gráficos podem também ser aplicados para a seleção de um bueiro quando sua declividade for nula. Neste caso, o valor de $L/100i$ não pode ser calculado. Esta dificuldade pode ser facilmente contornada, admitindo-se uma pequena declividade para o conduto, com o propósito de se calcular o valor de $L/100i$. Em geral, usa-se $i=0,002$ para condutos de concreto e $i=0,004$ para tubos de metal corrugado. Inicialmente, deve ser obtido H_w do gráfico para o valor hipotético de $L/100i$. Este valor de H_w deve ser acrescido de L_i , que representa a queda do conduto admitido no cálculo.

As linhas pontilhadas são traçadas para valores de H_w equivalentes ao dobro do diâmetro do conduto. O uso dos gráficos de capacidade oferece grande precisão, sempre que os valores de H_w obtidos estejam abaixo da linha pontilhada. Por outro lado, para valores de H_w acima da referida linha, nos casos de controle na saída, a precisão diminui para certas combinações de comprimento, declividade e rugosidade do conduto. Neste caso, H_w pode ser calculado com segurança através do uso dos nomogramas para escoamento a seção plena, utilizando o diâmetro determinado por estes gráficos de capacidade.

Para os casos de baixa carga hidráulica, os gráficos de capacidade apresentados são bastante precisos. Eles abrangem uma faixa de valores que inclui cargas inferiores à altura do conduto. É justamente nesta faixa de valores de vazões que os nomogramas para escoamento a seção plena tem menos aplicação.

A seguir são apresentados os gráficos de capacidade e os nomogramas, que cobrem toda a gama de aplicações comumente encontradas em drenagem urbana. Estes gráficos foram transcritos de publicações do U.S. Bureau of Public Roads, mencionadas no item 4.



EXEMPLO

⊗ DADO

$$Q = 1,22 m^3/s$$

H_w^* = CARGA HIDRÁULICA

ADMISSÍVEL A MONTANTE = 1,50m

$$L = 22 m \quad i = 0,003$$

⊙ SELECIONADO

⊙

$$H_w = 1,34 m$$

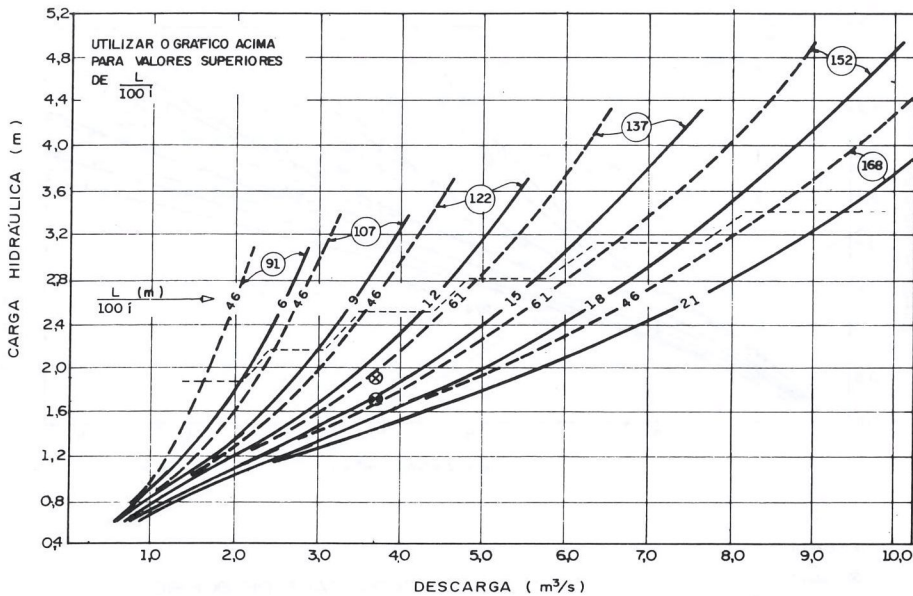
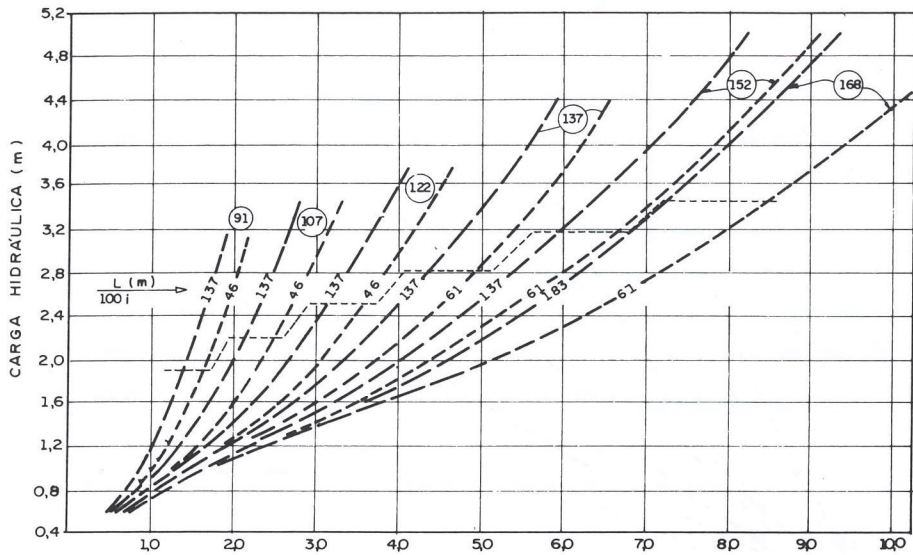
CAPACIDADE DE BUEIRO

TUBO CIRCULAR DE METAL CORRUGADO

ENTRADA COM MURO DE TESTA

DIÂMETROS $\begin{pmatrix} 46 \\ cm \end{pmatrix}$ a $\begin{pmatrix} 91 \\ cm \end{pmatrix}$

FIGURA 10-1



EXEMPLO

⊗ DADO

$$Q = 3,70 \text{ m}^3/\text{s} \quad H_w^R = 1,90 \text{ m}$$

$$L = 37 \text{ m} \quad i = 0,025$$

⊙ SELECIONADO

⊙ 137

$$H_w = 1,70 \text{ m}$$

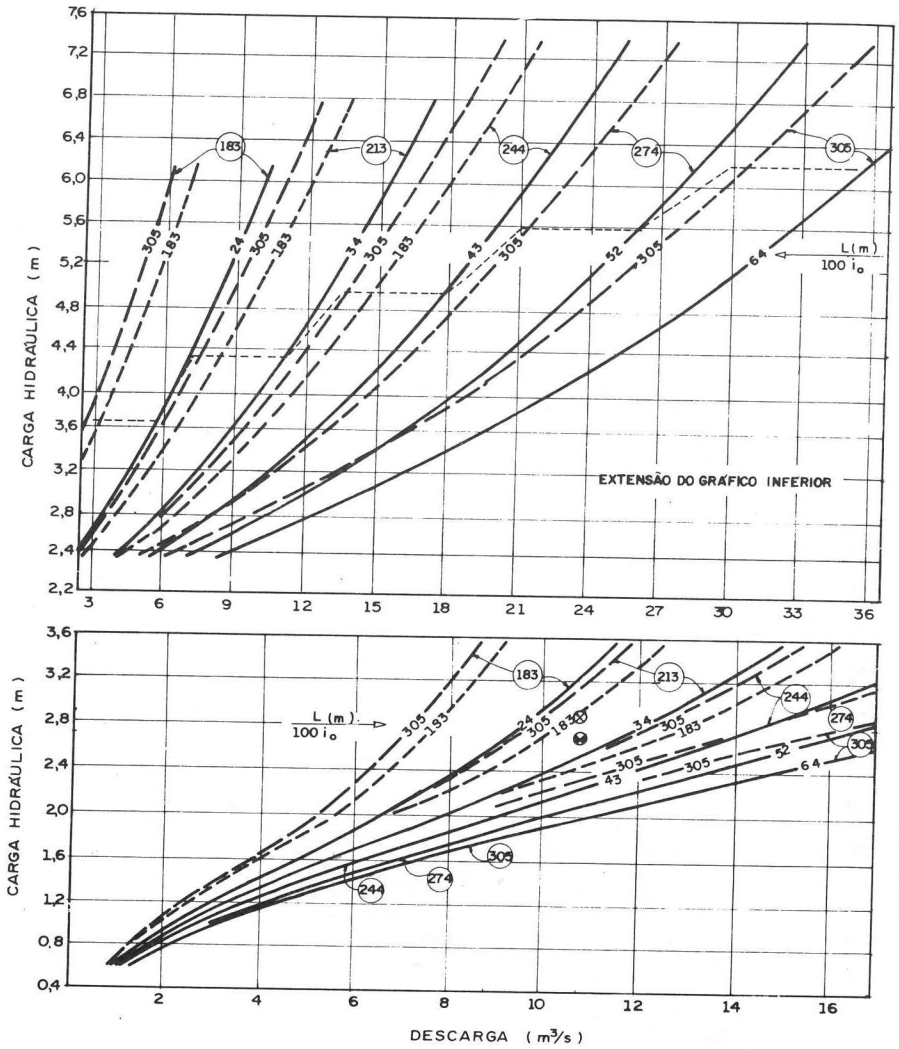
CAPACIDADE DE BUEIRO

TUBO CIRCULAR DE METAL CORRUGADO

ENTRADA COM MURO DE TESTA

DIÂMETROS ⊙ 91 cm a ⊙ 168 cm

FIGURA 10-2



EXEMPLO

⊗ DADO

$Q = 10,8 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_w^* = 2,90 \text{ m}$
 $L = 37 \text{ m}$ $i = 0,0083$

⊕ SELECIONADO

(213)

