



Dissertação de Mestrado

**UTILIZAÇÃO DE METODOLOGIA DE DRENAGEM
URBANA PARA ANÁLISE DO COMPORTAMENTO
HIDRÁULICO DE UM SISTEMA DE
DRENAGEM INDUSTRIAL**

Paraguassú Garcia Flores

UFSM
Biblioteca Central

PPGEC

Santa Maria, RS, Brasil

2004

UFSM
Biblioteca Central

UFSM
CT
2004
F634 u

UTILIZAÇÃO DE METODOLOGIA DE DRENAGEM URBANA PARA
ANÁLISE DO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO DE UM SISTEMA DE
DRENAGEM INDUSTRIAL

por

UFSM
Biblioteca Central

Paraguassú Garcia Flores

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil-Área de
Concentração em Recursos Hídricos e Saneamento
Ambiental,
da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como
requisito parcial para obtenção do grau de **Mestre em**
Engenharia Civil

Santa Maria, RS, Brasil

2004

067505

UFSM
Biblioteca Central

00012250

Universidade Federal de Santa Maria
Centro de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

A Comissão Examinadora, abaixo assinada,
aprova a Dissertação de Mestrado

**UTILIZAÇÃO DE METODOLOGIA DE DRENAGEM URBANA PARA
ANÁLISE DO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO DE UM SISTEMA DE
DRENAGEM INDUSTRIAL**

elaborada por

Paraguassú Garcia Flores

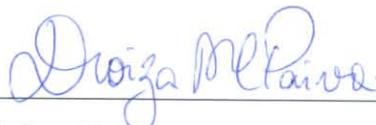
como requisito parcial para obtenção do grau de
Mestre em Engenharia Civil

UFSM
Biblioteca Central

COMISSÃO EXAMINADORA:



Prof^a. Dra. Maria do Carmo Cauduro Gastaldini – UFSM - Orientador



Prof^a.Dra.Eloiza Maria Cauduro Dias de Paiva – UFSM



Prof.Ph.D. Joel Avruch Goldenfum – U.R.G.S

Santa Maria, 20 de dezembro de 2004.

UFSM
Biblioteca Central

Dedico este trabalho aos meus pais:
Ernani Flores e Albertina Barros,
agradecendo tudo a eles.

APRESENTAÇÃO

Este trabalho foi desenvolvido no Programa de Pós – Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental do Centro de Tecnologia da Universidade Federal de Santa Maria, sob a orientação da Prof^a. Dra. Maria do Carmo Cauduro Gastaldini da Universidade Federal de Santa Maria.

Agradecimentos:

À professora orientadora. Maria do Carmo Cauduro Gastaldini pelo estímulo e confiança na realização deste trabalho;

Ao professor Joel Avruch Goldenfum pela cessão do Modelo para Previsão de Vazões;

À todos os professores e funcionários do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Finalmente, à minha esposa Leonor Cataldi Flores, que me apoiou em todos os momentos desta pesquisa até chegar aqui.

SUMÁRIO

RESUMO	viii
ABSTRACT	ix
LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE QUADROS	xiii
LISTA DE SIGLAS, SÍMBOLOS E ABREVIATURASxv
1 - INTRODUÇÃO	1
2 - OBJETIVOS	4
3 - REVISÃO DA LITERATURA	
3.1 - Impactos da ocupação do solo no escoamento superficial.....	5
3.2 - Características e funções dos reservatórios.....	8
3.2.1 – Controle de material sólido.....	9
3.3 - Contenção/Retenção a jusante.....	11
3.4 – Condicionantes gerais de projeto.....	15
3.4.1 - Aspectos hidrológicos.....	15
3.4.1.1 - Definição da chuva de projeto.....	16
3.4.1.2 - Dados tipo intensidade-duração-freqüência.....	17
3.4.1.3 - Chuvas padronizadas.....	18
3.4.1.4 - Método de Chicago.....	21
3.4.1.5 - Influência da chuva de projeto no dimensionamento de bacias de retenção.....	23
3.4.1.6 - Modelos chuva x deflúvio.....	24
3.4.1.7 - Simulações discretas.....	26
3.4.1.8 - Simulações contínuas.....	26
3.4.2 - Aspectos hidráulicos.....	27
3.4.2.1 - Dimensionamento hidráulico de bacias de	

detenção - Fase de planejamento.....	30
3.4.2.2 - Modelo generalizado.....	31
3.4.2.3 - Método do hidrograma da fórmula racional.....	33
3.4.2.4 - Método de Baker.....	33
3.4.2.5 - Método de Abt e Grigg.....	34
3.4.2.6 - Método do S.C.S.....	35
3.4.2.7 - Método de Akan.....	37
3.4.2.8 - Dimensionamento hidráulico de bacias de detenção/retenção - Fase de projeto.....	45
3.4.2.9 - Elementos hidráulicos de saída.....	47
3.5 – Controle de poluentes. no deflúvio de instalações industriais.....	53
3.5.1 - Fontes de poluentes para o deflúvio industrial.....	54
3.5.2 - Opções para prevenir poluentes em águas pluviais.....	55
3.5.2.1 - Tratamento antes do lançamento.....	56
3.5.2.2 Implementando as melhores práticas de gerenciamento (MPGs) para a prevenção da poluição.....	56
3.5.2.3 Desvio das descargas de águas pluviais contaminadas para estações de tratamento.....	57
3.5.2.4 - Uso das práticas tradicionais de gerenciamento de águas pluviais.....	57
3.5.2.5 - Eliminando fontes de poluição/reuso da água.....	58
3.6 - Requisitos para um plano de prevenção da poluição.....	59
3.6.1 - Descrição das fontes potenciais de poluição.....	61
3.6.2 - Medidas e controles.....	61
3.7 - Características de esgotos industriais.....	62
3.7.1 - Águas não contaminadas.....	64
3.7.2 - Águas pluviais.....	64
3.8 - Controle de extravasamentos em sistemas combinados de esgotos	65

3.8.1 - Análise hidráulica preliminar de um sistema combinado de esgotos.....	66
3.8.2 - Estratégia de modelagem.....	67
3.8.3 - Estratégia para a seleção de um modelo.....	67
3.9 - Modelo matemático para previsão de vazões.....	70
3.9.1 – Introdução.....	68
3.9.2 – Módulo 1 – Precipitação.....	69
3.9.3 – Módulo 2 – escoamento superficial.....	70
3.9.4 – Módulo 3 – Propagação em reservatório.....	70
3.9.5 – Módulo 4 – Propagação em tubulação.....	72
4 – METODOLOGIA	74
4.1 Sistema de drenagem industrial.....	74
4.1.1 Descrição do sistema.....	74
4.2 - Parâmetros básicos do estudo.....	75
4.3 –Segregação dos efluentes líquidos.....	77
4.3.1 – Águas de drenagem pluvial (A).....	77
4.3.2 – Águas de rejeito de processo (B).....	78
4.3.3 – Águas de refrigeração e purgas (C).....	79
4.3.4 – Águas de refrigeração não contaminadas.....	79
4.3.5 – Esgotos sanitários (D).....	79
4.3.6 – Águas de lavagem das indústrias.....	79
4.4 – Rede coletora.....	80
4.4.1 – Rede coletora pluvial.....	80
4.4.2 – Rede coletora orgânica da área industrial.....	80
4.4.3 – Rede coletora inorgânica da área industrial.....	80
4.5 – Funções do sistema de drenagem industrial.....	81
4.5.1 – Subsistema de drenagem.....	81
4.5.1.1 – Bacias de amortecimento.....	83
4.5.1.2 – Pré – tratamento.....	84

4.5.1.3 – Condições de operação de um subsistema de drenagem.....	84
5 – Determinação das chuvas de projeto.....	86
5.1 Introdução.....	86
5.2 Determinação da chuva de projeto das calhas Parshall.....	88
Indústrias A e B.....	89
Indústria C.....	90
Indústrias D e E.....	91
Indústria F.....	92
Indústrias G e H.....	93
Indústrias I e J.....	94
5.3 – Determinação da chuva de projeto do coletor geral de orgânicos.....	95
5.4 – Determinação da chuva de projeto dos subsistemas. de drenagem.....	96
Subsistema da indústria A.....	97
Subsistema da indústria B.....	98
Subsistema da indústria C.....	98
Subsistema da indústria D.....	99
Subsistema da indústria E.....	100
Subsistema da indústria F.....	100
Subsistema da indústria G.....	101
Subsistema da indústria H.....	102
Subsistema da indústria I.....	102
Subsistema da indústria J.....	103
6 Determinação da chuva de projeto do sistema de drenagem industrial.....	104
7 Otimização do sistema de drenagem industrial para a chuva com período de retorno de 15 anos e duração de 90 minutos.....	106

8	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	108
8.1	Conclusões.....	108
8.2	Recomendações.....	109
9	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	111
	ANEXO A: Descrição do modelo matemático para previsão de vazões.....	114
	ANEXO B: Resultados das simulações para determinação da chuva de projeto das calhas Parshall e do coletor geral de orgânicos.....	128
	ANEXO C Resultados das simulações para determinação da chuva de projeto do sistema de drenagem industrial.....	137

RESUMO

O controle da poluição hídrica por efluentes de distritos industriais, requer sejam adotadas medidas especiais ao nível de cada indústria, abrangendo: o amortecimento do pico da chuva de projeto; o pré-tratamento conjunto das águas pluviais contaminadas e dos rejeitos líquidos de processo. Os efluentes de cada subsistema são combinados com os esgotos sanitários e, após a medição das suas vazões, lançados num coletor geral que os conduz para uma estação de tratamento centralizada.

O presente trabalho analisa o comportamento hidráulico de um sistema de drenagem formado por dez indústrias, cada uma disposta de subsistemas, constituídos por bacias de retenção para o amortecimento dos picos da chuva de projeto e, de unidades para o pré-tratamento dos seus efluentes. Através de simulações num modelo, especialmente concebido para a previsão de vazões, o sistema é submetido a chuvas com períodos de retorno de 15, 20 e 25 anos com durações de 60, 90, 120, 180, 240, 300 e 360 minutos. Os resultados das simulações mostraram que 50 % dos subsistemas não suportaram a chuva com período de retorno de 15 anos com 90 minutos de duração, adotada no projeto da estação de tratamento, enquanto que, as calhas Parshall e o coletor geral, suportaram a todas as chuvas. Em seqüência, são determinadas as modificações necessárias para que o sistema de drenagem possa suportar a mesma chuva de projeto da estação de tratamento.

ABSTRACT

The water pollution control by effluents from industrial districts requires that some special attitudes be adopted at the level of each industry. They have to cover the cushioning of the project rain peak, the joint pre-treatment of rainwater and liquid rejects of process. The effluents of each subsystem are combined with sanitary sewer and after the measurement of its outflows; they are launched in a general collector that conducts them to a centralized treatment station.

This work analyzes the hydraulic behavior of a drainage system formed by ten industries. Each one of them has at one's disposal subsystems that are constituted by detention basins in order to deaden absorb the project rain peaks and units of its effluents pre-treatment.

Through simulations in a model specially conceived in order to predict outflows, the system is submitted to rain that returns after 15, 20, and 25 years and lasts 60, 90, 120, 180, 240, 300, and 360 minutes. The simulation results showed that 50% of subsystems did not support the rain that returned after 15 years and lasted 90 minutes which was adopted in the project of the treatment station. On the other hand, the Parshall gutters and the general collector supported all types of rain. In sequence, the necessary modifications in order to the drainage system supports the same project rain of the treatment station are determined.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 3.1	Características do balanço hídrico numa bacia urbana. (OECD,1996).- citado por Tucci e Genz (1995).....	6
FIGURA 3.2	Hidrogramas típicos de bacias de detenção (Porto et al.,1993).....	7
FIGURA 3.3	Reservatórios para controle de material sólido. (Maidment, 1993).....	10
FIGURA 3.4	Efeito da retenção dos picos de enchentes (Canholi,1995.....	11
FIGURA 3.5	Bacias de detenção (Canholi, 1995).....	11
FIGURA 3.6	Bacias de retenção (Canholi,1995).....	12
FIGURA 3.7	Reservatório “in - line” e “off – line” (Canholi, 1995).....	14
FIGURA 3.8	Exemplo de curvas I – D – F (Intensidade - Duração – Frequência) (Canholi,1995).....	18
FIGURA 3.9	Definição do bloco de tormenta como chuva de projeto (Canholi, 1995).....	21
FIGURA 3.10	Definição do bloco de tormenta usando uma curva IDF.....	21
FIGURA 3.11	Elementos do hietograma do Método deChicago (Canholi,1995).....	22
FIGURA 3.12	Modelo chuva x deflúvio – Comparação entre modelagem discreta e continua (Walesh,1989).....	25
FIGURA 3.13	Determinação do volume a reservar (Canholi,1995).....	28
FIGURA 3.14	Casos típicos de restrições que determinam estruturas de controle e volume a reservar. (Canholi,1995).....	29-30
FIGURA 3.15	Método generalizado (McCuen, 1989).....	32
FIGURA 3.16	Método do hidrograma da fórmula racional (Canholi,1995).....	33

FIGURA 3.17	Método de Baker (1979).....	34
FIGURA 3.18	Método de Abt e Grigg.(1978).....	34
FIGURA 3.19	Método do S.C.S – U.S. Department of Agriculture (1986).....	36 - 37
FIGURA 3.20	Ábacos para estruturas de controle com orifício único. (Akan,1990).....	40
FIGURA 3.21	Ábacos para estruturas de controle tipo soleira vertente única.....	41
FIGURA 3.22	Configuração de uma bacia de detenção para múltiplos períodos de retorno (Akan,1990).....	42
FIGURA 3.23	Variação de H^* para $H > 1$ e $C = 1,00$ (Akan,1989).....	44
FIGURA 3.24	Variação de Q^* para $H > 1$ e $C = 1,25$ (Akan, 1989).....	46
FIGURA 3.25	Exemplo de dispositivo de saída de uma bacia de detenção (Urbonas e Stahre,1993).....	49
FIGURA 3.26	Vertedores na saída do conduto de elevação. (McCuen,1989).....	49
FIGURA 3.27	Orifício (U.S.Department of Transportation).....	52
FIGURA 3.28	Relação entre área de grades e diâmetro de condutos.....	52
FIGURA 3.29	Processo do plano de prevenção da poluição (U.S. EPA,1992).....	60
FIGURA 3.30	Balanço hídrico de vazões- (EPA/832 – B – 99 – 002).....	66
FIGURA 3.31	Visão geral do programa – Seqüência de cálculo empregada.....	73
FIGURA 4.1	Sistema de drenagem industrial.....	74
FIGURA 4.2	Fluxograma geral da segregação e pré-tratamento dos efluentes líquidos de uma indústria.....	77
FIGURA 4.3	Subsistema de drenagem – Fluxograma da segregação e tratamento.....	82
FIGURA 4.4	Exemplo de um subsistema de drenagem.....	82
FIGURA 4.5	Corte transversal de uma bacia de amortecimento.....	83

FIGURA 4.6	Separador de água e óleos. (Degrémont,1973).....	84
FIGURA 4.7	Fluxograma da operação de um subsistema de drenagem	85
FIGURA 6.1	Chuvas máximas suportadas pelos subsistemas, calhas Parshall e pelo coletor geral de orgânicos.....	105
FIGURA 7.1	Comportamento do sistema de drenagem industrial antes da otimização.....	107
FIGURA 7.2	Sistema de drenagem industrial otimizado para uma chuva com período de retorno de 15 anos e duração de 90 minutos.....	108
FIGURA 8.1	Otimização de uma bacia de amortecimento.....	110

LISTA DE QUADROS

QUADRO 3.1 - Coeficientes do método do S.C.S.....	38
QUADRO 3.2 - Efeitos de alguns contaminantes em sistemas de esgotos industriais.....	63
QUADRO 4.1 - Calha Parshall.....	75
QUADRO 4.2 – Áreas de contribuição e bacias de amortecimento.....	75
QUADRO 4.3 – Coletor geral de orgânicos.....	76
QUADRO 4.4 – Relações entre os parâmetros de processo em tempo seco e ou chuvoso.....	86
QUADRO 5.1 - Resumo das simulações para a indústria (A) no Cenário C1.....	89
QUADRO 5.2 - Resumo das simulações para a indústria (B) no Cenário C1.....	90
QUADRO 5.3 - Resumo das simulações para a indústria (C) no Cenário C1.....	90
QUADRO 5.4 - Resumo das simulações para a indústria (D) no Cenário C1.....	91
QUADRO 5.5 - Resumo das simulações para a indústria (E) no Cenário C1.....	92
QUADRO 5.6 - Resumo das simulações para a indústria (F) no Cenário C1.....	92
QUADRO 5.7 - Resumo das simulações para a indústria (G) no Cenário C1.....	93
QUADRO 5.8 - Resumo das simulações para a indústria (H) no Cenário C1.....	93
QUADRO 5.9 - Resumo das simulações para a indústria (I) no Cenário C1.....	94

QUADRO 5.10 - Resumo das simulações para a indústria (J) no Cenário C1.....	95
QUADRO 5.11 - Resumo das simulações para determinar a chuva de projeto do coletor geral de orgânicos.....	96
QUADRO 5.12 – Resumo das simulações para o subsistema da indústria A no cenário C2.....	98
QUADRO 5.13 – Resumo das simulações para o subsistema da indústria B no cenário C2.....	98
QUADRO 5.14 – Resumo das simulações para o subsistema da indústria C no cenário C2.....	99
QUADRO 5.15 – Resumo das simulações para o subsistema da indústria D no cenário C2.....	99
QUADRO 5.16 – Resumo das simulações para o subsistema da indústria E no cenário C2.....	100
QUADRO 5.17 – Resumo das simulações para o subsistema da indústria F no cenário C2.....	101
QUADRO 5.18 – Resumo das simulações para o subsistema da indústria G no cenário C2.....	101
QUADRO 5.19 – Resumo das simulações para o subsistema da indústria H no cenário C2.....	102
QUADRO 5.20 – Resumo das simulações para o subsistema da indústria I no cenário C2.....	102
QUADRO 5.21 – Resumo das simulações para o subsistema da indústria J no cenário C2.....	103
QUADRO 5.22 – Chuvas máximas suportadas pelos subsistemas no Cenário C2.....	103
QUADRO 7.1 – Comportamento do sistema de drenagem industrial para a chuva de projeto da estação de tratamento.....	106
QUADRO 7.2 - Volumes nominais necessários para a otimização do sistema.....	107

LISTA DE ABREVIATURAS

A(i)	Área da bacia i
ASCE	American Society of Civil Engineers
C1	Cenário 1
C2	Cenário 2
E.T.E	Estação de tratamento de esgotos
HUT	Hidrograma unitário
I-D-F	Intensidade-Duração-Frequencia
IPH	Instituto de Pesquisas Hidráulicas
jus.	Jusante
mon	Montante
MPGs	Melhores Práticas de Gerenciamento
NPDES	National Pollutant Discharge Elimination System
Q _{afmáx}	Vazão afluente máxima
Q _{efmáx}	Vazão efluente máxima
Q _{jus}	Vazão á jusante
Q _{máxParshall}	Vazão máxima admissível à calhaParshall
Q _{máxpré}	Vazão máxima admissível à unidade de pré-tratamento
Q _{plena}	Vazão à plena seção
Q _{RP}	Vazão do rejeito orgânico do processo industrial;
Q _{PC}	Vazão do deflúvio contaminado na bacia de contribuição da indústria;
Q _{AF-PRÉ}	Vazão afluente ao pré – tratamento;
Q _{EF-PRÉ}	Vazão efluente do pré-tratamento;
Q _{AFB}	Vazão afluente à bacia de amortecimento;
Q _{EFB}	Vazão efluente da bacia de amortecimento;
Q _V	Vazão efluente pelo vertedor da bacia;
Q _{ES}	Vazão de esgoto sanitário;

QAFP	Vazão afluyente à calha Parshall.
QEF-SS	Vazão efluente do subsistema
$q_{juz}(tre,t)$	Vazão de jusante em cada trecho da tubulação
$q_{mon}(tre,t)$	Vazão de montante de cada trecho da tubulação
$q_o(t,i)$	Vazão de lançamento da indústria na tubulação
$q_p(t,i)$	Vazão devida a processo
$q_{san}(t,i)$	Vazão devida a esgoto sanitário
$q(t,i)$	Hidrograma de escoamento superficial
S.C.S	Soil Conservation Service
Smáx	Volume máximo atingido na simulação
Subtr.	Sub-trecho
$s(t,i)$	Volume armazenado na indústria no tempo t
$t_{c(i)}$	Tempo de concentração da bacia i
Tr	Tempo de retorno
Td	Tempo de duração
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
U.S.EPA	United States Environmental Protection Agency
Vnom	Volume nominal;
Vmãx	Volume máximo;
ΔV_{nom}	Acréscimo de volume nominal.
WWPCF	Waste Water Pollution Control Federation

1 INTRODUÇÃO

A análise das características físico-químicas do deflúvio das águas pluviais, incidentes sobre as áreas industriais, identifica a presença de substâncias altamente agressivas ao meio ambiente, caso não sejam apropriadamente contidas, conduzidas e tratadas, em sistemas de drenagem industrial.

A proteção dos recursos hídricos contra a poluição de águas pluviais contaminadas, em áreas industriais, é assegurada tanto por meio de medidas especiais contra extravasamentos quanto pelo atendimento permanente de padrões rigorosos de lançamento no corpo receptor.

Uma análise comparativa das características físico-químicas do deflúvio das águas superficiais incidentes sobre uma área industrial com o deflúvio das águas incidentes em áreas predominantemente urbanas identifica a presença de substâncias que conferem ao primeiro deflúvio uma toxidez e agressividade significativamente maior do que a do deflúvio de áreas urbanas.

Como as funções de um sistema de drenagem Industrial são idênticas as de um sistema de drenagem urbana, o desenvolvimento dos respectivos projetos de engenharia adota o mesmo embasamento teórico.

Em algumas situações, práticas tradicionais de gerenciamento de águas pluviais, tais: como valas gramadas, projeto e manutenção de bacias de captação e manutenção, dispositivos de infiltração, controles regionais (bacias de retenção ou detenção fora da área), separadores de água e óleo e desarenadores, podem ser aplicados a um complexo industrial. Contudo, devem-se adotar cuidados especiais na avaliação das possibilidades de contaminação das águas subterrâneas por infiltração das águas retidas. Outros tipos de controles tais como sistemas de contenção secundários, podem ser usados para prevenir eventos catastróficos, que podem ocasionar a contaminação das águas superficiais ou subterrâneas.

Em alguns casos, é apropriado limitar a utilização das práticas tradicionais de gerenciamento àquelas áreas do sistema de drenagem que geram níveis de contaminação relativamente menores como, por exemplo, a parte mais elevada dos telhados, áreas de estacionamento, etc.

Neste trabalho, analisa-se o comportamento hidráulico de um sistema de drenagem industrial existente, constituído por dez indústrias, cada uma dispondo de bacia de detenção para o amortecimento de picos das chuvas, e para emergências. O efluente das bacias de detenção, juntamente com as águas de rejeito de processo, é submetido ao pré-tratamento em separadores de água e óleo. As vazões efluentes dos subsistemas de amortecimento e do pré-tratamento são combinadas com o esgoto sanitário e, após, medidas em calhas Parshall.

Os efluentes pré-tratados de cada indústria são, então, combinados com o esgoto sanitário e lançados num coletor geral que os conduz para uma estação de tratamento terciária. O efluente final da estação de tratamento é aspergido sobre o solo.

A estação de tratamento foi dimensionada para uma chuva de projeto com período de retorno de quinze anos e duração de noventa minutos, porém, não é conhecida a chuva de projeto adotada para o dimensionamento dos subsistemas. Neste trabalho, verifica-se se o sistema de drenagem é capaz de suportar a chuva de projeto adotada para o dimensionamento da estação de tratamento, sem extravasar, para isso, é necessário o atendimento simultâneo das seguintes condições:

- o amortecimento dos picos, nas bacias de detenção, deve ser realizado sem extravasamento;
- a vazão máxima afluyente à estação de tratamento não pode superar a sua capacidade .

O comportamento hidráulico do sistema de drenagem é analisado por intermédio de simulações num modelo matemático para previsão de vazões, especialmente desenvolvido por Goldenfum (1997).

O sistema é submetido a chuvas com intensidades e durações crescentes. A ocorrência de extravasamentos no sistema é constatada quando o volume máximo atingido, na simulação, superar o volume nominal de uma bacia de amortecimento e/ou a vazão afluyente ao desarenador, superar a capacidade de escoamento da tubulação que o interliga à estação de tratamento.

O comportamento hidráulico é analisado em dois cenários de simulação:

C1 - vazões efluentes limitadas pela capacidade das calhas Parshall;

C2 - vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré-tratamento.

No cenário C1, verifica-se a adequação da capacidade das calhas Parshall para a medição das vazões efluentes de cada indústria, sem nenhuma restrição de emissão para a estação de tratamento.

No cenário C2, verifica-se o comportamento dos subsistemas de amortecimento e pré-tratamento, na condição real de operação.

Por considerar-se que um sistema de drenagem industrial, salvo a maior agressividade do deflúvio, pouco difere de um sistema de drenagem urbana, este trabalho foi fundamentado nas metodologias de drenagem urbana.

2. OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é verificar se o sistema de drenagem industrial é capaz de amortecer a chuva de projeto adotada no dimensionamento da estação de tratamento, sem extravasamentos.

O objetivos secundário é otimizar o sistema de drenagem para a mesma chuva de projeto adotada no dimensionamento da estação de tratamento.

3 REVISÃO DA LITERATURA

3.1 Impactos da ocupação do solo no escoamento superficial

O desenvolvimento de uma bacia hidrográfica provoca o aumento dos picos dos hidrogramas de cheias, em face do aumento da área impermeabilizada da bacia, da redução do seu tempo de concentração, e da eliminação de armazenamentos naturais, Tucci et al (1995).

Tucci & Genz (1995) analisaram as alterações no comportamento hidrológico de uma bacia segundo os impactos no balanço hídrico, no hidrograma de enchente e na estiagem concluindo que:

- o balanço hídrico na bacia de contribuição altera-se, com o aumento do volume do escoamento superficial e a redução da recarga natural dos aquíferos e da evapotranspiração conforme é apontado na figura 3.1;
- a pavimentação reduz a infiltração aumentando o volume que escoar pela superfície;
- o escoamento superficial chega mais rápido à seção principal provocando vazões maiores que as naturais;
- o tempo de concentração diminui na medida em que aumenta a urbanização;
- a tendência de redução da recarga dos aquíferos produz o rebaixamento do lençol freático e a diminuição das vazões durante as estiagens.

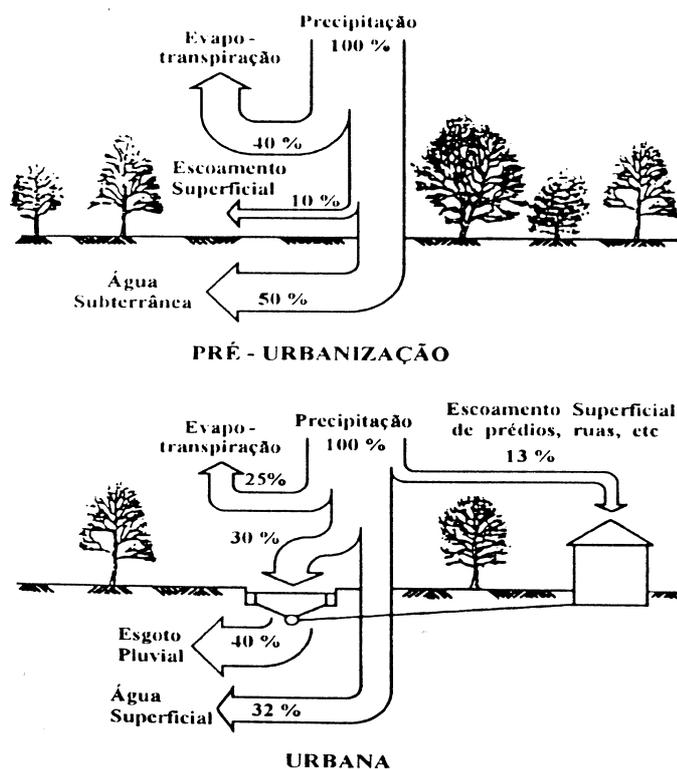


FIGURA 3.1 – Características do balanço hídrico numa bacia urbana (OECD, 1986). -Citado por Tucci e Genz (1995).

Tucci e Genz (1995) observaram que a medida de controle de escoamento na micro drenagem tradicionalmente utilizada, ou seja a de drenar a área desenvolvida através de condutos pluviais até um coletor principal ou riacho urbano, acaba transferindo para jusante o aumento do escoamento superficial com maior velocidade, já que o tempo de deslocamento é menor que o das condições preexistentes.

Para que esse acréscimo de vazão máxima não seja transferido à jusante, utiliza-se o amortecimento do volume gerado através de dispositivos como tanques, lagos e pequenos reservatórios abertos ou enterrados, entre outros. O objetivo das bacias ou reservatórios de detenção é minimizar o impacto hidrológico da redução da capacidade de armazenamento natural da bacia hidrográfica.

Segundo Tucci (1993), para contornar o problema criado com a urbanização das bacias sobre o comportamento das cheias, que causam inundações nas áreas ribeirinhas, diversas medidas estruturais e não - estruturais podem ser adotadas. Entre as primeiras, discute-se aqui o uso de bacias de retenção, que são reservatórios de armazenamento de curtos períodos, que reduzem as vazões de pico dos hidrogramas das cheias, aumentando o seu tempo de base. Geralmente, as bacias de retenção não reduzem o volume de escoamento direto, apenas redistribuem as vazões ao longo de um tempo maior, formando um volume útil temporário, com parte do escoamento direto. Esse volume corresponde à área compreendida entre os hidrogramas afluente e efluente da bacia.

O efeito de um reservatório de retenção sobre um hidrograma de cheia pode ser visto na figura 3.2.

FIGURA 3.2 - Hidrogramas típicos de bacias de retenção
(Porto et al.,1993).

Segundo (Tucci e Genz 1995), o objetivo das bacias ou reservatórios de detenção é minimizar o impacto hidrológico da redução da capacidade de armazenamento natural da bacia hidrográfica.

Esse controle apresenta vantagens e desvantagens, conforme Urbonas e Stahre, (1990): As vantagens são: custos reduzidos, se comparados a um grande número de controles distribuídos; custo menor de operação e manutenção; facilidade de administrar a construção. Já, as desvantagens são: dificuldade de achar locais adequados; custo de aquisição da área; oposição por parte da população à utilização de reservatórios maiores.

Tal controle tem sido utilizado quando existem restrições por parte da administração municipal ao aumento da vazão máxima devido ao desenvolvimento urbano e, assim, já foi implantado em muitas cidades de diferentes países. O critério, normalmente utilizado, recomenda que a vazão máxima da área, com o desenvolvimento urbano, seja menor ou igual à vazão máxima das condições preexistentes para um tempo de retorno escolhido.

3.2 Características e funções dos reservatórios

Conforme Tucci e Genz (1995), os reservatórios de detenção podem ser utilizados para:

- controle da vazão máxima: este é o caso típico de controle dos efeitos de inundação sobre áreas urbanas. O reservatório é utilizado para amortecer o pico a jusante, reduzindo a seção hidráulica dos condutos e mantendo as condições de vazão pré-existentes na área desenvolvida;
- controle do volume: normalmente, esse tipo de controle é utilizado quando os escoamentos cloacais e pluviais são

transportados por condutos combinados ou quando recebe a água de uma área sujeita à contaminação.

A área de contribuição para um sistema combinado pode ser dividida em bacias, cada uma com reservatório de detenção para o amortecimento dos picos, a fim de propiciar redução do custo da rede coletora.

O reservatório também é utilizado para a deposição de sedimentos e depuração da qualidade da água, mantendo-a por mais tempo dentro do reservatório. O tempo de detenção, que é a diferença entre o centro de gravidade do hidrograma de entrada e o de saída, é um dos indicadores utilizados para avaliar a capacidade de depuração do reservatório.

3.2.1 Controle de material sólido

Tucci e Genz (1995) observaram que, quando a quantidade de sedimentos produzida é significativa, os reservatórios podem ser dimensionados para reter parte dos sedimentos; desse modo, diminui o risco de entupimentos no sistema de drenagem.

Esses reservatórios podem ser dimensionados para manterem uma lâmina permanente de água (retenção), ou secarem após o seu uso, durante uma chuva intensa para serem utilizadas em outras finalidades (detenção) (figura 3.3). Os reservatórios, ou bacias de detenção, mantidos secos são os mais utilizados nos Estados Unidos, Canadá e Austrália. (figura 3.3 a).

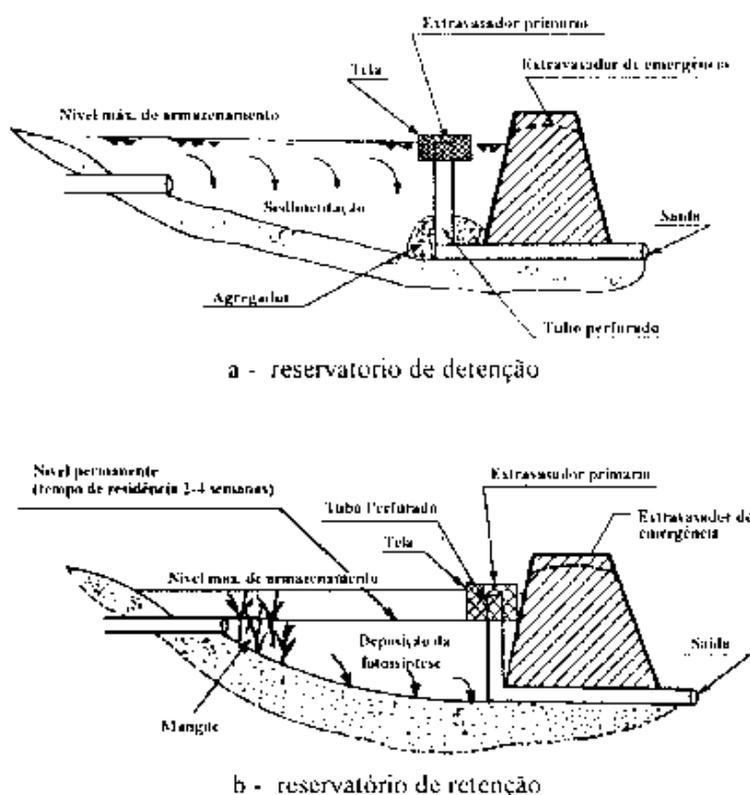


FIGURA 3.3 – Reservatórios para controle de material sólido (Maidment, 1993). Citado por Tucci et al, 1993.

Eles são projetados, principalmente, para controle da vazão, com esvaziamento de até seis horas e com pouco efeito sobre a remoção de poluentes. Aumentando-se a detenção de e vinte e quatro até sessenta horas, poderá haver melhora na remoção de poluentes. Esse tipo de dispositivo retém uma parte importante do material sólido.

ASCE (1985) mencionou que as instalações desse tipo com maior sucesso foram as que se integraram a outros usos, como a recreação, já que a comunidade, no seu cotidiano, usará esse espaço para recreação. Portanto, é desejável que o projeto desse sistema esteja integrado ao planejamento da área.

3.3 Contenção / Retenção à jusante

As estruturas de contenção e/ou de retenção dos deflúvios à jusante visam controlar os escoamentos ao nível de bacia ou sub-bacias de drenagem; portanto, são obras da maior importância e significado ao nível de intervenção urbana.

Através dessa reservação dos volumes escoados, obtém-se o amortecimento dos picos das enchentes, conforme os esquemas apresentados nas figuras 3.4., 3.5. e 3.6.