$H_w = 2,68 \text{ m}$

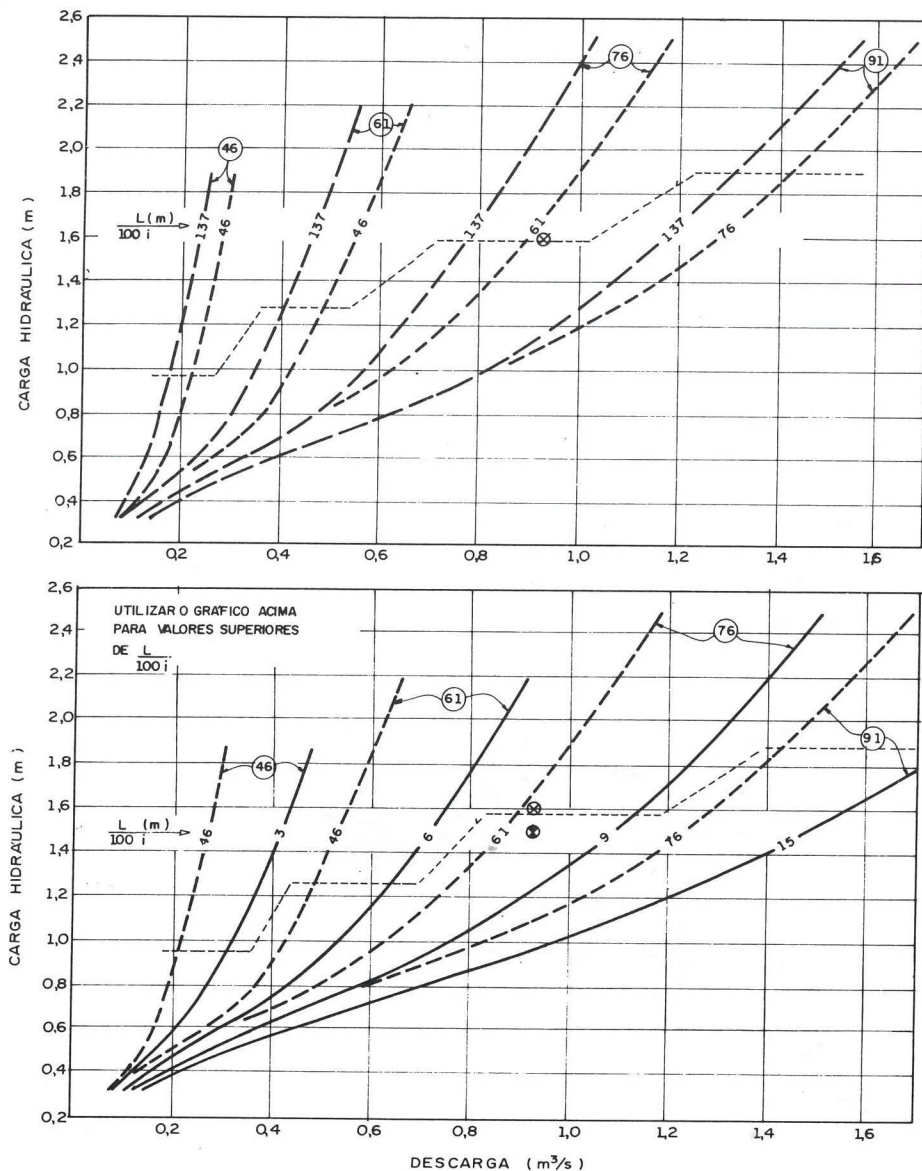
CAPACIDADE DE BUEIRO

TUBO CIRCULAR DE METAL CORRUGADO

ENTRADA COM MURO DE TESTA

DIÂMETROS (183 cm) a (305 cm)

FIGURA 10-3



EXEMPLO

⊗ DADO

$Q = 0,93 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_w^* = 1,60 \text{ m}$
 $L = 21 \text{ m}$ $i = 0,005$

● SELECIONADO

76

 $H_w = 1,50 \text{ m}$

CAPACIDADE DE BUEIRO

TUBO CIRCULAR DE METAL CORRUGADO

ENTRADA PROJETANTE

DIÂMETROS 46 cm a 91 cm

FIGURA 10-4

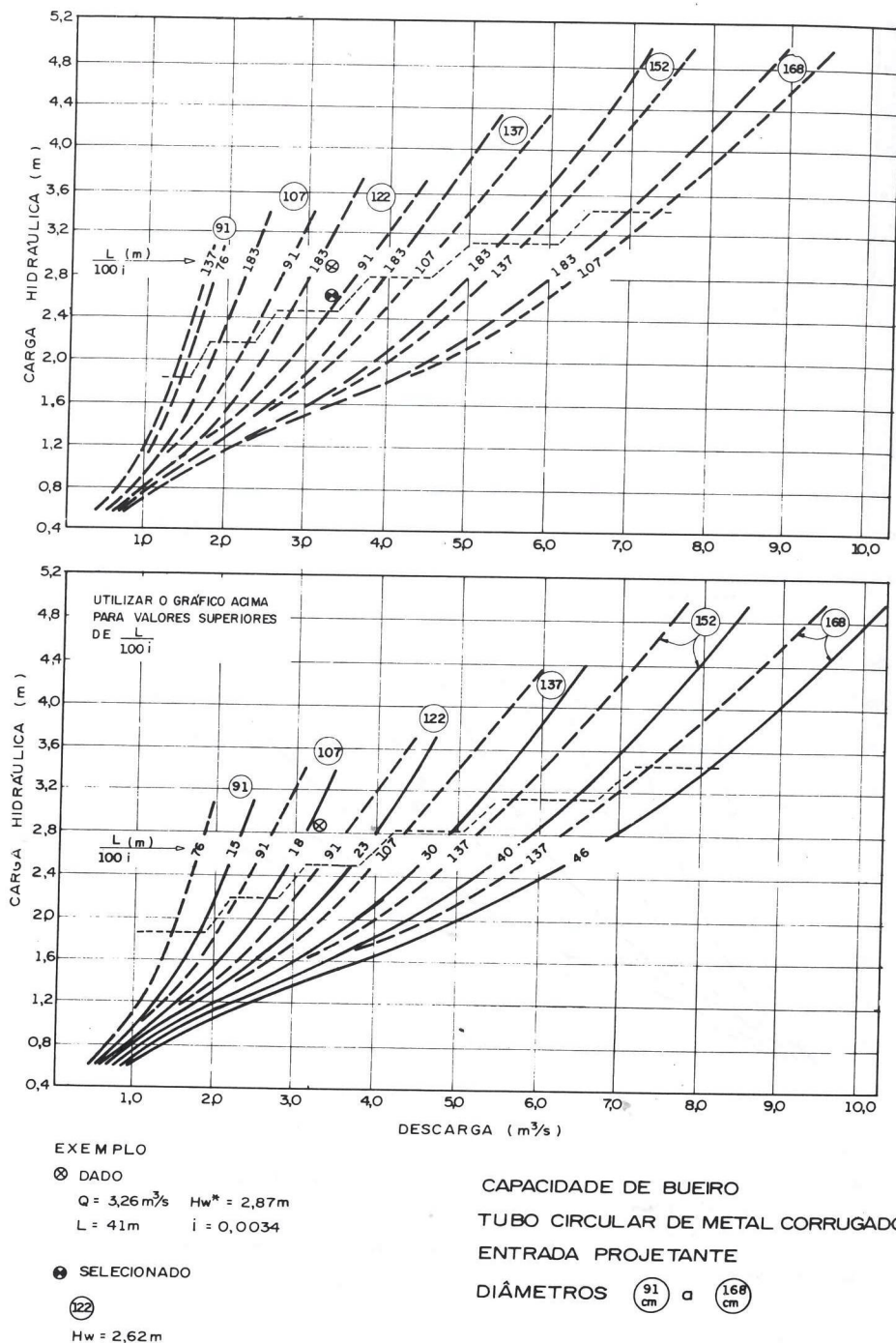
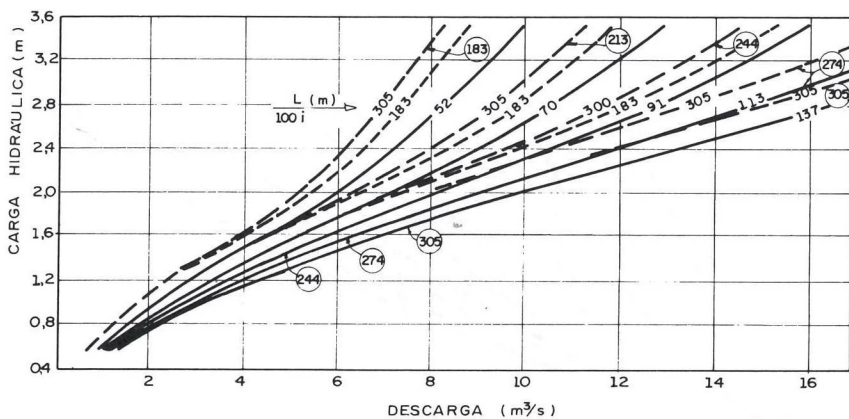
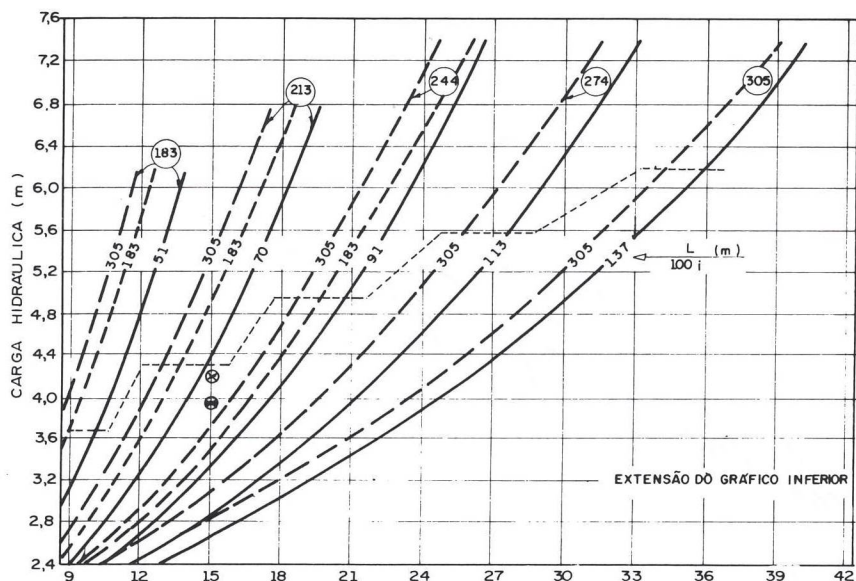


FIGURA 10-5



EXEMPLO

⊗ DADO

$Q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_w^* = 4,21 \text{ m}$
 $L = 82 \text{ m}$ $i = 0,0060$

⊕ SELECIONADO

⊗ 229

$H_w = 3,96 \text{ m}$

CAPACIDADE DE BUEIRO

TUBO CIRCULAR DE METAL CORRUGADO

ENTRADA PROJETANTE

DIÂMETROS 183 cm a 305 cm

FIGURA 10-6

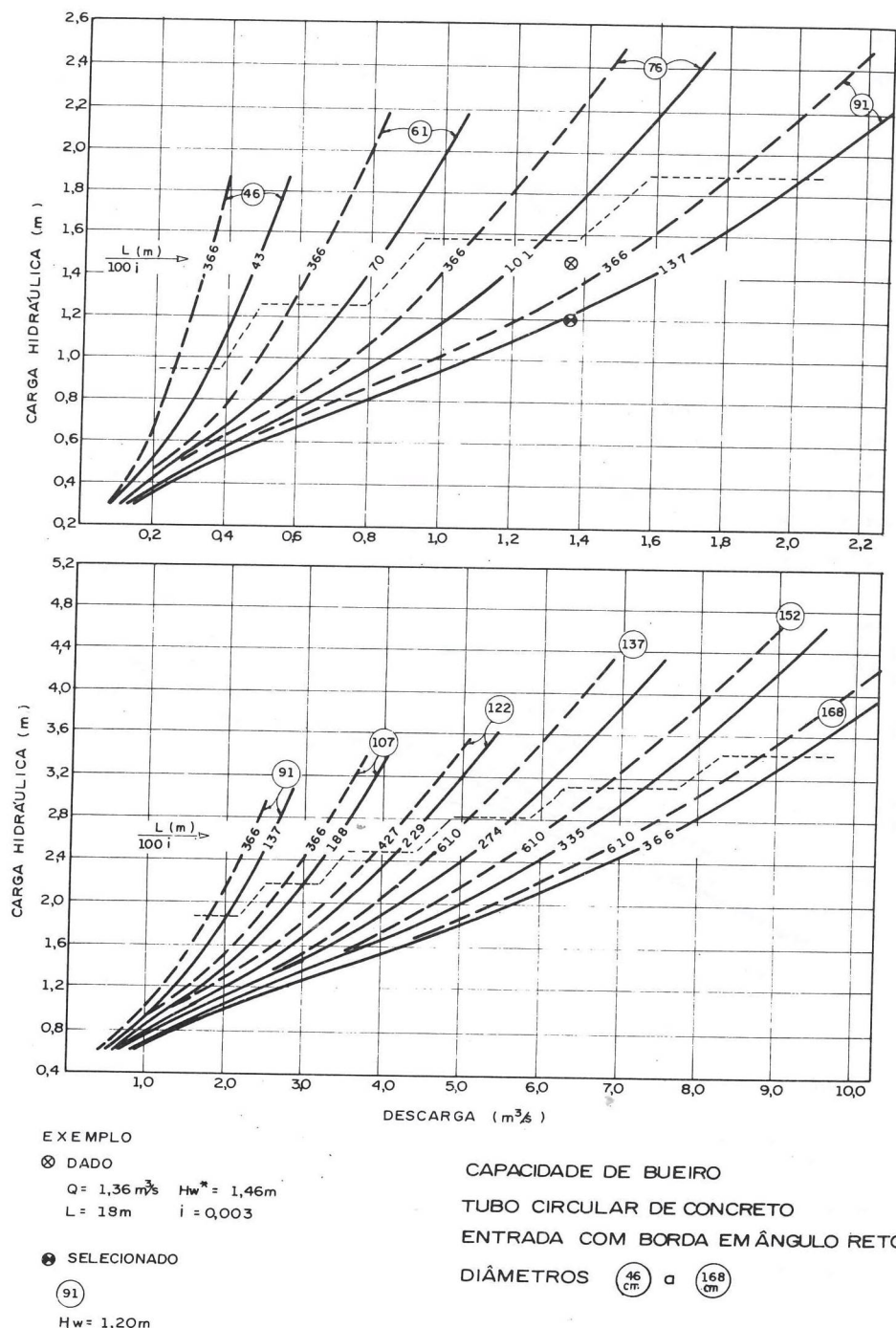
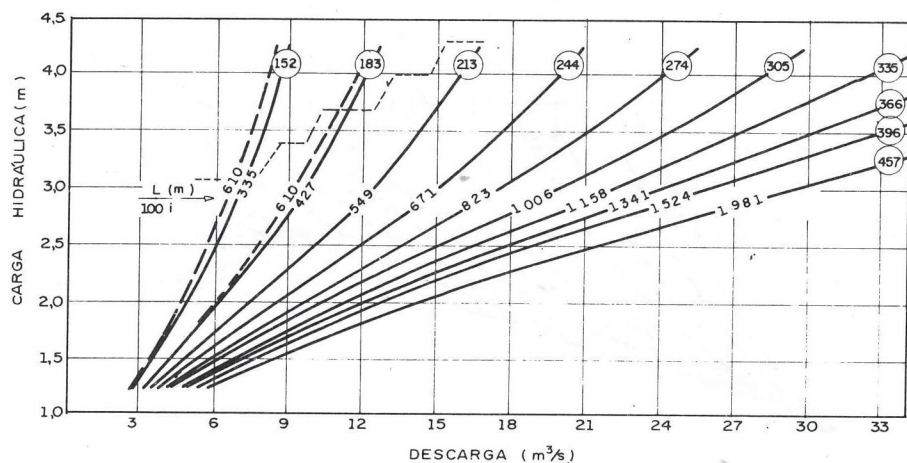
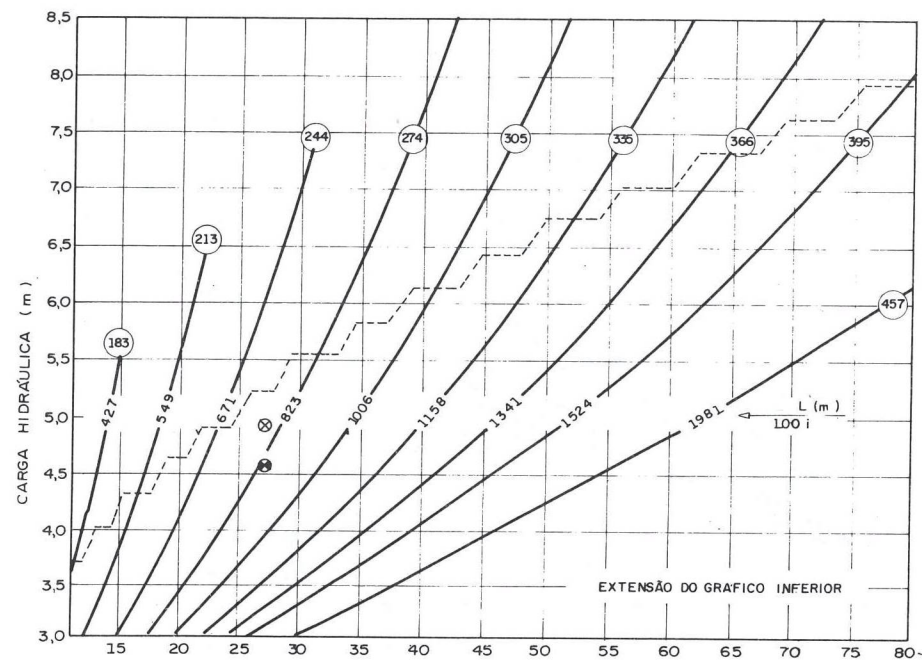


FIGURA 10-7



EXEMPLO

⊗ DADO

$Q = 26,9 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_w^* = 4,90 \text{ m}$
 $L = 146 \text{ m}$ $i = 0,040$