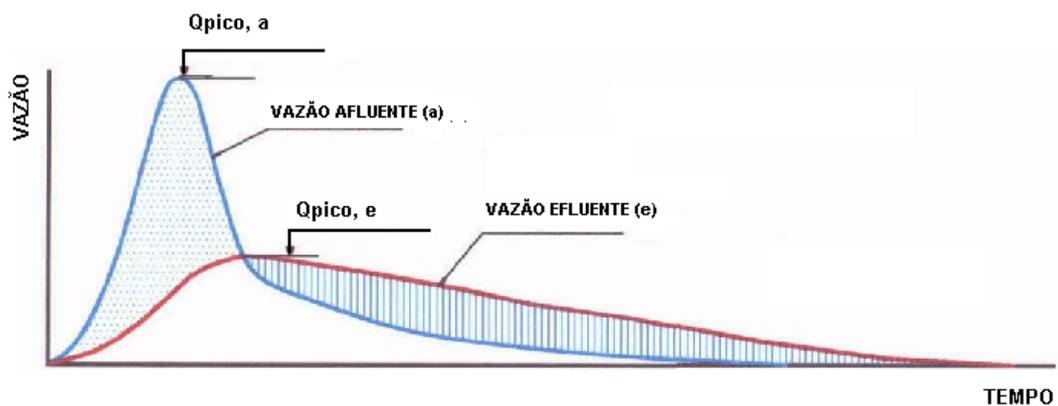


FIGURA 3.4 - Efeito da retenção dos picos de enchentes (Canholi, 1995).

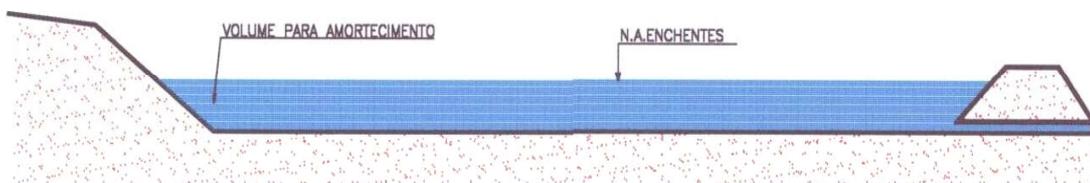


FIGURA 3.5 – Bacias de detenção (Canholi, 1995).

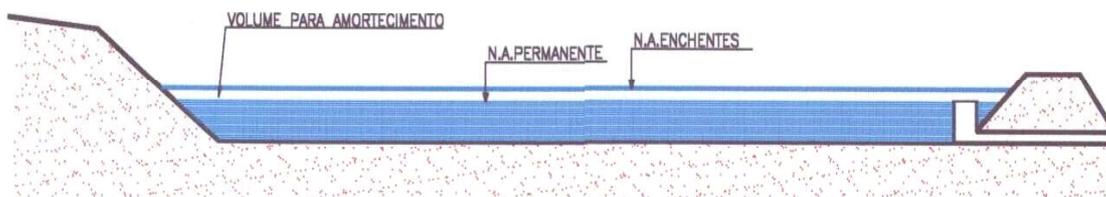


FIGURA 3.6 – Bacias de retenção (Canholi, 1995).

O controle de enchentes em reservatórios é prática comum em rios. No Brasil, esta prática encontra-se bastante difundida, dado o grande desenvolvimento da hidroeletricidade. Constata-se a existência de inúmeros reservatórios de usos múltiplos, incluindo-se nestes o controle de cheias.

Conforme Canholi (1995), a detenção de escoamentos é importante tanto para o controle da quantidade como da qualidade das águas drenadas nas vias urbanas. A filosofia atual do gerenciamento de sistemas de drenagem nos países do primeiro mundo inclui, obrigatoriamente, o controle de qualidade das águas coletadas.

Dentro dessa nova condicionante, diversas obras de detenção, já implantadas, foram modificadas ou adaptadas para servirem melhor a este requisito complementar. Destaque-se que, nos locais onde os esgotos sanitários e industriais recebem conveniente tratamento, a contaminação pelas águas de chuva e lavagem das ruas responde pelo maior porcentual de poluição dos corpos hídricos.

O controle da qualidade da água de drenagem superficial, pela implantação das obras de retenção, foi também descrito por Raasch (1982), Urbonas e Roesber (1986), como bastante útil na redução dos níveis de fósforo, pesticidas, metais pesados e bactérias, que são carregados pelas partículas sólidas, que podem ser removidas após a decantação no reservatório.

Observou Canholi (1995) que a utilização da reservação em drenagem urbana vem, ao longo do tempo, se transformando em um conceito multidisciplinar, dadas as várias utilizações destas áreas.

O aspecto paisagístico é de fundamental importância, principalmente na viabilização político-institucional dessas obras. A aceitação das comunidades a esse tipo de obra tem guardado estreita relação com o sucesso da implantação de áreas verdes e de lazer nesses locais.

Walesh (1989) classificou as obras de reservação em bacias de detenção e bacias de retenção. Diversos outros autores como Urbonas (1991); Lazaro (1990) e ASCE (1989). procuraram também classificar tais obras nessas duas caracterizações. De forma geral, tal conceituação pode ser entendida como:

- Bacias de detenção: obras destinadas a armazenar os escoamentos de drenagem, normalmente secos durante as estiagens, mas projetadas apenas para reter as águas superficiais durante e imediatamente após as chuvas. O tempo de detenção guarda relação apenas com os picos máximos de vazão requeridos a jusante e com os volumes armazenados.
- Bacias de retenção: reservatórios de superfície que sempre contêm um volume substancial de água permanente, para servir às finalidades recreacionais, às paisagísticas, ou ao próprio abastecimento de água, entre outras funções. O nível d'água é mantido, temporariamente, acima dos níveis normais durante ou imediatamente após as cheias. Ou seja, os escoamentos são retidos não apenas para atender aos requisitos de controle de qualidade.
- Bacia de sedimentação: reservatório que possui a função principal de reter sólidos em suspensão, detritos e/ou absorver poluentes que são carregados pelos escoamentos superficiais. bacia de sedimentação pode ser parte de um reservatório com múltiplos

usos, incluindo o de controle de cheias. Como tipos principais dessa solução listam-se os reservatórios “in line” e “off-line”.

Reservatórios “in-line” são aqueles que se encontram na linha principal do sistema e restituem os escoamentos, de forma atenuada e retardada, ao sistema de drenagem de maneira contínua, normalmente por gravidade.

Reservatórios “off-line” são aqueles que retêm volumes de escoamento que são desviados da rede de drenagem principal, quando há excesso de demanda e restituem para o sistema, geralmente por bombeamento, ou por válvulas controladas, quando se produz o alívio nos picos de vazão.

Quando a obra de detenção possui finalidade múltipla e contempla o controle da qualidade d’água, pode-se, em um mesmo ponto do sistema, prever os dois tipos de reservatórios, acoplando-se uma bacia “off-line” com a finalidade de reter os volumes iniciais do deflúvio, que contém normalmente a maior carga de poluentes, proveniente da lavagem dos pátios das ruas e edificações. A figura 3.7 apresenta uma esquematização da localização dos reservatórios “in-line” e “off-line” no sistema principal de drenagem.

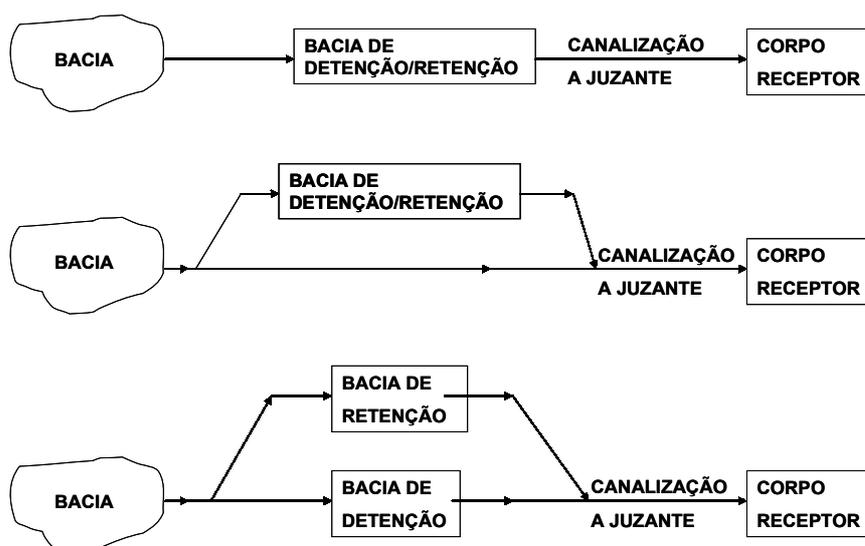


FIGURA 3.7 - Reservatório “in line” e “off line” (Canholi, 1995).

3.4 Condicionantes gerais de projeto

Sob este título, Canholi (1995) apresentou alguns aspectos hidrológicos e hidráulicos julgados de interesse para o projetista de soluções de problemas de drenagem e identificados como “não-convencionais” resumidamente descritos a seguir.

3.4.1 Aspectos hidrológicos

Como as soluções não-convencionais, normalmente, interagem com os elementos determinantes da formação das ondas de enchentes, para promover a alteração nos tempos de concentração ou a redução das áreas de drenagem por derivação; ou, ainda, a redução dos volumes a escoar por detenção, a definição dos hidrogramas de projeto, nos diversos pontos notáveis do sistema de drenagem, constitui-se em atividade de cuja qualidade depende o sucesso da solução a empregar.

Nos estudos hidrológicos voltados à drenagem urbana, com carência de dados fluviométricos, a definição dos hidrogramas de projeto é realizada por meio de modelos matemáticos do tipo chuva x deflúvio. Para a elaboração desses estudos, são necessários: o conhecimento das características hidráulicas da bacia, suas condições de impermeabilização, os tempos de concentração e as precipitações de projeto.

Para a determinação dos hietogramas é necessário desagregar as precipitações expressas através de relações I-D-F (intensidade-duração-freqüência), disponíveis para as principais cidades do País. Entretanto, na desagregação das precipitações, reside o grande problema para o hidrólogo, visto que, para cada distribuição temporal das chuvas, há hidrogramas diferentes.

Quando, além da correta estimativa do pico de vazão, também é vital a determinação dos volumes associados. Nos casos de dimensionamento de reservatórios de amortecimento de cheias, por exemplo, tais estudos exigem uma análise mais aprofundada dos mecanismos climatológicos com relação à desagregação das precipitações críticas, para a definição dos hidrogramas associados.

3.4.1.1 Definição da chuva de projeto

Para os projetos de canalizações, o parâmetro mais importante é o pico dos deflúvios associados a um risco assumido. O volume da cheia é secundário. Entretanto, para o projeto de obras que requeiram a reservação de escoamentos, é fundamental a definição da precipitação e dos volumes de deflúvio. A determinação da intensidade da precipitação que, em muitos casos, já é suficiente para o dimensionamento de canais de drenagem, não basta para o projeto de reservatórios de controle de cheias.

Conforme o projeto se torna mais complexo, pode ser necessária a utilização de registros históricos (cronológicos) de precipitação. Em sistemas maiores, requerem-se muitas vezes não só a distribuição da precipitação no tempo, mas também a sua variação espacial. Como os dados dessa natureza são quase inexistentes, recorre-se a informações generalizadas que serão discutidas nos itens a seguir. Estas informações podem servir como uma base adequada para o projeto. O importante é reconhecer as limitações da informação e utilizá-las de maneira sensata. (Urbonas e Stahre, 1992).

3.4.1.2 Dados tipo: Intensidade-Duração-Freqüência (I-D-F)

As estruturas projetadas para controlar volumes e vazões das águas de tormentas, necessitam de um critério quantitativo para determinar as suas dimensões. Os volumes ou as vazões que devem ser armazenados, ou transportados pelo sistema, podem ser relacionados matematicamente com a precipitação; entretanto uma previsão da precipitação é requerida para o projeto do sistema de drenagem.

A intensidade e a duração de uma tormenta podem ser, estatisticamente, relacionadas com uma freqüência de ocorrência. A representação gráfica de tal relação é a curva intensidade - duração – freqüência (I-D-F). As curvas são construídas, tabulando e processando estatisticamente os registros históricos das alturas de precipitação, versus a sua duração. Uma curva I-D-F é a representação gráfica da intensidade média da chuva versus duração para várias freqüências de ocorrência (ou períodos de retorno). As curvas são construídas tabulando e processando, estatisticamente, os registros históricos das alturas de precipitação versus a sua duração.

Canholi (1995) observou que, na ausência de outras informações, as composições de hietogramas, a partir das curvas I-D-F, podem ser bastante úteis para o projetista na ausência de outras informações, mas certamente ocorre uma maximização das precipitações para cada duração com a adoção desse método, já que muito remotamente, para uma dada freqüência, os totais precipitados em cada duração ocorrerão em um único evento.

A figura 3.8 mostra exemplos de curvas I – D – F.

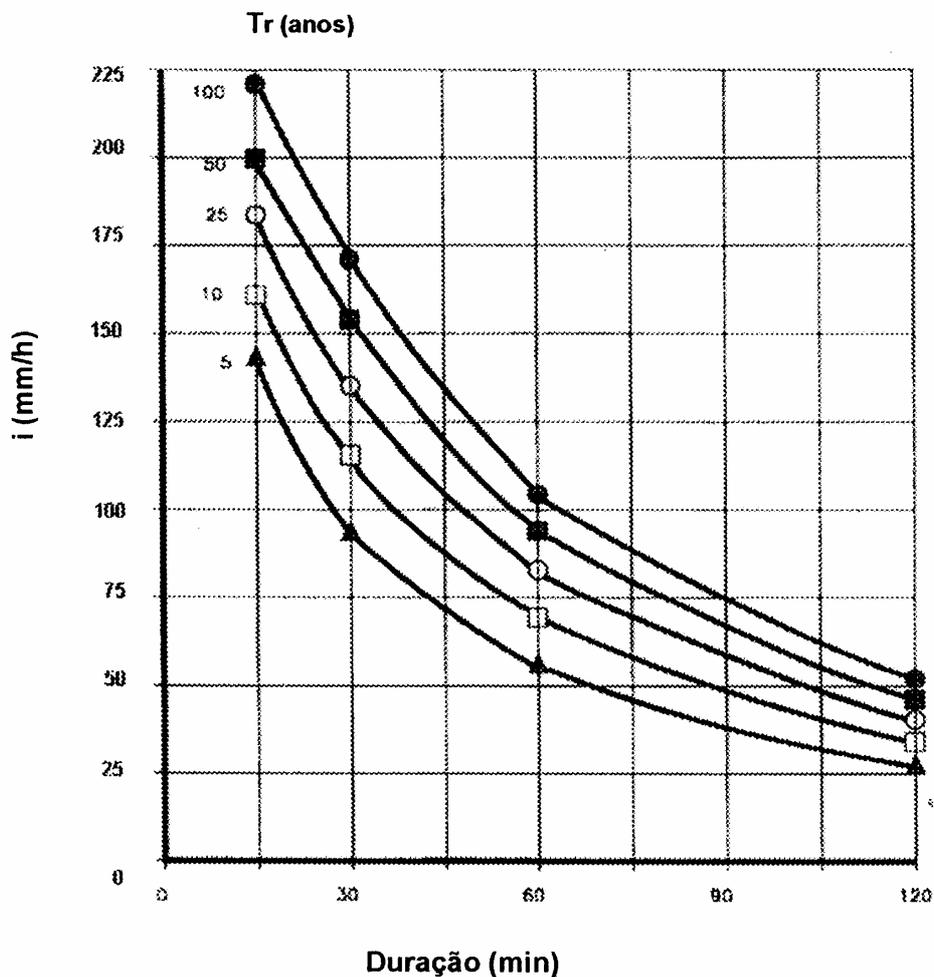


FIGURA 3.8 – Exemplo de curvas I – D – F (Intensidade-Duração-Freqüência) (Canholi, 1995).

3.4.1.3 Chuvas padronizadas

De acordo com Canholi (1995), um dos mais utilizados métodos para definir chuva de projeto consiste na adoção de chuvas padronizadas. Algumas destas chuvas adotam informações do tipo I-D-F e outras foram derivadas de dados pluviométricos existentes.

Uma chuva de projeto deve ser representativa de muitos eventos registrados e ter as características de intensidade, volume e duração de uma tormenta de mesma freqüência.

Quando se dimensiona uma obra de reservação, a partir de uma determinada precipitação de projeto, espera-se que, em média, sua capacidade, assim definida, possuirá a mesma freqüência de recorrência de tal chuva. Só que neste caso, algumas hipóteses são implicitamente assumidas, tais como:

- a tormenta de projeto tem um volume equivalente ao de uma chuva observada com a mesma recorrência;
- a distribuição temporal adotada da chuva é representativa de uma tormenta ocorrida;
- o reservatório está vazio quando da entrada da cheia da chuva de projeto;
- a chuva é considerada uniformemente distribuída na bacia.

A adoção de chuvas padronizadas foi criticada por diversos autores entre eles: Marsalek (1978,1983) e Walesh (1989). A crítica principal reside no fato de que tais chuvas de projeto não reproduzem adequadamente a freqüência de ocorrência do volume dos deflúvios.

A crítica principal reside no fato de que tais chuvas de projeto não reproduzem, adequadamente, a freqüência de ocorrência do volume dos deflúvios.

Já Urbonas et all (1982) consideram que, apesar das críticas aos citados métodos, a inexistência de dados locais impõe que a adoção de chuvas estandardizadas sejam ainda utilizadas, correntemente, tanto na Europa como nos Estados Unidos;

Os métodos para a desagregação de chuvas mais adotados na composição da chuva de projeto estão descritos nos itens a seguir:

a) Bloco de tormenta

Este método, cujas raízes se encontram no Método Racional, é o método mais simples de padronização da desagregação das chuvas de projeto.

Um bloco de tormenta tem uma intensidade constante durante todo o evento, esta é obtida a partir das curvas I-D-F. O método possui validade discutível para o dimensionamento de obras de reservação, já que considera apenas o período de chuva mais intenso. Ver figuras 3.9 e 3.10 a seguir apresentadas.

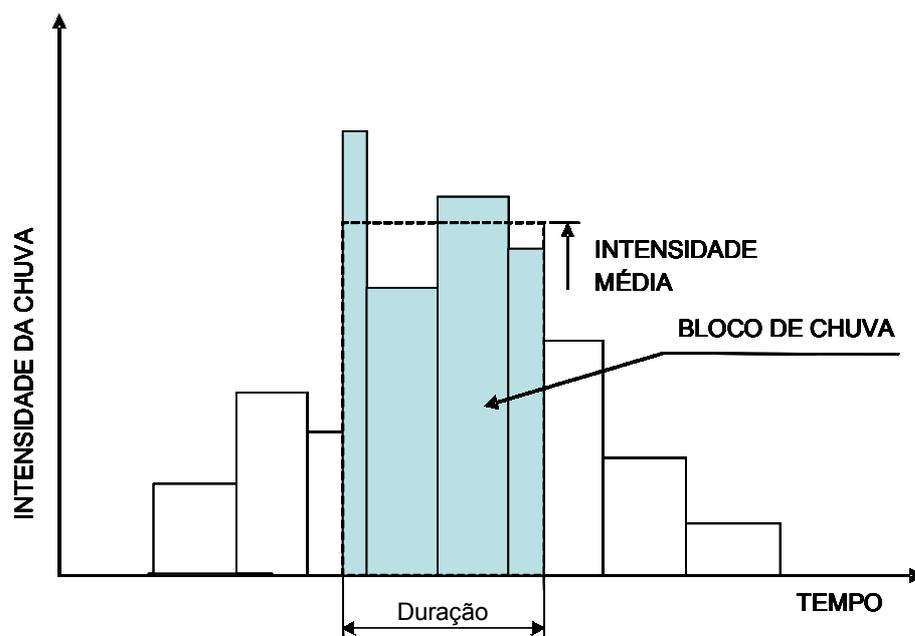


FIGURA 3.9 – Definição do bloco de tormenta como chuva de projeto.
(Canholi, 1995)

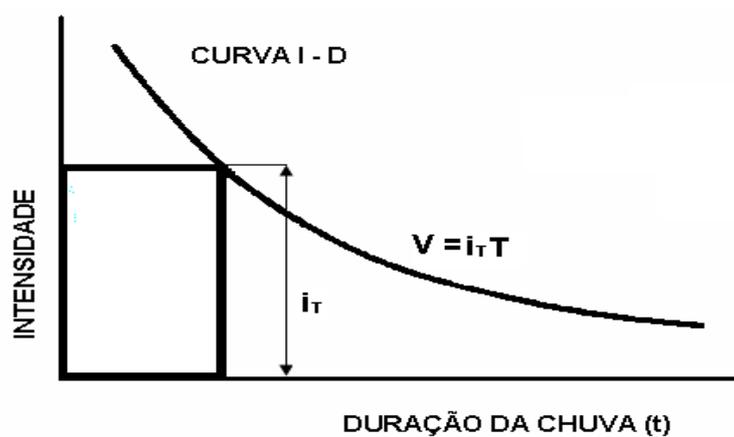


FIGURA 3.10 – Definição do bloco de tormenta usando uma curva I-D-F
(Canholi, 1995).

3.4.1.4 Método de Chicago

O método de Chicago, descrito por Keifer e Hsien Chu (1957), tem sido bastante utilizado, principalmente, pela facilidade com que se deriva a sua configuração a partir das relações I-D-F.

Para aplicar o método de Chicago, é necessário observar as precipitações registradas para determinar-se o valor de t_r , vale entender::

$$t_r = \frac{t_p}{T} \quad (3.1)$$

Em que

t_p – tempo entre o início da chuva e a ocorrência da intensidade máxima;

t - duração total da chuva.

O hietograma é, então, construído a partir da intensidade média (i_m) obtida por:

$$i_m = \frac{A}{t_d^{B+C}} \quad (3.2)$$

em que:

A,B,C - constantes para calibração;

t_d – duração da chuva de intensidade média.

As intensidades instantâneas da chuva de projeto são então calculadas adotando-se:

$$i = \frac{A \left[(1-B) \left(\frac{t_b}{r} \right)^B + C \right]}{\left[\left(\frac{t_b}{r} \right)^B + C \right]^2} \quad (3.3)$$

$$i = \frac{A \left[(1-B) \left(\frac{t_a}{1-r} \right)^B + C \right]}{\left[\left(\frac{t_a}{1-r} \right)^B + C \right]^2} \quad (3.4)$$

antes e depois do instante da intensidade de pico, respectivamente, onde:

$$r = \frac{t_p}{t_d}$$

sendo :

r = coeficiente de avanço da tormenta

t_p – instante do pico;

$t_b = t_p$;

$t_a = t - t_p$

O hietograma de Chicago é apresentado na figura 3.11.

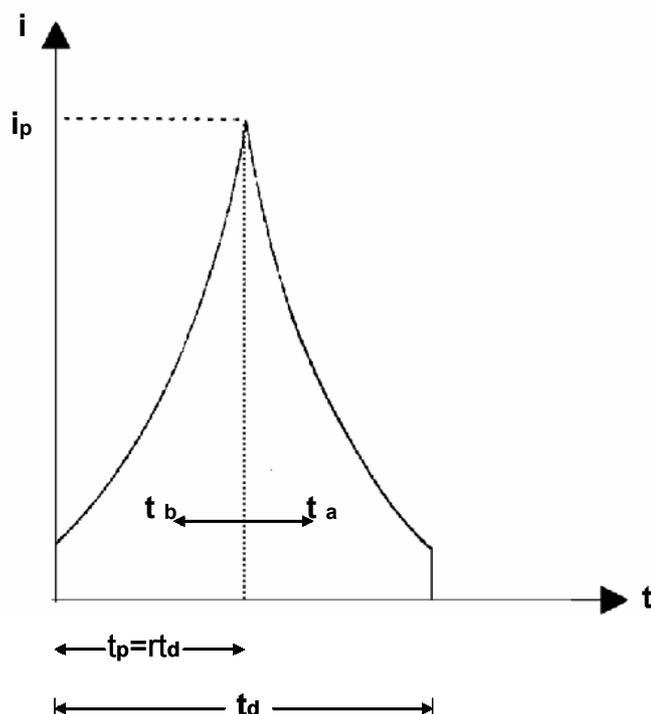


FIGURA 3.11 – Elementos do hietograma do Método de Chicago
(Canholi, 1995).

3.4.1.5 Influência da chuva de projeto no dimensionamento de bacias de detenção

A importância da análise hidráulico-hidrológica - para a desagregação da chuva de projeto a ser adotada e para a determinação dos volumes a reservar em bacias de detenção, é avaliada pela comparação dos volumes resultantes da aplicação dos diversos métodos de desagregação.

Arnell (1983) simulou a determinação do volume de armazenamento para a mesma condição de vazão máxima efluente. Para a determinação do hietograma adotou os métodos de Chicago, de Sifalda e o da distribuição uniforme de precipitação. Os volumes, assim determinados, foram comparados com os resultantes da aplicação de hietogramas registrados, reconhecidamente, mais precisos, concluindo-se que:

- os volumes de armazenamento, determinados pela utilização dos Métodos de Chicago e pelo hietograma uniforme, resultaram subestimados, se comparados ao volume determinado com a utilização de registros históricos;
- os volumes determinados pelo Método de Sifalda, resultaram superestimados.

As diferenças obtidas entre os diversos hietogramas de projeto adotado foram:

- o Método de Chicago leva a uma sub-estimação dos volumes a reservar, cerca de 15-20% em média;
- a adoção do Método de Chicago resulta em valores mais corretos, quanto maiores forem as vazões efluentes admissíveis. Tal resultado se explica, porque esse método leva a picos de vazão mais elevados, que adquirem importância maior nos grandes eventos;

- adotando-se o Método de Sifalda, obteve-se um superdimensionamento estimado em média em 13%;
- a utilização da intensidade de chuva média resultou em volumes de retenção 18% menores que os obtidos com chuvas históricas. A razão está na desconsideração das precipitações antecedentes e posteriores ao bloco principal da chuva, conforme previsto nesse método.

3.4.1.5 Modelos chuva x deflúvio

A inexistência ou insuficiência de dados fluviométricos provenientes de campanhas sistemáticas de hidrometria, em áreas urbanas, e o grande número de parâmetros variáveis, com o tipo e a dinamicidade da ocupação e urbanização das bacias urbanas, induzem à utilização de processos indiretos para a determinação dos hidrogramas.

O planejamento urbano requer:

- uma previsão dos efeitos de urbanização, ou da alteração do uso do solo da bacia, dentro do período de alcance do projeto;
- uma avaliação indireta dos impactos decorrentes da urbanização ou da alteração do uso do solo e também das intervenções propostas nos deflúvios.

Os hidrogramas, assim obtidos, são denominados “sintéticos”. Para a sua determinação, é necessário estimar-se o volume de deflúvio, ou o excesso de precipitação, e a forma do hidrograma. A forma do hidrograma é especificada pelo tempo entre o início, o pico, e a duração da recessão da vazão excedente.

Os modelos disponíveis para uso em drenagem urbana podem ser classificados em modelos por evento ou discretos e modelos contínuos. Os modelos contínuos podem fornecer informações mais completas e

precisas; entretanto, sua utilização e confiabilidade dependem da disponibilidade dos dados necessários para o processo de calibração.

Esclarece Canholi (1995) que a principal vantagem dos modelos contínuos é a eliminação do problema, ou da dúvida, gerada pela definição da chuva de projeto. Ele mostra as diferenças conceituais entre a modelagem discreta e contínua na esquematização apresentada na figura 3.12.

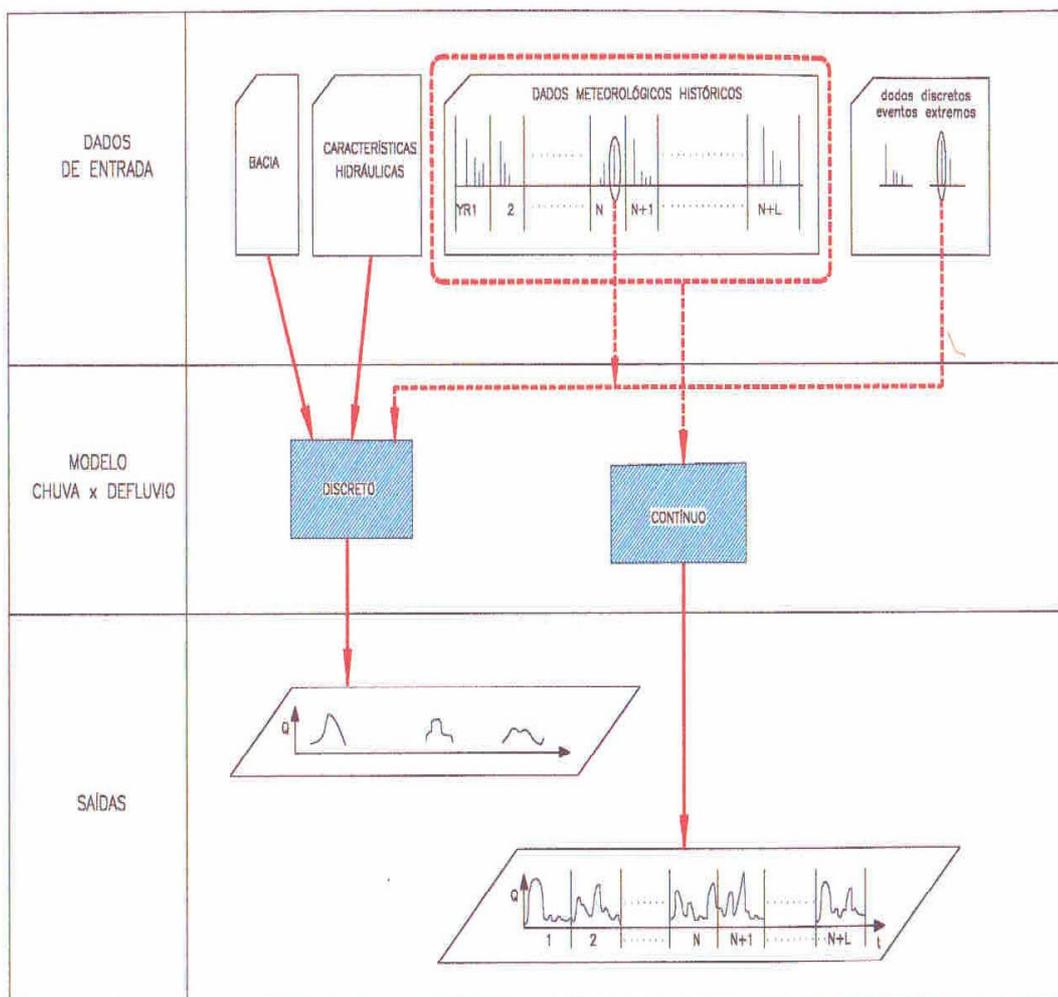


FIGURA 3.12 – Modelo chuva x deflúvio.

Comparação conceitual entre modelagens discreta e contínua. (Walesh, 1989).

3.4.1.6. Simulações discretas

Na simulação discreta, é feita uma análise meteorológica dos dados históricos e uma seleção dos eventos extremos, fundamentadas em estatística de picos e volumes dos hietogramas, na qual são selecionados os eventos de interesse.

Os hidrogramas dos eventos selecionados são gerados utilizando-se um modelo chuva-vazão, assumindo que a vazão tem a mesma recorrência da chuva que a gerou.

3.4.1.7 Simulações contínuas

O método da simulação contínua é o mais apropriado para o dimensionamento de bacias de retenção e para as demais soluções não convencionais, significativamente dependentes da configuração temporal da chuva de projeto. Este tipo de simulação requer dados históricos de difícil obtenção, além de um esforço computacional considerável (Canholi, 1995).

Nos trabalhos de Urbonas (1992), Tucci(1993) e ASCE (Engineering Practice Reports nº77 – capítulo7), encontram-se descritos e comentados os diversos modelos contínuos disponíveis.

Quando não se dispõe de registros históricos contínuos ou quando a análise e processamento dos dados for proibitiva, a simulação pseudo-contínua pode ser adequada. Tal processo de análise consiste, basicamente, na execução das seguintes atividades (Walesh, 1989):

- definem-se os hietogramas para os eventos considerados extremos, ocorridos na bacia, com o registro das condições antecedentes;

- por meio dos modelos discretos, obtêm-se os hidrogramas relativos;
- selecionam-se os picos máximos anuais ou os máximos volumes dos deflúvios;
- realizam-se análises estatísticas em termos de vazão x frequências.

No entender de Canholi (1995), a principal vantagem desse método em relação ao da simulação discreta é o fato de realizar-se a estatística com as vazões. Não é necessário, portanto, assumir que a chuva tem a mesma recorrência da vazão.

3.4.2 Aspectos hidráulicos

Com relação aos estudos hidráulicos, três aspectos merecem destaque, referentes à implantação das soluções não-convencionais nos moldes apresentados no item anterior:

- determinação da capacidade de vazão das estruturas e obras de canalização existentes;
- determinação dos volumes/vazões a armazenar/derivar;
- definição das estruturas de controle dos órgãos de retenção/derivação, equipadas ou não.

a) Capacidade de vazão dos sistemas existentes

Em relação à determinação da capacidade dos sistemas existentes, nota-se que, para o cálculo das linhas d'água e/ou piezométricas das canalizações, é necessário utilizar-se métodos

computacionais mais elaborados, que consideram a ocorrência de mudanças de regime hidráulico, tipo de escoamento e variações de seções transversais, rugosidades e declividades.

b) Volumes a reservar

O dimensionamento do volume a ser detido nos reservatórios é realizado a partir do cálculo das diferenças entre as hidrógrafas afluente e efluente, conforme figura 3.13 a seguir.

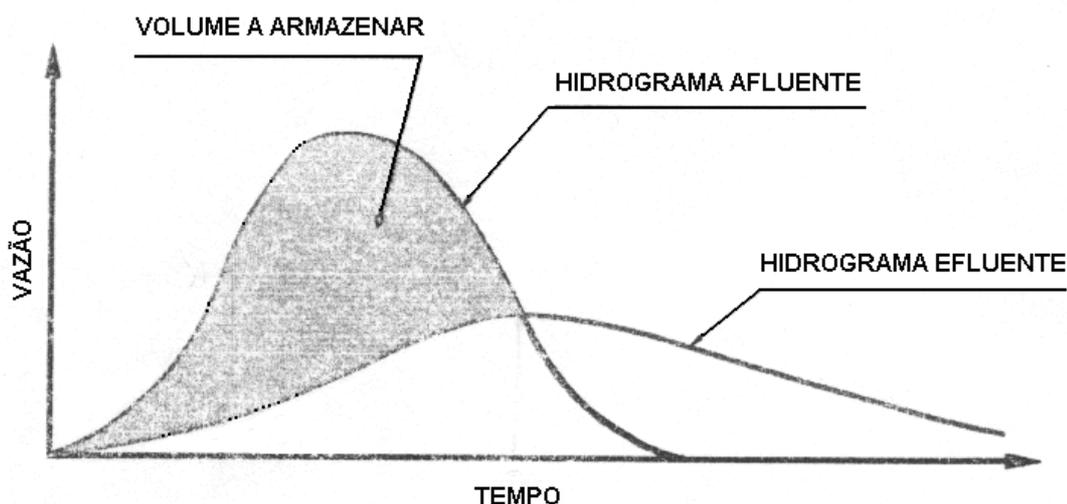


FIGURA 3.13 – Determinação do volume a reservar. (Canholi, 1995)

A equação básica para esses cálculos é:

$$V = \int_0^{t_0} (Q_A - Q_E) dt \quad (3.5)$$

na qual:

V= volume a reservar;

t = tempo a partir do início do armazenamento;

t_0 = instante em que a hidrógrafa efluente intercepta o tramo recessivo da hidrógrafa afluente;

Q_A - vazão afluente;

Q_E - vazão efluente.

Em vista disso, os parâmetros intervenientes principais são:

hidrograma afluente;

curva cota x área x volume do reservatório;

máximas vazões efluentes.

c) Órgãos de Controle

Quanto aos órgãos de controle de vazão das estruturas de armazenamento, ou ainda de derivação, o rigor e a complexidade de projeto podem ser significativos, dado que as leis das vazões efluentes que devem ser conseguidas são condicionadas principalmente pela capacidade de vazão do sistema a jusante da estrutura de detenção/derivação, figura 3.14.