⊕ SELECIONADO

⊕ 274

$H_w = 4,57 \text{ m}$

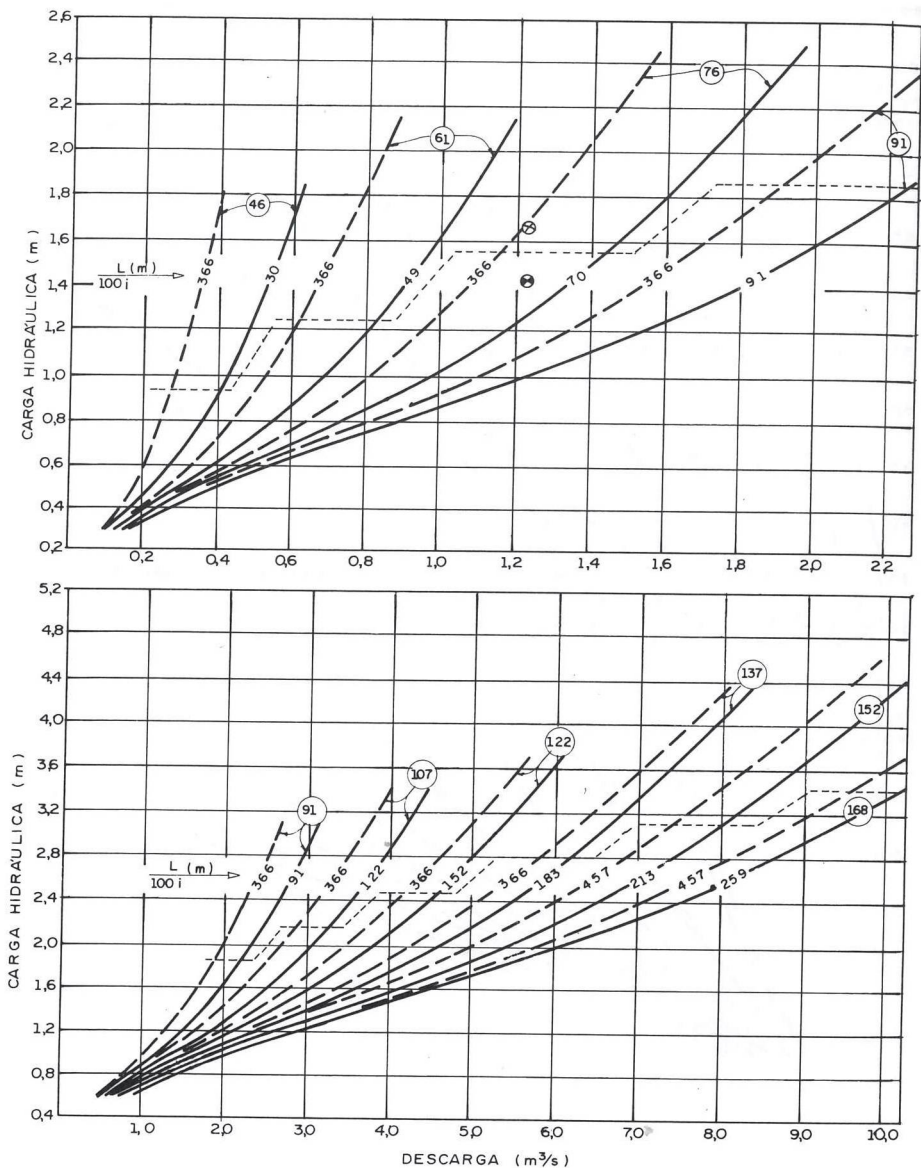
CAPACIDADE DE BUEIRO

TUBO CIRCULAR DE CONCRETO

ENTRADA COM BORDA EM ÂNGULO RETO

DIÂMETROS 152 cm a 457 cm

FIGURA 10-8



EXEMPLO

⊗ DADO

$$Q = 1,22 m^3/s \quad H_w^* = 1,65 m$$

$$L = 37 m \quad i = 0,002$$

⊕ SELECIONADO

⊗ 76

$$H_w = 1,43 m$$

CAPACIDADE DE BUEIRO

TUBO CIRCULAR DE CONCRETO

ENTRADA COM BORDA RANHURADA

DIÂMETROS

⊗ 46

⊗ 61

⊗ 76

⊗ 91

⊗ 107

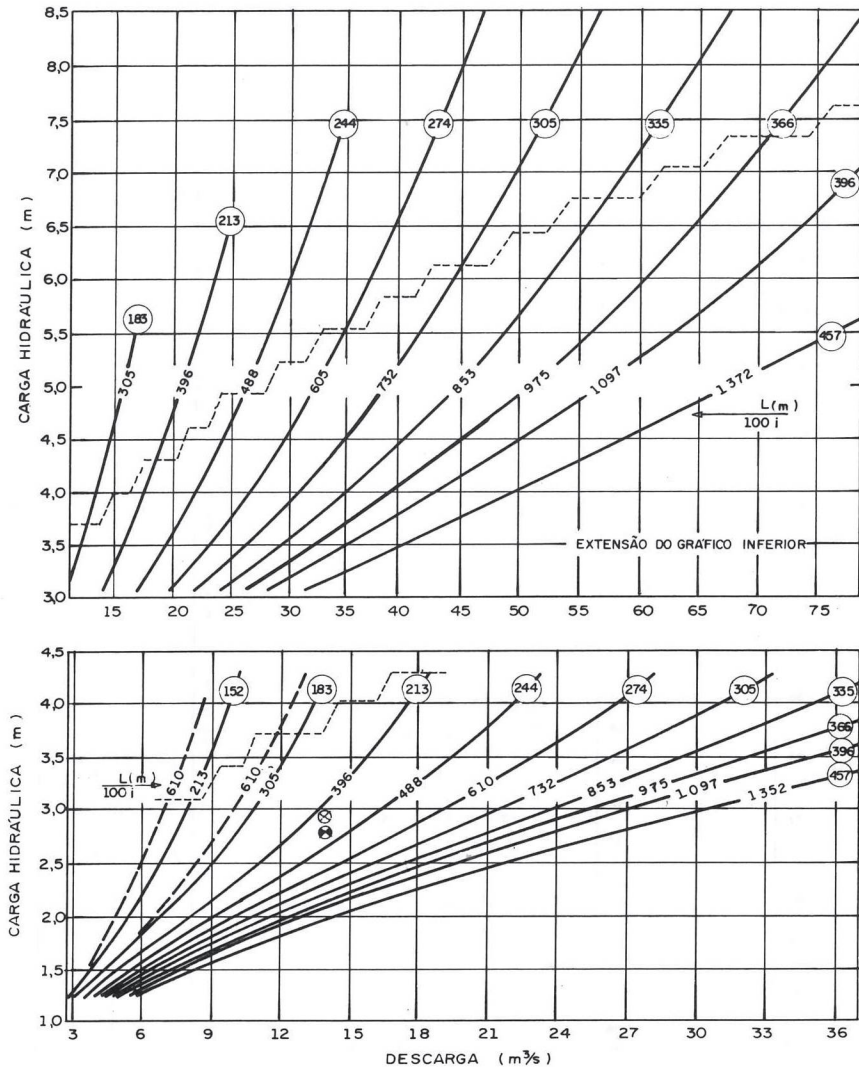
⊗ 122

⊗ 137

⊗ 152

⊗ 168

FIGURA 10-9



EXEMPLO

⊗ DADO

$Q = 13,9 m^3/s$ $H_w^* = 2,93 m$
 $L = 18 m$ $i = 0,000$

⊕ SELECIONADO

⊙ 229