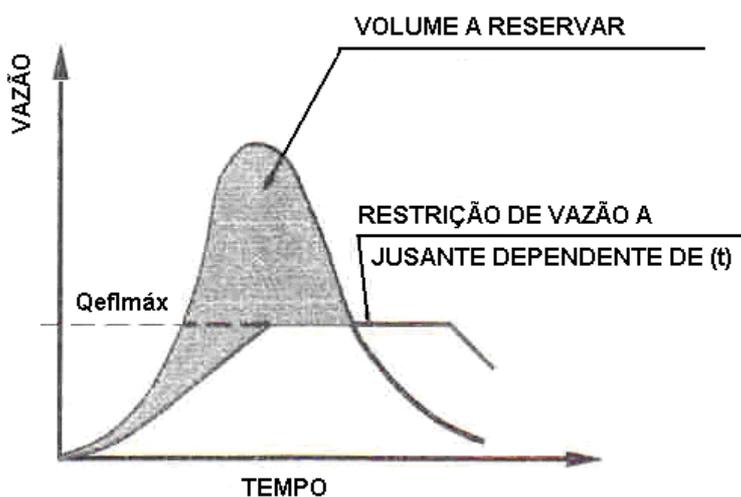


FIGURA 3.14 – Caso típico (a) de restrições que determinam estruturas de controle e volume a reservar (Canholi, 1995)

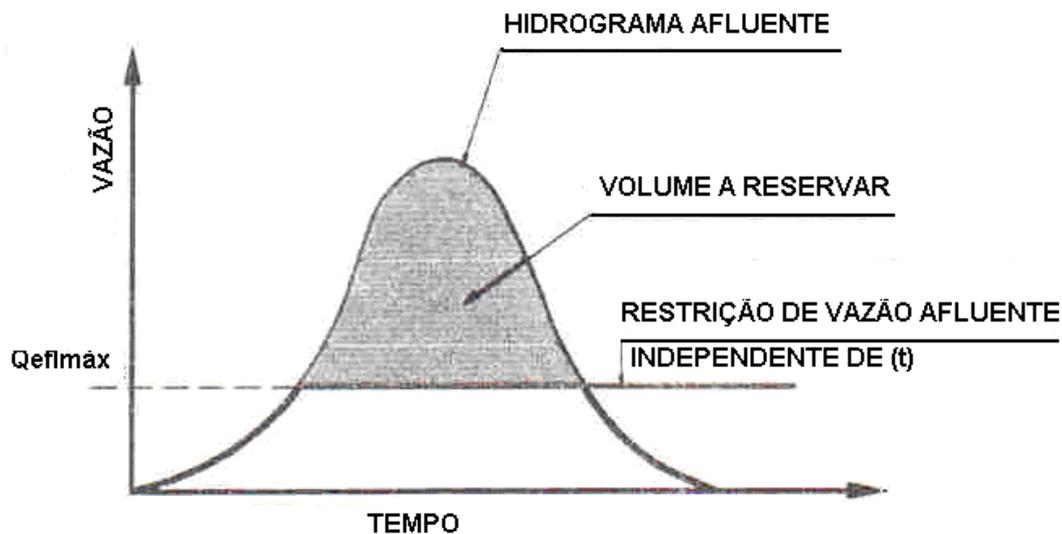


FIGURA 3.14 – Caso típico (b) de restrições que determinam estruturas de controle e volume a reservar (Canholi, 1995)

3.4.2.1 Dimensionamento hidráulico de bacias de retenção/detecção - Fase de planejamento

Inúmeros métodos, simplificados ou mais complexos, foram e vêm sendo propostos para a estimativa de volumes a serem reservados nas bacias de detenção. As diferenças observadas, assim como os critérios assumidos, fazem com que também estejam disponíveis, na literatura, diversos trabalhos nos quais se realizaram, para específicos casos de aplicação, comparações entre os diversos métodos Urbonas (1990) e McCuen (1989). A estimativa dos volumes a reservar é necessária tanto na fase de planejamento como na de projeto. Há ainda uma fase imediatamente anterior de planejamento, em que o projetista vê-se na posição de decidir se uma obra de retenção/detecção deve ser estudada. Para tanto, os métodos simplificados expeditos têm o seu valor para essa fase de tomada de decisão inicial. Nos passos seguintes, tantos os

métodos mais complexos - entretanto ainda generalizantes (Akan, 1989), como se verá a seguir -, como a própria estimativa por "tentativa e erro", deverão prevalecer, caso se utilize os modelos convencionais de propagação associados às estimativas hidráulicas de afluências e às capacidades de vazão.

3.4.2.2 Modelo generalizado

Mc Cuen (1989) apresentou um modelo indicado para a etapa de planejamento. A conceituação do modelo, bem como o seu desenvolvimento, permite uma grande familiaridade com os parâmetros intervenientes nessa questão. Dessa forma, julgou-se interessante apresentar, a seguir, tal modelagem.

De forma simplificada, é adotado um hidrograma triangular com o tempo para o pico igual ao tempo de concentração (t_c) e um tempo de base de ($2 t_c$.)

Denominando-se:

- $Q_{p,b}$ - vazão de pico original anterior à urbanização;
- $Q_{p,a}$ - vazão de pico posterior à urbanização.

Sendo $Q_{p,b}$ e $Q_{p,a}$, entendidos, respectivamente, como as vazões anteriores e posteriores ao desenvolvimento urbano de uma área (loteamento, p. ex.), sempre que se pretenda dimensionar uma obra de detenção/retenção, a fim de se preservarem as condições naturais ou originais das enchentes locais. Tal necessidade constitui-se inclusive em objeto de lei em diversos Estados americanos. Podem ser entendidos, no caso de reabilitação de sistemas existentes, como pico de vazão atual e pico de vazão pretendido após a implantação da obra de reservação, de maneira inversa, logicamente (pico posterior inferior ao anterior). Estes picos podem ser obtidos pelo método do S. C. S. ou Racional, dependendo das características da bacia.

Pode-se então definir:

$$\alpha = \frac{Q_{p,b}}{Q_{p,a}} \quad (3.6)$$

$$\gamma = \frac{t_{p,b}}{t_{p,a}} = \frac{t_{c,b}}{t_{c,a}} \quad (3.7)$$

Para obter-se um modelo generalizado de planejamento, adotam-se as hipóteses básicas do hidrograma triangular, acima descritas, da seguinte forma:

$$\frac{V_s}{V_a} = \gamma + \alpha + \alpha\gamma(\gamma + \alpha - 4) \quad \text{para } \alpha \leq 2 - \gamma \quad (3.8)$$

$$\frac{V_s}{V_a} = \frac{\gamma - \alpha}{\gamma + \alpha} \quad \text{para } \alpha \geq 2 - \gamma \quad (3.9)$$

Assim, V_s é o volume requerido de reservação para obter-se a condição original de efluência anterior à urbanização pretendida, e V_a é o volume escoado, após a implantação do projeto de desenvolvimento em estudo. Para a equação 3.8, o pico do hidrograma efluente ocorre antes do instante em que as vazões efluente e afluentes se igualam. Este caso é mostrado abaixo na figura 3.15

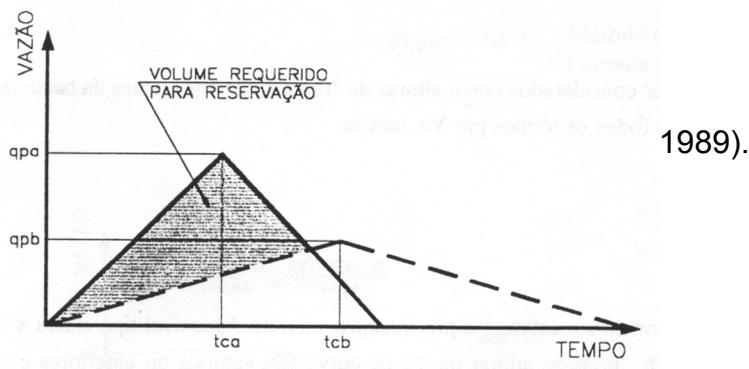


FIGURA 3.15 Método generalizado (McCuen, 1989).

No caso especial de $\alpha = 2 - \gamma$, o instante do pico do hidrograma efluente ocorre na intersecção dos dois hidrogramas. Neste caso:

$$\frac{V_s}{V_a} = \gamma - 1 = 1 - \alpha \quad (3.10)$$

3.4.2.3 Método do hidrograma da fórmula racional

Dado o intenso uso da fórmula racional, um grande número de reservatórios foi dimensionado a partir do método racional. De acordo com a figura 3.16 tem-se:

$$V_s = (q_{p,a} - q_{p,b})t_{c,a} \quad (3.11)$$

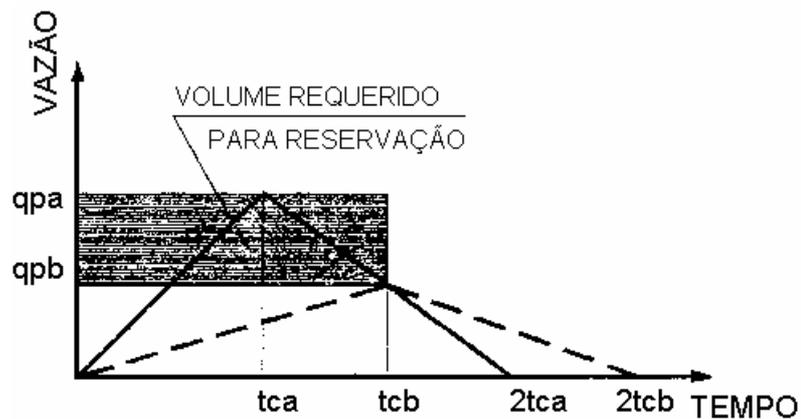


FIGURA 3.16 - Método do hidrograma da fórmula racional (Canholi, 1995).

3.4.2.4 Método de Baker

O método de Baker (1979) baseia-se no princípio de que o instante de máxima vazão efluente do hidrograma amortecido ocorre no cruzamento das duas hidrógrafas. Neste caso particular do método generalizado, descrito anteriormente, tem-se:

$$\frac{V_s}{V_a} = 1 - \alpha \quad (3.12)$$

A figura 3.17 apresenta, esquematicamente, a forma de obtenção de V_s , pelo método de Baker.

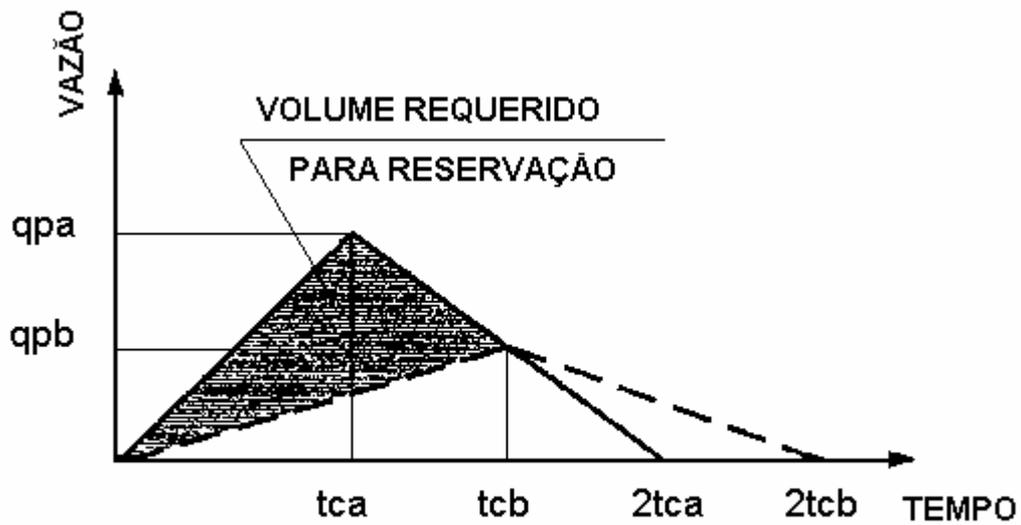


FIGURA 3.17- Método de Baker (1979).

3.4.2.5 Método de Abt e Grigg

Como os outros métodos apresentados, o Método de Abt e Grigg (1978) não considera as características hidráulicas da estrutura de saída do reservatório; portanto, tais características são indicadas apenas para uma verificação inicial e preliminar, figura 3.18.

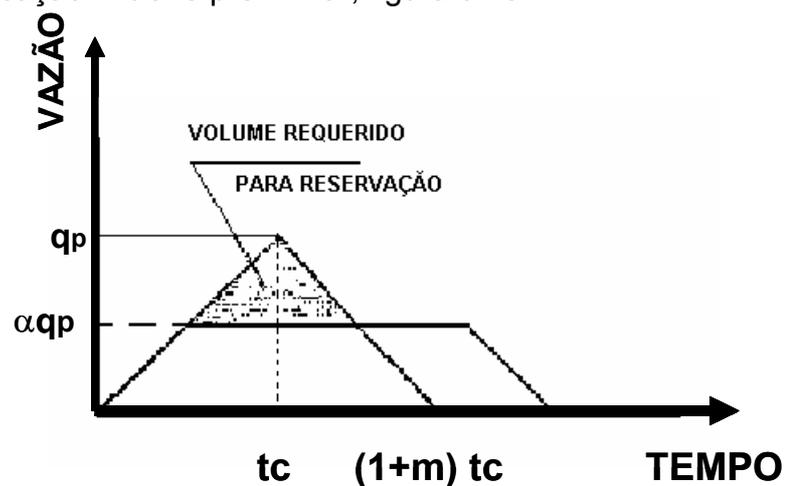


FIGURA 3.18 – Método de Abt e Grigg (1978).

Abt e Grigg mostraram que, com um hidrograma efluente trapezoidal com tramos de ascensão coincidentes, considerando-se as unidades consistentes, tem-se:

$$V_s = \left(\frac{1+m}{2} \right) q_{p,a} t_{c,a} (1-\alpha)^2 \quad (3.13)$$

Ou ainda

$$\frac{V_s}{V_a} = \left(1 - \frac{Q_e}{Q_a} \right)^2 \quad (3.14)$$

Onde:

Q_e - vazão máxima de saída;

Q_a - vazão máxima afluente.

3.4.2.6 Método do S.C.S. (TR 55)

O "Soil Conservation Service" desenvolveu um método aproximado para estimativas rápidas do volume de armazenamento necessário. Este método encontra-se apresentado em detalhes, no capítulo 6, do "Technical Release 55" -S.C.S. (1986).

Ele é baseado nos valores médios obtidos para os volumes de amortecimento de diversos projetos e estruturas que foram dimensionadas pelos métodos hidráulico-hidrológicos mais completos. A figura, adiante apresentada, mostra as relações obtidas para V_s/V_a em função de Δ . Estas relações podem ser dadas por:

$$\frac{V_s}{V_a} = C_0 + C_1 + C_2 \alpha^2 + C_3 \alpha^3 \quad (3.15)$$

em que C_0 , C_1 , C_2 e C_3 são os coeficientes apresentados no quadro 3.1 seguinte:

Quadro 3.1–Coeficientes do método do S.C.S., (1986)

DISTRIBUIÇÃO DE CHUVA	C_0	C_1	C_2	C_3
I ou IA	0,66	1,76	1,96	0,73
II ou III	0,682	1,43	1,64	0,804

Os tipos de distribuição de chuva I, IA, II e III referem-se às distribuições padronizadas de chuva do S.C.S. apresentados esquematicamente na figura 3.19, abaixo. O volume do deflúvio (V_a) e o pico de vazão afluente podem ser determinados pelo método do S.C.S.

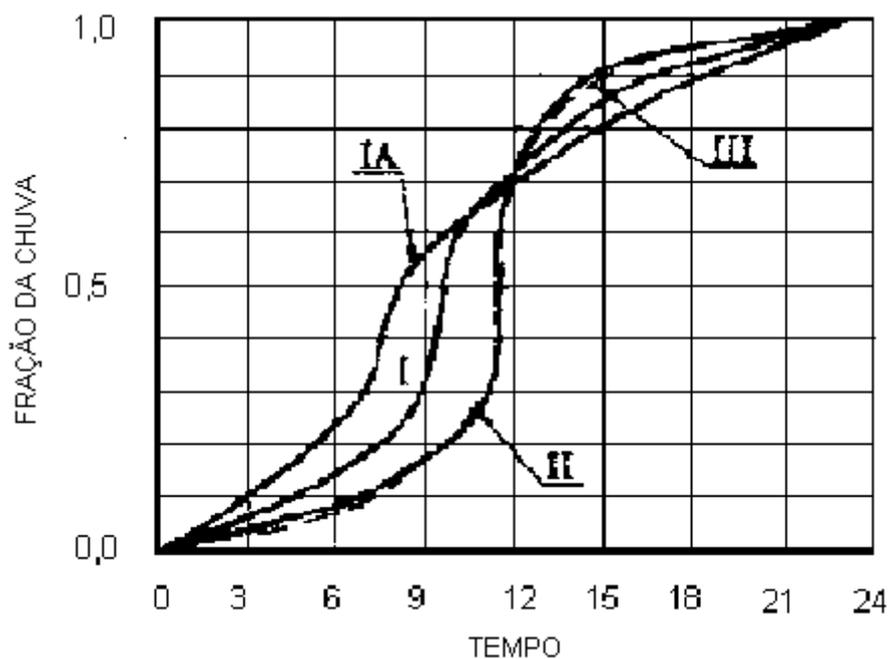


FIGURA 3.19 – Método do S.C.S – U.S. Department of Agriculture (1986)

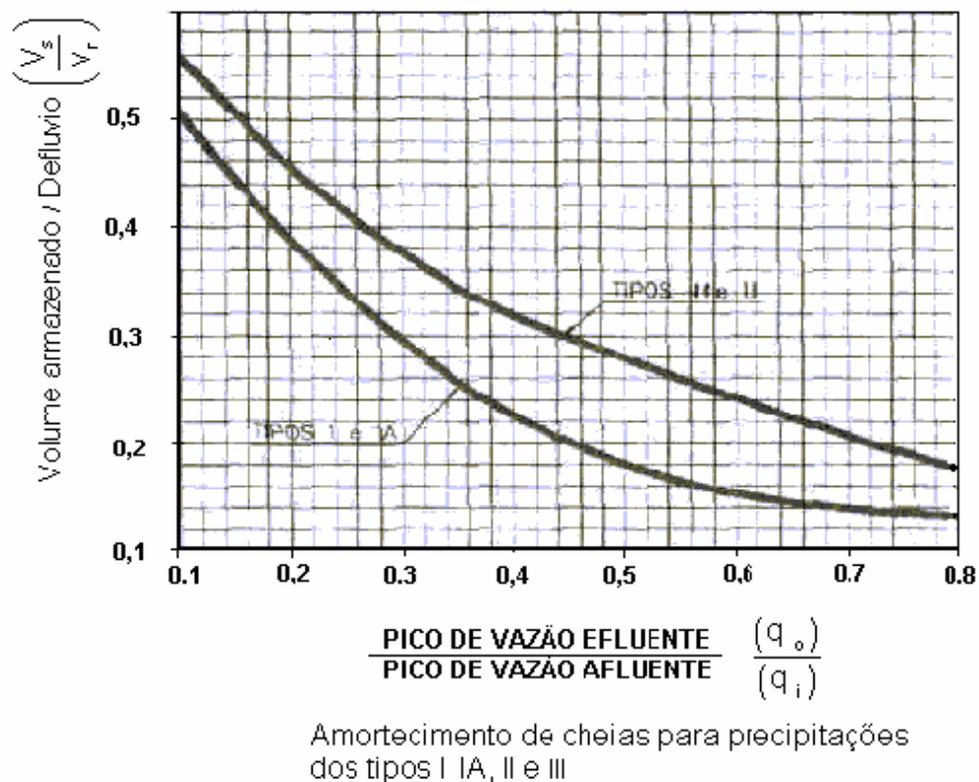


FIGURA 3.19 – Método do S.C.S – U.S. Department of Agriculture (1986)

3.4.2.7 Método de Akan

Em uma abordagem convencional, uma bacia de detenção e sua estrutura de extravasão são dimensionadas por meio de um processo de tentativas. O hidrograma afluente é amortecido no reservatório com volume adotado preliminarmente, e as suas vazões efluentes são comparadas ao critério estabelecido. Para dimensionamentos ainda preliminares, nos quais se deseja uma maior precisão do que nos fornecidos pelos métodos anteriormente descritos, podem ser utilizados os gráficos desenvolvidos por Akan (1990), a seguir apresentados.

a) Bacias de detenção com estruturas de controle únicas

Akan (1990) desenvolveu estudos visando obter soluções pré-determinadas para o problema da determinação do volume de reservação em função do amortecimento desejado das vazões afluentes, considerando o efeito das estruturas de controle das bacias de detenção. Para estruturas únicas de controle, ou seja, compostas por apenas um dispositivo hidráulico (orifício ou soleira), Akan desenvolveu ábacos, nos quais Q^* , P e S_0 são adimensionais, definidos como:

$$Q^* = \frac{Q_p}{I_p} \quad (3.16)$$

$$P = \left(\frac{K_0 a_0 \sqrt{2g}}{I_p} \right) \left(\frac{I_p \cdot t_p}{b} \right)^{0,5/c} \quad (3.17)$$

$$S_0 = \frac{S_0}{I_p t_p} \quad (3.18)$$

Nos quais:

Q_p - pico de vazão efluente, I_p - pico de vazão afluente;

I_p – pico da vazão afluente;

K_0 - coeficiente de vazão do orifício (adimensional)

a_0 - área de orifício;

g - aceleração da gravidade;

t_p - instante da ocorrência do pico da vazão afluente,

b - coeficiente da curva cota x volume do reservatório (*);

c - expoente da curva cota x volume (*);

S_0 - volume reservado abaixo da soleira do orifício.

(*) - equação da cota x volume: $S = b \cdot h^c$

Para as bacias de detenção dotadas de extravasores com soleiras livres, Akan desenvolveu os gráficos a seguir apresentados. Entretanto, o parâmetro P, neste caso é definido por:

$$P = \left(\frac{K_w L \sqrt{2g}}{l_p} \right) \left(\frac{l_p \cdot t_p}{b} \right)^{1,5/c} \quad (3.19)$$

onde:

K_w = coeficiente de vazão da soleira;

L = comprimento da crista da soleira.

Os gráficos apresentados na figura 3.20 e 3.21 seguintes contêm as curvas das soluções para a estrutura de controle em orifício único e soleira vertente única, respectivamente.

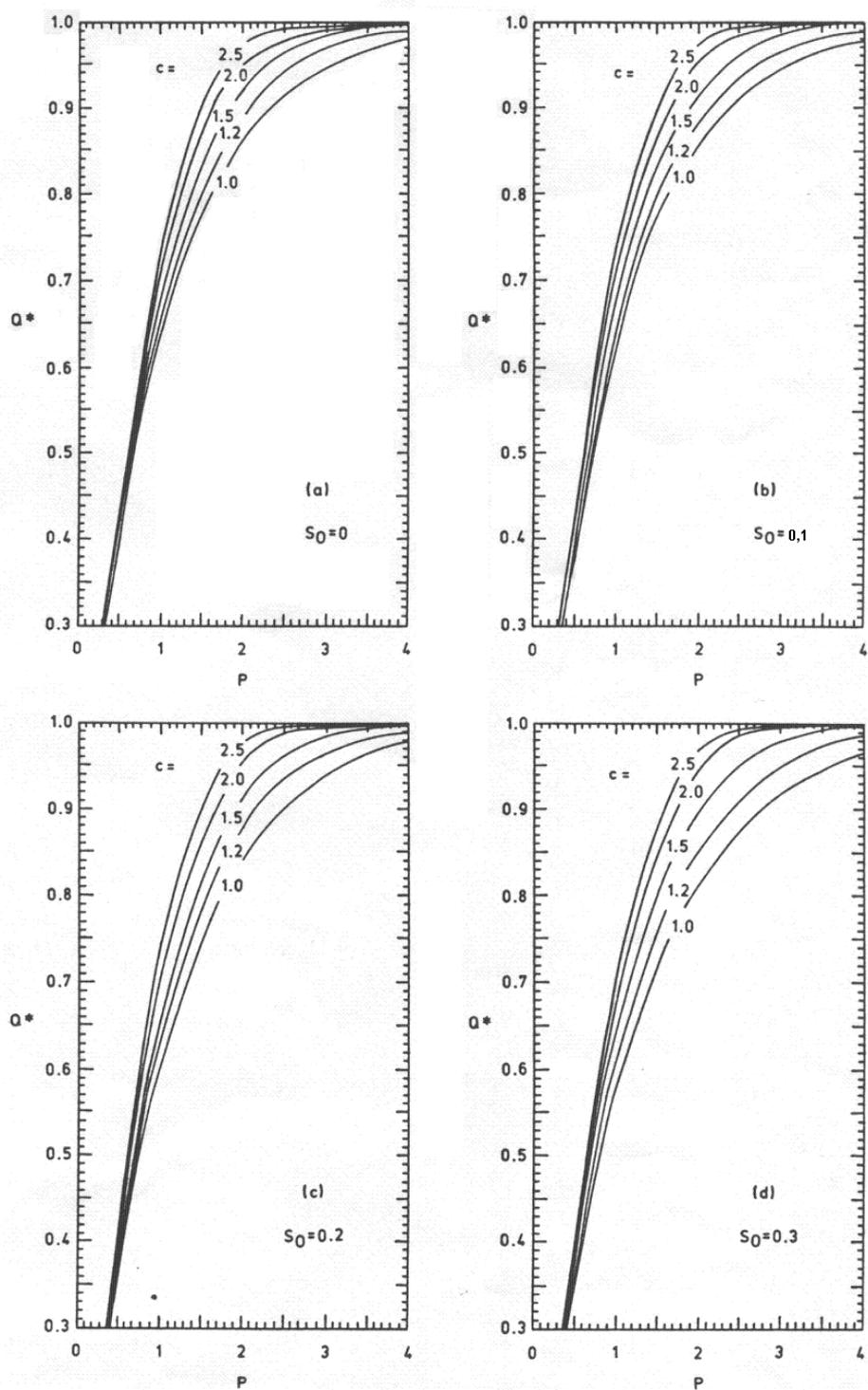


FIGURA 3.20 – Ábacos para estruturas de controle com orifício único. (Akan, 1990).

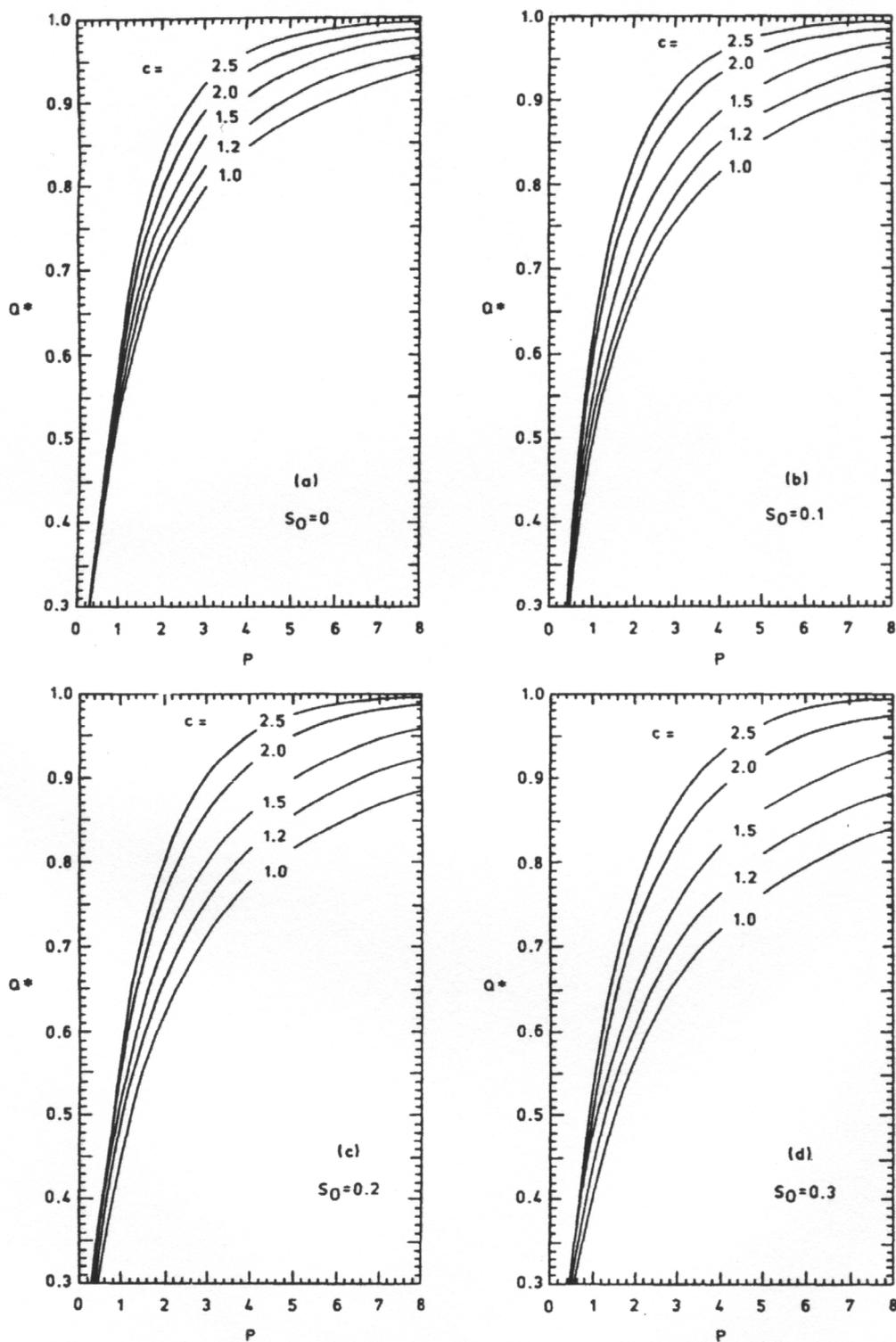


FIGURA 3.21 – Ábacos para estruturas de controle tipo soleira vertente única (Akan, 1990).

b) Bacias de detenção com estruturas de controle duplas (Orifício + soleira vertente)

Estruturas de controle duplas são adotadas quando se pretende controlar enchentes de diferentes recorrências ou quando se necessita obter uma lei de saída mais complexa.

De maneira idêntica a dos controles únicos de saída das bacias de detenção, Akan (1989) desenvolveu curvas adimensionalizadas, para a determinação das propagações nos reservatórios com estruturas de controle duplas.

A figura 3.22 a seguir ilustra a configuração estudada e os parâmetros h e h_w .

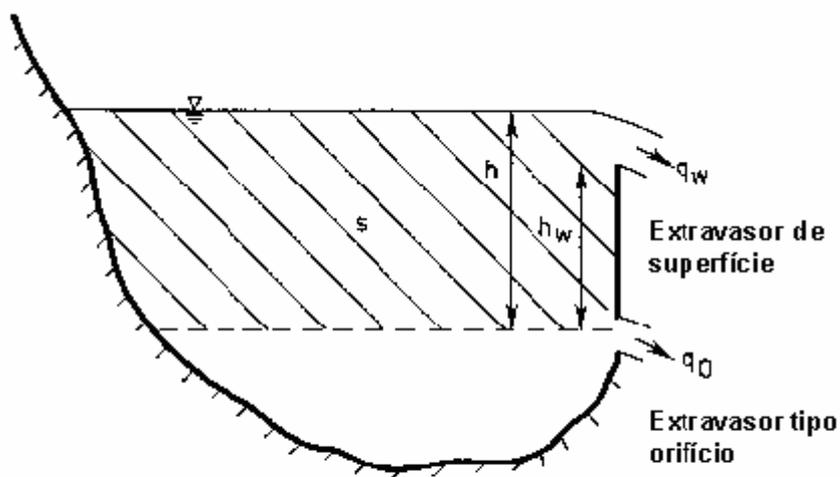


FIGURA 3.22 - Configuração de uma bacia de detenção para múltiplos períodos de retorno (Akan,1990).

Os gráficos constantes da figura 3.21, facilitam o cálculo do volume máximo a reservar.

Os parâmetros S^* e H^* são definidos por:

$$S^* = \frac{S_p}{t_p i_p} \quad (3.20)$$

$$H^* = \frac{h_p}{h_w} \quad (3.21)$$

Nos quais:

S_p – volume máximo;

h_p – máximo h sobre o orifício;

h_w – distância vertical entre orifício e soleira.

O ábaco consta da figura 3.20

O parâmetro adimensional P continua sendo avaliado de acordo com o item anterior (orifício), figura 3.20.

Quando ambos os dispositivos, orifício e soleira funcionam em conjunto, pelo menos em parte do processo de amortecimento, os gráficos das figuras 3.21 e 3.22 podem ser utilizados.

Os adimensionais E e B são definidos como:

$$E = h_w \left(\frac{K_w \sqrt{2gL}}{l_p} \right)^{2/3} \quad (3.22)$$

$$B = \left(\frac{\frac{l_p \cdot t_p}{b}}{h_w} \right)^{1/c} \quad (3.23)$$

FIGURA 3.23 – Variação de H^* para $H^* > 1$ e $C=1,0$
(Akan, 1989).

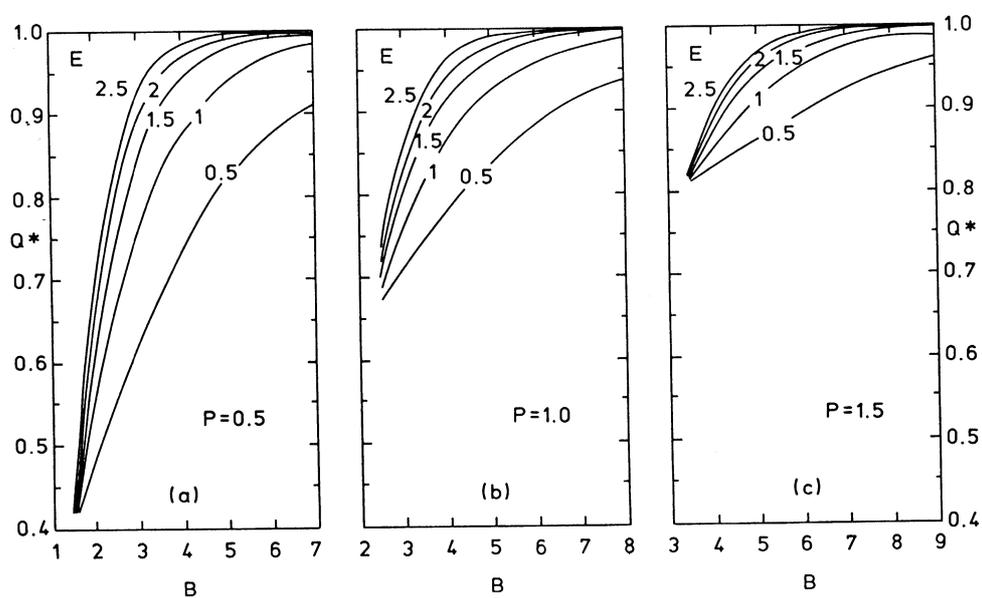


FIGURA 3.24 - Variação de Q^* para $H^* > 1$ e $C = 1,25$
(Akan, 1989).

3.4.2.8 Dimensionamento hidráulico de bacias de retenção / retenção

Fase de projeto

Embora muitas medidas para o retardamento do escoamento possam ser utilizadas, as bacias de retenção são, provavelmente, as mais comuns. Um reservatório desse tipo pode ser implantado com a construção de uma barragem e/ou com a escavação do terreno natural. Uma bacia de retenção/retenção deve sempre possuir uma estrutura de controle normal e um vertedouro de emergência. Estruturas múltiplas de controle também podem ser utilizadas para obterem-se hidrogramas efluentes, que traduzam o controle requerido das enchentes, em acordo com os critérios de projeto estabelecidos caso a caso.