$H_w = 2,80 m$

CAPACIDADE DE BUEIRO

TUBO CIRCULAR DE CONCRETO

ENTRADA COM BORDA RANHURADA

DIÂMETROS ⊙ 152 cm ⊕ 457 cm

FIGURA 10-10

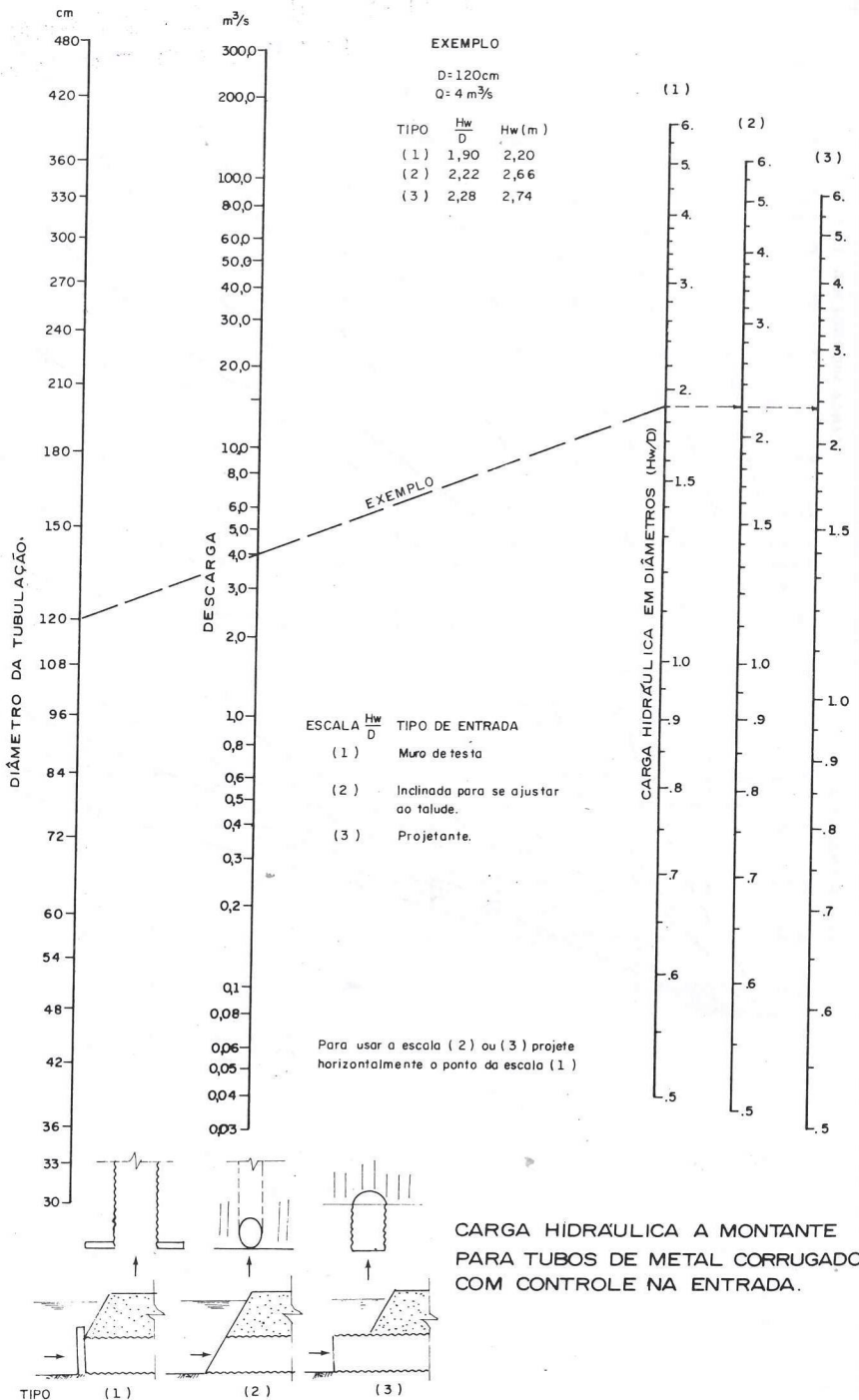


FIGURA 10-11

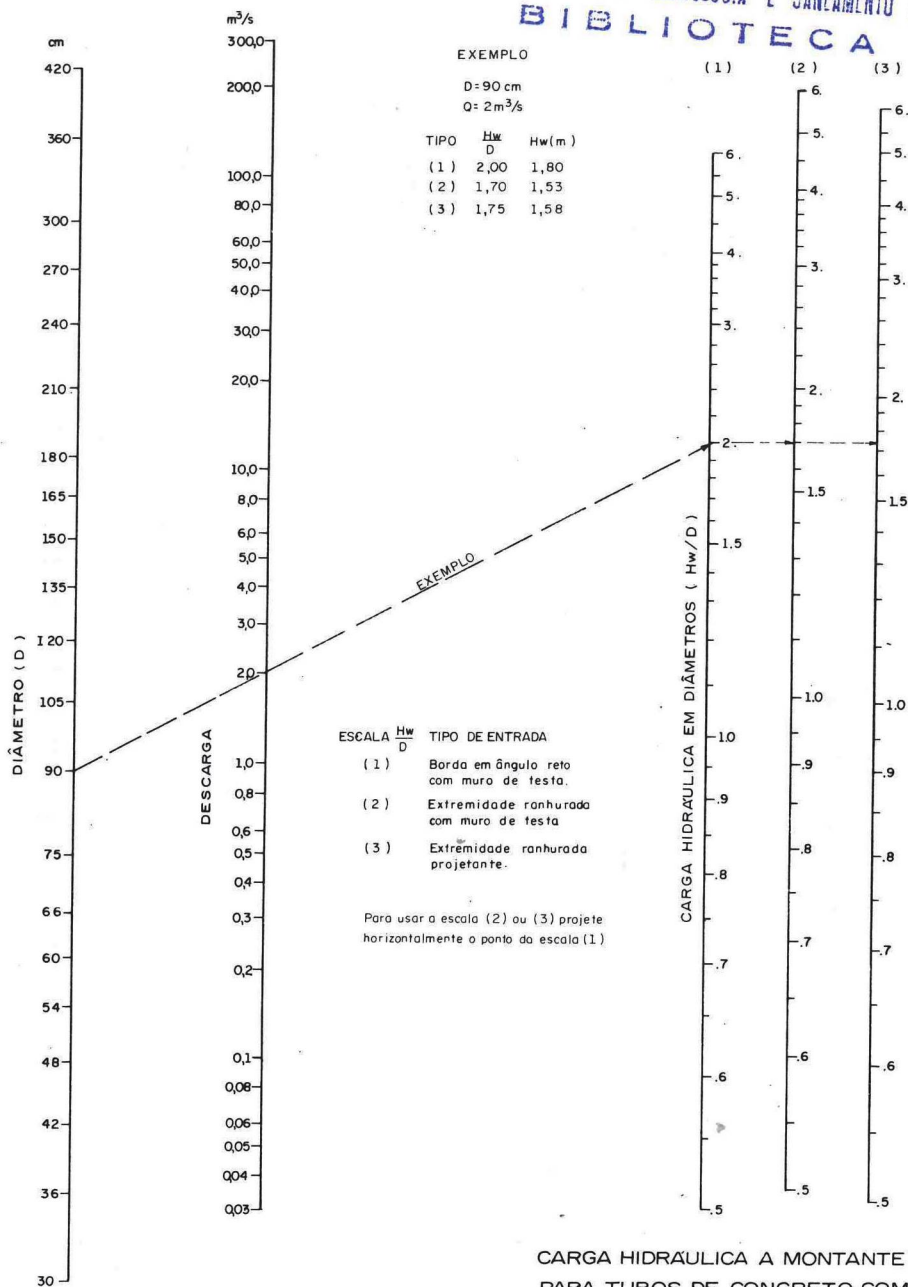
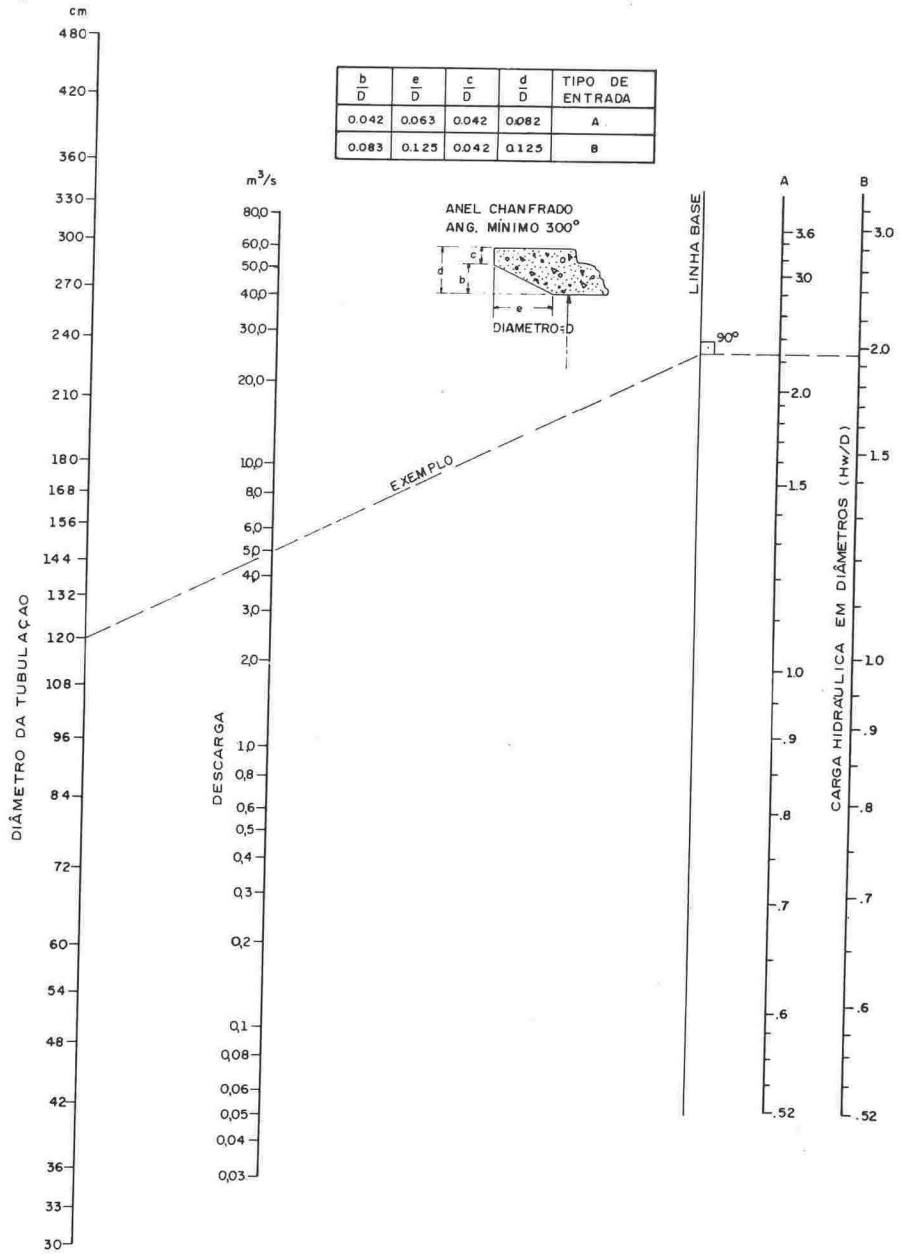
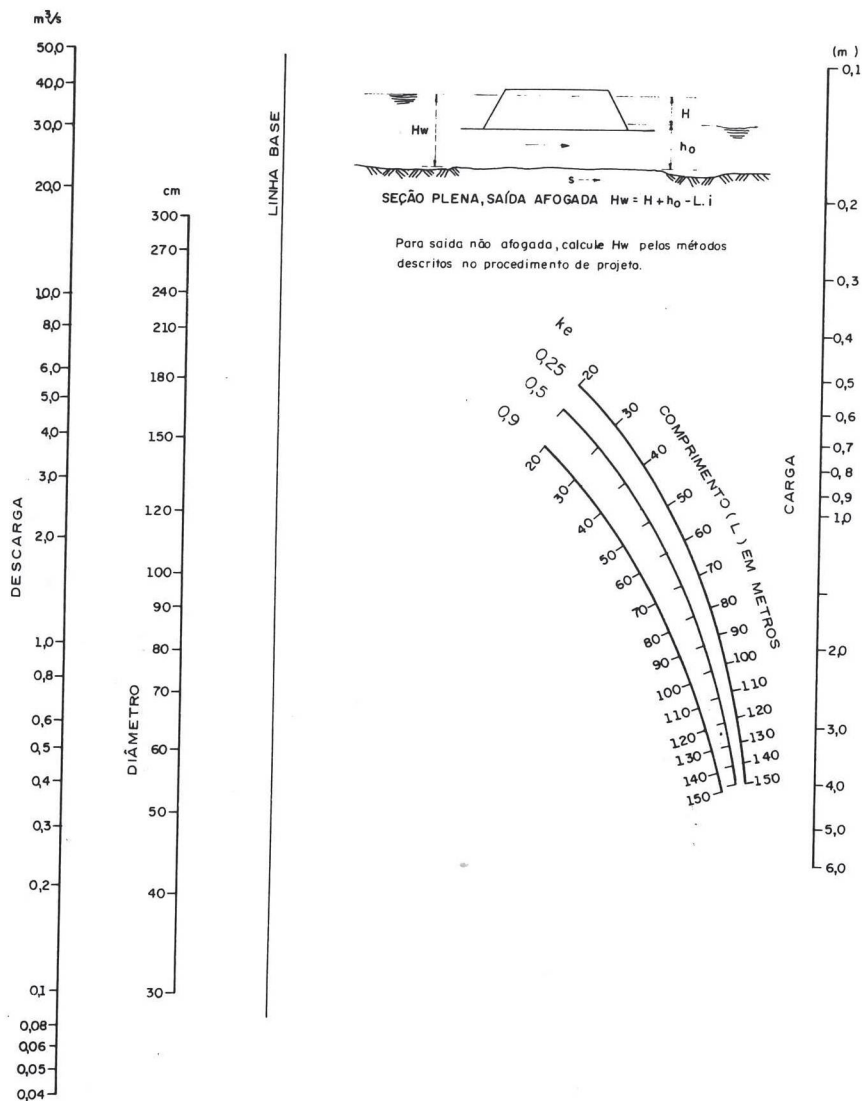


FIGURA 10-12



CARGA HIDRÁULICA PARA TUBOS CIRCULARES COM ANEL CHANFRADO CONTROLE NA ENTRADA.

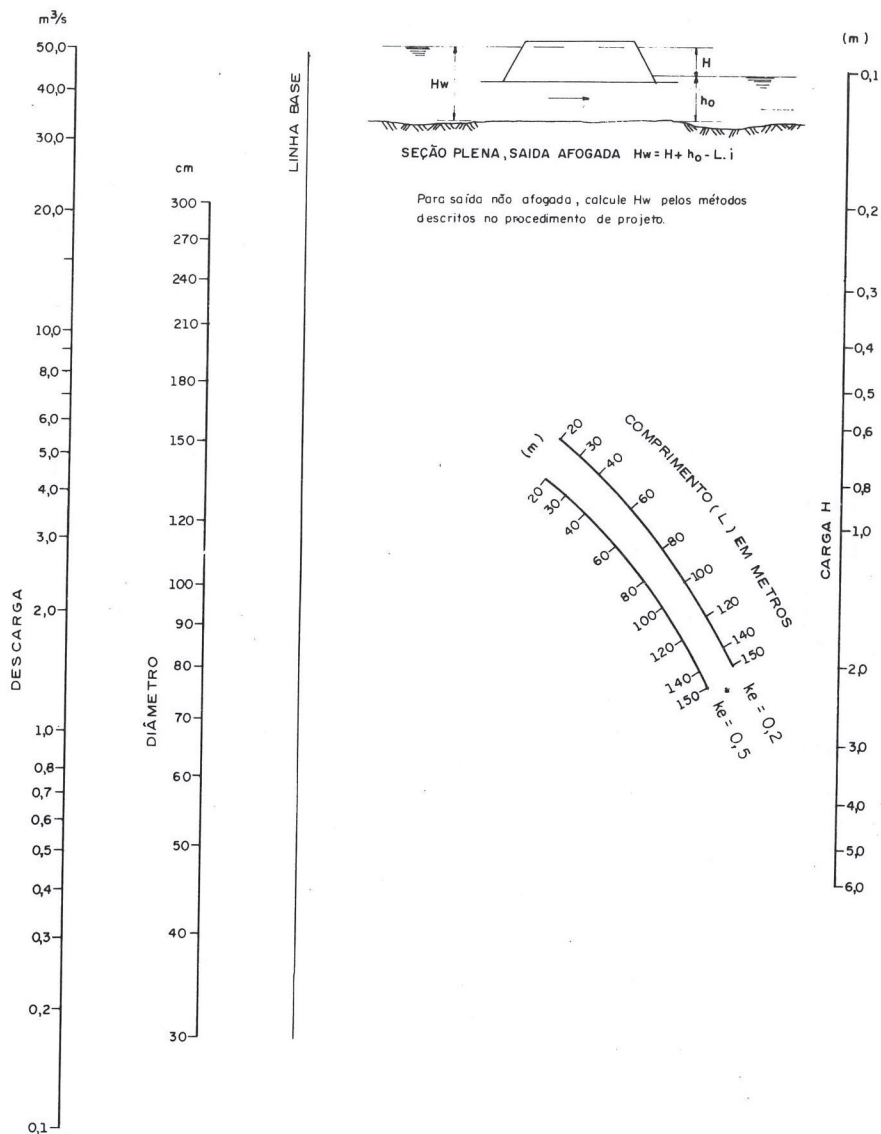
FIGURA 10-13



CARGA HIDRÁULICA PARA BUEIRO
DE METAL CORRUGADO, ESCOANDO
A SEÇÃO PLENA.

$n = 0.024$

FIGURA 10-14



CARGA HIDRAULICA PARA BUEIROS
DE CONCRETO, ESCOANDO A SEÇÃO
PLENA.

$n = 0,012$

FIGURA 10-15

11. SÍMBOLOS

- Q = Descarga total a ser transportada pelo bueiro ou canal (m^3/s).
 n = Coeficiente de rugosidade de Manning.
 A = Área da seção transversal do canal ou bueiro (m^2).
 R = Raio hidráulico (m).
 i = Declividade do bueiro ou canal (m/m).
 V = Velocidade média do escoamento (m/s).
 g = Aceleração da gravidade ($9,8 m/s^2$).
 P = Pressão (kgf/m^2).
 Z = Elevação do fundo de um canal ou bueiro acima de um plano arbitrário (m).
 W = Peso específico da água (g/cm^3).
 C = Coeficiente de descarga do orifício.
 H_e = Perda de carga na entrada (m).
 K_e = Coeficiente de perda de carga na entrada.
 H_f = Perda de carga por atrito (m).
 f = Coeficiente de atrito.
 L = Comprimento do bueiro (m).
 D = Diâmetro do bueiro (cm ou m).
 H_w = Altura d'água acima do fundo na entrada do bueiro (m).
 h_o, H_s, T_w = Altura d'água, acima do fundo, na saída do bueiro (m).
 H = Perda total de energia através do bueiro, da entrada até a saída (m).
 h_c = Altura crítica (m).

12. BIBLIOGRAFIA

1. **Hydraulic Charts for Selection of Highway Culverts**, U.S. Department of Commerce, Bureau of Public Roads, December 1965.
2. **Capacity Charts for the Design of Culverts**, U.S. Department of Commerce, Bureau of Public Roads, March 1965.
3. **Handbook of Concrete Culvert Pipe Hydraulics**, Portland Cement Association, Chicago, Illinois, 1964.
4. **Culvert Design Aids: An Application of U.S. Bureau of Public Roads Capacity Charts**, Portland Cement Association, Chicago, Illinois, 1962.
5. **Seventh Progress Report on Hydraulics of Culverts, Tapered Box Culvert Inlets with Fall Concentration in the Inlet Structure**, por John L. French e Herbert F. Bossey, U.S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, July 14, 1967.
6. **Hydraulics of Culverts**, por John G. Hendrickson, Jr., American Concrete Pipe Association, Chicago, Illinois, 1957.
7. **Handbook of Steel Drainage and Highway Construction Products**, American Iron and Steel Institute, New York, New York, 1967.
8. **Design of Small Dams**, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1960.
9. **Hydraulics of Steady Flow in Open Channels**, por Sherman M. Woodward e Chesley J. Posey, John Wiley & Sons, Inc., New York, New York, 1958.
10. **Open Channel Hydraulics**, por Ven Te Chow, McGraw-Hill Book Company, Inc., New York, New York, 1959.
11. **Handbook of Hydraulics**, por Horace Williams King, McGraw-Hill Book Company, Inc., New York, New York, 1954.

X Armazenamento

1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A utilização de armazenamentos para reduzir ou retardar o deflúvio direto, correspondente a uma tormenta que ocorre em uma determinada área, não é comum em sistemas de drenagem urbana. É inegável, entretanto, que os armazenamentos, quando as condições forem propícias à sua implantação, podem reduzir sensivelmente o custo global das obras de drenagem. Existem vários processos para efetuar esses armazenamentos, estando fora do âmbito deste manual a análise detalhada dos mesmos.

Na Tabela 1.1, a seguir, são apresentados alguns desses processos e na Tabela 1.2 as vantagens e desvantagens de cada um. Essas Tabelas foram adaptadas pelo Soil Conservation Service dos Estados Unidos, a partir de tabelas preparadas sob a direção de Gert Aron da Universidade de Pennsylvania.

Dependendo do período de tempo envolvido, o armazenamento pode ser de detenção ou de retenção do deflúvio direto. A detenção é caracterizada pelo armazenamento do deflúvio direto, por um período pouco maior que a duração do mesmo, ao passo que na retenção aquele período é consideravelmente maior que esta duração. O primeiro tipo requer reservatórios de volume relativamente menor, e é mais comumente utilizado em drenagem urbana.

ÁREA	REDUÇÃO DO DEFLÚVIO DIRETO	RETARDAMENTO DO DEFLÚVIO DIRETO
Telhado plano de grandes dimensões.	1. Armazenamento em cisterna. 2. Jardim suspenso. 3. Armazenamento em tanque ou chafariz.	1. Armazenamento no telhado, empregando tubos condutores verticais estreitos. 2. Aumentando a rugosidade do telhado: a. cobertura ondulada b. cobertura com cascalho.
Estacionamento	1. Pavimento permeável: a. cascalho b. furos no pavimento impermeável. 2. Reservatório de concreto ou cisterna sob o estacionamento. 3. Áreas de armazenamento gramadas em redor do estacionamento. 4. Valas com cascalho (brita).	1. Faixas gramadas no estacionamento. 2. Canal gramado drenando o estacionamento. 3. Armazenamento e detenção para áreas impermeáveis: a. pavimento ondulado b. depressões c. bacias.
Residencial	1. Cisternas para casas individuais, ou grupo de casas. 2. Passeios com cascalho. 3. Áreas ajardinadas em redor. 4. Recarga do lençol subterrâneo: a. tubos perfurados b. cascalho (areia) c. valeta d. cano (tubo) poroso e. poços secos. 5. Depressões gramadas.	1. Reservatório de detenção. 2. Utilizando gramas espessas (alta rugosidade). 3. Passeios com cascalho. 4. Sarjetas ou canais gramados. 5. Aumentando o percurso da água através de sarjetas, desvios, etc.
Gerais	1. Vieiras com cascalho. 2. Calçadas permeáveis. 3. Canteiros cobertos com palhas ou folhas.	1. Vieiras com cascalho.

TABELA 1.1 – Medidas para redução do deflúvio superficial direto (Runoff) urbano

MEDIDAS	VANTAGENS	DESvantagens
A. Cisterna	1. Água pode ser utilizada para: a. proteção contra fogo b. rega de terras c. processos industriais d. refrigeração. 2. Reduz o deflúvio superficial direto, ocupando pequena área. 3. O terreno ou espaço, acima da cisterna, pode ser usado para outros fins.	1. Custo relativamente alto da instalação. 2. Custo requerido pode ser restritivo, se a cisterna receber água de grandes áreas de drenagem. 3. Requer manutenção. 4. Acesso restrito. 5. Reduz o espaço disponível, do subsolo, para outros usos.
B. Jardim suspenso	1. Esteticamente agradável. 2. Redução do deflúvio superficial direto. 3. Reduz o nível de ruído. 4. Valorização da vida animal.	1. Elevadas cargas nas estruturas da cobertura e da construção. 2. Caro para instalar e manter.
C. Reservatório com espelho d'água permanente (geralmente em áreas residenciais)	1. Controla grandes áreas de drenagem, liberando pequenas descargas. 2. Esteticamente agradável. 3. Possíveis benefícios à recreação: a. uso de barcos de recreação; b. pesca; c. natação. 4. Habitat para vida aquática. 5. Aumenta o valor dos terrenos adjacentes.	1. Requer grandes áreas. 2. Possível poluição pelas enxurradas, e sedimentação. 3. Possível área de proliferação de pernilongos. 4. Pode haver crescimento intensivo de algas, como resultado da eutrofização. 5. Possibilidade de ocorrência de afogamentos. 6. Problemas de manutenção.
D. Armazenamento em telhado, empregando tubos condutores verticais estreitos	1. Retardo do deflúvio superficial direto. 2. Efeito de isolamento térmico do edifício: a. água no telhado; b. através de circulação. 3. Pode facilitar o combate a incêndios.	1. Carga estrutural elevada. 2. A tomada d'água dos tubos condutores requer manutenção. 3. Formação de ondas e cargas devidas às mesmas. 4. Infiltração da água do telhado para o edifício.
E. Telhado com rugosidade aumentada	1. Retardo do deflúvio superficial direto, e alguma redução do mesmo (detenção nas ondulações ou no cascalho).	1. Carga estrutural relativamente elevada.
F. Pavimento permeável (estacionamento e vielas): a. Estacionamento com cascalho; b. Furos no pavimento impermeável ($\Phi = 1/4''$) enchido com areia.	1. Redução do deflúvio superficial direto (a e b). 2. Recarga do lençol freático (a e b). 3. Pavimento de cascalho pode ser mais barato do que asfalto ou concreto (a).	1. Entupimento dos furos ou poros (a e b). 2. Compactação da terra abaixo do pavimento, ou diminuição da permeabilidade do solo devido ao cascalho (a e b). 3. Dificuldade de manutenção. 4. Gramas e ervas daninhas podem crescer no pavimento (a e b).
G. Canais gramados e faixas de terreno cobertos com vegetação.	1. Retardo do deflúvio superficial direto. 2. Alguma redução do deflúvio superficial direto (recarga do lençol freático por infiltração). 3. Esteticamente agradável: a. flores; b. árvores.	1. Sacrifica-se alguma área do terreno para faixas de vegetação. 2. Áreas gramadas devem ser podadas, ou cortadas periodicamente (custos de manutenção).
H. Armazenamento e detenção em pavimentos impermeáveis: a. pavimento ondulado; b. bacias; c. bocas de lobo estranguladas.	1. Retardo do deflúvio superficial direto (a, b, c). 2. Redução do deflúvio direto (a e b).	1. Restringe um pouco o movimento de veículos. 2. Interfere com o uso normal (b e c). 3. Depressões juntam sujeira e entulhos (a, b e c).
I. Reservatórios ou bacias de detenção.	1. Retardo do deflúvio superficial direto. 2. Benefícios recreativos: a. baseball, futebol, etc, se o terreno for propício. 3. Esteticamente agradável. 4. Pode controlar extensas áreas de drenagem, liberando descargas relativamente pequenas.	1. Requer grandes áreas. 2. Custo de manutenção: a. poda da grama; b. herbicidas; c. limpeza periódica (remoção de sedimentos). 3. Área de proliferação de pernilongos. 4. Sedimentação do reservatório.
J. Tanque séptico transformado para armazenamento e recarga de lençol freático.	1. Custos de instalação baixos. 2. Redução do deflúvio superficial direto (infiltração e armazenamento). 3. Água pode ser usada para: a. proteção contra incêndio; b. regar gramados e jardins; c. recarga do lençol freático.	1. Requer manutenção periódica (remoção de sedimentos). 2. Possíveis danos à saúde. 3. Algumas vezes requer um bombeamento para esvaziamento após uma tempestade.
K. Recarga do lençol freático: a. tubo ou mangueira perfurada; b. dreno francês; c. cano poroso; d. poço seco.	1. Redução do deflúvio superficial direto (infiltração). 2. Recarga do lençol freático com água relativamente limpa. 3. Pode suprir água para jardins, ou áreas secas. 4. Pequena perda por evaporação.	1. Entupimento dos poros ou tubos perfurados. 2. Custo inicial de instalação (materiais).
L. Grama com alta capacidade de retardamento. (elevada rugosidade).	1. Retardo do deflúvio superficial direto. 2. Aumento de infiltração.	1. Dificuldade de poda da grama.
M. Escoamento dirigido sobre terrenos gramados	1. Retardo do deflúvio superficial direto. 2. Aumento de infiltração.	1. Possibilidade de erosão. 2. Água parada no gramado em depressões.