Canholi (1995) observou que, nas fases de planejamento, podem ser empregados os métodos simplificados ou gráficos desenvolvidos com esta finalidade, dada a natureza interativa deste tipo de dimensionamento. Todavia, na fase de projeto hidráulico recomenda-se a realização dos estudos de maneira completa, por meio dos estudos de amortecimento de cheias.

O problema típico que se impõe, a partir do hidrograma de projeto, refere-se às características do reservatório (curva cota x área x volume, níveis d'água máximo e mínimo admissíveis), já a curva cota x vazão da estrutura de controle pede o hidrograma das vazões efluentes. A condição inicial refere-se, normalmente, ao nível d'água inicial no reservatório.

a) Equacionamento básico

A variação dos volumes armazenados em um reservatório ou bacia de retenção pode ser descrita pela equação:

$$I-Q = \frac{dS}{dt} \quad (3.24)$$

Onde:

I - vazão de entrada;

Q - vazão efluente;

S - volume.

Para um período de tempo Δt , a equação acima pode ser escrita na forma de diferenças finitas e rearranjada como:

$$(I_1 + I_2) + \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1 \right) = \left(\frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2 \right) \quad (3.25)$$

Em que:

I_1, I_2 - vazões afluentes nos instantes 1 e 2;

Δt - período de tempo 1 e 2;

S_1, S_2 - volumes reservados instantes 1 e 2 ;

Q_1, Q_2 - vazão de saída nos instantes 1 e 2.

As incógnitas são, portanto, S_2 e Q_2 , que podem ser obtidas pelas relações das curvas cota x volume, cota x vazão efluente e ainda da curva

auxiliar $\left(\frac{2S}{\Delta t} + Q \right) \cdot Q$.

b) Formulação matemática da curva cota x volume do reservatório

A maioria dos reservatórios naturais ou artificiais pode ser representada pela expressão:

$$S = b \cdot h^C \quad (3.26)$$

Em que:

S - volume do reservatório;

h - lâmina d'água sobre a saída;

h, C - parâmetros constantes.

A constante C é adimensional e a constante b possui a dimensão L³. Estas constantes dependem das dimensões e forma do reservatório.

Um reservatório com paredes verticais terá C = 1,0. Se a curva cota x volume é dada na forma de tabela, as constantes b e c podem ser obtidas pela relação:

$$C = \frac{\sum (\log S)(\log h) - \frac{(\sum \log S)(\sum \log h)}{N}}{\sum (\log h)^2 - \left(\frac{\sum \log h}{N}\right)^2} \quad (3.27)$$

$$b = 10 \left[\sum \log S - C (\sum \log h) \right]^{1/4} \quad (3.28)$$

A área do reservatório pode ser descrita por:

$$A = cbh^{(C-1)} \quad (3.29)$$

3.4.2.9 Elementos hidráulicos de saída

As vazões efluentes da bacia de detenção dependem do tipo e das dimensões da estrutura de controle. As relações entre o N, A e as vazões extravasadas, podem ser obtidas através dos parâmetros hidráulicos intervenientes (coeficientes de descarga), aplicados às relações básicas do escoamento em cada caso.

Nos casos de estruturas de controle mais complexas, a determinação desses coeficientes da vazão pode-se necessitar do auxílio de um modelo físico. Por outro lado, não se pode deixar de atentar para a condição do escoamento a jusante da estrutura de controle, e de que forma os coeficientes de descarga dos extravasores podem, ser influenciados por jusante.

Em certos casos, a relação cota x vazão a jusante da estrutura de controle pode não ser biunívoca em relação à vazão descarregada e sim depender da vazão nos trechos de jusante e nos demais controles eventualmente existentes.

De acordo com Tucci e Genz (1995), as saídas de fluxo das bacias de detenção são reguladas por dispositivos hidráulicos fixos, tais como: vertedores, orifícios, condutos de fundo e reguladores móveis, automáticos ou de controle remoto.

A configuração, normalmente utilizada, dos dispositivos de saída de uma bacia de detenção é apresentada nas figuras 3.25 e 3.26.

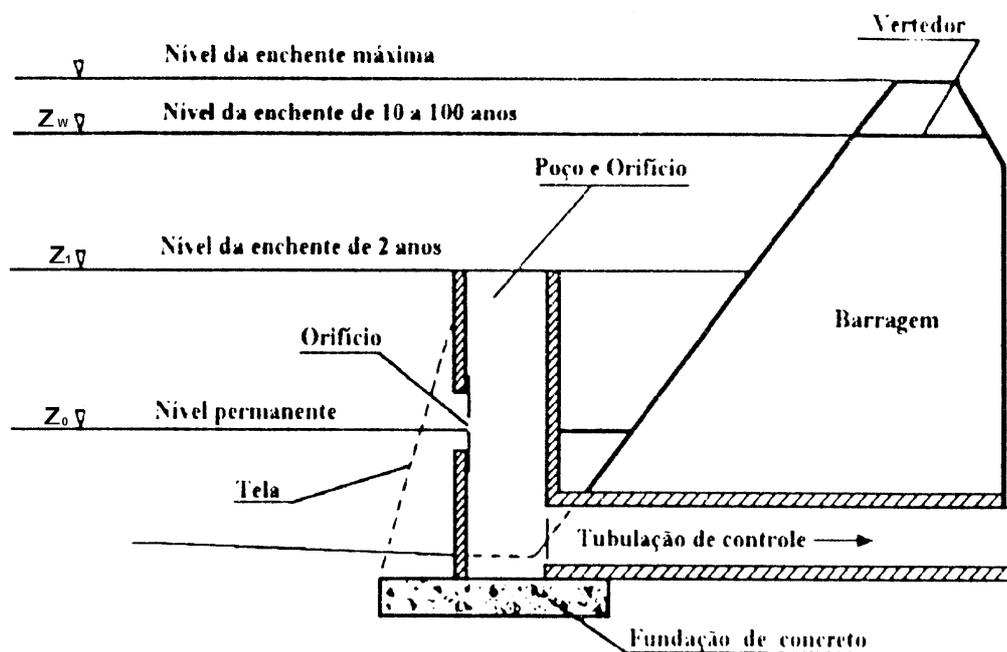


FIGURA 3.25 - Exemplo de dispositivo de saída de uma bacia de retenção. (Urbonas e Stahre, 1993).

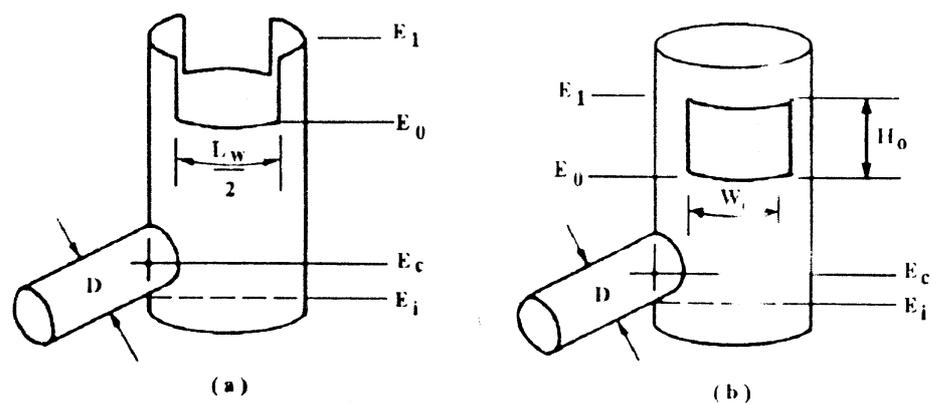


FIGURA 3.26 - Vertedores na saída do conduto de elevação. (McCuen, 1989).

a) Orifício

O funcionamento do orifício depende da carga acima dele e do seu afogamento à jusante. A vazão descarregada Q pode ser determinada pela relação:

$$Q = C_d A \sqrt{2gh} \quad (3.30)$$

Em que:

C_d – coeficiente de descarga;

A - área da seção de escoamento;

h - diferença entre o nível de água e o centro da seção de escoamento.

Essa equação é utilizada para o escoamento sem afogamento à jusante.

b) Conduto

A vazão pelo conduto é obtida por:

$$Q = A \sqrt{\frac{2gH}{1+k+k_c+k_c \cdot L}} \quad (3.31)$$

Em que:

Q é a vazão em m^3/s ;

A é a área do conduto em m^2 ;

H é a carga efetiva (figura 3.27) em m , que pode ser estimada por:

$$H = H_m + S_0 L - 0,5D \quad (3.32)$$

Onde:

H_m é a diferença de nível entre a cota inferior do conduto e o nível de água na entrada;

S_0 é a declividade do conduto;

L é o comprimento do conduto;

D é o diâmetro;

k_c é o coeficiente de entrada, que pode ser adotado igual a 0,5;

Sendo

$$k_c = \frac{38,5n^2}{D^{1,33}} \quad (3.33)$$

Em que:

D é o diâmetro em m; n , a rugosidade; $n=0,013$ para concreto;

k é o coeficiente, devido às grades de lixo.

$$k = 1,45 - 0,45m - m^2$$

Em que:

m é a relação entre a área das grades e a área total.

Na figura 3.28 é apresentada a relação utilizada para dimensionamento das grades, de acordo com o diâmetro dos condutos. (Tucci e Genz, 1995).

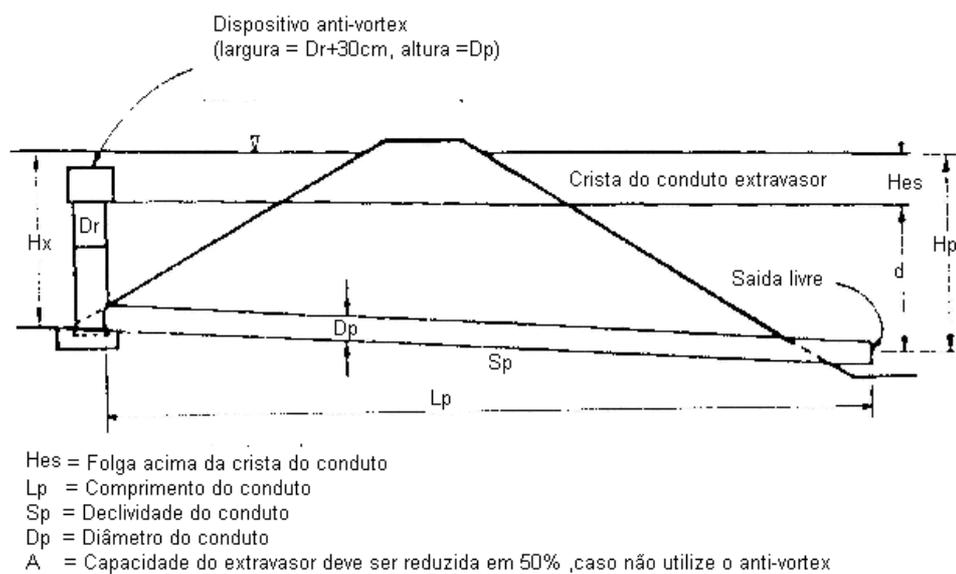


FIGURA 3.27 – Orifício (U.S. Department of Transportation).

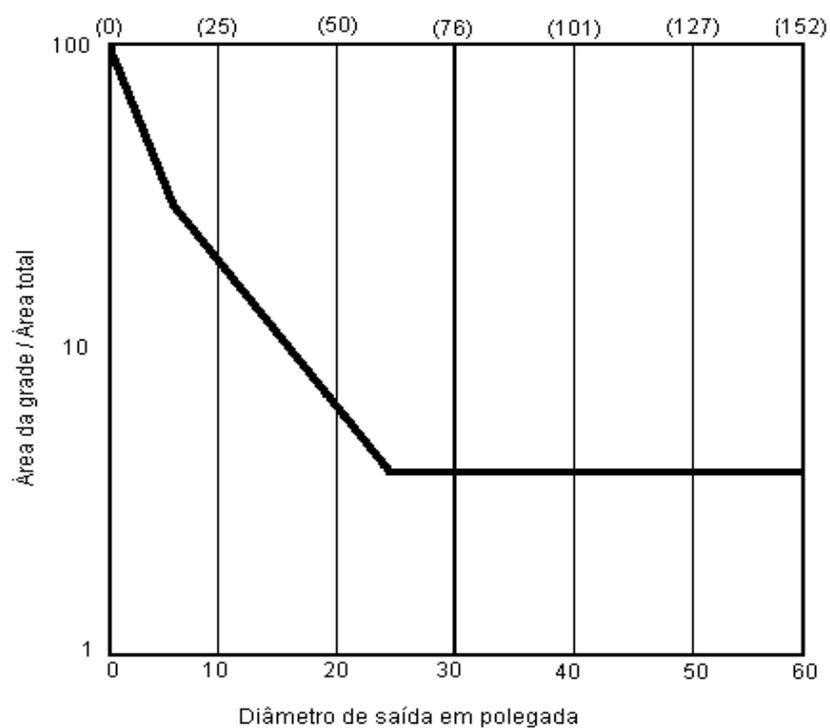


FIGURA 3.28 - Relação entre área de grades e diâmetro de condutos (Tucci e Genz,1995).

c) Vertedores de emergência

Os vertedores de emergência são, geralmente, de parede espessa, com borda livre de 30 a 60 cm da cota máxima de projeto. A equação utilizada é a mesma 3.26. O coeficiente, para vertedores varia entre 1,47 e 1,66.

d) Reguladores de controle

Os reguladores de controle podem ser mecânicos e auto-reguláveis, ou mesmo de controle remoto. O controle é, em geral, baseado no monitoramento do nível do sistema. Devido aos entupimentos e s falhas de alguns dispositivos, é recomendável que o sensor monitore a jusante do dispositivo de saída.(Urbonas e Stahre, 1993).

3.5 Controle de poluentes no deflúvio de instalações industriais

Os poluentes presentes num deflúvio dependem, em parte, da natureza do uso do solo. Vários estudos indicam que o deflúvio de usos industriais do solo é relativamente de qualidade mais pobre do que o de outros usos gerais.

3.5.1 Fontes de poluentes para o deflúvio industrial

O volume e a qualidade das descargas de águas pluviais, associadas com as das indústrias, dependem de vários fatores, incluindo as atividades desenvolvidas no âmbito de cada indústria, a natureza da precipitação, e a impermeabilidade da superfície de escoamento. As fontes de poluentes que podem afetar a qualidade das águas de chuvas, que incidem sobre áreas industriais, diferenciam-se com o tipo de operação e com as características específicas de cada indústria. Por exemplo, as emissões gasosas podem ser uma fonte significativa de poluentes em algumas indústrias, as operações de armazenamento de materiais, em outras; e, ainda, outras instalações podem descarregar pluvial associado com atividades industriais com relativamente baixos níveis de poluentes.

Seis classes de atividades podem ser identificadas como as principais fontes dos poluentes presentes nas descargas de águas pluviais associadas com atividades industriais (3-4):

- Carga ou descarga de materiais secos ou líquidos.
- Armazenamento a céu aberto de matérias - primas ou produtos.
- Processos desenvolvidos a céu aberto.
- Poeiras ou materiais particulados, gerados no processo industrial.
- Conexões ilícitas ou práticas de gerenciamento inapropriadas.
- Práticas de disposição dos resíduos.

O potencial poluidor da maioria destas atividades pode ser influenciado pela presença e pelo uso de produtos químico tóxicos.

As operações de carga e descarga são realizadas ao longo das estradas e das ferrovias de acesso às instalações e no carregamento e descarregamento em docas e terminais. Essas operações incluem o

bombeamento de líquidos ou gases de caminhões ou vagões tanque para as instalações de armazenagem, ou vice-versa; transferência pneumática de produtos químicos secos para veículo em carregamento e ou do veículo para transferência por sistemas mecânicos de transporte

Derrames ou perdas de materiais podem escoar diretamente para os sistemas de drenagem pluvial ou podem acumular em solos ou sobre superfícies, e transportados pelas águas pluviais ou pelas águas de lavagem das fábricas.

O armazenamento a céu aberto inclui o armazenamento de combustíveis, matérias primas, produtos intermediários, produtos finais, resíduos de processo e lixo. As áreas de armazenamento expostas a precipitações ou deflúvio podem contribuir com poluentes para as águas pluviais, quando lavados ou transportados.

3.5.2 Opções para prevenir poluentes em águas pluviais

As cinco categorias seguintes descrevem opções para reduzir os poluentes em descargas do deflúvio de plantas industriais:

- 3.5.2.1 Provendo tratamento. antes do lançamento;
- 3.5.2.2 Implementando as melhores praticas de gerenciamento para a prevenção da poluição. (MPG)s.
- 3.5.2.3 Desviando as descargas de águas pluviais contaminadas para estações de tratamento;
- 3.5.2.4 Utilizando as práticas tradicionais de gerenciamento de águas pluviais;
- 3.5.2.5 Eliminando as fontes de poluição.

Um programa abrangente de gerenciamento de águas pluviais, para uma determinada planta, freqüentemente inclui todas as categorias de controle. O desenvolvimento de estratégias para um controle abrangente deve ser baseado na consideração das características da planta.

3.5.2.1 Tratamento antes do lançamento

Em muitos tipos de indústrias, pode ser apropriado coletar e tratar o deflúvio de áreas-objetivo. Esta abordagem foi adotada pela EPA com as 10 categorias de indústrias sujeitas a limitações para descargas de águas pluviais contaminadas: fábricas de cimento, lotes de suprimentos, fábricas de fertilizantes, refinarias de petróleo, fábricas de fosfato, extração de carvão, extração e processamento de minerais, extração de minérios e emulsão de asfalto.

3.5.2.2 Implementando as melhores práticas de gerenciamento (MPGs) para a prevenção da poluição

As melhores práticas de gerenciamento abrangem uma larga gama de procedimentos: programação de atividades, práticas proibidas e outras práticas de gerenciamento para prevenir, ou reduzir, a poluição das águas. Incluem também procedimentos de operação, requisitos de tratamento e práticas para controlar o deflúvio na área da indústria e a drenagem dos depósitos de matéria prima, derrames, ou vazamentos.

Os requisitos, para as melhores prática de gerenciamento (MPGs), de um plano básico de prevenção da poluição de descargas pluviais, associadas com atividades industriais ,são estabelecidos pela entidade ambiental.

3.5.2.3 Desvio das descargas de águas pluviais contaminadas para estações de tratamento

As descargas de águas pluviais com quantidades significativas de poluentes devem ser desviadas para uma Estação de Tratamento de Esgotos, ou lançadas num sistema de esgotos sanitários. Estes desvios devem ser coordenados com os operadores da Estação e do sistema coletor, para evitar problemas com extravasamentos em sistemas combinados, inundação de porões, ou a operação da estação de tratamento em tempo úmido.

3.5.2.4 Uso das práticas tradicionais de gerenciamento de águas pluviais

Em algumas situações, práticas tradicionais de gerenciamento de águas pluviais, tais como valas gramadas, projeto e manutenção de bacias de captação e manutenção, dispositivos de infiltração, controles regionais (bacias de retenção ou detenção fora da área), separadores de água e óleo e desarenadores, podem ser aplicados a um complexo industrial. Contudo, devem ser adotar cuidados especiais na avaliação das possibilidades de contaminação das águas subterrâneas por infiltração das águas retidas. Outros tipos de controles, tais como sistemas de contenção

secundários, podem ser usados para prevenir eventos catastróficos, que podem ocasionar a contaminação das águas superficiais ou subterrâneas.

Em alguns casos, é apropriado limitar a utilização das práticas tradicionais de gerenciamento àquelas áreas do sistema de drenagem que geram níveis de contaminação relativamente menores como por exemplo, a parte mais elevada dos telhados, áreas de estacionamento, etc.)

3.5.2.5 Eliminando fontes de poluição/ reuso da água

Em alguns casos, a eliminação de uma fonte de poluição, ou o reuso da água pode ser o meio mais econômico para controlar os poluentes presentes em descargas de pluviais associados com atividades industriais.

As opções para a eliminação das fontes de poluição incluem a redução local das emissões gasosas, que afetam a qualidade do deflúvio, troca dos aditivos químicos utilizados no processo e modificando as práticas de gerenciamento dos materiais, como, por exemplo, cobrindo às áreas de estocagem.

O reuso da água envolve a captação do deflúvio e sua utilização num processo ou de alguma maneira que não ocorra à liberação de poluentes do pluvial contaminado para o meio ambiente. Por exemplo, muitas instalações para a preservação inorgânica da madeira usam águas de deflúvio para diluir os produtos químicos. Em alguns casos, pode ser menos dispendioso armazenar e tratar as águas de chuva para usos subpotáveis.

Na seleção das medidas de gerenciamento das águas pluviais contaminadas é importante considerar os efeitos potenciais de cada método sobre outros recursos hídricos, tais como as águas subterrâneas.

3.6 Requisitos para um plano de prevenção da poluição

Todas as instalações cobertas, por permissão da entidade ambiental, devem preparar e implementar um plano de prevenção da poluição das águas pluviais. Estes requisitos permitem a implementação das medidas específicas para cada local abrangendo características, atividades ou prioridades para o controle associado com descargas pluviais identificadas.

A abordagem para a prevenção da poluição focaliza-se sobre dois objetivos principais:

1. identificar as fontes de poluição que afetam potencialmente a qualidade das descargas de águas pluviais da indústria;
2. descrever e assegurar a implementação de práticas para minimizar e controlar os poluentes nas descargas de águas pluviais.

Os requisitos de um plano de prevenção da poluição de águas pluviais, que integram as licenças gerais, são planejados para facilitar o operador da indústria na avaliação das fontes potenciais de poluição e implementar as medidas apropriadas para prevenir, ou controlar, as descargas de poluentes no deflúvio das águas pluviais.

O processo (2) envolve as seguintes etapas:

1. avaliação das fontes potenciais de poluição das águas pluviais. Seleção e implementação das medidas apropriadas de gerenciamento e controles;
2. avaliação periódica da habilidade do plano para prevenir a poluição das águas pluviais e cumprir com os termos e condições dessa licença. Este processo é mostrado na Figura 3.29.

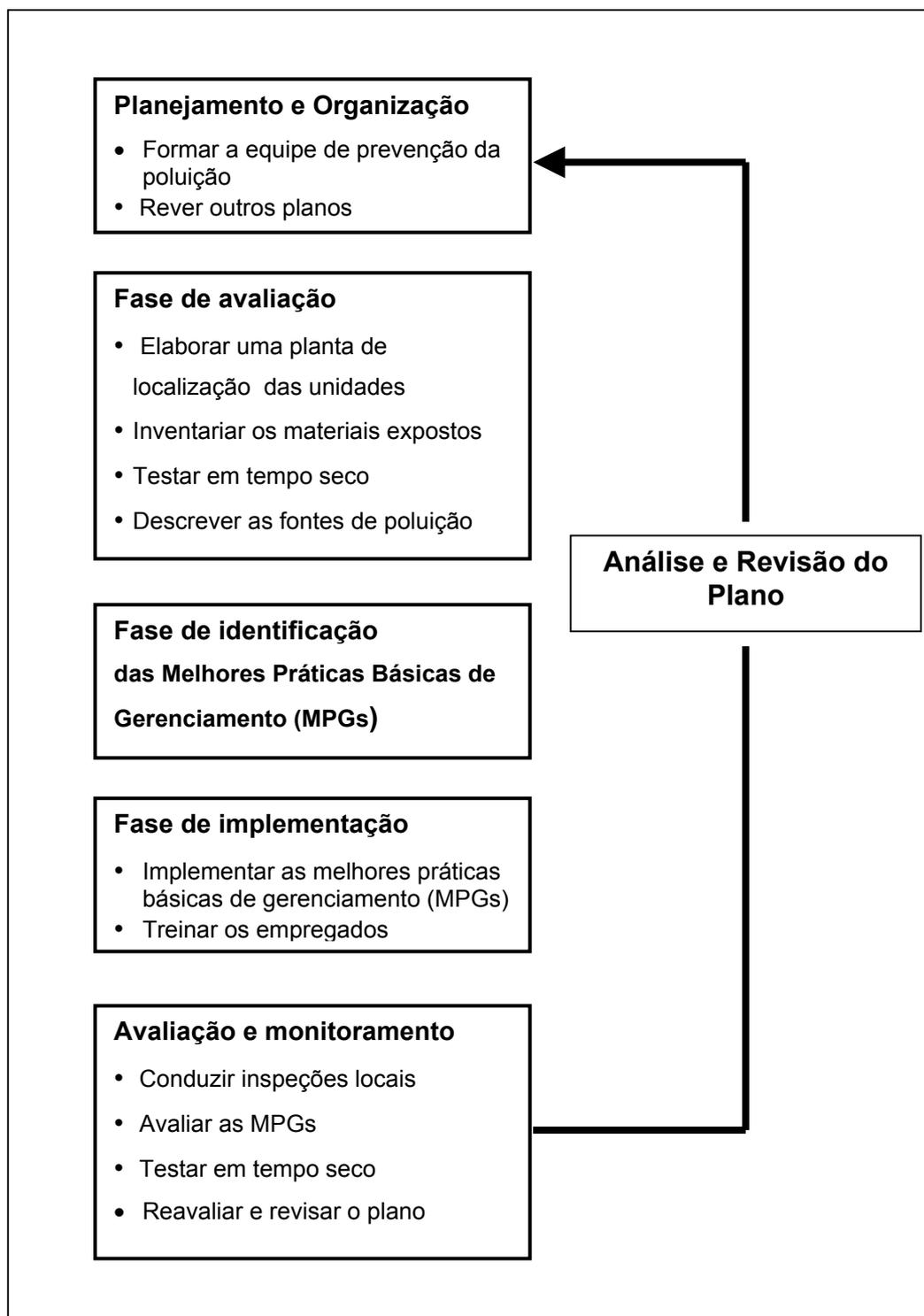


FIGURA 3.29 - Processo do plano de prevenção da poluição
(U.S.EPA, 1992).

3.6.1 Descrição das fontes potenciais de poluição

Cada plano de prevenção da poluição das águas pluviais deve descrever as atividades, os materiais, e as características físicas das indústrias que podem contribuir com quantidades significativas de poluentes para o deflúvio das águas pluviais ou, durante os períodos de seca, resulte em descargas contaminantes para sistemas de drenagem de águas pluviais.

Essa avaliação do risco de poluição das águas pluviais apoiará os esforços subseqüentes, para identificar e estabelecer as prioridades para as mudanças necessárias em materiais, práticas de gerenciamento de materiais, ou características locais e, também, como ajuda na seleção das técnicas apropriadas de controle estruturais e não estruturais. A descrição das fontes potenciais de poluição culmina numa avaliação descritiva dos seus riscos de afetar a qualidade das águas pluviais. Esta avaliação deverá apontar, claramente, para as atividades, os materiais e as características físicas das instalações que têm um potencial razoável para contribuir com quantidades significativas de poluentes para as águas pluviais. Durante a avaliação, o operador da instalação deverá considerar as operações de carregamento e descarregamento, as atividades de armazenamento, a produção ou processo a céu aberto, os processos geradores de pó e partículas, e as práticas de disposição de resíduos sólidos na área.

3.6.2 Medidas e controles

Em seqüência à fase de identificação e de avaliação das fontes de poluição, devem ser selecionadas e descritas as melhores praticas de prevenção da poluição e outros controles a serem implementados.

Os requisitos do plano enfatizam a implementação das medidas de prevenção da poluição na fonte. As medidas incluem, entre outras, a manutenção preventiva, a substituição química, a prevenção de derramamentos, a economia, o treinamento, o gerenciamento apropriado de materiais, a segregação ou cobertura de materiais, o desvio de águas e o controle de poeiras.

O plano de prevenção da poluição deve incluir uma programação especificando o horário ou horários em que cada controle ou prática será implementado. Além disso, o plano deverá discutir meios em que os controles e as práticas se inter-relacionam e, quando tomados em conjunto, gerem um enfoque integrado e consistente para prevenir ou controlar problemas potenciais de contaminação das águas pluviais.

3.7 Características de esgotos industriais

Certos esgotos industriais podem interromper processos de tratamento, danificar as tubulações e outras estruturas, ou aumentar indevidamente os custos de operação e tratamento. Tais resíduos deverão ser excluídos do sistema coletor e a responsabilidade pela sua disposição deve recair, inteiramente, sobre a indústria, ou eles deverão ser pré-tratados para reduzir os seus efeitos sobre o sistema centralizado de tratamento.

Os fatores e as características das águas residuárias, utilizados para determinar sob quais condições um esgoto industrial deverá ser aceito ou rejeitado para tratamento, são apresentados no Quadro 3.2, seguinte.

Quadro 3.2 – Efeitos de alguns contaminantes em sistemas de esgotos de esgotos industriais combinados*

Características do esgoto	Problemas causados no sistema de esgotos	Ação Corretiva	Problemas Causados no Tratamento Centralizado	Ação Corretiva
Óleos, graxas e gorduras.	Acumulação na parede interna da tubulação, redução da capacidade de escoamento.	Pré-tratamento, limpeza da tubulação.	Interferências com a atividade biológica em filtros e em estações de tratamento pelo processo dos lodos ativados.	Separação do óleo por gravidade, por ar dissolvido
Acidez	Corrosão e desintegração de tubulações de concreto e aço	Neutralização e Equalização	Corrosão de bombas e outros equipamentos e estruturas da estação de tratamento, sensíveis à ação de microorganismos biológicos.	Neutralização
Alcalinidade	Corrosão de tubos metálicos, possível acumulação de cálcio formando incrustações.	Neutralização e equalização.	Eficiência reduzida do lodo possível descarregamento dos filtros biológicos; interrupção do processo biológico.	Neutralização
Areias	Desgaste excessivo em estações de bombeamento; a acumulação pode entupir as tubulações.	Pré-tratamento, limpeza das tubulações.	Sobrecarga nos desarenadores; aumento do volume de lodo; obstrução de tubulações dos decantadores; dificuldades para remover as acumulações em digestores; redução da dos digestores.	Ampliação da capacidade de desarenação.
Material grosseiro em suspensão	Obstrução das tubulações.	Pré-tratamento utilizando gradeamento e desarenadores; limpeza das tubulações.	Sobrecarga nos equipamentos da estação de tratamento.	Frequentes limpezas das grades e outras unidades do tratamento preliminar.
Metais pesados e substâncias tóxicas.	Na presença de excessiva acidez ou alcalinidade, pode produzir gases venenosos.	Pré-tratamento	Inibe ou perturba os processos biológicos; os metais pesados podem se acumular no lodo, causando problemas adicionais sua disposição	Identificação; aumento da frequência de monitoramento; pré-tratamento usando adição química.
Carga orgânica	Pode criar condições sépticas nas tubulações resultando na produção de gás sulfídrico que corroe as estruturas de concreto e também é letal.	Pré-tratamento; tentar manter condições aeróbicas nos coletores de esgotos. Pré-cloração nas estações elevatórias.	Gera uma carga orgânica sobre a estação de as concentrações de oxigênio dissolvido no processo dos lodos ativados; produz alagamentos e e condições e anaeróbicas nos filtros biológicos..	Pré-cloração; aumentar a capacidade dos equipamentos aeração; do pH.
Substancias inflamável e explosivas.	Incêndios, explosões; vapores nocivos, riscos para o pessoal da manutenção.	Prevenir descargas no sistema coletor, monitoramento; Uso de equipamento de segurança.	Incêndios, explosões; pode inibir destruir os organismos	Monitoramento afluente.

*Waste Water Pollution Control Federation -(Manual of Operation)

3.7.1 Águas não contaminadas

As águas não contaminadas abrangem as águas usadas para executar uma função tal como refrigeração, ou condensação, mas que não são contaminadas através de tais usos. Apesar da ausência de contaminação, estas descargas industriais podem causar problemas, primeiramente, pelo sobrecarregamento hidráulico das unidades de tratamento existentes. Idealmente, as águas não contaminadas não deveriam ser encaminhadas ao sistema de esgotos.

Se a sobrecarga hidráulica é causada por uma descarga de curta duração de água não contaminada, a indústria envolvida poderia equalizar suas vazões e, então, encaminhá-la parceladamente, ao sistema geral de esgotos, durante os períodos de baixa vazão.

3.7.2 Águas pluviais

Muitos complexos industriais cobrem grandes áreas de terra e requerem um sistema de coleta específico das águas pluviais. . Algumas indústrias usam um sistema combinado de esgotos que coleta e transporta conjuntamente os esgotos industriais e as águas pluviais. Esse processo pode ser vantajoso, se as águas pluviais são contaminadas como resultado do contato com poluentes, antes de entrar no sistema coletor. Em alguns casos, pode ser necessário reter a vazão excedente das águas contaminadas numa bacia de detenção para uma subsequente descarga para o tratamento, depois que a chuva amaine. Usualmente, essa retenção é localizada junto à estação de tratamento; entretanto, no caso de uma indústria que cobre uma grande área, pode ser mais eficiente localiza-la junto à área da indústria.

3.8 Controle de extravasamentos em sistemas combinados de esgotos

Conforme a EPA/832-B-99-002, o controle de extravasamentos em sistemas misto de esgotos é baseado em planos de monitoramento e modelagem, abrangendo, no mínimo, os seguintes controles:

1. programas de operação e manutenção das tubulações;
2. uso máximo do sistema coletor para armazenamento;
3. revisão e modificação dos requisitos de pré-tratamento para assegurar a minimização dos impactos dos extravasamentos;
4. maximização da vazão afluente a Estação de Tratamento;
5. proibição de extravasamentos durante tempo seco;
6. controle de sólidos e materiais flutuáveis;
7. prevenção da poluição;
8. notificação pública para assegurar que a população servida seja informada sobre a ocorrência de extravasamentos e seus impactos
9. monitoramento para caracterizar, efetivamente, os impactos dos extravasamentos e seus efeitos..

Os nove controles mínimos são baseados em tecnologia, aplicada num local específico, para reduzir a magnitude, a frequência, e a duração dos extravasamentos e seus impactos sobre corpos receptores hídricos.

3.8.1 Análise hidráulica preliminar de um sistema combinado de esgotos

A caracterização física de um sistema combinado de esgotos deve incluir um balanço das vazões usando um diagrama esquemático do sistema coletor.

A figura 3.30 ilustra um exemplo de um balanço básico de vazões.

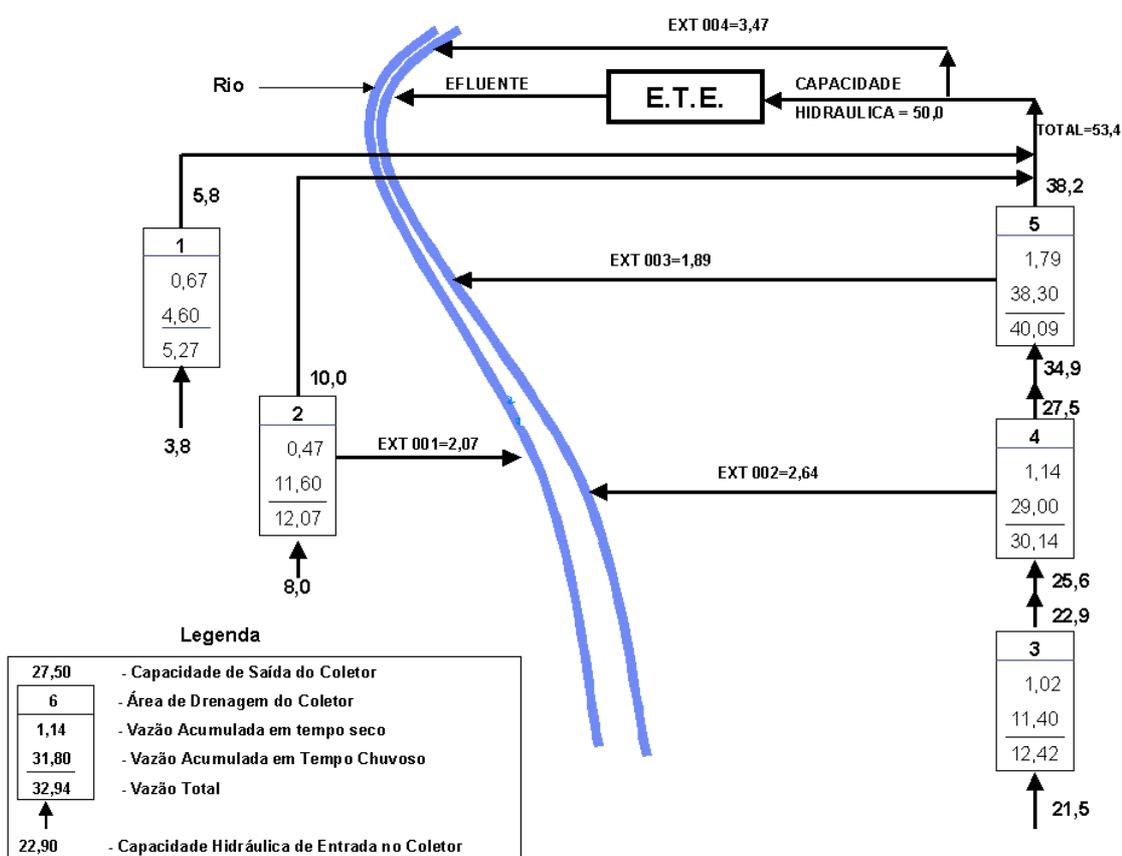


FIGURA 3.30 - Balanço básico de vazões-(EPA/832-B-99-002).