TABELA 1.2 – Vantagens e desvantagens das medidas para redução e retardamento do deflúvio direto

2. ANÁLISE DO ARMAZENAMENTO PELO MÉTODO RACIONAL

Para a análise rigorosa dos efeitos dos armazenamentos, na detenção ou retenção de cheias, é indispensável dispor-se dos hidrogramas respectivos, que podem ser calculados, por exemplo, através do método do hidrograma unitário sintético. Entretanto, quando as áreas de drenagem envolvidas são pequenas, poderão ser empregadas técnicas simplificadas baseadas no Método Racional.

O estudo de um armazenamento mediante a aplicação desse método, é apresentado a seguir, referindo-se à drenagem de um aeroporto, no qual foi previsto um pequeno reservatório de acumulação entre as pistas, conforme pode ser visualizado na Figura 2.1. A área de drenagem na tomada d'água da tubulação de extravazamento é de aproximadamente 20 ha. Na Tabela 2.1 mostra-se a intensidade da chuva no local desse aeroporto, em mm/min, para várias durações e para os períodos de retorno de 5 e 10 anos.

DURAÇÃO (minutos)	INTENSIDADE (mm/min)	
	T = 5 ANOS	T = 10 ANOS
5	2,438	2,743
10	2,083	2,413
15	1,795	2,015
20	1,575	1,774
30	1,236	1,431
60	0,792	0,965
90	0,576	0,732
120	0,461	0,593
180	0,343	0,432

$A_1 = 1,81$ ha (pavimento)
 $A_2 = 18,23$ ha (turfa)
 $A_t = 20,04$ ha (total)

O coeficiente de "runoff" composto será de:

$$C = \frac{1,81 \times 0,90}{20,04} + \frac{18,23 \times 0,30}{20,04} = 0,354$$

A distância entre o ponto mais remoto da bacia e a tomada d'água é de 488 m, correspondendo a um tempo de concentração t_c de 55 min.

- Para $t_c = 55$ min e uma chuva de $T = 5$ anos a descarga de pico será de:
 $Q = 166,67$ CIA = $166,67 \times 0,354 \times 0,847 \times 20,04 \cong 1.000$ l/s.
- Para uma tubulação de 33", a capacidade de descarga, para $n = 0,015$ (coeficiente de rugosidade de Manning) e $i = 0,7\%$, será de 1.090 l/s. Portanto, sem se considerar o armazenamento, esse diâmetro, no caso, é o necessário para uma chuva de $T = 5$ anos.

TABELA 2.1 – Cálculos do exemplo referido nas figuras 2.1 e 2.2.

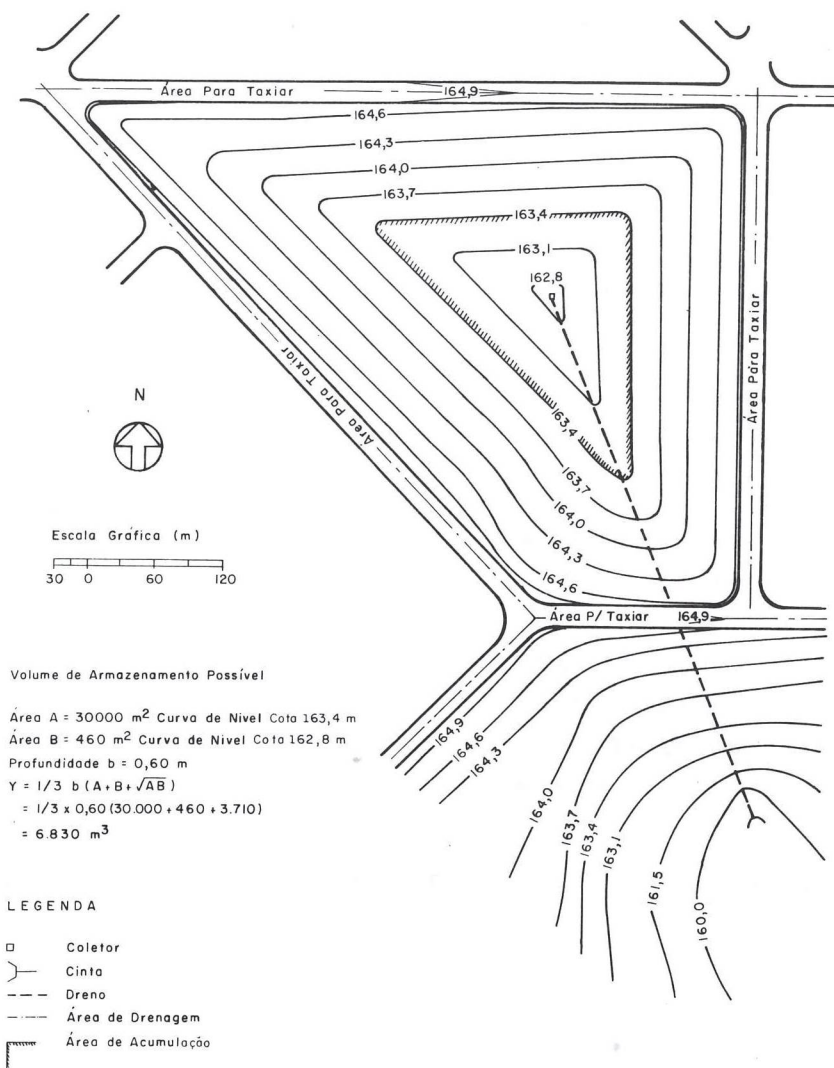


FIGURA 2-1. EXEMPLO DE PREVISÃO DE ÁREA PARA ACUMULAÇÃO

Na tabela 2.2, é mostrado o exemplo de cálculo dos volumes acumulados dos deflúvios afluentes ao reservatório, para as duas frequências. Com base nesses volumes e nas capacidades de descarga da tubulação de extravazamento, considerando-se os diâmetros de 21 e 33 polegadas, foram estabelecidos os diagramas de massa das descargas afluentes e efluentes da Figura 2.2.

Os dados topográficos disponíveis indicam que, se a tomada d'água for construída numa altura um pouco abaixo da curva de nível 162,8, a capacidade de armazenamento disponível entre as curvas de níveis 162,8 e 163,4, será de 6.830 m³.

A tubulação de 21 polegadas possui capacidade de descarga suficiente, para que o armazenamento máximo se mantenha em torno de 2.170 m³ (vide Figura 2.2) após 60 minutos do início do deflúvio, para a chuva de 5 anos de período de retorno; essa tubulação esvaziaria o reservatório aproximadamente 1,5 horas após o instante de máximo armazenamento.

Sem o uso de armazenamento, o diâmetro necessário para a tubulação seria de 33 polegadas para chuva T = 5 anos, conforme mostrado na Tabela 2.1. Entretanto, aproveitando-se o armazenamento a montante, é possível reduzir o diâmetro da tubulação para 21 polegadas. O procedimento é baseado na Fórmula Racional e os resultados, embora aproximados, são considerados satisfatórios para os objetivos envolvidos.

EXEMPLO DE CÁLCULO DO VOLUME DO DEFLÚVIO AFLUENTE PARA UMA CHUVA DE DURAÇÃO QUALQUER

Para duração de 5 min e T = 5 anos tem-se

$$I = 2,438 \text{ mm/min}$$

$$Q = 166,67 \text{ CIA} = 166,67 \times 0,354 \times 20,04 \times I \quad (\text{l/s})$$

$$Q = 1.182,6 \times I = 1.182,6 \times 2,438 = 2,883,2 \quad (\text{l/s})$$

$$5 \text{ min} = 300 \text{ segundos}$$

$$2.883,2 \times 300 = 865.000 \text{ l} = 865 \text{ m}^3$$

Para outras durações e T = 5 anos e 10 anos resultam

DURAÇÃO (min)	T = 5 ANOS	T = 10 ANOS
5	865	973
10	1.478	1.712
15	1.910	2.145
20	2.235	2.517
30	2.631	3.046
60	3.372	4.108
90	3.678	4.674
120	3.925	5.049
180	4.381	5.517

TABELA 2.2 — Cálculos do exemplo referido na Figura 2.2.

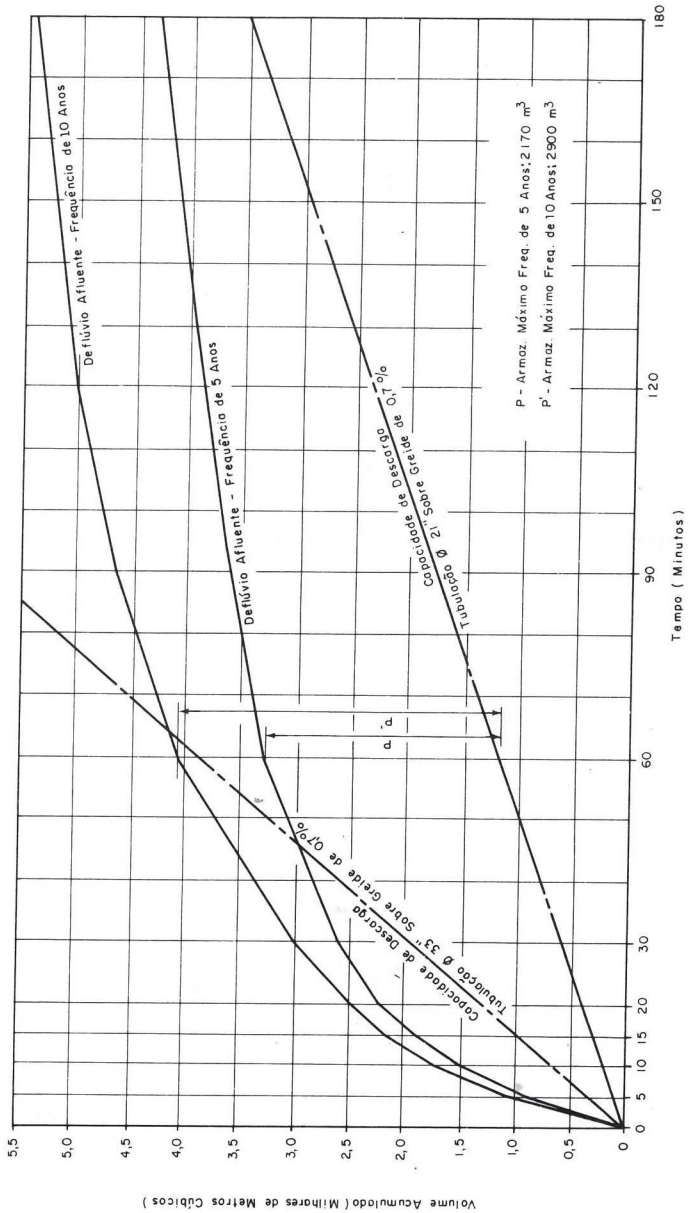


FIGURA 2-2 . RESERVATÓRIO DE ACUMULAÇÃO : DIAGRAMAS DE MASSA DAS DESCARGAS AFLUENTE E EFLUENTE.

3. ANÁLISE DO ARMAZENAMENTO PELO MÉTODO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO SINTÉTICO

O método do Hidrograma Unitário Sintético torna possível uma análise mais acurada, do efeito dos armazenamentos. A obtenção do hidrograma do deflúvio superficial direto, é apresentada neste manual, no Capítulo relativo aos deflúvios. Um hidrograma de deflúvio superficial direto é apresentado na Figura 3.1, que apresenta a descarga afluyente a um reservatório. A análise do armazenamento em reservatório, precisa levar em consideração as características do extravazor cuja descarga (hidrograma efluente) é mostrada na Figura 3.1, em linha cheia.

A forma dessa linha reflete a capacidade de descarga do extravazor, à medida que varia o nível d'água no reservatório; quanto maior esse nível, maior será a descarga pelo mesmo. A área entre os hidrogramas afluyente e efluente representa o volume de armazenamento necessário para reduzir a descarga máxima, para jusante, de 5.600 l/s para 2.800 l/s. Para o armazenamento fora do leito do rio acontece o que é apresentado na Figura 3.2.

Neste caso, as descargas são derivadas por um vertedor lateral, que descarrega numa área de acumulação adjacente ao canal. O volume de água desviado é representado pela área sombreada do hidrograma. Há uma redução no pico da cheia de 5.600 l/s para 2.800 l/s aproximadamente. O dimensionamento do extravazor, no armazenamento por detenção, é feito de acordo com as condições particulares de cada caso. O projetista pode efetuar o dimensionamento do extravazor por tentativas, tendo por objetivo o melhor uso da capacidade de armazenamento disponível.

ENCAMINHAMENTO DE HIDROGRAMAS DE CHEIAS

Para reservatórios de porte é desejável que se estude, detalhadamente, o encaminhamento do hidrograma da cheia afluyente, recomendando-se para tanto a leitura de publicações especializadas.

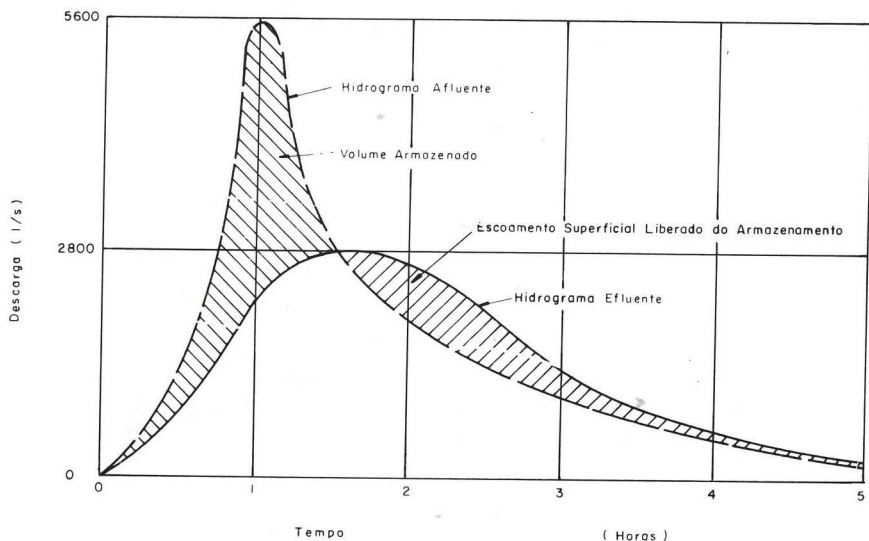


FIGURA 3-1. EFEITO DO RESERVATÓRIO NO PRÓPRIO LEITO DO RIO, NO HIDROGRAMA DO DEFLÚVIO SUPERFICIAL DIRETO.

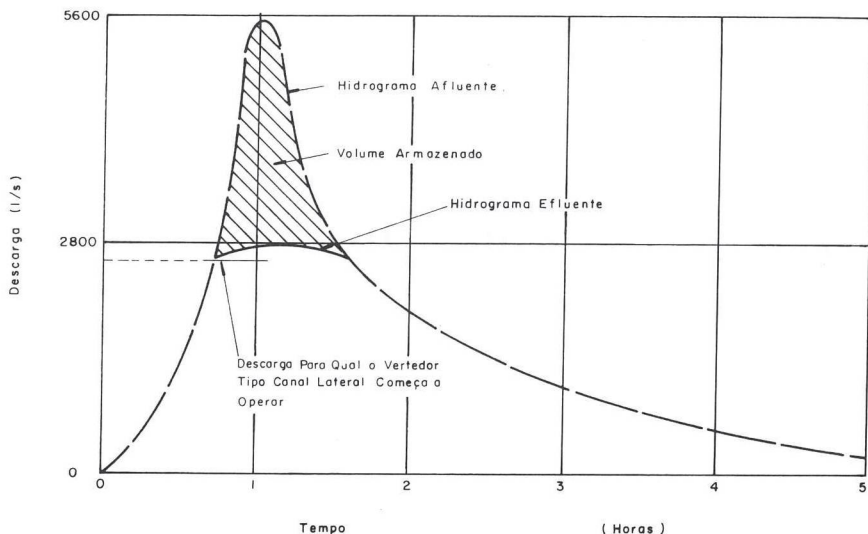


FIGURA 3-2 . EFEITO DO RESERVATÓRIO FORA DO LEITO DO RIO, NO
HIDROGRAMA DA DEFLÚVIO SUPERFICIAL DIRETO

4. BIBLIOGRAFIA

1. **Storm Water Detention in Urban Areas**, por Eugene J. Daily, An Abstract of a paper presented at the 8th Annual National Highway Conference held at Atlanta, Georgia, PUBLIC WORKS, January 1961.
2. **Airport Drainage**, Federal Aviation Agency, Washington, D.C., 1966.
3. **Water Pollution Aspects of Urban Runoff**, Federal Water Pollution Control Administration, Washington, D.C., March 1969.
4. **Stream Classification for Surface Waters of Colorado**, Colorado Water Pollution Control Commission, Colorado State Department of Public Health, June 1967.
5. **Water-Resources Engineering**, por Ray K. Linsley, e Joseph B. Franzini, McGraw-Hill Book Company, Inc., New York, New York, 1964.
6. **Handbook of Applied Hydrology**, Ven Te Chow, Editor-in-Chief, McGraw-Hill Book Company, Inc., New York, New York, 1964.

Terminologia básica

Boca de Lobo — É uma estrutura hidráulica destinada a captar as águas superficiais, consistindo de uma **caixa de alvenaria** ou premoldado de concreto localizada sob o passeio ou sob a sarjeta. No primeiro caso, capta águas superficiais através da abertura na guia denominada chapéu; no segundo caso, capta águas superficiais por meio de uma **grelha** de ferro fundido.

Caixa de ligação (caixa morta) — É uma caixa de alvenaria ou premoldado de concreto, que recebe os condutos de conexão das bocas de lobo e se liga, por conduto, à galeria. Não é visitável.

Chaminé — É o conduto vertical de seção circular, de alvenaria ou premoldado de concreto, localizado sobre a laje superior do poço de visita e coberto pelo tampão.

Chuva inicial de projeto — É a chuva considerada para o projeto de um sistema inicial de drenagem e poderá ter período de retorno de 2, 5 ou 10 anos.

Chuva máxima de projeto — É a chuva considerada para o projeto de um sistema de macrodrenagem, com período de retorno de 100 anos.

Conexão — É o conduto destinado a conectar a boca de lobo à caixa de ligação ou ao poço de visita.

Galeria — É o conduto destinado a transportar a água pluvial desde a captação até o local de despejo. Pode ter seção circular, retangular, oval ou de outra forma.

Galeria ramal — É a galeria que conduz a contribuição do curso d'água secundário, ou que fica em fundo de vale secundário da bacia de drenagem.

Galeria tronco — É a galeria que conduz a contribuição do curso d'água principal, ou que fica localizada no fundo do vale principal da bacia de drenagem.

Greide — É o perfil do eixo longitudinal da superfície da pavimentação da mesma.

Guia (meio fio) — É a peça de granito ou de concreto premoldado (especificações E-31 do IPT e EM-9/EM-10 da PMSP) destinada a separar a faixa da pavimentação da faixa do passeio, limitando a sarjeta longitudinalmente.

Poço de visita (poço de inspeção) — É uma caixa de alvenaria ou premoldado de concreto que une dois trechos consecutivos de uma galeria e pode receber os condutos de conexão das bocas de lobo. É visitável através da chaminé.

Sarjeta — É o canal triangular longitudinal destinado a coletar e conduzir as águas superficiais da faixa pavimentada da via pública à boca de lobo ou sarjetão.

Sarjetão — É o canal triangular geralmente localizado em pontos baixos do greide da via pública ou nos seus cruzamentos, destinado a coletar e conduzir as águas superficiais à boca de lobo, ou a outra sarjeta.

Sistema de macro-drenagem — É a parte de um sistema urbano de drenagem que deve afastar as águas de escoamento superficial resultante de uma chuva intensa de período de retorno de 100 anos. O sistema de macro-drenagem inclui, além do sistema inicial de drenagem, o leito das ruas, bem como os condutos receptores ou coletores finais que podem ser um rio, um canal ou mesmo uma galeria de grandes dimensões.

Sistema inicial de drenagem — É a parte de um sistema urbano de drenagem que tem por função captar e afastar as águas do escoamento superficial resultante de uma chuva intensa de período de retorno de 2,5 ou 10 anos dependendo do tipo de ocupação da área. Ele compreende as sarjetas, os sarjetões, as bocas de lobo, os tubos de conexão e as galerias.

Tampão — É a peça de ferro fundido instalada ao nível da pavimentação de via pública e sobre a chaminé, destinada a permitir o acesso ao poço de visita.

Tempo de concentração — É o tempo gasto pela água para escoar desde o ponto mais afastado da bacia de drenagem, até o ponto de projeto considerado. É a soma do tempo de entrada e dos tempos de escoamento na sarjeta e na galeria.

Tempo de entrada — É o tempo gasto pela água para atingir a primeira boca de lobo.

Tempo de percurso — É o tempo gasto pela água para percorrer a sarjeta, entrar na boca de lobo, percorrer a conexão, entrar no poço de visita (ou caixa de ligação), e percorrer a galeria até o ponto de concentração considerado.

Trecho de galeria — É a parte da galeria situada entre dois poços de visita consecutivos.

Data Aquis.:	27/8/90
Indic.:	ASCETESB
Local:	
Preço:	Cr\$
Data Tomba:	27/8/90