O balanço mostra as vazões esperadas em tempo chuvoso e em tempo seco em cada área de serviço, e expõe as prováveis vazões de cada extravasamento, baseadas na capacidade hidráulica das tubulações.

O diagrama esquemático, juntamente com uma revisão dos dados históricos, permitirá determinar as vazões típicas e as capacidades máximas em escoamento livre para vários interceptores.

3.8.2 Estratégia de modelagem

Para sistemas relativamente simples com um número limitado de lançamentos, a utilização de diagramas do balanço de vazões pode ser suficiente. Para sistemas mais complexos, a modelagem pode ajudar a caracterizar e prever:

- a resposta do sistema coletor em tempo chuvoso;
- a carga de poluentes para as águas receptoras;
- os impactos nas águas receptoras;
- os impactos relativos atribuíveis a extravasamentos do sistema combinado e outras fontes de poluentes.

A modelagem também ajuda na formulação e verificação das relações causa - efeito entre tempo chuvoso e impactos nas águas receptoras e permite prever a eficiência de uma faixa de alternativas potenciais de controle..

3.8.3 Estratégia para a seleção de um modelo

A modelagem em sistemas combinados de esgotos (SCE)s envolve hidrologia, hidráulica, e a qualidade da água:

- a hidrologia é o fator principal na determinação do deflúvio nas bacias de drenagem para o sistema combinado;

- a modelagem hidráulica de SCEs prediz as características do escoamento nas tubulações;
- a modelagem da qualidade da água consiste na previsão das características poluentes do esgoto no sistema, particularmente, nos pontos de lançamento e na Estação de Tratamento. A qualidade da água em SCEs é medida pela contagem de bactérias e pela concentração de constituintes importantes tais como: DBO, sólidos suspensos, nutrientes e contaminantes tóxicos.

Como os modelos hidráulicos são freqüentemente usados junto com um modelo de deflúvio, estes são tratados como parte da modelagem hidráulica.

3.9 Modelo matemático para previsão de vazões

3.9.1 Introdução

O modelo de simulação hidrológica para a previsão de vazões adotado neste estudo, foi desenvolvido por Goldenfum (1997). O autor considera um sistema de drenagem como um conjunto de estruturas, pelo qual, em cada indústria, a água coletada nos pátios é conduzida para amortecimento em bacias, produzindo um hidrograma de saída. Cada um destes hidrogramas entra em pontos distintos de um coletor geral de efluentes orgânicos sendo, então, propagado até uma estação de tratamento.

O modelo permite que se defina o melhor conjunto de regras operacionais para as bacias de amortecimento. Para tanto, ele foi dividido em quatro módulos:

Módulo 1: Módulo de Precipitação que determina o hietograma do projeto.

Módulo 2: Módulo de Escoamento Superficial, que faz a transformação chuva-vazão.

Módulo 3: Módulo de Propagação em Reservatórios que simula o amortecimento em reservatório.

Módulo 4: Módulo de Propagação em Tubulação, que simula a propagação dos hidrogramas de cada uma das indústrias e sua soma dentro da tubovia até a estação de tratamento.

A seguir, apresenta-se um resumo do embasamento teórico e, também, justifica-se a modelação desenvolvida para cada um dos módulos.

3.9.2 Módulo 1 – Precipitação

Um sistema de drenagem é tradicionalmente projetado para uma vazão máxima correspondente a um período de retorno especificado.

A chuva de projeto deve ser capaz de representar as características das chuvas reais, que apresentam variações tanto no tempo quanto no espaço. A variação espacial da chuva não é de grande importância em

bacias com características urbanas, como é o caso da área industrial a ser analisada, já que, devido à sua pequena extensão, pode-se considerar a precipitação como uniforme sobre toda a bacia. Já a variação temporal é extremamente importante, uma vez que duas chuvas com o mesmo volume resultarão em vazões distintas, conforme o pico, ou seja, se ele ocorre no início ou no fim do hietograma.

Para distribuir, no tempo, uma precipitação de projeto sobre uma bacia, foi utilizado o Método de Chicago.

3.9.3 Módulo 2 - escoamento superficial

O escoamento superficial, na bacia, é obtido pela aplicação de um modelo de transformação chuva-vazão ao hietograma de saída do Módulo 1, obtendo-se, assim um hidrograma de entrada no Módulo 3, a ser propagado na bacia de detenção.

Para a transformação da chuva em vazão superficial, foi adotado o Hidrograma Unitário Triangular do Soil Conservation Service aplicável a pequenas bacias.

3.9.4 Módulo 3 - Propagação em reservatório

No Módulo 2, é calculado, para cada indústria, o hidrograma de enchente resultante da aplicação do hietograma de projeto sobre a área do pátio da indústria. Este hidrograma deverá ser propagado na tubovia que compõe o coletor geral de orgânicos da área industrial. No entanto as vazões resultantes neste caso seriam muito altas, resultando na

necessidade de utilização de tubos de grande diâmetro. na tubovia, com conseqüentes custos elevados.

Para abater-se o pico do hidrograma a ser propagado na tubulação, cada indústria, ou grupo de indústrias, deve possuir uma bacia de detenção. Estas bacias reduzem o pico de vazão, armazenando os volumes excedentes para liberá-los mais tarde, quando a vazão afluyente já for menor. Torna-se, então, necessário simular a propagação dos hidrogramas de enchentes em cada uma das bacias, verificando-se as vazões de saída, que serão conduzidas ao coletor geral de orgânicos.

A simulação em bacia de detenção segue o modelo desenvolvido por Pulz.

O modelo determina, também, os volumes totais de entrada e de saída da bacia. Isso é efetuado calculando-se o somatório de todas as vazões de entrada ou de saída e multiplicando-se este somatório pelo valor do intervalo de tempo de cálculo.

$$\text{Volume Total Entrada} = (\sum \text{vazões de entrada}) * \Delta T \text{ cálculo}$$

$$\text{Volume Total Saída} = (\sum \text{vazões de saída}) * \Delta T \text{ cálculo}$$

Assim, pode-se verificar se houve extravasamento da bacia para fora do sistema, uma vez que o armazenamento final deve ser igual ao armazenamento inicial, somado com o volume total de entrada e subtraído do volume total de saída:

Quando houver extravasamento, o volume de água perdido poderá ser obtido pela diferença entre o valor calculado pela expressão acima e o simulado pelo modelo. Como o modelo informa o valor do armazenamento a cada intervalo de tempo, pode-se determinar quando será atingida a cota de extravasamento para a área circundante. Isso ocorrerá quando o armazenamento for igual ao volume máximo do reservatório.

3.9.5 - Módulo 4 - Propagação em tubulação

A tubulação que compõe o coletor geral de orgânicos da área industrial pode ser subdividida em trechos hidráulicos, que são segmentos da tubulação com características hidráulicas homogêneas, ou seja:

- mesmo diâmetro;
- mesma declividade;
- contribuições concentradas no início do trecho.

Assim, as vazões efluentes dos reservatórios são conduzidas para essa tubulação e entram de forma concentrada no ponto de montante de cada trecho hidráulico.

Estes hidrogramas são propagados ao longo do trecho, chegando ao ponto de jusante amortecidos e retardados no tempo. Esta saída, defasada no tempo, será somada ao hidrograma efluente da bacia de detenção que contribui para o ponto de jusante do trecho. Este ponto, com o hidrograma composto, será o ponto de montante do próximo trecho hidráulico.

O modelo simula esse processo, representando a propagação dos hidrogramas em cada trecho hidráulico pelo Modelo Muskingum-Cunge, que contempla o efeito do armazenamento ao longo da tubulação. Para considerar o efeito da propagação sob pressão, o modelo calcula a vazão máxima que a tubulação pode transportar. Quando o hidrograma afluente ultrapassa este valor máximo, supõe-se que o excesso é perdido pelos poços de visita, transportando, em regime permanente, apenas a vazão máxima, com $h/D = 1$. Isto permite que, com uma simples consulta à listagem de saída, seja facilmente identificada a ocorrência de escoamento sob pressão.

A seqüência de cálculo empregada é apresentada na figura 3.31.

Modelo Matemático para Previsão de Vazões*

QUATRO MÓDULOS APRESENTANDO A SEQÜÊNCIA DE CÁLCULO EMPREGADA VISÃO GERAL

Módulo 1 – Precipitação: determinação do hietograma de projeto.

Entrada	Parâmetros da chuva de projeto.
Saída	Tr, td e dt.
Metodologia	Método de Chicago.
Aplicação	Igual para todas as indústrias.

Módulo 2 – Escoamento superficial: faz a transformação chuva – vazão.

Entrada	P(t) obtido no Módulo 1; tc(i) tempo de concentração na bacia; A(i) área da bacia i.
Saída	q(t,i), hidrograma de escoamento superficial.
Metodologia	HUTdo SCS.
Aplicação	Particular para cada indústria em função de t(c) e A(i).

Módulo 3 – Propagação em reservatório: amortece o hidrograma de contribuição da indústria antes de lançar na tubulação.

Entrada	q(t,i), obtida no módulo 2; qp(t,i) vazão devida a processo; qsan(t,i) vazão devida a esgoto sanitário e características dos reservatórios: equalização e emergência.
Saída	qo(t,i) vazão de lançamento da indústria na tubulação.
Metodologia	Método de Chicago.
Aplicação	Igual para todas as indústrias.

Módulo 4 – Propagação em tubulação: propaga as vazões e os lançamentos das indústrias na tubulação.

Entrada	Vazão de lançamento da indústria na tubulação qo(i,t) e características da tubulação.
Saída	Vazão no nó de montante de cada trecho, qmon(tre,t) e vazão no nó de jusante de cada trecho qjus(tre,t).
Metodologia	Muskingum – Cunge adaptado para tubulações circulares.
Aplicação	Aplicado em cada trecho da tubulação.

* Goldenfum J. (1997), UFRGS - IPH

FIGURA 3.31 –Visão geral do programa–Seqüência de cálculo empregada
Uma descrição completa deste modelo é apresentada no anexo A.

4 METODOLOGIA

4.1 Sistema de drenagem industrial

4.1.1 Descrição do sistema

O sistema de drenagem industrial objeto deste estudo, é constituído por 10 indústrias, dispostas conforme a figura 4.1. Cada uma dispõe de um subsistema de drenagem para o amortecimento das águas pluviais contaminadas e o seu pré-tratamento, juntamente com os rejeitos orgânicos de processo. A vazão do efluente pré-tratado, combinada com a do esgoto sanitário, é medida numa calha Parshall e lançada num coletor geral de orgânicos, que os conduz, por gravidade, para uma estação central de tratamento.

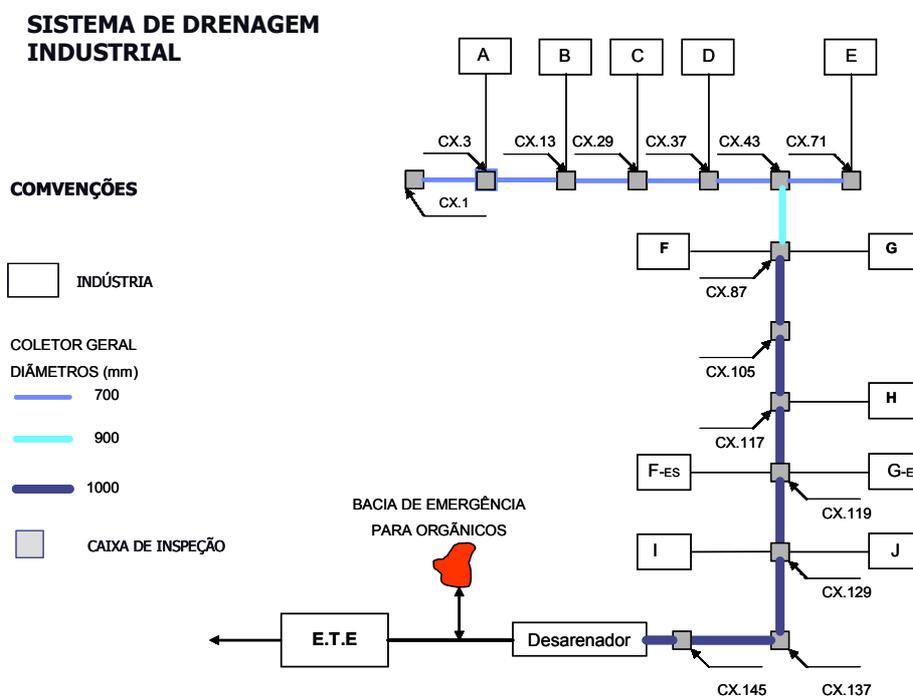


FIGURA 4.1 – Sistema de drenagem industrial.

4.2 Parâmetros básicos do estudo

Os dados básicos das indústrias que integram o sistema de drenagem industrial são apresentados nos quadros 4.1 e 4.2 seguintes.

Quadro 4.1 – Calha Parshall e efluentes orgânicos.

INDÚSTRIA	EFLUENTES ORGÂNICOS			
	CAPACIDADE MÁXIMA	PROCESSO	PRÉ-TRATAMENTO	ESGOTO SANITÁRIO
	(m ³ /h)	(m ³ /h)	(m ³ /h)	(m ³ /h)
A	120	17	35	5
B	400	28	52	5
C	400	30	40	2
D	130	10	17	1
E	907	14	65	3
F	1835	132	400	33
G	1835	40	400	6
H	130	12	60	5
I	400	76	250	6.4
J	400	10	30	4

Quadro 4.2 - Áreas de contribuição e bacias de amortecimento.

INDÚSTRIA	BACIA DE CONTRIBUIÇÃO		BACIA DE AMORTECIMENTO	
	ÁREA	TEMPO DE CONCENTRAÇÃO	VOLUME	
	TOTAL	t _c	NOMINAL	MÁXIMO
	m ²	(min)	m ³	m ³
A	8800	24	460	686
B	22500	18	1700	4646
C	4500	18	605	1296
D	25000	39	1628	3192
E	24610	10	1610	1900
F	70000	38	4140	6165
G	43500	21	2000	2941
H	8000	26	500	642
I	32000	21	671	2667
J	8626	26	406	812

O coletor geral de orgânicos é constituído por tubos de concreto armado, com junta elástica, dispostos ao longo de uma extensão de 3414 metros, com diâmetros variando de 700 mm do trecho 1 ao 7, para 900 mm no trecho 8 e, 1000 mm do trecho 9 até o 14. Os dados completos do coletor são apresentados no Quadro 4.3, seguinte.

Quadro 4.3 – Coletor geral de orgânicos.

Trecho	Poço de Visita		Tubulação		
	Montante	Jusante	D (mm)	L (m)	i (m/m)
1	1	3	700	60	0,00152
2	3	13	700	300	0,00152
3	13	29	700	480	0,0025
4	29	37	700	236	0,0025
5	37	43	700	191	0,0025
7	73	43	700	212	0,0027
8	43	87	900	273	0,00203
9	87	105	1000	517	0,00203
10	105	117	1000	385	0,00203
11	117	119	1000	63	0,00203
12	119	129	1000	237	0,00203
13	129	137	1000	240	0,00203
14	137	145	1000	220	0,00203

4.3 Segregação dos efluentes líquidos

Os efluentes líquidos são segregados dentro das unidades industriais, segundo a sua origem, em fluxos distintos, conforme é ilustrado na Figura 4.2, e detalhado a seguir.

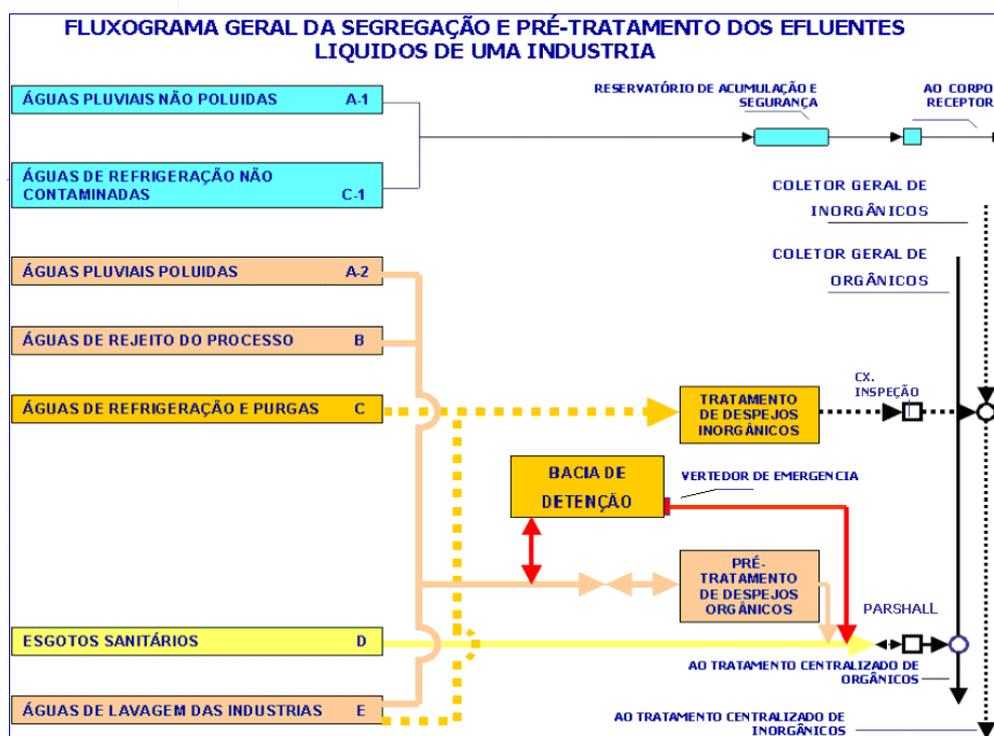


FIGURA 4.2 - Fluxograma geral da segregação e pré-tratamento dos efluentes líquidos de uma indústria.

4.3.1 Águas de drenagem pluvial (A)

As águas de drenagem pluvial são aquelas provenientes da coleta das águas de chuva de qualquer área interna ou externa aos usuários, elas podem ser:

(A-1) - Não contaminadas: no caso de não receberem qualquer agente poluidor oriundo do processo, dos locais de armazenamento, ou do transbordo.

(A-2) - Contaminadas: no caso de, eventualmente, poderem ser contaminadas por qualquer agente poluidor oriundo do processo, de locais de armazenamento ou de transbordo (recebimento de matéria-prima ou despacho de produtos finais).

4.3.2 Águas de rejeito do processo (B)

As águas de rejeito de processo são aquelas provenientes dos diferentes processamentos industriais dos vários usuários, tendo cada um características próprias ,quanto aos agentes poluidores.

4.3.3 Águas de refrigeração e purgas (C)

As águas de refrigeração e purgas são as de natureza tipicamente inorgânicas, decorrentes tanto da purga das torres de refrigeração, quanto da lavagem das resinas trocadoras de íons, após a neutralização e as purgas de caldeiras geradoras de vapor.

4.3.4 Águas de refrigeração não contaminadas (C₁)

Águas de refrigeração não contaminadas são as usadas como meio refrigerante, isentas de aditivos: (cromatos, etc.) e não poluídas pelos processos de fabricação. Estas águas são desviadas para o corpo receptor.

4.3.5 Esgotos sanitários (D)

São as águas residuárias provenientes dos prédios e áreas de administração, vestiários, banheiros, restaurantes, constituindo-se praticamente de esgotos tipicamente domésticos da força de trabalho.

4.3.6 Águas de lavagem de indústrias (E)

As águas de lavagem de indústrias são decorrentes de limpeza e lavagem de áreas de processo, de equipamentos, de locais de armazenamento, normalmente, contaminadas por agentes poluidores típicos de cada usuário. Os efluentes líquidos dos diferentes fluxos de cada indústria são conduzidos a três redes coletoras gerais independentes.

4.4 Rede coletora

4.4.1 Rede coletora pluvial

É a rede de coleta de águas pluviais não contaminadas, localizadas fora do limite de bateria das indústrias que vai ter a um reservatório de acumulação e segurança, cujo efluente é lançado no corpo receptor.

4.4.2 Rede coletora orgânica da área industrial

Rede coletora orgânica da área industrial é a rede de coleta dos efluentes orgânicos das indústrias, que vai ter a um sistema central de tratamento e controle. Efluente orgânico é aquele constituído, fundamentalmente, pelas águas de rejeito de processo, pelas de lavagem das fábricas e pelas pluviais contaminadas por produtos orgânicos e, também, pelo esgoto sanitário.

4.4.3 Rede coletora inorgânica da área industrial

Rede coletora inorgânica da área industrial é a rede coletora dos efluentes inorgânicos das indústrias, que vai ter a um sistema central de tratamento. Efluente inorgânico é aquele constituído, fundamentalmente, pelas águas de refrigeração, purgas e pluviais contaminados por produtos inorgânicos.

As redes coletoras orgânicas e inorgânicas conduzem os efluentes para o tratamento centralizado.

4.5 Funções do sistema de drenagem Industrial

O sistema de drenagem industrial foi projetado para atender as seguintes funções:

amortecer, em reservatórios (bacias de amortecimento), os picos das chuvas incidentes sobre a bacia de contribuição de cada indústria;

- pré-tratar os efluentes orgânicos de processo, as águas pluviais contaminadas e as águas de lavagem, no limite de bateria de cada indústria, no nível requerido para atender aos padrões de emissão e, conduzi-los para o tratamento centralizado.

O amortecimento e o pré-tratamento são realizados em cada indústria, através de subsistemas de drenagem.

4.5.1 Subsistema de drenagem

As águas pluviais contaminadas, as águas de rejeito do processo e as águas de lavagem de uma indústria afluem a um subsistema de drenagem, constituído por bacia de amortecimento, unidade de pré-tratamento e um medidor de vazão, interligados, conforme é mostrado nas figuras 4.3.e 4.4..

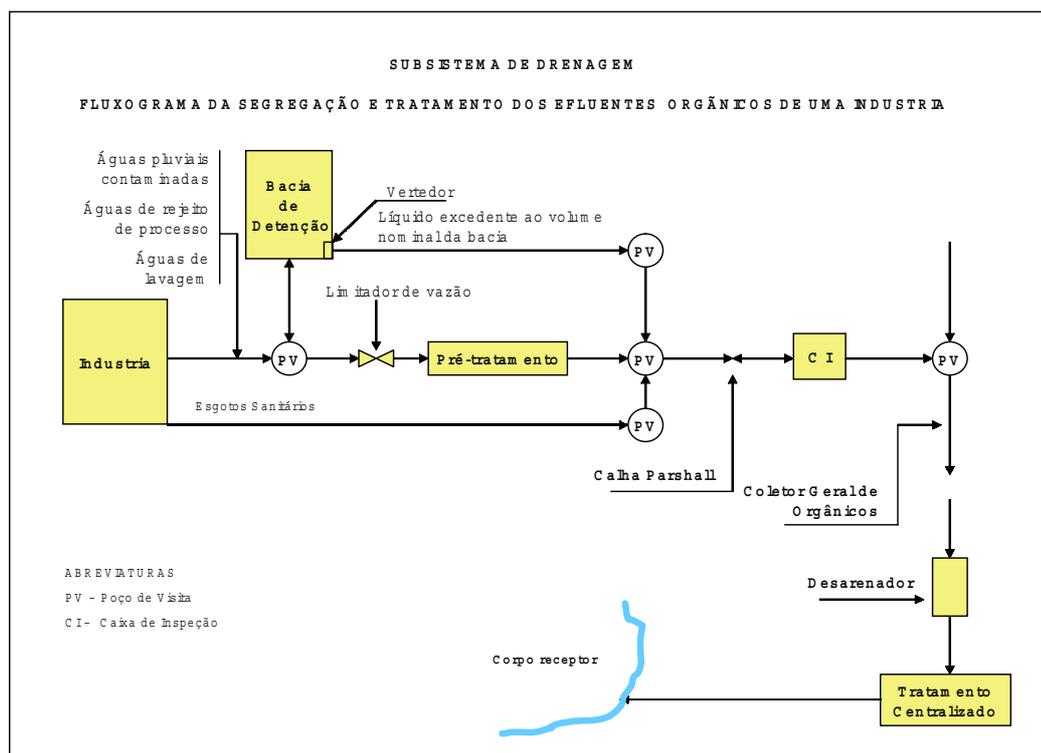


FIGURA 4.3 – Subsistema de drenagem -Fluxograma da segregação e do tratamento.

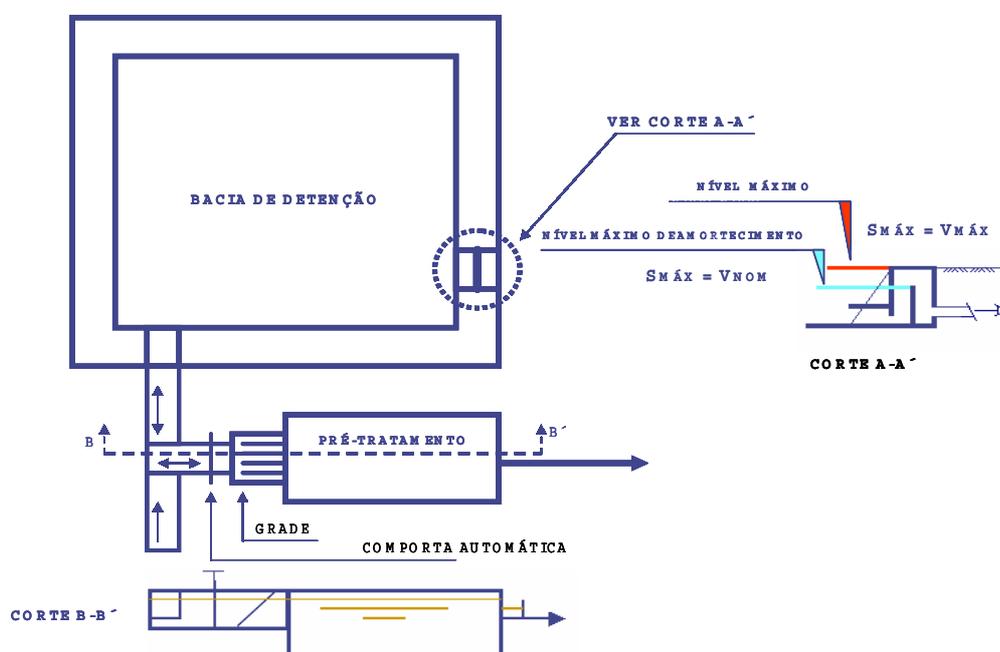


FIGURA 4.4 – Exemplo de um subsistema de drenagem.

4.5.1.1 Bacias de amortecimento

A bacia de amortecimento visa amortecer o pico da chuva de projeto sem extravasar pelo vertedor e, em caráter emergencial e temporário, reter os efluentes de processo fora de especificação.

É caracterizada pelos seguintes parâmetros:

- Volume nominal (V_{nom}): é o volume disponível na bacia para o amortecimento do pico da chuva de projeto, sem extravasar pelo vertedor.
- Volume máximo ($V_{máx.}$): é o volume total da bacia, sem extravasamento em direção ao pátio da indústria;
- Volume morto é definido como o volume da parte da bacia situado abaixo da cota de fundo do dispositivo de saída. Ele é destinado para emergências do processo industrial. É uma parcela do volume nominal da bacia. A figura 4.5 mostra uma seção transversal de uma bacia de amortecimento, que destaca os níveis do líquido correspondentes aos volumes morto, nominal e máximo.

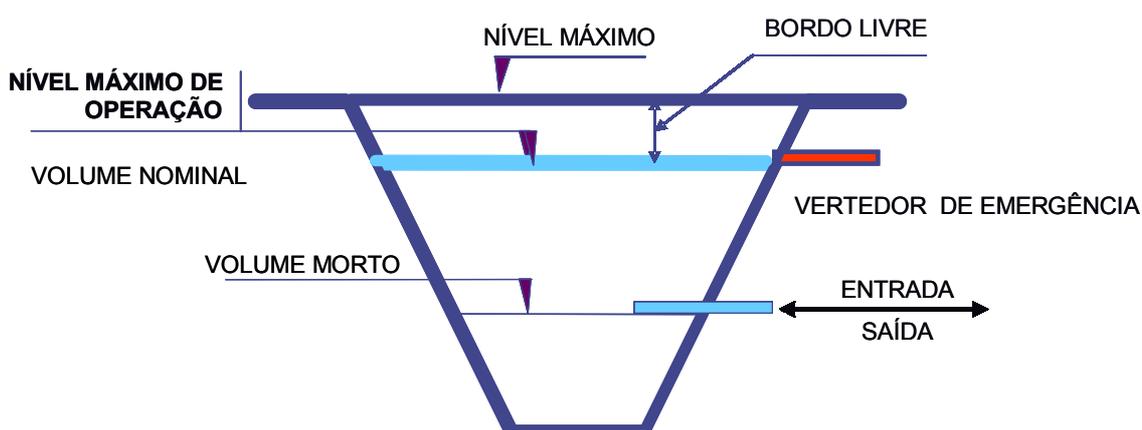


FIGURA 4.5 – Corte transversal de uma bacia de amortecimento.

4.5.1.2. Pré-tratamento

O tipo do pré-tratamento requerido para atender aos padrões de emissão para o tratamento centralizado, depende das características físicas e químicas do afluente (águas de rejeito de processo, águas de lavagem e águas pluviais contaminadas). No caso em estudo, o pré-tratamento é realizado por separadores de água e óleos (SAO), como o mostrado na figura 4.6.

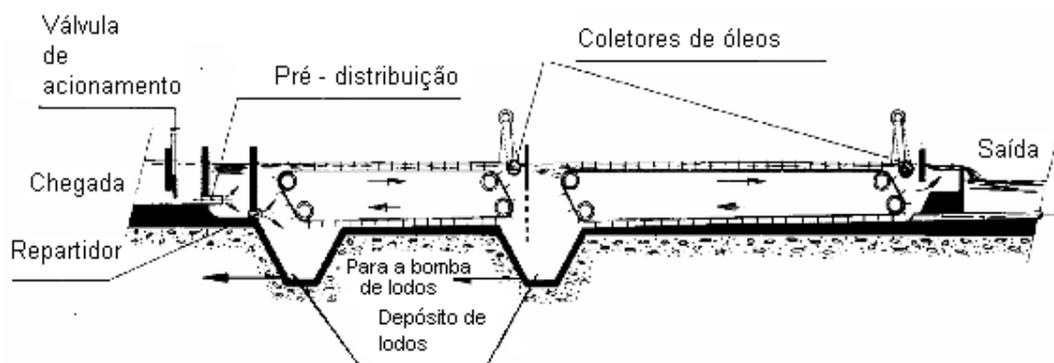


FIGURA 4.6 - Separador de água e óleos (Degrémont,1973).

4.5.1.3 Condições de operação de um subsistema de drenagem industrial

Os parâmetros representativos da operação de um subsistema, mostrados na figura 4.7, são os seguintes:

- Q_{RP} vazão do rejeito orgânico do processo industrial, afluente ao subsistema;
- Q_{PC} vazão do deflúvio contaminado na bacia de contribuição da indústria;

O Quadro 4.4 mostra o inter-relacionamento entre os parâmetros do processo em tempo seco e/ou chuvoso.

Quadro 4.4 – Relações entre os parâmetros de processo em tempo seco e ou chuvoso.		
BACIA VAZIA TEMPO SECO	BACIA ENCHENDO TEMPO CHUVOSO	BACIA ESVAZIANDO APÓS A CHUVA
$Q_{PC} = 0$ $Q_{AF-PRÉ} = Q_{RP}$ $Q_{AFB} = 0$ $Q_{PARS.} = Q_{EF-PRÉ} +$ Q_{ES}	$Q_{PC} > 0$ $Q_{AF-PRÉ} = Q_{RP} + Q_{PC} >$ $Q_{ADM-PRÉ}$ $Q_{AFB} = Q_{AF-PRÉ} - Q_{ADM-PRÉ}$ $Q_{PARS.} = Q_{ADM-PRÉ} + Q_{ES}$	$Q_{PC} = 0$ $Q_{AF-PRÉ} = Q_{RP} < Q_{ADM-PRÉ}$ $Q_{EFB} = Q_{ADM-PRÉ} - Q_{RP}$ $Q_{PARS.} = Q_{RP} + Q_{EFB}$ $+ Q_{ES}$

5 Determinação das chuvas de projeto

5.1 Introdução

Goldenfum (1997) descreveu, de forma sucinta, um sistema de drenagem das contribuições pluviais contaminadas como um conjunto de estruturas no qual, em cada indústria, a água coletada nos pátios é conduzida para uma bacia de amortecimento, produzindo um hidrograma de saída. Cada um destes hidrogramas, juntamente com os efluentes rejeitados do processo, aflui a um pré-tratamento para a separação de água e óleos. A vazão do efluente do pré-tratamento, com a do esgoto sanitário, é medida numa calha Parshall. O efluente de cada indústria é, então, lançado num coletor geral de orgânicos e propagado e amortecido até chegar ao desarenador. Assim, a vazão no coletor é obtida pela soma da vazão efluente da indústria que contribui para cada trecho, e da vazão

que vem de trechos anteriores do coletor. O hidrograma resultante é obtido pela soma dos diversos hidrogramas amortecidos e defasados no tempo.

Para a determinação da chuva de projeto e conseqüente estimativa das vazões máximas, no coletor geral de orgânicos, há necessidade de uma simulação completa do sistema formado pela contribuição das indústrias e da propagação na tubulação. Dessa maneira, é possível efetuar-se o teste em diversas combinações distintas de duração e período de retomo da chuva de projeto, para verificar o comportamento do sistema em sua totalidade, para cada hipótese simulada. A análise desses cenários permite a seleção da combinação de duração e período de retorno a ser utilizada como chuva de projeto e, também, a verificação do comportamento hidráulico dos subsistemas e da rede coletora.

Distintos cenários de simulação foram selecionados, com o objetivo de verificar-se o comportamento hidráulico das bacias de amortecimento, das calhas Parshall e, do coletor geral de orgânicos. Para tanto, foram selecionados os períodos de retorno de 15,20 e 25 anos para simulação do sistema. . Para cada um desses períodos de retorno, foram simuladas chuvas com durações de 60, 120, 180, 240, 300 e 360 min. Supondo que os reservatórios de amortecimento e emergência das indústrias se encontravam vazios no início da chuva, simulou-se dois cenários distintos para cada combinação de duração e período de retorno de chuva:

- Cenário C1 - Vazões efluentes limitadas pela capacidade das calhas Parshall e pelo volume máximo das bacias de amortecimento.
- Cenário C2 - Vazões efluentes limitadas pela capacidade dos pré-tratamentos e pelo volume nominal das bacias de amortecimento.

O primeiro cenário permite determinar a chuva de projeto das calhas Parshall e a vazão máxima afluente ao desarenador. O segundo objetiva determinar a chuva de projeto de cada subsistema, na condição real de operação, isto é, determinar se as bacias de amortecimento têm

capacidade de amortecer o pico da chuva de projeto e deter, temporariamente, a vazão excedente à capacidade do pré-tratamento, sem extravasar. Os resultados completos das simulações são apresentados nos anexos A e B. Nestas tabelas, são utilizados os seguintes símbolos e abreviações:

V_{máx.}: volume máximo das bacias de amortecimento das indústrias;

V_{nom.}: volume nominal das bacias de amortecimento das indústrias;

Parshall.: máxima vazão admitida pela calha Parshall;

Q_{af.máx.}: máximo valor simulado para vazão afluyente à indústria;

S_{máx.}: máximo valor simulado para volume amortecido na indústria;

Q_{ef.máx.}: máximo valor simulado para vazão efluente da indústria

Q_{jus.}: máximo valor de vazão no extremo de jusante de cada trecho de tubulação;

h/D.: relação entre a flecha molhada e o diâmetro da tubulação;

Q_{plena.}: vazão com a tubulação escoando para a seção plena ($h/D = 1$).

5.2. Determinação da chuva de projeto das calhas Parshall

Para a determinação das chuvas de projeto das calhas Parshall e do coletor geral de orgânicos, o sistema de drenagem industrial foi submetido a diversas chuvas simuladas no cenário C1. O comportamento hidráulico foi avaliado pela análise dos resultados das simulações, no modelo para a previsão de vazões.

Indústria A

Conforme os resultados apresentados no Quadro 5.1, o volume nominal da bacia de amortecimento da indústria A suportou todas as chuvas com período de retorno de 15 e 20 anos. Nas simulações para as chuvas com período de retorno de 25 anos, o volume nominal foi excedido a partir de 180 minutos de duração e a bacia de amortecimento começou a extravasar pelo vertedor. A vazão máxima efluente, apesar de ter superado a capacidade nominal da calha Parshall, não ultrapassou o seu limite de tolerância.

Quadro 5.1 - Resumo das simulações para a indústria A.
 Volume máximo = 686m³; Volume nominal = 460 m³; Qmáx Parshall = 120 m³/h
 Vazões efluentes limitadas pela capacidade da calha Parshal.

Td (min)	Tr=15anos			Tr=20 anos			Tr=25anos		
	Qafmáx (m ³ /h)	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx (m ³ /h)	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx (m ³ /h)	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)
60	820	352	125	865	381	125	901	404	125
120	820	390	125	865	429	125	901	461	125
180	820	392	125	865	433	125	901	467	125
240	820	392	125	865	433	125	901	467	125
300	820	392	125	865	433	125	901	467	125
360	820	392	125	865	433	125	901	467	125

Indústria B

Os resultados das simulações para a indústria B, apresentados no Quadro 5.2, mostram que a máxima vazão afluente à calha Parshall excedeu em sua capacidade nominal, mas não ultrapassou o limite de tolerância. Com relação à bacia de amortecimento, constatou-se que o volume nominal suportou todas as chuvas com período de retorno de 15

anos; excedido aos 180 minutos, para a chuva com período de retorno de 20 anos e, aos 120 minutos, para a chuva de 25 anos.

Quadro 5.2 - Resumo das simulações para a indústria B.
 Volume máximo = 4646 m³; Volume nominal = 1700 m³; Qmáx Parshall = 400 m³/h
 Vazões efluentes limitadas pela capacidade da calha Parshall.

Td (min)	Tr=15 anos			Tr=20 anos			Tr=25anos		
	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)
60	2366	1451	405	2491	1514	405	2594	1566	405
120	2366	1556	405	2491	1642	405	2594	1714	405
180	2366	1609	405	2491	1704	405	2594	1782	405
240	2366	1647	405	2491	1747	405	2594	1831	405
300	2366	1675	405	2491	1781	405	2594	1869	405
360	2366	1698	405	2491	1808	405	2594	1900	405

Indústria C

No caso da indústria C, os resultados apresentados no Quadro 5.3, mostram que a vazão afluente à calha Parshall da indústria C excedeu sua capacidade nominal, mas não ultrapassou o limite de tolerância.

Observou-se, também, que os volumes nominal e máximo da bacia de amortecimento suportaram todas as chuvas simuladas com muita folga, evidenciando que não houve um bom aproveitamento da capacidade da bacia.

Quadro 5.3 - Resumo das simulações para a indústria C.
 Volume máximo = 1596 m³; Volume nominal = 605m³; QmáxParshall = 400 m³/h
 Vazões efluentes limitadas pela capacidade da calha Parshall.

Td (min)	Tr=15 anos			Tr=20 anos			Tr=25anos		
	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)
60	419	41	282	440	47	287	457	52	291
120	419	41	282	440	47	287	457	52	291
180	419	41	282	440	47	287	457	52	291
240	419	41	282	440	47	287	457	52	291
300	419	41	282	440	47	287	457	52	291
360	419	41	282	440	47	287	457	52	291

Indústria D

Conforme os resultados mostrados no Quadro 5.4, a calha Parshall da indústria D suportou, com folga, todas as chuvas simuladas, porém a bacia de amortecimento extravasou pelo vertedor para todas as chuvas, a partir dos 120 minutos, quando o seu volume nominal foi ultrapassado; já o volume máximo resistiu a todas as chuvas.

Quadro 5.4 – Resumo das simulações para a indústria D.
 Volume máximo=3192 m³; Volume nominal = 1628 m³; Qmáx Parshall =400 m³/h
 Vazões efluentes limitadas pela capacidade da calha Parshall.

Td (min)	Tr=15 anos			Tr=20 anos			Tr=25anos		
	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)
60	1762	1357	10	1865	1445	10	1948	1515	10
120	1787	1697	10	1892	1819	10	1977	1917	10
180	1787	1903	10	1892	2048	10	1977	2166	10
240	1787	2052	10	1892	2216	10	1977	2350	10
300	1787	2171	10	1892	2350	10	1977	2497	10
360	1787	2269	10	1892	2463	10	1977	2621	10

Indústria E

A calha Parshall e o volume máximo da bacia de amortecimento da indústria E suportaram todas as chuvas simuladas. O volume nominal foi excedido para as chuvas com período de retorno de 15 anos e duração igual ou maior do que 180 minutos e, a partir de 120 minutos, para chuvas com períodos de retorno de 20 e 25 anos. Os resultados das simulações são mostrados no Quadro 5.5.

Quadro 5.5 – Resumo das simulações para a indústria E.
 Volume máximo = 1900 m³; Volume nominal = 1610 m³; QmáxParshall=907 m³/h
 Vazões efluentes limitadas pela capacidade da calha Parshall.

Td (min)	Tr=15 anos			Tr=20 anos			Tr=25anos		
	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)
60	3199	1272	68	3359	1358	68	3491	1426	68
120	3199	1556	73	3359	1645	181	3491	1692	269
180	3199	1644	180	3359	1687	257	3491	1719	325
240	3199	1656	199	3359	1699	282	3491	1734	358
300	3199	1663	211	3359	1708	301	3491	1744	383
360	3199	1668	221	3359	1715	315	3491	1753	403

Indústria F

A calha Parshall da indústria F suportou todas as chuvas simuladas. Observou-se, porém, que o volume nominal foi superado em todas as simulações; em consequência dessa superação,, a bacia de amortecimento extravasou pelo vertedor. O volume máximo foi atingido a partir dos 180 minutos da chuva com período de retorno de 25 anos.Os resultados das simulações são apresentados no Quadro 5.6.

Quadro 5.6 - Resumo das simulações para a indústria F.
 Volume máximo= 6165 m³; Vnom =4140 m³; Qmáx Parshall = 1835 m³/h
 Vazões efluentes limitadas pela capacidade da calha Parshall.

Td (min)	Tr=15 anos			Tr=20 anos			Tr=25anos		
	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)
60	5156	5148	559	5449	5361	625	5688	5511	827
120	5215	5636	874	5515	5866	970	5758	6051	1055
180	5215	5744	918	5515	5990	1026	5758	6165	1110
240	5215	5790	937	5515	6050	1054	5758	6165	1110
300	5215	5816	948	5515	6086	1072	5758	6165	1110
360	5215	5827	953	5515	6105	1081	5758	6165	1110

Indústria G

Os resultados das simulações, no Quadro 5.7, mostram que o volume máximo da bacia de amortecimento e a calha Parshall da indústria G suportaram todas as chuvas; porém o volume nominal suportou somente a chuva com retorno de 15 anos e duração de 60 minutos.

Quadro 5.7 – Resumo das simulações para a indústria G.
 Volume máximo= 2941 m³; Vnom =2000 m³; Qmáx Parshall = 1835 m³/h
 Vazões efluentes limitadas pela capacidade da calha Parshall.

Td (min)	Tr=15 anos			Tr=20 anos			Tr=25anos		
	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)
60	4265	1911	400	4495	2059	400	4684	2176	463
120	4265	2171	572	4495	2267	845	4684	2333	1067
180	4265	2184	609	4495	2283	894	4684	2352	1137
240	4265	2184	609	4495	2284	897	4684	2355	1148
300	4265	2184	609	4495	2284	897	4684	2355	1148
360	4265	2184	609	4495	2284	897	4684	2355	1148

Indústria H

No caso da indústria A, os resultados das simulações, apresentados no Quadro 5.8, revelam que a calha Parshall e os volumes nominal e máximo da indústria H suportaram todas as chuvas simuladas.

Quadro 5.8 – Resumo das simulações para a indústria H.
 Volume máximo = 642m³; Volume nominal =500m³; Qmáx Parshall = 130 m³/h
 Vazões efluentes limitadas pela capacidade das calhas Parshall.

Td (min)	Tr=15 anos			Tr= 20 anos			Tr=25anos		
	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)
60	714	303	125	753	329	125	786	350	125
120	714	332	125	753	366	125	786	394	125
180	714	332	125	753	368	125	786	397	125
240	714	332	125	753	368	125	786	397	125
300	714	332	125	753	368	125	786	397	125
360	714	332	125	753	368	125	786	397	125

Indústria I

Os resultados das simulações para a indústria I, apresentados no Quadro 5.9, mostram que o volume nominal da bacia de amortecimento foi superado em todas as simulações; em consequência, a bacia extravasou pelo vertedor, porém o seu volume máximo suportou todas as chuvas. A vazão máxima efluente não excedeu o limite de tolerância da capacidade da calha Parshall.

Quadro 5.9 – Resumo das simulações para a indústria I.
 $V_{m\acute{a}x} = 2667\text{m}^3$; $V_{nom} = 671\text{ m}^3$; $Q_{m\acute{a}x}\text{ Parshall} = 400\text{ m}^3/\text{h}$
 Vazões efluentes limitadas pela capacidade da calha Parshall.

Td (min)	Tr=15 anos			Tr=20 anos			Tr=25anos		
	Qafmáx (m ³ /h)	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx (m ³ /h)	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx (m ³ /h)	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)
60	3184	1821	406	3353	1929	406	3492	2014	406
120	3184	2014	406	3353	2159	406	3492	2276	406
180	3184	2051	406	3353	2208	406	3492	2339	406
240	3184	2061	406	3353	2220	406	3492	2354	406
300	3184	2063	406	3353	2222	406	3492	2358	406
360	3184	2063	406	3353	2224	406	3492	2357	406

Indústria J

Os resultados das simulações para a indústria J, apresentados no quadro 5.10, mostram que o volume máximo e a calha Parshall suportaram todas as chuvas, porém o volume nominal foi superado em todas as simulações.

Quadro 5.10 - Resumo das simulações para a indústria J.
 $V_{m\acute{a}x}$ máximo = 812 m³; V_{nom} = 406 m³; $Q_{m\acute{a}x}$ Parshall = 400 m³/h.
 Vazões efluentes limitadas pela capacidade da calha Parshall.

Td (min)	Tr=15 anos			Tr=20 anos			Tr=25anos		
	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)
60	767	415	203	809	418	314	844	421	403
120	767	420	358	809	425	404	844	434	404
180	767	422	404	809	433	404	844	445	404
240	767	425	404	809	439	404	844	454	404
300	767	428	404	809	444	404	844	461	404
360	767	430	404	809	448	404	844	466	404

Os resultados das simulações apresentadas em 5.1.1 , quadros de 5.1 a 6.10 , comprovam que todas as indústrias dispõem de calhas Parshall , com capacidade suficiente para medir a vazão efluente de uma chuva de projeto, com período de retorno de 25 anos e duração de 360 minutos.

5.3 Determinação da chuva de projeto do coletor geral de orgânicos

É importante ressaltar que o modelo prevê apenas escoamento com superfície livre em todos os trechos do coletor. Assim, uma relação entre a flecha molhada e o diâmetro D da tubulação $h/D=1$, em uma simulação, significa que o respectivo trecho funcionou sob pressão. Em algumas simulações efetuadas, observou-se o funcionamento sob pressão no trecho definido pelas caixas 119-120, com diâmetro existente de 1000 mm. Nesses casos, para possibilitar a observação da vazão total que escoar no tubo, a simulação foi efetuada utilizando-se um diâmetro de 1100 mm. Os resultados das simulações do sistema de drenagem industrial, apresentados no Anexo A e resumidos no Quadro 5.11, mostram que o coletor geral de orgânicos operou com lâmina livre em todos os trechos, para todas as chuvas com períodos de retorno de 15 e 20 anos. Para a

chuva de projeto com período de retorno de 25 anos e duração de 240 minutos, a relação entre a altura molhada e o diâmetro do tubo atingiu o valor limite para escoamento com lâmina livre; já a vazão máxima afluyente ao desarenador foi de 3818 m³/h.

Quadro 5.11 Resumo das simulações para determinar a chuva de projeto do coletor geral de orgânicos.
Vazões máximas afluentes ao desarenador.

Período de retorno (anos)	Duração (minutos)	Vazão afluyente ao desarenador (m ³ /h)	Relação (h/d) altura molhada / diâmetro no trecho 14 do coletor
15	60	2115	0,52
	120	2683	0,61
	180	2860	0,63
	240	2924	0,64
	300	2984	0,65
	360	2988	0,65
20	60	2207	0,53
	120	3134	0,68
	180	3318	0,71
	240	3409	0,72
	300	3486	0,73
	360	3504	0,74
25	60	2288	0,55
	120	3492	0,74
	180	3703	0,77
	240	3818	0,80
	300	3888	1,00
	360	3888	1,00

5.4 Determinação da chuva de projeto dos subsistemas de drenagem

Para a determinação da chuva de projeto, os subsistemas foram submetidos a simulações com chuvas, com períodos de retorno de 15, 20 e 25 anos e durações de 60,90,120,180,240,300 e 360 minutos. O comportamento de cada subsistema foi analisado na condição representativa da operação real, qual seja:

- as vazões efluentes são limitadas pela capacidade das unidades de pré-tratamento;

- durante uma chuva, a vazão excedente ao pré-tratamento afluente para a bacia de amortecimento;
- em tempo seco, o volume detido na bacia eflue para o pré-tratamento;
- o volume nominal da bacia, necessário para o amortecimento dos picos das chuvas simuladas, deve ser igual ao volume máximo atingido na simulação.

Os resultados completos das simulações sobre o sistema, para vazões efluentes limitadas pelo pré-tratamento, são apresentados no Anexo B. Para a análise dos subsistemas, os parâmetros vinculados à sua operação foram reunidos e apresentados nos Quadros 5.12 a 5.21 a seguir, com o respectivo comentário. De acordo com o fluxograma de operação de um subsistema, apresentado na figura 4.7, página 87, para fins de análise, os valores do parâmetro $Q_{efm\acute{a}x}$ devem ser reduzidos da vazão de esgoto sanitário, conforme mostrado no Quadro 4.1, página 77.

Subsistema da indústria A

O subsistema da indústria A suportou todas as chuvas com período de retorno de 15 e 20 anos. Para as chuvas com período de retorno de 25 anos, a capacidade máxima de amortecimento foi alcançada aos 120 minutos de duração, quando o volume máximo simulado $S_{m\acute{a}x}$ igualou o volume nominal da bacia. Em todas as simulações, a vazão afluente ao pré-tratamento foi de 120 m³/h. A vazão efluente do subsistema, para lançamento no coletor geral de orgânicos foi de 125 m³/h, inclusive a vazão do esgoto sanitário.

Quadro 5.12 - Resumo das simulações para o subsistema da indústria A.
 Volume máximo = 686m³; Volume nominal = 460 m³; Qmáx pré = 120 m³/h.
 Vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré – tratamento.

Td (min)	Tr=15anos			Tr=20 anos			Tr=25anos		
	Qafmáx (m ³ /h)	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx (m ³ /h)	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx (m ³ /h)	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)
60	820	352	125	865	381	125	901	404	125*
90	820	381	125	865	416	125	901	444	125
120	820	390	125	865	429	125	901	461	125
180	820	392	125	865	433	125	901	467	125
240	820	392	125	865	433	125	901	467	125
300	820	392	125	865	433	125	901	467	125
360	820	392	125	865	433	125	901	467	125

*Esgoto sanitário; 5m³/h

Subsistema da indústria B

O subsistema da indústria B suportou somente a chuva com período de retorno de 15 anos e duração de 60 minutos

Quadro 5.13 - Resumo das simulações para o subsistema da indústria B.
 Volume máximo = 4646m³; Volume nominal = 1700 m³; Qmáx pré =52 m³/h.
 Vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré – tratamento.

Td (min)	Tr=15anos			Tr=20 anos			Tr=25anos		
	Qafmáx (m ³ /h)	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx (m ³ /h)	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx (m ³ /h)	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)
60	2366	1657	57	2491	1736	57	2594	1799	57*
90	2366	1823	57	2491	1920	57	2594	1996	57
120	2366	1940	57	2491	2050	57	2594	2138	57
180	2366	2102	57	2491	2232	57	2594	2338	57
240	2366	2213	57	2491	2360	57	2594	2480	57
300	2366	2296	57	2491	2458	57	2594	2589	57
360	2366	2362	57	2491	2535	57	2594	2677	57

* Esgoto sanitário: 5m³/h

Subsistema da indústria C

Conforme os resultados mostrados no Quadro 5.14, o subsistema da indústria C suportou todas as chuvas, com muita folga.

Quadro.5.14 -Resumo das simulações para o subsistema da indústria C.
 Volume máximo = 1296m³; Volume nominal = 605 m³; Qmáx pré =40 m³/h.
 Vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré – tratamento.

Td (min)	Tr=15anos			Tr=20 anos			Tr=25anos		
	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)
60	419	190	43	440	203	43	457	213	43*
90	419	215	43	440	231	43	457	243	43
120	419	231	43	440	249	43	457	264	43
180	419	253	43	440	274	43	457	292	43
240	419	265	43	440	290	43	457	310	43
300	419	274	43	440	300	43	457	322	43
360	419	279	43	440	307	43	457	331	43

Esgoto sanitário: 3m³/h

Subsistema da indústria D

No caso do subsistema da indústria D, a bacia de amortecimento suportou a chuva com período de retorno de 15 anos e duração de 90 minutos. Para as chuvas com períodos de retorno de 20 e 25 anos, a capacidade de amortecimento ficou limitada a 60 minutos de duração.

Quadro. 5.15 - Resumo das simulações para o subsistema da indústria D.
 Volume máximo = 3192m³; Volume nominal = 1628 m³; Qmáx pré = 17 m³/h.
 Vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré – tratamento.

Td (min)	Tr=15anos			Tr=20 anos			Tr=25anos		
	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)
60	1762	1357	10	1865	1445	10	1948	1515	10
90	1787	1554	10	1892	1661	10	1977	1747	10
120	1787	1697	10	1892	1819	10	1977	1917	10
180	1787	1903	10	1892	2048	10	1977	2166	10
240	1787	2052	10	1892	2216	10	1977	2350	10
300	1787	2171	10	1892	2350	10	1977	2497	10
360	1787	2269	10	1892	2463	10	1977	2621	10

Subsistema da indústria E

Os resultados das simulações para o subsistema da indústria E apresentados no Quadro 5.16, mostram que a bacia de amortecimento suportou as chuvas com períodos de retorno de 15, 20 e 25 anos, com durações de 120,90 e 60 minutos, respectivamente. Quanto ao pré-tratamento, a vazão máxima afluyente ao separador de água e óleo foi igual à sua capacidade nominal em todas as simulações.

Quadro 5.16 – Resumo das simulações para a indústria E.
Volume máximo = 1900 m³; Volume nominal = 1610 m³; Qmáx pré = 65 m³/h.
Vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré – tratamento.

Td (min)	Tr=15anos			Tr=20 anos			Tr=25anos		
	Qafmáx (m ³ /h)	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx (m ³ /h)	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx (m ³ /h)	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)
60	3199	1272	68	3359	1358	68	3491	1426	68*
90	3199	1441	68	3359	1546	68	3491	1630	68
120	3199	1556	68	3359	1676	68	3491	1772	68
180	3199	1709	68	3359	1851	68	3491	1900	68
240	3199	1806	68	3359	1900	68	3491	1900	68
300	3199	1872	68	3359	1900	68	3491	1900	68
360	3199	1900	68	3359	1900	68	3491	1900	68

* Esgoto sanitário: 3 m³/h

Subsistema da indústria F

Relativamente ao subsistema da indústria F, os resultados, apresentados no Quadro 5.17, comprovam que:

- o máximo valor simulado Smáx, para o volume amortecido no subsistema da indústria F, superou o volume nominal da bacia em todas as simulações e, conseqüentemente, extravasou pelo vertedor de emergência;
- o volume máximo da bacia foi atingido - na simulação para a chuva com período de retorno de 15 anos, com duração de 180 minutos - aos 120 minutos para a chuva com período de retorno

de 20 anos; aos 90 minutos , para a chuva com período de retorno de 25 anos.

Para atender a sua finalidade, a bacia de amortecimento do subsistema da indústria F necessita ser otimizada.

Quadro 5.17 – Resultados das simulações para a indústria F.
Volume máximo = 6165 m³; Volume nominal = 4140 m³; Qmáx pré =400 m³/h.
Vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré – tratamento.

Td (min)	Tr=15anos			Tr=20 anos			Tr=25anos		
	Qafmáx (m ³ /h)	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx (m ³ /h)	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx (m ³ /h)	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)
60	5156	5208	400	5449	5451	400	5688	5643	400
90	5215	5650	400	5515	5946	400	5758	6165	400
120	5215	5937	400	5515	6165	400	5758	6165	400
180	5215	6165	400	5515	6165	400	5758	6165	400
240	5215	6165	400	5515	6165	400	5758	6165	400
300	5215	6165	400	5515	6165	400	5758	6165	400
360	5215	6165	400	5515	6165	400	5758	6165	400

Subsistema da indústria G

O subsistema da indústria G suportou somente a chuva com período de retorno de 15 anos e 60 minutos de duração.

Quadro 5.18 - Resumo das simulações para o subsistema da indústria G.
Volume máximo = 2941m³; Volume nominal = 2000 m³; Qmáx pré =400 m³/h.
Vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré – tratamento.

Td (min)	Tr=15anos			Tr=20 anos			Tr=25anos		
	Qafmáx (m ³ /h)	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx (m ³ /h)	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx (m ³ /h)	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)
60	4265	1911	400	4495	2059	400	4684	2177	400
90	4265	2101	400	4495	2282	400	4684	2426	400
120	4265	2194	400	4495	2398	400	4684	2562	400
180	4265	2244	400	4495	2479	400	4684	2673	400
240	4265	2244	400	4495	2482	400	4684	2685	400
300	4265	2244	400	4495	2482	400	4684	2685	400
360	4265	2244	400	4495	2482	400	4684	2685	400

Subsistema da indústria H

Os resultados das simulações no subsistema da indústria H mostram que houve amortecimento de todas as chuvas com período de retorno de 15 anos. Para as chuvas com períodos de retorno de 20 e 25 anos, o amortecimento ficou limitado às chuvas com durações de 180 e 120 minutos, respectivamente. .

Quadro 5.19 - Resumo das simulações para o subsistema da indústria H.
Volume máximo = 642m³; Volume nominal = 500m³; Qmáx pré = 60 m³/h.
Vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré – tratamento.

Td (min)	Tr=15anos			Tr=20 anos			Tr=25anos		
	Qafmáx (m ³ /h)	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx (m ³ /h)	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx (m ³ /h)	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)
60	714	368	65	753	396	65	786	418	65*
90	714	411	65	753	445	65	786	472	65
120	714	436	65	753	474	65	786	505	65
180	714	460	65	753	505	65	786	541	65
240	714	466	65	753	515	65	786	556	65
300	714	466	65	753	517	65	786	560	65
360	714	466	65	753	517	65	786	560	65

Esgoto sanitário: 5m³/h

Subsistema da indústria I

Os resultados apresentados no Quadro 5.20 mostram que o subsistema da indústria I não suportou nenhuma das chuvas simuladas.

Quadro 5.20 - Resumo das simulações para o subsistema da indústria I.
Volume máximo = 2667m³; Volume nominal =671 m³; Qmáx pré =250m³/h.
Vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré – tratamento.

Td (min)	Tr=15anos			Tr=20 anos			Tr=25anos		
	Qafmáx (m ³ /h)	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx (m ³ /h)	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx (m ³ /h)	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)
60	3184	1956	256	3353	2066	256	3492	2153	256
90	3184	2137	256	3353	2271	256	3492	2378	256
120	3184	2247	256	3353	2399	256	3492	2521	256
180	3184	2365	256	3353	2543	256	3492	2667	256
240	3184	2411	256	3353	2610	256	3492	2667	256
300	3184	2428	256	3353	2637	256	3492	2667	256
360	3184	2436	256	3353	2648	256	3492	2667	256

Esgoto sanitário: 6 m³/h

Subsistema da indústria J

Os resultados das simulações para o subsistema da indústria J, apresentados no Quadro 5.21, mostram que o volume nominal da bacia de amortecimento não suportou nenhuma das chuvas simuladas.

Quadro 5.21 – Resultados das simulações para o subsistema da indústria J.
Vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré – tratamento.
Volume máximo = 812 m³; Volume nominal = 406 m³; Q_{máxpré} = 30 m³/h.

Td (min)	Tr=15anos			Tr=20 anos			Tr=25anos		
	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)	Qafmáx m ³ /h	Smáx (m ³)	Qefmáx (m ³ /h)
60	767	442	34*	809	472	34	844	496	34
90	767	502	34	809	538	34	844	567	34
120	767	542	34	809	584	34	844	617	34
180	767	596	34	809	645	34	844	686	34
240	767	630	34	809	686	34	844	731	34
300	767	653	34	809	715	34	844	764	34
360	767	670	34	809	735	34	844	790	34

*Esgoto sanitário: 4 m³/h

Conforme os resultados das simulações mostrados do quadro 5.5.12 ao 5.21, as chuvas máximas suportadas pelos subsistemas foram as apresentadas no quadro 5.22. Observa-se uma grande diversidade entre as chuvas de projeto dos subsistemas.

Quadro 5.22 - Chuvas máximas suportadas pelos subsistemas.

Subsistema	Chuva máxima suportada		
	Período de retorno (anos)	Duração (minutos)	Precipitação (mm)
	A	20	360
B	15	60	54,28
C	25	360	104,86
D	15	90	62,16
E	15	120	67,88
F	xxx	xxx	xxx
G	15	60	54,28
H	15	360	90,78
I	xxx	xxx	xxx
J	xxx	xxx	xxx

6 Determinação da chuva de projeto do sistema de drenagem industrial

Considerando que o sistema de drenagem industrial é constituído por um conjunto de subsistemas geradores de efluentes, com as vazões medidas em calhas Parshall e lançadas num coletor geral de orgânicos, a determinação da chuva de projeto do sistema, objetivo principal deste estudo, requer uma análise conjunta dos resultados de todas as simulações, apresentados na figura 5.1. Observa-se que o coletor geral e as calhas Parshall suportaram todas as chuvas simuladas, porém o sistema de drenagem não suportou nenhuma, uma vez que, em todas as simulações, ocorreram extravasamentos nos subsistemas com bacias de amortecimento, com volume nominal insuficiente. Para que o sistema de drenagem industrial opere sem extravasar, é necessário otimizar as bacias de amortecimento cujos volumes nominais foram excedidos. As simulações com as vazões limitadas pela capacidade das calhas Parshall apresentadas nos Quadros 5.1 a 5.11, mostraram que a chuva de projeto, adotada para o dimensionamento das calhas Parshall, e a do coletor geral de orgânicos são caracterizadas por um período de retorno de 25 anos e duração de 360 minutos. Para visualizar o comportamento do sistema de drenagem industrial, foram reunidos os resultados das simulações nos dois cenários, dando origem a figura 5.1. Observa-se que o sistema não suportou nenhuma das chuvas simuladas.

Indústria	Duração (minutos)							Tr (anos)
	60	90	120	180	240	300	360	
A								15
								20
								25
B								15
								20
								25
C								15
								20
								25
D								15
								20
								25
E								15
								20
								25
F								15
								20
								25
G								15
								20
								25
H								15
								20
								25
I								15
								20
								25
J								15
								20
								25
Parshall								15
								20
								25
Coletor geral de orgânicos								15
								20
								25

CONVENÇÃO



Suportou a chuva

Não suportou - Volume nominal insuficiente

FIGURA 6.1 - Chuvas máximas suportadas pelos subsistemas, calhas Parshall e pelo coletor geral de orgânicos.

7 Otimização do sistema de drenagem industrial para a chuva com período de retorno de 15 anos e duração de 90 minutos

Os resultados da simulação, para analisar o comportamento do sistema de drenagem, quando submetido à chuva com período de retorno de 15 anos e duração de 90 minutos, adotada no projeto da estação de estação de tratamento, são mostrados no Quadro 7.1 Verifica-se que os volumes nominais das bacias de amortecimento dos subsistemas das indústrias B,F,G, I e J são insuficientes para o amortecimento do pico da chuva ,já que foram superados pelo máximo valor simulado S_{max} , para o volume amortecido no subsistema.

Quadro 7.1 – Comportamento do sistema de drenagem industrial para a chuva de projeto da estação de tratamento
Tempo de retorno: 15 anos - Duração da chuva 90 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m ³)	Vnom (m ³)	Prétrat (m ³ /h)	Qafm (m ³ /h)	Smax (m ³)	Qefm (m ³ /h)	t (min)	Qjus (m ³ /h)	h/d	Qplena (m ³ /h)
2	A	686	460	120	820	380.6	125	321	103.9	0.19	1299.9
3	B	4646	1700	52	2366.4	1822.9	57	321	115.9	0.17	1667.1
4	C	1296	605	40	419.1	214.6	43	321	147.1	0.20	1667.1
5	D	3192	1628	17	1786.6	1553.9	10	321	155.7	0.20	1667.1
7	E	1900	1610	65	3199.2	1440.6	68	39	68	0.13	1732.5
8								321	221.9	0.18	2936.3
9	F	6165	4140	400	5215.3	5650.2	400	107	908.9	0.32	3888.8
	G	2940.5	2000	400	4265.2	2101.4	400				
10								110	906.5	0.32	3888.8
11	H	642	500	60	714.1	411.3	65	110	966.2	0.33	3888.8
12	F-ES							112	1004.2	0.34	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	250	3184.2	2136.9	256.4	114	1293.6	0.39	3888.8
	J	812	406	30	767	501.6	34				
14								115	1292.7	0.39	3888.8

O comportamento do sistema de drenagem industrial, submetido à mesma chuva de projeto da estação de tratamento, é mostrado na figura 7.1..

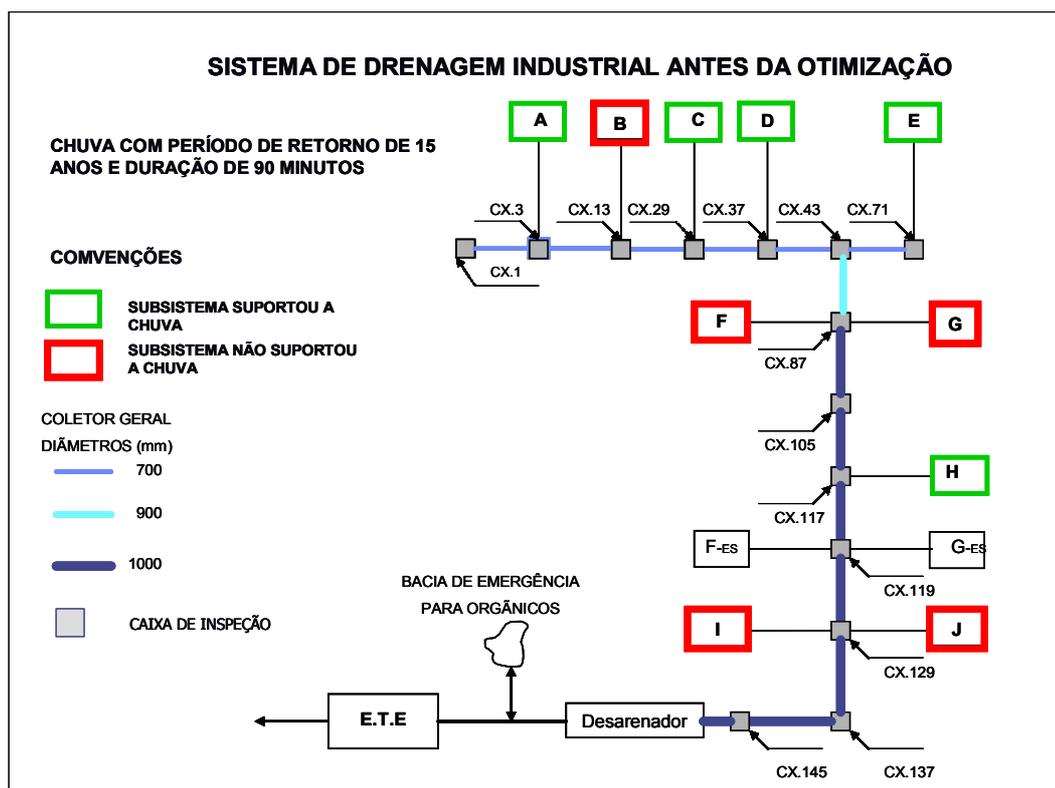


FIGURA 7.1 – Comportamento do sistema de drenagem industrial antes da otimização.

Para que o sistema de drenagem industrial suporte a mesma chuva de projeto da estação de tratamento sem extravasar, é necessário aumentar os volumes nominais V_{nom} das bacias de amortecimento dos subsistemas das indústrias B, F, G, I e J para os valores do máximo volume simulado $S_{máx}$, mostrados no Quadro 7.2.

Quadro 7.2-Volumes nominais necessários para a otimização do sistema.

Indústria	Bacia de amortecimento		
	V_{nom}	$S_{máx.}$	$V_{nom.otim.}$
	(m^3)	(m^3)	(m^3)
B	1700	1823	1823
F	4140	5650	5650
G	2000	2101	2101
I	671	2137	2137
J	406	502	502

O comportamento do sistema, otimizado para a chuva de projeto com período de retorno de 15 anos e duração de 90 minutos, é mostrado na figura 7.2.

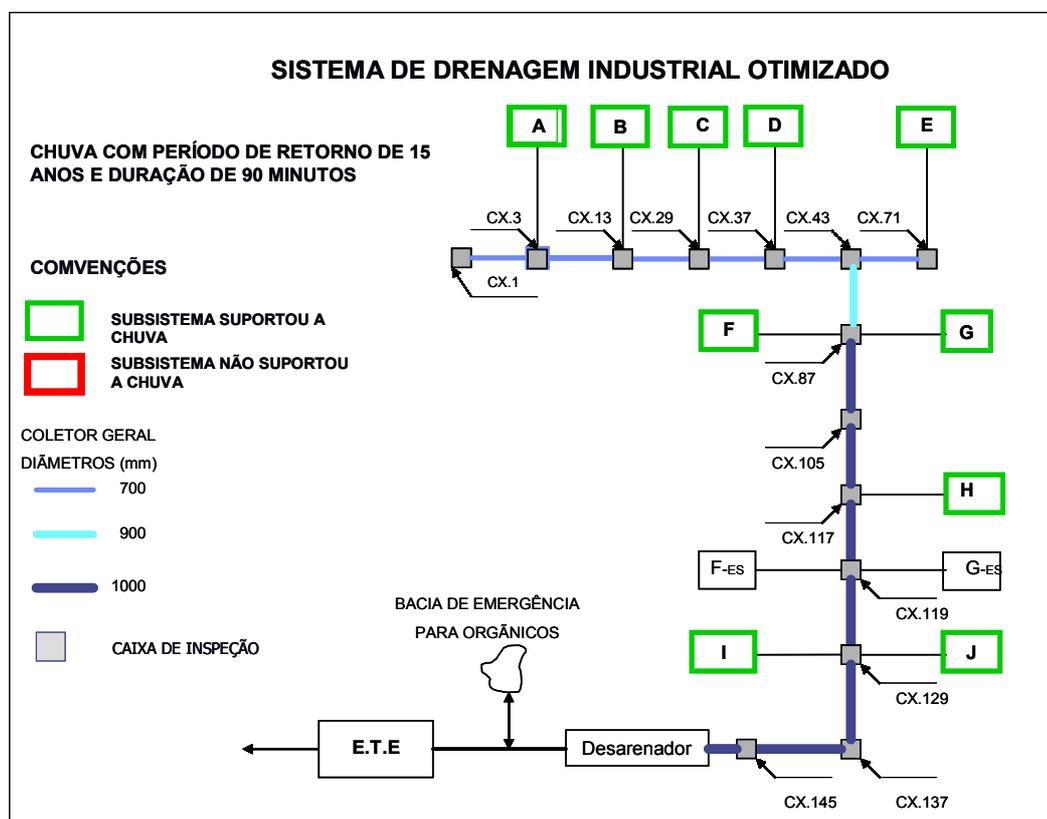


FIGURA 7. 2 – Sistema de drenagem industrial otimizado para uma chuva com período de retorno de 15 anos e duração de 90 minutos.

8 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

8.1 Conclusões

As simulações para a análise do comportamento hidráulico do sistema de drenagem industrial mostraram que:

- As chuvas adotadas para o projeto dos subsistemas não obedeceram a um critério comum e compatível com a chuva de projeto da estação de tratamento;
- As bacias de amortecimento das indústrias F, I e J extravasaram em todas as simulações;
- O coletor geral de orgânicos tem capacidade suficiente para uma ampliação do sistema de drenagem capaz de atender a duplicação da capacidade da estação de tratamento;

8.2 Recomendações

Recomenda-se a otimização do sistema de drenagem industrial para a chuva com período de retorno de 15 anos com duração de 90 minutos, adotada no projeto da primeira etapa da estação de tratamento sendo para tanto necessário o aumento dos volumes nominais das bacias de amortecimento das indústrias B, F, G, I e J para os valores mostrados no quadro 7.2., compensando-se a redução da altura livre -, pela elevação correspondente da cota do contorno da bacia.

O acréscimo de volume nominal é concretizado através da elevação da crista do vertedor, o que implica em diminuição da altura livre. A figura 8.1 mostra um exemplo de otimização através da substituição do vertedor existente por outro com a crista localizada na cota requerida para propiciar o acréscimo de volume nominal ΔV_{nom} , determinado pela expressão:

$$\Delta V_{nom} = S_{m\acute{a}x} - V_{nom} \quad (8.1)$$

Para que o novo vertedor tenha a mesma capacidade do existente, é necessário que seja atendida a equação:

$$L = l \left(\frac{H}{h} \right)^{3/8} \quad (8.2)$$

onde :L e h são respectivamente, o comprimento e a carga de projeto do vertedor na cota mais alta;

l e H = comprimento e carga de projeto do vertedor existente,

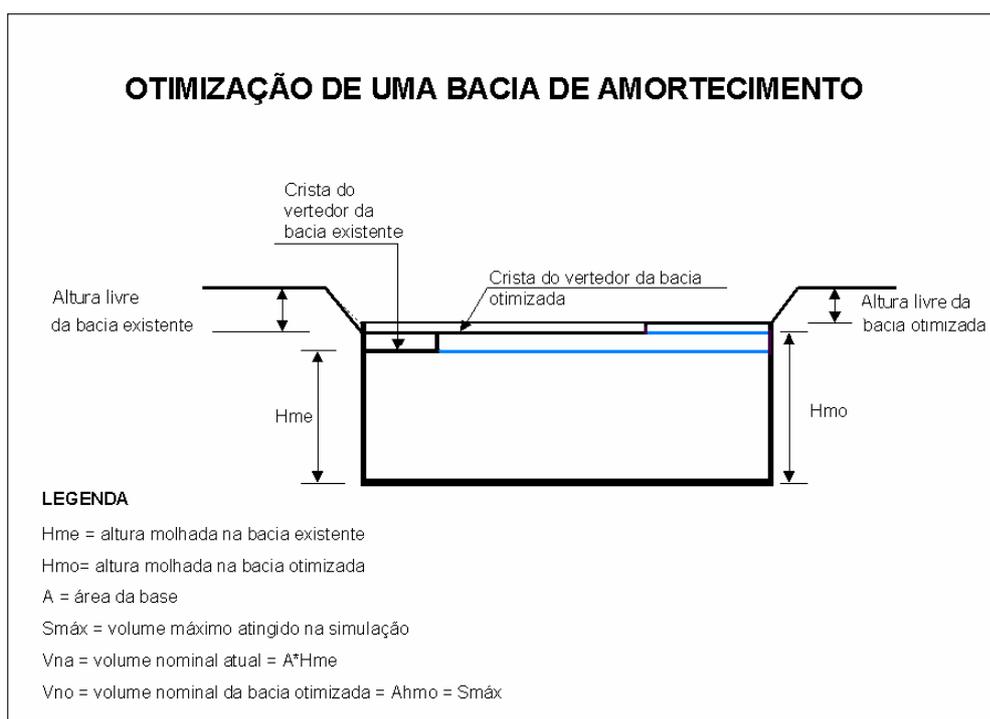


FIGURA 8.1 – Otimização de uma bacia de amortecimento

9 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ABT, S. R. and GRIGG, N. S. (1978) – “An approximate Method of Sizing Detention Reservoirs” – Water Resource Bulletin – 14(4) – 1978.
2. AKAN, A. O. – “Detention Pond Sizing for Multiple Return Periods” Journal of Hydraulic Engineering; ASCE, 115 (5) – 1989.
3. AKAN A. O. – “Single – Outlet Detention Pond Analysis and Design” – Journal of Irrigation and Drainage Engineering; ASCE, 26(2) – 1990.
4. AKAN, A. O. (1990) – Storm water detention basin design for small drainage areas – Public Works 108 (3), 75-79.
5. ARNELL, V, and MELIN H. – Rainfall Data for Design of Sewer Detention Basins – Chalmers University of Technology, Urban Geohydrology Research Group – Göteborg – 1983.
6. ARNELL, V – “Rainfall Data for the Design of Detention Basins “ Water Science Technology vol. 16 – Copenhagen – IAWPRC – 1984.
7. ASCE – “Storm Water Outlet Control Structures – Final Report of the Task Committee on the Design of Outlet Structures; American Society of Civil Engineers, New York, 1985.
8. BAKER, W. R. – “Storm Water Detention Basin Design for Small Drainage Areas” – 108(3), 75-79 – 1979.

- 9 BRAGA, B.D.F. – “Gerenciamento Urbano Integrado em Ambiente Tropical”, Seminário de Hidráulica Computacional Aplicada a Problemas de Drenagem Urbana, ABRH – São Paulo, 1994.
- 10 CANHOLI, A.P. “Soluções Estruturais não Convencionais em Drenagem Urbana” – Tese apresentada à Escola Politécnica da U.S.P para obtenção do título de Doutor em Engenharia, 1995.
- 11 DEGRÉMONT – “Manual Técnico del Agua” - 1973
- 12 McCUEN, R. H. – “Hydrologic Analysis and Design” – Prentice – Hall, Inc. – Englewood Cliffs. N.J. – 1989.
- 13 Mc ENROE, BRUCE – “Preliminary Sizing of Detention Reservoirs to Reduce Peak Discharges” – Journal of Hydraulic Engineering – ASCE – Vol. 118 – nº 11 – 1992.
- 14 SOIL CONSERVATION SERVICE – “Urban Hydrology for Small Watersheds, 2d, Ed. – U.S. Department of Agriculture – Technical Release Niss – Washington – 1986
- 15 TUCCI, C.E.M. (organizador) – “Hidrologia – Ciência e Aplicação” – ABRH – EDUSP, 1993.
- 16 TUCCI, C.E.M.; PORTO, R.L.L. P; BARROS, M.T (organizadores) Drenagem Urbana – ABRH / Editora da Universidade/UFRGS, 1995.
- 17 TUCCI, C.E.M., GENZ, F. Controle do Impacto da Urbanização Drenagem Urbana – ABRH / Editora da Universidade/UFRGS, 1995.

- 18 URBONAS, BEN and GLIDDEN, M – “Development of Simplified Detention Sizing Relationships” – Proceedings of the Conference on Storm Water Detention Facilities – ASCE – 1982
- 19 URBONAS, BEN; STAHR, P. – “Storm Water: Best Management Practices and Detention for Water Quality, Drainage and CSO Management” – PTR – Practice Hall, Inc – New Jersey – U.S.A., 1990.
- 20 U. S. EPA, 1991 Analysis of Implementing permitting activities for storm water discharges associated with industrial activity.
- 21 U.S. EPA. 1992. Storm water management for industrial activities: Developing pollution prevention plans and best management practices.
- 22 WALES, S.G. - “Urban Surface Water Management” Wiley, N.Y. – 1989.
- 23 WEISS, KEVIN – “Controlling Pollutants in Runoff From Industrial Facilities” – Storm Water Section, NPDES Permits Division, U.S. Environmental Protection Agency.
- 24 WYCOFF, R. L. and SINGH U. P. – “Preliminary Hydrologic Design of Small Flood Detention Reservoirs” – Water Resource Bulletin, 337-349, 1976.

DESCRIÇÃO DO MODELO MATEMÁTICO PARA PREVISÃO DE VAZÕES

Introdução

O modelo de simulação hidrológica para a previsão de vazões adotado neste estudo, foi desenvolvido por Goldenfum (1997). O autor considera um sistema de drenagem como um conjunto de estruturas, pelo qual, em cada indústria, a água coletada nos pátios é conduzida para amortecimento em bacias, produzindo um hidrograma de saída. Cada um destes hidrogramas entra em pontos distintos de um coletor geral de efluentes orgânicos sendo, então, propagado até uma estação de tratamento.

O modelo permite que se defina o melhor conjunto de regras operacionais para as bacias de amortecimento. Para tanto, ele foi dividido em quatro módulos:

Módulo 1: Módulo de Precipitação que determina o hidrograma do projeto.

Módulo 2: Módulo de Escoamento Superficial, que faz a transformação chuva-vazão.

Módulo 3: Módulo de Propagação em Reservatórios que simula o amortecimento em reservatório.

Módulo 4: Módulo de Propagação em Tubulação, que simula a propagação dos hidrogramas de cada uma das indústrias e sua soma dentro da tubovia até a estação de tratamento.

A seguir, apresenta-se um resumo do embasamento teórico e, também, justifica-se a modelação desenvolvida para cada um dos módulos.

A1 Módulo 1 – Precipitação

Um sistema de drenagem é tradicionalmente projetado para uma vazão máxima correspondente a um período de retorno especificado.

A chuva de projeto deve ser capaz de representar as características das chuvas reais, que apresentam variações tanto no tempo quanto no espaço. A variação espacial da chuva não é de grande importância em bacias com características urbanas, como é o caso da área industrial a ser analisada, já que, devido à sua pequena extensão, pode-se considerar a precipitação como uniforme sobre toda a bacia. Já a variação temporal é extremamente importante, uma vez que duas chuvas com o mesmo volume resultarão em vazões distintas, conforme o pico, ou seja, se ele ocorre no início ou no fim do hietograma.

Para distribuir, no tempo, uma precipitação de projeto sobre uma bacia, foi utilizado o Método de Chicago.

Este método, apresentado por Wilken⁽¹⁾, foi desenvolvido em 1957, por Keifer e Chu, com o objetivo de ser aplicado em áreas urbanas e em condutos. O método utiliza como informações básicas a curva I-D-F e o tempo de concentração na bacia, sendo que a intensidade da precipitação, representada graficamente na figura A.1 é dada pelas equações:

⁽¹⁾ Wilken, P.S.1978. Engenharia de Drenagem Superficial. São Paulo, CETESB. 477 p.

$$ib = \frac{a \times Tr^b \times (1-d) \times \frac{tb}{\gamma} + c}{\left(\frac{tb}{\gamma} + c\right)^{1+d}}$$

$$ia = \frac{a \times Tr^b \times (1-d) \times \frac{ta}{1-\gamma} + c}{\left(\frac{ta}{1-\gamma} + c\right)^{1+d}}$$

Onde:

ib = intensidade antes do pico em mm/h, com origem no pico e variação no sentido do início da precipitação;

ia = intensidade depois do pico, em mm/h, com origem no pico e variação no sentido do fim da precipitação;

tb = tempo para a intensidade tb, em min;

ta = tempo para a intensidade ta, em min;

γ = fator de assimetria, que posiciona o pico;

a,b,c,d = constantes da curva I-D-F

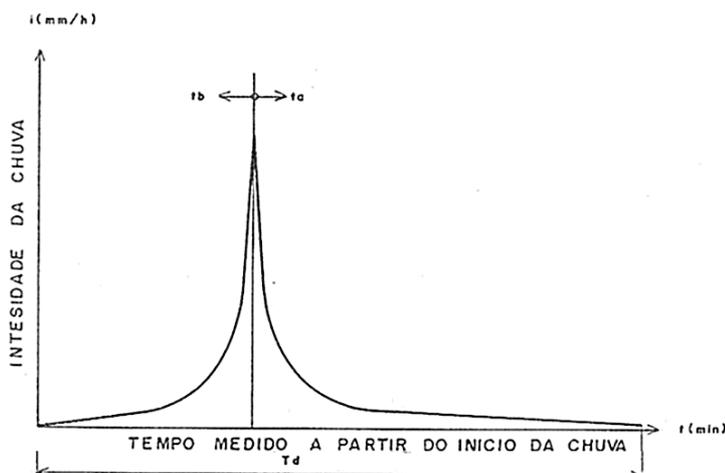


Figura A.1 – Hietograma segundo o método Chicago

O fator de assimetria, γ teve seu valor determinado para Porto Alegre por Díaz, em 1987⁽²⁾. Com base neste trabalho adotou-se $\gamma=0,40$.

⁽²⁾ DIAZ. O.P.B. 1987. Precipitação de Projeto e Regionalização de Hidrogramas Unitários em Bacias Urbanas Brasileiras, UFRGS – IPH. 347 p.

O modelo permite, também, que, alternativamente, seja inserido um hietograma observado, ao invés do hietograma de projeto definido pelo Método Chicago.

A2 Módulo 2 – Escoamento Superficial

O escoamento superficial na bacia é obtido através da aplicação de um modelo de transformação chuva-vazão ao hietograma de saída do Módulo 1, obtendo-se, assim, um hidrograma que será o hidrograma de entrada no Módulo 3, a ser propagado no reservatório de armazenamento.

Para transformação da chuva em vazão superficial, diversos modelos foram desenvolvidos. A maioria deles está baseado em conceitos lineares, destacando-se os métodos relativos ao hidrograma de escoamento superficial de uma bacia hidrográfica, resultante de uma precipitação uniforme no tempo e no espaço, de altura unitária, ocorrida em um intervalo unitário de tempo. Este hidrograma é definido pela curva HU (t).

O hidrograma unitário baseia-se nos conceitos de linearidade e distribuição espacial e temporal uniforme. Assim, a vazão total para uma chuva complexa é calculada pela superposição da resposta da bacia às diferentes precipitações, através do HU (t).

A vazão total, Q(t), em cada intervalo de tempo é obtida por:

$$Q(t) \sum_{i=1}^t p_i * HU(t-i+1) , \text{ para } t \leq t_b$$

$$Q(t) \sum_{i=t-t_b}^t p_i * HU(t-i+1) , \text{ para } t > t_b$$

Onde t_b é o tempo de base do Hidrograma Unitário.

O hidrograma unitário adotado no presente trabalho é o Hidrograma Unitário Triangular do Soil Conservation Service aplicável a pequenas bacias.

Este hidrograma, representado graficamente pela figura 4.2

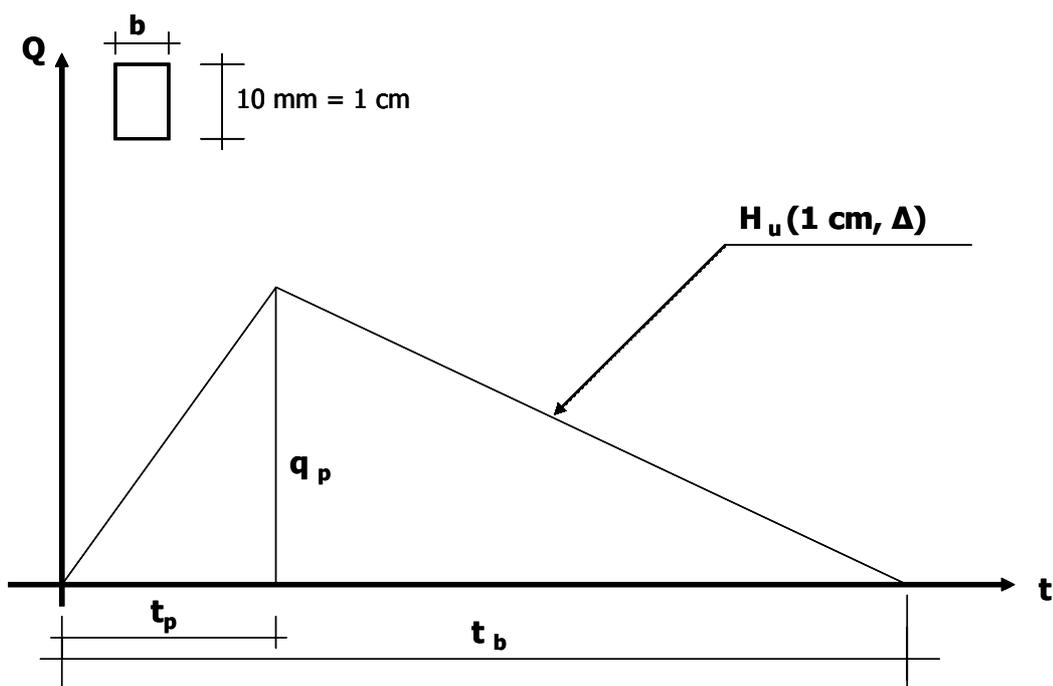


Figura A.2 – Hidrograma Unitário Triangular

é descrito pelas equações:

$$t_p = \frac{D}{2} + 0,6 \times tc$$

$$t_b = 2,67 * t_p$$

$$q_p = \frac{2,08 \times A}{t_p}$$

Onde:

t_p = tempo de pico de HU, em horas;

D = duração da parcela da chuva em horas;

t_c = tempo de concentração da bacia, em horas;

t_b = tempo de base de HU, em horas;

q_p = vazão de pico do HU, em m^3/s ;

A = área da bacia, em km^2

A3 Módulo 3 – Propagação em Reservatório

No módulo 2 é calculado, para cada indústria, o hidrograma de enchente resultante da aplicação do hietograma de projeto sobre a área do pátio da indústria. Este hidrograma deverá ser propagado na tubovia que compõe a Linha de Efluentes Orgânicos. Porém, as vazões resultantes neste caso seriam muito altas, resultando na necessidade de utilização de tubos de grande diâmetro na tubovia, com conseqüentes custos elevados.

Para se abater o pico do hidrograma a ser propagado, cada indústria, ou grupo de indústrias deve possuir um reservatório de amortecimento. Estes reservatórios reduzem o pico de vazão, armazenando os volumes excedentes para libera-los mais tarde, quando a vazão afluyente já for menor. Torna-se, então, necessário simular a propagação dos hidrogramas de enchente em cada um dos reservatórios, verificando-se as vazões de saída, que serão conduzidas à tubovia.

A simulação em reservatório segue o modelo desenvolvido por Puls, segundo o qual:

$$[I(t) + I(t+1) - Q(t)] * \Delta t + 2S(t) = Q(t+1) * \Delta t + 2S(t+1)$$

onde:

$I(t)$ = vazão de entrada no reservatório no tempo t ;

$Q(t)$ = vazão e saída do reservatório no tempo t ;

$S(t)$ = armazenamento no reservatório no tempo t ;

Δt = intervalo de tempo de calculo.

Deve-se conhecer os dispositivos de saída do reservatório, de forma que se estabeleça a curva de armazenamento-vazão, ou seja, $Q=f(s)$. A partir desta função, determina-se uma função auxiliar $Q=f(2S+0.\Delta t)$. O valor obtido pelo lado esquerdo da equação, formado pelos termos conhecidos no intervalo de tempo t é igual a $Q(t+1)\Delta t+2S(t+1)$.

Através deste valor conhecido e da função $Q=f(2S+Q\Delta)$, determina-se a vazão $Q(t+1)$. Com base nesta vazão e na função $Q=f(s)$, obtém-se $S(t+1)$.

Uma vez que as leis que regem a vazão de saída dos reservatórios de amortecimento das indústrias agrupadas numa área industrial são bastante complexas, foi desenvolvida uma rotina especial de cálculo.

A curva armazenamento-vazao de um reservatório é confeccionada combinando-se duas outras curvas:

- Curva cota volume: $S=f(h)$;
- Curva cota-descarga: $Q=f(h)$.

Assim, para cada nível h pode-se determinar os valores de armazenamento (S) e descarga (Q) que compõem a curva armazenamento-vazao. Deve-se tomar especial cuidado na discretização de ponto com descontinuidade na função. Um exemplo seria um vertedor com soleira em $h=2,00m$. na curva, devemos ter os valores de 0 e 5 para $h=2,000m$ (onde a vazão de vertedor é nula) e para $h=2,001m$ (onde há vazão no vertedor). Para os intervalos sem singularidade, recomendamos calcular os valores para h variando a cada 5cm e 10cm.

O modelo determina, também, os volumes totais de entrada e de saída de reservatório. Isto é efetuado calculando-se somatório de todas

as vazões de entrada ou de saída e multiplicando-se este somatório pelo valor do intervalo de tempo de cálculo.

$$\text{Volume Total Entrada} = (\sum \text{vazões entrada}) * \Delta T \text{ cálculo}$$

$$\text{Volume Total Saída} = (\sum \text{vazões saída}) * \Delta T \text{ cálculo}$$

Assim pode-se verificar se houve extravasamento do reservatório para fora do sistema, uma vez que o armazenamento final deve ser igual ao armazenamento inicial somado com o volume total de entrada e subtraído do volume total de saída:

$$\text{ARMAZENAMENTO FINAL} = \text{ARMAZENAMENTO INICIAL} + \text{VOLUME ENTRADA} - \text{VOLUME SAÍDA}$$

Quando houver extravasamento, o volume de água perdido poderá ser obtido pela diferença entre o valor calculado pela expressão acima e o simulado pelo modelo. Como o modelo informa o valor do armazenamento a cada intervalo de tempo, pode-se determinar quando houver extravasamento. Isto ocorrerá quando o armazenamento for igual ao volume máximo do reservatório.

A4. Módulo 4 – Propagação em Tubulação

A tubulação que compõe a Linha de Efluentes Orgânicos do Complexo Industrial pode ser subdividida em trechos hidráulicos, que são segmentos da tubulação com características hidráulicas homogêneas, ou seja:

- mesmo diâmetro
- mesma declividade
- contribuições concentradas no início do trecho

Assim, as vazões efluentes dos reservatórios são conduzidas para esta tubulação entrando de forma concentrada no ponto de montante de cada trecho hidráulico.

Estes hidrogramas são propagados ao longo do trecho, chegando no ponto de jusante amortecidos e retardados no tempo. Esta saída, defasada no tempo será somada ao hidrograma efluente do reservatório que contribui para o ponto de jusante do trecho. Este ponto, com este hidrograma composto, será o ponto de montante do próximo trecho hidráulico.

O modelo desenvolvido no presente trabalho faz a simulação deste processo, representando a propagação dos hidrogramas em cada trecho hidráulico através do Modelo Muskingum-Cunge, que contempla o efeito do armazenamento ao longo da tubulação.

Os modelos de armazenamento como o modelo Muskingum, utilizam somente a equação da continuidade para simular o escoamento em um canal, adotando uma segunda equação, empírica, para relacionar o armazenamento com as vazões de entrada e saída. Assim, a formulação original do modelo Muskingum (desenvolvido por Mc Carthy em 1939) é:

$$\frac{ds}{dt} = I - Q \quad (1)$$

$$S = k \times [XI + (1 - X)Q] \quad (2)$$

Onde:

S = armazenamento no trecho;

Q = vazão de saída;

I = vazão de entrada;

t = tempo;

k = tempo médio de deslocamento da onda de cheia;

X = parâmetro de ponderação das vazões.

Derivando a equação (2) e substituindo em (1), obtém-se uma equação diferencial ordinária. Resolvendo-se esta equação por diferenças finitas obtém-se:

$$Q = (t+1) = C_1.I(t+1) + C_2.I.t + C_3.Q(t)$$

onde:

$$C_1 = \frac{-KX + \Delta t/2}{K(1-X) + \Delta t/2}$$

$$C_2 = \frac{KX + \Delta t/2}{K(1-X) + \Delta t/2}$$

$$C_3 = \frac{-K(1-X) - \Delta t/2}{K(1-X) + \Delta t/2}$$

Cunge⁽³⁾ demonstrou que a equação de diferenças do método Muskingum é uma analogia da equação de onda cinemática e, com isto, pode relacionar os parâmetros K e X com características físicas do trecho.⁽³⁾

Assim, obteve:

$$X = 0,5 \left(1 - \frac{q_0}{S_0 \cdot C \cdot x} \right)$$

$$C = \frac{5 \cdot S_0^{0,3} \cdot q_0^{0,4}}{3 \cdot n^{0,6}}$$

⁽³⁾ CUNGE, J.A. 1969. On the subject of a flood propagation method. Journal of Hidraulic Research. vol 7.p 230

$$K = \Delta x / c$$

Onde:

q_0 = vazão por unidade de largura

S_0 = declividade do canal

n = coeficiente de rugosidade de Manning

Δx = comprimento do trecho de cálculo

Jones (1981) ⁽⁴⁾ analisou as características de precisão do esquema numérico do modelo Muskingum-Cunge e definiu os erros envolvidos na discretização. Assim, ele definiu uma região para onde devem convergir os parâmetros K e X . se isto não ocorrer, deve-se modificar a discretização no tempo e no espaço, seja aumentando Δt ou reduzindo o ΔS .

O modelo não-linear é caracterizado pela variação dos parâmetros K e X em função de vazão ao longo da simulação. Neste caso, a vazão de referência é substituída pela vazão conhecida no intervalo de cálculo. Assim:

$$C = \frac{5.S_0^{0,3}.q_e}{3.n^{0,6}}$$

$$X = 0,5 \left(1 - \frac{q_s}{S_0.C.\Delta x} \right)$$

⁴⁾JONES,S.B. 198 1 Choice of space and time steps in the Muskingum-Cunge Method . Proceedings. Part 2. Institute of Hydrology, Wallingford, Sept, 759-772

Onde:

$$q_e = [q(j,t)^{0,4} + q(j+1,t)^{0,4} + q(j,t+1)^{0,4}] / 3$$

$$q_s = [q(j,t) + q(j+1,t) + q(j,t+1)] / 3$$

j = índice relativo a posição no espaço

t = índice relativo a posição no tempo

O programa desenvolvido foi uma adaptação deste modelo para tubulações circulares, utilizando a equação de Manning.

Assim:

$$q = \frac{q \cdot D(\theta - \text{sen } \theta)}{4(1 - \cos \frac{\theta}{2})}$$

$$\frac{h}{D} = \frac{1 - \cos \frac{\theta}{2}}{2}$$

Onde:

Q = vazão

D = diâmetro da tubulação

H = altura da lâmina d'água (flecha)

Θ = ângulo central, conforme a figura 4.3, obtido a partir da equação.

$$Q = \frac{(\theta - \text{sen } \theta)^{5/3} \cdot D^{8/3} \cdot S_0^{1/2}}{8n(4\theta)^{2/3}}$$

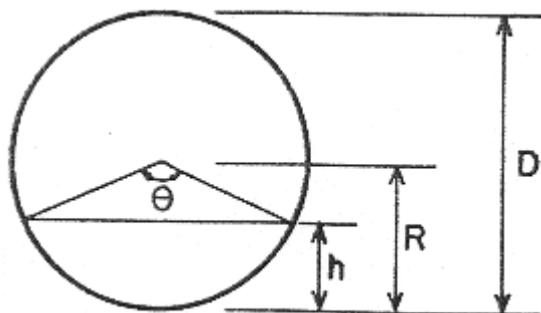


Figura A.3 – Seção transversal de cálculo

O programa verifica se as condições de Jones são atendidas e, caso não o sejam, automaticamente altera o valor de ΔX , pela subdivisão do trecho de cálculo em subtrechos, publicando o valor final de número de subtrechos. Para que este número não seja muito elevado e, conseqüentemente, o valor de ΔX fique muito pequeno, deve-se informar ao modelo o valor máximo para o número de subtrechos. Recomendamos usar, no máximo, 10 subtrechos para cada trecho hidráulico.

Para considerar o efeito da propagação sob pressão, o modelo calcula a vazão máxima que a tubulação pode transportar. Quando o hidrograma afluente ultrapassa este valor máximo, supõe-se que o excesso é perdido pelos poços de visita, transportando, em regime permanente apenas a vazão máxima, com $h/D=1$. isto permite que com uma simples consulta à listagem de saída seja facilmente identificada a ocorrência de escoamento sob pressão.

Como ultima observação, ressaltamos que, caso haja problemas de precisão ou oscilação em qualquer modelo do programa, sugerimos alterar ΔT para melhorar a precisão.

A seqüência de cálculo empregada é apresentada na figura A4.

Modelo Matemático para Previsão de Vazões*

QUATRO MÓDULOS APRESENTANDO A SEQÜÊNCIA DE CÁLCULO EMPREGADA VISÃO GERAL

Módulo 1 – Precipitação: determinação do hietograma de projeto.

Entrada	Parâmetros da chuva de projeto.
Saída	Tr, td e dt.
Metodologia	Método de Chicago.
Aplicação	Igual para todas as indústrias.

Módulo 2 – Escoamento superficial: faz a transformação chuva – vazão.

Entrada	P(t) obtido no Módulo 1; tc(i) tempo de concentração na bacia; A(i) área da bacia i.
Saída	q(t,i), hidrograma de escoamento superficial.
Metodologia	HUTdo SCS.
Aplicação	Particular para cada indústria em função de t(c) e A(i).

Módulo 3 – Propagação em reservatório: amortece o hidrograma de contribuição da indústria antes de lançar na tubulação.

Entrada	q(t,i), obtida no módulo 2; qp(t,i) vazão devida a processo; qsan(t,i) vazão devida a esgoto sanitário e características dos reservatórios: equalização e emergência.
Saída	qo(t,i) vazão de lançamento da indústria na tubulação.
Metodologia	Método de Chicago.
Aplicação	Igual para todas as indústrias.

Módulo 4 – Propagação em tubulação: propaga as vazões e os lançamentos das indústrias na tubulação.

Entrada	Vazão de lançamento da indústria na tubulação qo(i,t) e características da tubulação.
Saída	Vazão no nó de montante de cada trecho, qmon(tre,t) e vazão no nó de jusante de cada trecho qjus(tre,t).
Metodologia	Muskingum – Cunge adaptado para tubulações circulares.
Aplicação	Aplicado em cada trecho da tubulação.

*Goldenfum J. (1997), UFRGS - IPH

FIGURA A4 – Modelo Matemático para Previsão de Vazões

**RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES PARA DETERMINAÇÃO DA CHUVA DE PROJETO DAS CALHAS
PARSHAL E DO COLETOR GERAL DE ORGÂNICOS**

Quadro B1 - Simulação com vazões efluentes limitadas pela capacidade das calhas Parshall
Tempo de retorno: 15 anos – Duração da chuva: 60 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Parsh. (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	h/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	820	351.5	125	261	95.3	0.18	1299.9
3	B	4646	1700	400	2366.4	1451.3	405	87	453.3	0.35	1667.1
4	C	1296	605	400	419.1	41.1	282	67	569.6	0.40	1667.1
5	D	3192	1628	130	1761.7	1356.9	10	69	579.3	0.40	1667.1
7	E	1900	1610	907	3199.2	1271.5	68	38	68	0.13	1732.5
8								73	643.1	0.31	2936.3
9	F	6165	4140	1835	5155.5	5148.2	558.9	80	1508.6	0.43	3888.8
	G	2940.5	2000	1835	4265.2	1910.9	400				
10								82	1503	0.43	3888.8
11	H	642	500	130	714.1	303.2	125	84	1607.2	0.44	3888.8
12	F-ES							85	1642.6	0.45	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	400	3184.2	1820.9	406.4	86	2135.8	0.52	3888.8
	J	812	406	400	767	414.8	202.8				
14								88	2114.8	0.52	3888.8

Quadro B2 – Simulação com vazões efluentes limitadas pela capacidade das calhas Parshall
Tempo de retorno: 15 anos – Duração da chuva: 120 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Parsh. (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	h/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	820	390.1	125	364	108.5	0.19	1299.9
3	B	4646	1700	400	2366.4	1555.8	405	154	473.1	0.36	1667.1
4	C	1296	605	400	419.1	41.2	282	84	613.3	0.41	1667.1
5	D	3192	1628	130	1786.6	1696.9	10	87	622.5	0.42	1667.1
7	E	1900	1610	907	3199.2	1556	72.6	138	72.5	0.13	1732.5
8								91	685.6	0.32	2936.3
9	F	6165	4140	1835	5215.3	5636.1	874.3	132	2054.2	0.51	3888.8
	G	2940.5	2000	1835	4265.2	2170.9	571.6				
10								134	2050.6	0.51	3888.8
11	H	642	500	130	714.1	331.9	125	135	2171.5	0.53	3888.8
12	F-ES							136	2208.3	0.53	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	400	3184.2	2014.4	406.4	137	2693.1	0.61	3888.8
	J	812	406	400	767	419.5	358.3				
14								140	2683.5	0.61	3888.8

Quadro B3 – Simulação com vazões efluentes limitadas pela capacidade das calhas Parshall

Tempo de retorno: 15 anos – Duração da chuva: 180 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Parsh. (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	h/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	820	391.5	125	414	112.4	0.19	1299.9
3	B	4646	1700	400	2366.4	1609	405	205	484.8	0.36	1667.1
4	C	1296	605	400	419.1	41.2	282	105	634.9	0.42	1667.1
5	D	3192	1628	130	1786.6	1902.9	10	108	644.7	0.43	1667.1
7	E	1900	1610	907	3199.2	1644.4	179.8	187	179.6	0.21	1732.5
8								189	729.6	0.33	2936.3
9	F	6165	4140	1835	5215.3	5743.5	917.6	165	2198.7	0.53	3888.8
	G	2940.5	2000	1835	4265.2	2184	608.5				
10								167	2198.4	0.53	3888.8
11	H	642	500	130	714.1	332.4	125	168	2322.8	0.55	3888.8
12	F-ES							172	2359.6	0.56	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	400	3184.2	2050.6	406.4	172	2861.1	0.63	3888.8
	J	812	406	400	767	421.8	404				
14								175	2859.9	0.63	3888.8

Quadro B4 – Simulação com vazões efluentes limitadas pela capacidade das calhas Parshall

Tempo de retorno: 15 anos – Duração da chuva: 240 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Parsh. (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	h/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	820	391.5	125	456	114.7	0.20	1299.9
3	B	4646	1700	400	2366.4	1646.5	405	245	491.4	0.37	1667.1
4	C	1296	605	400	419.1	41.2	282	128	649.4	0.43	1667.1
5	D	3192	1628	130	1786.6	2052.1	10	130	658.7	0.43	1667.1
7	E	1900	1610	907	3199.2	1655.5	198.7	208	198.7	0.22	1732.5
8								210	752.8	0.34	2936.3
9	F	6165	4140	1835	5215.3	5790.3	937.2	187	2262.4	0.54	3888.8
	G	2940.5	2000	1835	4265.2	2184.2	609				
10								190	2262	0.54	3888.8
11	H	642	500	130	714.1	332.4	125	191	2386.3	0.56	3888.8
12	F-ES							194	2422.7	0.57	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	400	3184.2	2060.9	406.4	195	2925.4	0.64	3888.8
	J	812	406	400	767	424.8	404				
14								197	2923.7	0.64	3888.8

Quadro B5 – Simulação com vazões efluentes limitadas pela capacidade das calhas Parshall

Tempo de retorno: 15 anos – Duração da chuva: 300 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Parsh. (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	h/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	820	391.5	125	495	116.2	0.20	1299.9
3	B	4646	1700	400	2366.4	1675.1	405	275	494.9	0.37	1667.1
4	C	1296	605	400	419.1	41.2	282	150	661.1	0.43	1667.1
5	D	3192	1628	130	1786.6	2170.6	10	153	670.7	0.44	1667.1
7	E	1900	1610	907	3199.2	1662.6	211.4	225	211.4	0.23	1732.5
8								226	768.8	0.34	2936.3
9	F	6165	4140	1835	5215.3	5816.2	948.3	210	2301.9	0.55	3888.8
	G	2940.5	2000	1835	4265.2	2184.2	609				
10								212	2301.5	0.55	3888.8
11	H	642	500	130	714.1	332.4	125	213	2425.7	0.57	3888.8
12	F-ES							217	2461.8	0.57	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	400	3184.2	2063.2	406.4	218	2965.7	0.65	3888.8
	J	812	406	400	767	427.5	404				
14								220	2963.9	0.65	3888.8

Quadro B6 – Simulação com vazões efluentes limitadas pela capacidade das calhas Parshall

Tempo de retorno: 15 anos – Duração da chuva: 360 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Parsh. (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	h/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	820	391.5	125	531	117.3	0.20	1299.9
3	B	4646	1700	400	2366.4	1698	405	305	497.6	0.37	1667.1
4	C	1296	605	400	419.1	41.2	282	174	670.4	0.44	1667.1
5	D	3192	1628	130	1786.6	2269.4	10	176	679.8	0.44	1667.1
7	E	1900	1610	907	3199.2	1667.7	220.7	244	220.7	0.24	1732.5
8								245	780.9	0.35	2936.3
9	F	6165	4140	1835	5215.3	5826.8	952.8	233	2325.4	0.55	3888.8
	G	2940.5	2000	1835	4265.2	2184.2	609				
10								236	2324.9	0.55	3888.8
11	H	642	500	130	714.1	332.4	125	236	2449	0.57	3888.8
12	F-ES							240	2485.1	0.58	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	400	3184.2	2063.3	406.4	241	2989.8	0.65	3888.8
	J	812	406	400	767	429.8	404				
14								243	2987.8	0.65	3888.8

Quadro B7 - Simulação com vazões efluentes limitadas pela capacidade das calhas Parshall

Tempo de retorno: 20 anos – Duração da chuva: 60 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Parsh. (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	h/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	864.5	380.8	125	261	95.3	0.18	1299.9
3	B	4646	1700	400	2491	1513.8	405	97	456.9	0.35	1667.1
4	C	1296	605	400	439.8	46.8	287.1	63	599.3	0.41	1667.1
5	D	3192	1628	130	1864.7	1445.1	10	66	608.4	0.41	1667.1
7	E	1900	1610	907	3358.8	1358	68	38	68	0.13	1732.5
8								70	671.4	0.32	2936.3
9	F	6165	4140	1835	5449	5361.3	624.7	80	1564.9	0.44	3888.8
	G	2940.5	2000	1835	4494.8	2059.4	400				
10								83	1561.4	0.44	3888.8
11	H	642	500	130	753.3	329.4	125	84	1676.9	0.45	3888.8
12	F-ES							85	1714	0.46	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	400	3353.1	1929.1	406.4	84	2222.5	0.54	3888.8
	J	812	406	400	809.3	418.3	314.2				
14								87	2206.8	0.53	3888.8

Quadro B8 – Simulação com vazões efluentes limitadas pela capacidade das calhas Parshall

Tempo de retorno: 20 anos – Duração da chuva: 120 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Parsh. (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	h/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	864.5	429.4	125	381	110.3	0.19	1299.9
3	B	4646	1700	400	2491	1641.9	405	170	477.8	0.36	1667.1
4	C	1296	605	400	439.8	47	287.1	82	634.5	0.42	1667.1
5	D	3192	1628	130	1891.7	1819.1	10	84	644.1	0.43	1667.1
7	E	1900	1610	907	3358.8	1645.3	181.3	131	180.8	0.21	1732.5
8								133	730.5	0.33	2936.3
9	F	6165	4140	1835	5514.5	5866.4	970.1	127	2460	0.57	3888.8
0	G	2940.5	2000	1835	4494.8	2267.1	844.5				
10								129	2459.4	0.57	3888.8
11	H	642	500	130	753.3	366.3	125	130	2583.4	0.59	3888.8
12	F-ES							133	2618.7	0.60	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	400	3353.1	2158.5	406.4	132	3137.2	0.68	3888.8
	J	812	406	400	809.3	424.6	404				
14								134	3133.8	0.68	3888.8

Quadro B9 - Simulação com vazões efluentes limitadas pela capacidade das calhas Parshall

Tempo de retorno: 20 anos – Duração da chuva: 180 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Parsh. (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	h/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	864.5	432.6	125	441	114.6	0.20	1299.9
3	B	4646	1700	400	2491	1703.5	405	224	489.6	0.37	1667.1
4	C	1296	605	400	439.8	47	287.1	103	656.8	0.43	1667.1
5	D	3192	1628	130	1891.7	2047.9	10	105	666.2	0.43	1667.1
7	E	1900	1610	907	3358.8	1686.5	256.8	167	256.8	0.26	1732.5
8								167	813.5	0.35	2936.3
9	F	6165	4140	1835	5514.5	5990.3	1026.1	147	2626.6	0.60	3888.8
	G	2940.5	2000	1835	4494.8	2282.5	893.6				
10								149	2626	0.60	3888.8
11	H	642	500	130	753.3	367.5	125	150	2749.8	0.62	3888.8
12	F-ES							153	2784.7	0.62	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	400	3353.1	2208.1	406.4	154	3320.5	0.71	3888.8
	J	812	406	400	809.3	432.5	404				
14								156	3317.6	0.71	3888.8

Quadro B10 – Simulação com vazões efluentes limitadas pela capacidade das calhas Parshall

Tempo de retorno: 20 anos – Duração da chuva: 240 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Parsh. (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	h/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	864.5	432.6	125	486	116.7	0.20	1299.9
3	B	4646	1700	400	2491	1747.1	405	269	497.1	0.37	1667.1
4	C	1296	605	400	439.8	47	287.1	125	673.7	0.44	1667.1
5	D	3192	1628	130	1891.7	2216.1	10	128	682.3	0.44	1667.1
7	E	1900	1610	907	3358.8	1698.7	281.6	182	281.6	0.27	1732.5
8								182	845	0.36	2936.3
9	F	6165	4140	1835	5514.5	6050.4	1054.4	169	2716.7	0.61	3888.8
	G	2940.5	2000	1835	4494.8	2283.7	897.3				
10								171	2715.7	0.61	3888.8
11	H	642	500	130	753.3	367.5	125	172	2839.5	0.63	3888.8
12	F-ES							175	2873.9	0.63	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	400	3353.1	2220.3	406.4	176	3412.5	0.72	3888.8
	J	812	406	400	809.3	438.8	404				
14								178	3409.2	0.72	3888.8

Quadro B11 – Simulação com vazões efluentes limitadas pela capacidade das calhas Parshall

Tempo de retorno: 20 anos – Duração da chuva: 300 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Parsh. (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	h/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	864.5	432.6	125	526	118.1	0.20	1299.9
3	B	4646	1700	400	2491	1780.9	405	309	501.9	0.37	1667.1
4	C	1296	605	400	439.8	47	287.1	148	686.2	0.44	1667.1
5	D	3192	1628	130	1891.7	2350.4	10	150	695.2	0.45	1667.1
7	E	1900	1610	907	3358.8	1707.7	300.6	200	300.5	0.28	1732.5
8								200	869.7	0.37	2936.3
9	F	6165	4140	1835	5514.5	6086	1071.6	192	2773	0.62	3888.8
	G	2940.5	2000	1835	4494.8	2283.7	897.3				
10								195	2771.9	0.62	3888.8
11	H	642	500	130	753.3	367.5	125	195	2895.6	0.64	3888.8
12	F-ES							198	2929.8	0.64	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	400	3353.1	2222.4	406.4	199	3470	0.73	3888.8
	J	812	406	400	809.3	444	404				
14								201	3466.5	0.73	3888.8

Quadro B12 – Simulação com vazões efluentes limitadas pela capacidade das calhas Parshall

Tempo de retorno: 20 anos – Duração da chuva: 360 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Parsh. (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	H/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	864.5	432.6	125	564	119.1	0.20	1299.9
3	B	4646	1700	400	2491	1808.1	405	339	504.3	0.37	1667.1
4	C	1296	605	400	439.8	47	287.1	171	695.4	0.45	1667.1
5	D	3192	1628	130	1891.7	2462.6	10	173	703.9	0.45	1667.1
7	E	1900	1610	907	3358.8	1714.5	315.1	221	315.1	0.28	1732.5
8								219	889.2	0.37	2936.3
9	F	6165	4140	1835	5514.5	6104.9	1080.7	216	2809	0.62	3888.8
	G	2940.5	2000	1835	4494.8	2283.7	897.3				
10								218	2808	0.62	3888.8
11	H	642	500	130	753.3	367.5	125	219	2931.5	0.64	3888.8
12	F-ES							222	2965.4	0.65	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	400	3353.1	2223.7	406.4	223	3506.9	0.74	3888.8
	J	812	406	400	809.3	447.9	404				
14								225	3503.5	0.74	3888.8

Quadro B13 – Simulação com vazões efluentes limitadas pela capacidade das calhas Parshall

Tempo de retorno: 25 anos – Duração da chuva: 60 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Parsh. (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	h/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	900.9	404.1	125	261	95.4	0.18	1299.9
3	B	4646	1700	400	2594	1566.1	405	106	460.1	0.35	1667.1
4	C	1296	605	400	456.9	51.8	291.2	61	616.3	0.42	1667.1
5	D	3192	1628	130	1948.4	1514.6	10	63	626	0.42	1667.1
7	E	1900	1610	907	3490.5	1426.2	68	38	68	0.13	1732.5
8								68	689.2	0.32	2936.3
9	F	6165	4140	1835	5687.9	5511.2	827	83	1665.4	0.45	3888.8
	G	2940.5	2000	1835	4683.8	2176	463.2				
10								85	1656.7	0.45	3888.8
11	H	642	500	130	785.5	350.3	125	86	1772.2	0.47	3888.8
12	F-ES							88	1807.8	0.47	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	400	3492.1	2013.6	406.4	88	2294.8	0.55	3888.8
	J	812	406	400	844	420.7	403.3				
14								89	2288.3	0.55	3888.8

Quadro B14 – Simulação com vazões efluentes limitadas pela capacidade das calhas Parshall

Tempo de retorno: 25 anos – Duração da chuva: 120 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Parsh. (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	H/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	900.9	461.2	125	381	110.3	0.19	1299.9
3	B	4646	1700	400	2594	1713.8	405	183	481.4	0.36	1667.1
4	C	1296	605	400	456.9	52	291.1	80	649.2	0.43	1667.1
5	D	3192	1628	130	1977.2	1916.9	10	82	659.2	0.43	1667.1
7	E	1900	1610	907	3490.5	1692.4	268.9	128	268.5	0.26	1732.5
8								130	826.2	0.36	2936.3
9	F	6165	4140	1835	5757.9	6051.3	1054.8	118	2783.3	0.62	3888.8
	G	2940.5	2000	1835	4683.8	2332.7	1067				
10								120	2782.3	0.62	3888.8
11	H	642	500	130	785.5	394.3	125	121	2906.2	0.64	3888.8
12	F-ES							124	2941	0.64	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	400	3492.1	2275.6	406.4	125	3495.6	0.74	3888.8
	J	812	406	400	844	433.6	404				
14								127	3492.1	0.74	3888.8

Quadro B15 – Simulação com vazões efluentes limitadas pela capacidade das calhas Parshall

Tempo de retorno: 25 anos – Duração da chuva: 180 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Parsh. (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	h/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	900.9	467.1	125	464	116.1	0.20	1299.9
3	B	4646	1700	400	2594	1782.1	405	239	493.3	0.37	1667.1
4	C	1296	605	400	456.9	52	291.1	101	674.6	0.44	1667.1
5	D	3192	1628	130	1977.2	2165.6	10	103	683	0.44	1667.1
7	E	1900	1610	907	3490.5	1719	325.2	152	325.1	0.29	1732.5
8								151	891.4	0.37	2936.3
9	F	6165	4140	1835	5757.9	6165	1110.4	138	2985.5	0.65	3888.8
	G	2940.5	2000	1835	4683.8	2352	1137.3				
10								140	2984.1	0.65	3888.8
11	H	642	500	130	785.5	396.7	125	141	3107.7	0.67	3888.8
12	F-ES							144	3141.3	0.68	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	400	3492.1	2338.8	406.4	145	3707.1	0.78	3888.8
0	J	812	406	400	844	445.1	404				
14								147	3703.2	0.77	3888.8

Quadro B16 – Simulação com vazões efluentes limitadas pela capacidade das calhas Parshall

Tempo de retorno: 25 anos – Duração da chuva: 240 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Parsh. (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	H/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	900.9	467.1	125	510	118.1	0.20	1299.9
3	B	4646	1700	400	2594	1831.3	405	287	500.8	0.37	1667.1
4	C	1296	605	400	456.9	52	291.1	124	691.2	0.44	1667.1
5	D	3192	1628	130	1977.2	2349.6	10	126	700.2	0.45	1667.1
7	E	1900	1610	907	3490.5	1733.5	357.7	169	357.6	0.30	1732.5
8								168	933.5	0.38	2936.3
9	F	6165	4140	1835	5757.9	6165	1110.4	161	3097.1	0.67	3888.8
	G	2940.5	2000	1835	4683.8	2354.9	1147.9				
10								163	3095.7	0.67	3888.8
11	H	642	500	130	785.5	396.7	125	164	3218.9	0.69	3888.8
12	F-ES							166	3252.2	0.69	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	400	3492.1	2354.2	406.4	167	3822.4	0.80	3888.8
	J	812	406	400	844	454	404				
14								169	3818.2	0.80	3888.8

Quadro B17 – Simulação com vazões efluentes limitadas pela capacidade das calhas Parshall

Tempo de retorno: 25 anos – Duração da chuva: 300 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Parsh. (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	h/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	900.9	467.1	125	553	119.3	0.20	1299.9
3	B	4646	1700	400	2594	1869.3	405	330	505.7	0.37	1667.1
4	C	1296	605	400	456.9	52	291.1	147	703.3	0.45	1667.1
5	D	3192	1628	130	1977.2	2496.9	10	149	712.5	0.45	1667.1
7	E	1900	1610	907	3490.5	1744.3	382.8	188	382.7	0.31	1732.5
8								187	966.5	0.39	2936.3
9	F	6165	4140	1835	5757.9	6165	1110.4	184	3166.9	0.68	3888.8
0	G	2940.5	2000	1835	4683.8	2354.9	1147.9				
10								186	3164.9	0.68	3888.8
11	H	642	500	130	785.5	396.7	125	187	3287.7	0.70	3888.8
12	F-ES							189	3319.4	0.71	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	400	3492.1	2357.5	406.4	179	3888.8	1.00	3888.8
	J	812	406	400	844	460.5	404				
14								179	3888.8	1.00	3888.8

Quadro B18 – Simulação com vazões efluentes limitadas pela capacidade das calhas Parshall

Tempo de retorno: 25 anos – Duração da chuva: 360 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Parsh. (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	h/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	900.9	467.1	125	592	120.2	0.20	1299.9
3	B	4646	1700	400	2594	1900.1	405	368	509	0.37	1667.1
4	C	1296	605	400	456.9	52	291.1	170	713.4	0.45	1667.1
5	D	3192	1628	130	1977.2	2621.4	10	172	722.5	0.46	1667.1
7	E	1900	1610	907	3490.5	1752.6	402.7	209	402.6	0.32	1732.5
8								207	993.1	0.40	2936.3
9	F	6165	4140	1835	5757.9	6165	1110.4	207	3212.5	0.69	3888.8
	G	2940.5	2000	1835	4683.8	2354.9	1147.9				
10								209	3209.7	0.69	3888.8
11	H	642	500	130	785.5	396.7	125	210	3332.1	0.71	3888.8
12	F-ES							212	3362.2	0.71	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	400	3492.1	2357.3	406.4	202	3888.8	1.00	3888.8
	J	812	406	400	844	466	404				
14								202	3888.8	1.00	3888.8

RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES PARA A DETERMINAÇÃO DA CHUVA DE PROJETO DO SISTEMA DE DRENAGEM INDUSTRIAL
VAZÕES EFLUENTES LIMITADAS PELA CAPACIDADE DO PRÉ-TRATAMENTO

Quadro C1_– Simulações com vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré-tratamento

Tempo de retorno: 15 anos - Duração da chuva 60 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Prétrat (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	H/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	820	351.5	125	261	95.3	0.18	1299.9
3	B	4646	1700	52	2366.4	1657.1	57	261	90.3	0.15	1667.1
4	C	1296	605	40	419.1	189.7	43	261	120.9	0.18	1667.1
5	D	3192	1628	17	1761.7	1356.9	10	261	129	0.18	1667.1
7	E	1900	1610	65	3199.2	1271.5	68	38	68	0.13	1732.5
8								261	194.7	0.17	2936.3
9	F	6165	4140	400	5155.5	5207.9	400	80	854.3	0.31	3888.8
	G	2940.5	2000	400	4265.2	1910.9	400				
10								82	853.6	0.31	3888.8
11	H	642	500	60	714.1	368.4	65	83	917.5	0.33	3888.8
12	F-ES							84	956.2	0.33	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	250	3184.2	1955.5	256.4	86	1246.4	0.38	3888.8
	J	812	406	30	767	442.3	34				
14								87	1246.1	0.38	3888.8

Quadro C2 – Simulações com vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré-tratamento

Tempo de retorno: 15 anos - Duração da chuva 90 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Prétrat (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	H/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	820	380.6	125	321	103.9	0.19	1299.9
3	B	4646	1700	52	2366.4	1822.9	57	321	115.9	0.17	1667.1
4	C	1296	605	40	419.1	214.6	43	321	147.1	0.20	1667.1
5	D	3192	1628	17	1786.6	1553.9	10	321	155.7	0.20	1667.1
7	E	1900	1610	65	3199.2	1440.6	68	39	68	0.13	1732.5
8								321	221.9	0.18	2936.3
9	F	6165	4140	400	5215.3	5650.2	400	107	908.9	0.32	3888.8
	G	2940.5	2000	400	4265.2	2101.4	400				
10								110	906.5	0.32	3888.8
11	H	642	500	60	714.1	411.3	65	110	966.2	0.33	3888.8
12	F-ES							112	1004.2	0.34	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	250	3184.2	2136.9	256.4	114	1293.6	0.39	3888.8
	J	812	406	30	767	501.6	34				
14								115	1292.7	0.39	3888.8

Quadro C3 - Simulações com vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré-tratamento
Tempo de retorno: 15 anos - Duração da chuva 120 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Prétrat (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	H/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	820	390.1	125	364	108.5	0.19	1299.9
3	B	4646	1700	52	2366.4	1940	57	381	134.2	0.19	1667.1
4	C	1296	605	40	419.1	231.3	43	381	166	0.21	1667.1
5	D	3192	1628	17	1786.6	1696.9	10	381	175	0.21	1667.1
7	E	1900	1610	65	3199.2	1556.3	68	39	68	0.13	1732.5
8								381	241.7	0.19	2936.3
9	F	6165	4140	400	5215.3	5936.8	400	145	956.6	0.33	3888.8
	G	2940.5	2000	400	4265.2	2194.2	400				
10								147	956.1	0.33	3888.8
11	H	642	500	60	714.1	436.3	65	148	1019.8	0.34	3888.8
12	F-ES							149	1058.5	0.35	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	250	3184.2	2247.3	256.4	151	1348.6	0.40	3888.8
	J	812	406	30	767	542.2	34				
14								152	1348.4	0.40	3888.8

Quadro C4 - Simulações com vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré-tratamento
Tempo de retorno: 15 anos - Duração da chuva 180 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Prétrat (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	H/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	820	391.5	125	414	112.4	0.19	1299.9
3	B	4646	1700	52	2366.4	2102.1	57	501	152.3	0.20	1667.1
4	C	1296	605	40	419.1	252.6	43	501	185.2	0.22	1667.1
5	D	3192	1628	17	1786.6	1902.9	10	501	195.1	0.23	1667.1
7	E	1900	1610	65	3199.2	1709	68	40	68	0.13	1732.5
8								501	262.9	0.20	2936.3
9	F	6165	4140	400	5215.3	6165	400	210	986.4	0.34	3888.8
	G	2940.5	2000	400	4265.2	2243.6	400				
10								212	985.7	0.34	3888.8
11	H	642	500	60	714.1	459.8	65	213	1049.9	0.35	3888.8
12	F-ES							214	1088.6	0.36	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	250	3184.2	2364.7	256.4	216	1378.7	0.41	3888.8
	J	812	406	30	767	595.9	34				
14								217	1378.6	0.41	3888.8

Quadro C5 - Simulações com vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré-tratamento
Tempo de retorno: 15 anos - Duração da chuva 240 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Prétrat (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	H/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	820	391.5	125	456	114.7	0.20	1299.9
3	B	4646	1700	52	2366.4	2213	57	539	156.8	0.20	1667.1
4	C	1296	605	40	419.1	265.3	43	544	189.8	0.22	1667.1
5	D	3192	1628	17	1786.6	2052.1	10	547	199.8	0.23	1667.1
7	E	1900	1610	65	3199.2	1805.7	68	41	68	0.13	1732.5
8								552	267.8	0.20	2936.3
9	F	6165	4140	400	5215.3	6165	400	261	1007.3	0.34	3888.8
	G	2940.5	2000	400	4265.2	2244	400				
10								263	1006.7	0.34	3888.8
11	H	642	500	60	714.1	465.5	65	264	1071	0.35	3888.8
12	F-ES							265	1109.7	0.36	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	250	3184.2	2411.4	256.4	267	1400	0.41	3888.8
	J	812	406	30	767	629.8	34				
14								268	1399.8	0.41	3888.8

Quadro C6 - Simulações com vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré-tratamento
Tempo de retorno: 15 anos - Duração da chuva 300 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Prétrat (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	H/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	820	391.5	125	495	116.2	0.20	1299.9
3	B	4646	1700	52	2366.4	2296.4	57	569	159.8	0.20	1667.1
4	C	1296	605	40	419.1	273.5	43	574	192.8	0.22	1667.1
5	D	3192	1628	17	1786.6	2170.6	10	578	202.8	0.23	1667.1
7	E	1900	1610	65	3199.2	1872.3	68	42	68	0.13	1732.5
8								583	270.8	0.20	2936.3
9	F	6165	4140	400	5215.3	6165	400	305	1021.7	0.34	3888.8
	G	2940.5	2000	400	4265.2	2244	400				
10								308	1021.2	0.34	3888.8
11	H	642	500	60	714.1	465.7	65	308	1085.6	0.36	3888.8
12	F-ES							310	1124.3	0.36	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	250	3184.2	2427.9	256.4	311	1414.6	0.41	3888.8
	J	812	406	30	767	653.2	34				
14								312	1414.4	0.41	3888.8

Quadro C7 - Simulações com vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré-tratamento
Tempo de retorno: 15 anos - Duração da chuva 360 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Prétrat (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	H/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	820	391.5	125	531	117.3	0.20	1299.9
3	B	4646	1700	52	2366.4	2361.8	57	599	162.1	0.21	1667.1
4	C	1296	605	40	419.1	278.6	43	604	195.1	0.23	1667.1
5	D	3192	1628	17	1786.6	2269.4	10	608	205.1	0.23	1667.1
7	E	1900	1610	65	3199.2	1900	68	43	68	0.13	1732.5
8								613	273.1	0.20	2936.3
9	F	6165	4140	400	5215.3	6165	400	330	1026.7	0.35	3888.8
	G	2940.5	2000	400	4265.2	2244	400				
10								332	1026.4	0.35	3888.8
11	H	642	500	60	714.1	465.7	65	333	1090.7	0.36	3888.8
12	F-ES							334	1129.6	0.36	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	250	3184.2	2436.4	256.4	336	1419.8	0.41	3888.8
	J	812	406	30	767	669.6	34				
14								337	1419.7	0.41	3888.8

Quadro C8 - Simulações com vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré-tratamento
Tempo de retorno: 20anos - Duração da chuva 60 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Prétrat (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	H/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	864.5	380.8	125	261	95.3	0.18	1299.9
3	B	4646	1700	52	2491	1736.4	57	261	90.4	0.15	1667.1
4	C	1296	605	40	439.8	202.8	43	261	121.1	0.18	1667.1
5	D	3192	1628	17	1864.7	1445.1	10	261	129.2	0.18	1667.1
7	E	1900	1610	65	3358.8	1358	68	38	68	0.13	1732.5
8								261	194.9	0.17	2936.3
9	F	6165	4140	400	5449	5450.7	400	80	854.6	0.31	3888.8
	G	2940.5	2000	400	4494.8	2059.4	400				
10								83	854	0.31	3888.8
11	H	642	500	60	753.3	396	65	83	917.9	0.33	3888.8
12	F-ES							85	956.6	0.33	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	250	3353.1	2066.2	256.4	87	1246.7	0.38	3888.8
	J	812	406	30	809.3	472.2	34				
14								88	1246.5	0.38	3888.8

Quadro C9 - Simulações com vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré-tratamento

Tempo de retorno: 20 anos – Duração: 90 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Prétrat (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	H/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	864.5	415.9	125	321	103.9	0.19	1299.9
3	B	4646	1700	52	2491	1919.5	57	321	116.1	0.17	1667.1
4	C	1296	605	40	439.8	230.5	43	321	147.3	0.20	1667.1
5	D	3192	1628	17	1891.7	1661.4	10	321	155.9	0.20	1667.1
7	E	1900	1610	65	3358.8	1545.9	68	39	68	0.13	1732.5
8								321	222.1	0.18	2936.3
9	F	6165	4140	400	5514.5	5945.6	400	133	941.1	0.33	3888.8
	G	2940.5	2000	400	4494.8	2281.8	400				
10								136	938.1	0.33	3888.8
11	H	642	500	60	753.3	444.8	65	136	999.1	0.34	3888.8
12	F-ES							138	1037	0.35	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	250	3353.1	2271.1	256.4	140	1326.4	0.40	3888.8
	J	812	406	30	809.3	538.2	34				
14								141	1325.7	0.40	3888.8

Quadro C10 - Simulações com vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré-tratamento

Tempo de retorno: 20anos - Duração da chuva 120 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Prétrat (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	H/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	864.5	429.4	125	381	110.3	0.19	1299.9
3	B	4646	1700	52	2491	2049.8	57	381	135.3	0.19	1667.1
4	C	1296	605	40	439.8	249.4	43	381	167	0.21	1667.1
5	D	3192	1628	17	1891.7	1819.1	10	381	176	0.21	1667.1
7	E	1900	1610	65	3358.8	1676	68	39	68	0.13	1732.5
8								381	242.7	0.19	2936.3
9	F	6165	4140	400	5514.5	6165	400	160	963.8	0.33	3888.8
	G	2940.5	2000	400	4494.8	2398.1	400				
10								164	963.6	0.33	3888.8
11	H	642	500	60	753.3	474.2	65	165	1028	0.35	3888.8
12	F-ES							167	1066.9	0.35	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	250	3353.1	2399.2	256.4	169	1357.2	0.40	3888.8
	J	812	406	30	809.3	583.9	34				
14								171	1357.2	0.40	3888.8

Quadro C11 - Simulações com vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré-tratamento
Tempo de retorno: 20anos - Duração da chuva 180 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Prétrat (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	H/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	864.5	432.6	125	441	114.6	0.20	1299.9
3	B	4646	1700	52	2491	2232.3	57	501	155.8	0.20	1667.1
4	C	1296	605	40	439.8	274.1	43	501	188.5	0.22	1667.1
5	D	3192	1628	17	1891.7	2047.9	10	501	198.2	0.23	1667.1
7	E	1900	1610	65	3358.8	1851	68	40	68	0.13	1732.5
8								501	265.8	0.20	2936.3
9	F	6165	4140	400	5514.5	6165	400	250	995.8	0.34	3888.8
	G	2940.5	2000	400	4494.8	2478.8	400				
10								252	995.2	0.34	3888.8
11	H	642	500	60	753.3	504.5	65	253	1059.4	0.35	3888.8
12	F-ES							254	1098.2	0.36	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	250	3353.1	2543.1	256.4	256	1388.3	0.41	3888.8
	J	812	406	30	809.3	645.3	34				
14								257	1388.2	0.41	3888.8

Quadro C12 - Simulações com vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré-tratamento
Tempo de retorno: 20anos - Duração da chuva 240 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Prétrat (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	H/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	864.5	432.6	125	486	116.7	0.20	1299.9
3	B	4646	1700	52	2491	2360.2	57	558	160.8	0.20	1667.1
4	C	1296	605	40	439.8	289.7	43	563	193.8	0.23	1667.1
5	D	3192	1628	17	1891.7	2216.1	10	567	203.8	0.23	1667.1
7	E	1900	1610	65	3358.8	1900	68	41	68	0.13	1732.5
8								572	271.8	0.20	2936.3
9	F	6165	4140	400	5514.5	6165	400	304	1015.7	0.34	3888.8
	G	2940.5	2000	400	4494.8	2482.2	400				
10								306	1015.3	0.34	3888.8
11	H	642	500	60	753.3	515.2	65	306	1079.6	0.36	3888.8
12	F-ES							308	1118.4	0.36	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	250	3353.1	2610.1	256.4	309	1408.6	0.41	3888.8
	J	812	406	30	809.3	685.8	34				
14								311	1408.5	0.41	3888.8

Quadro C13 - Simulações com vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré-tratamento
Tempo de retorno: 20anos - Duração da chuva 300 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Prétrat (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	H/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	864.5	432.6	125	526	118.1	0.20	1299.9
3	B	4646	1700	52	2491	2457.6	57	591	163.7	0.21	1667.1
4	C	1296	605	40	439.8	300.2	43	596	196.7	0.23	1667.1
5	D	3192	1628	17	1891.7	2350.4	10	599	206.7	0.23	1667.1
7	E	1900	1610	65	3358.8	1900	68	42	68	0.13	1732.5
8								604	274.7	0.20	2936.3
9	F	6165	4140	400	5514.5	6165	400	330	1032.2	0.35	3888.8
	G	2940.5	2000	400	4494.8	2482.2	400				
10								334	1032.1	0.35	3888.8
11	H	642	500	60	753.3	516.6	65	335	1096.6	0.36	3888.8
12	F-ES							337	1135.6	0.37	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	250	3353.1	2636.6	256.4	339	1425.9	0.41	3888.8
	J	812	406	30	809.3	714.5	34				
14								340	1425.9	0.41	3888.8

Quadro C14 - Simulações com vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré-tratamento
Tempo de retorno: 20anos - Duração da chuva 360 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Prétrat (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	H/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	864.5	432.6	125	564	119.1	0.20	1299.9
3	B	4646	1700	52	2491	2535	57	623	165.9	0.21	1667.1
4	C	1296	605	40	439.8	307.2	43	628	198.9	0.23	1667.1
5	D	3192	1628	17	1891.7	2462.6	10	631	208.9	0.23	1667.1
7	E	1900	1610	65	3358.8	1900	68	42	68	0.13	1732.5
8								636	276.9	0.20	2936.3
9	F	6165	4140	400	5514.5	6165	400	388	1046.6	0.35	3888.8
	G	2940.5	2000	400	4494.8	2482.2	400				
10								391	1046.5	0.35	3888.8
11	H	642	500	60	753.3	516.6	65	392	1111.2	0.36	3888.8
12	F-ES							394	1150.1	0.37	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	250	3353.1	2648.3	256.4	396	1440.5	0.42	3888.8
	J	812	406	30	809.3	735.4	34				
14								398	1440.4	0.42	3888.8

Quadro C15 - Simulações com vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré-tratamento
Tempo de retorno: 25anos - Duração da chuva 60 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Prétrat (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	H/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	900.9	404.1	125	261	95.4	0.18	1299.9
3	B	4646	1700	52	2594	1798.8	57	261	90.5	0.15	1667.1
4	C	1296	605	40	456.9	213.2	43	261	121.2	0.18	1667.1
5	D	3192	1628	17	1948.4	1514.6	10	261	129.3	0.18	1667.1
7	E	1900	1610	65	3490.5	1426.2	68	38	68	0.13	1732.5
8								261	195	0.17	2936.3
9	F	6165	4140	400	5687.9	5642.8	400	84	856.3	0.31	3888.8
	G	2940.5	2000	400	4683.8	2177.2	400				
10								87	855.7	0.31	3888.8
11	H	642	500	60	785.5	417.8	65	87	919.7	0.33	3888.8
12	F-ES							89	958.4	0.33	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	250	3492.1	2153.4	256.4	90	1248.5	0.38	3888.8
	J	812	406	30	844	495.9	34				
14								92	1248.3	0.38	3888.8

Quadro C16 - Simulações com vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré-tratamento
Tempo de retorno: 25 anos – duração da chuva: 90 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Prétrat (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	H/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	900.9	444.1	125	321	104	0.19	1299.9
3	B	4646	1700	52	2594	1996.2	57	321	116.3	0.17	1667.1
4	C	1296	605	40	456.9	243.3	43	321	147.5	0.20	1667.1
5	D	3192	1628	17	1977.2	1746.9	10	321	156	0.20	1667.1
7	E	1900	1610	65	3490.5	1629.6	68	39	68	0.13	1732.5
8								321	222.3	0.18	2936.3
9	F	6165	4140	400	5757.9	6165	400	157	950.7	0.33	3888.8
	G	2940.5	2000	400	4683.8	2425.6	400				
10								160	950.2	0.33	3888.8
11	H	642	500	60	785.5	471.5	65	160	1014.5	0.34	3888.8
12	F-ES							162	1053.2	0.35	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	250	3492.1	2377.9	256.4	163	1343.4	0.40	3888.8
	J	812	406	30	844	567.4	34				
14								164	1343.2	0.40	3888.8

Quadro C17 - Simulações com vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré-tratamento
Tempo de retorno: 25anos - Duração da chuva 120 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Prétrat (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	H/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	900.9	461.2	125	381	110.3	0.19	1299.9
3	B	4646	1700	52	2594	2137.6	57	381	135.5	0.19	1667.1
4	C	1296	605	40	456.9	264	43	381	167.2	0.21	1667.1
5	D	3192	1628	17	1977.2	1916.9	10	381	176.2	0.21	1667.1
7	E	1900	1610	65	3490.5	1771.8	68	39	68	0.13	1732.5
8								381	242.8	0.19	2936.3
9	F	6165	4140	400	5757.9	6165	400	208	976.4	0.34	3888.8
	G	2940.5	2000	400	4683.8	2562.2	400				
10								210	975.7	0.34	3888.8
11	H	642	500	60	785.5	504.7	65	211	1039.9	0.35	3888.8
12	F-ES							212	1078.5	0.36	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	250	3492.1	2521.1	256.4	214	1368.8	0.40	3888.8
	J	812	406	30	844	617.3	34				
14								215	1368.5	0.40	3888.8

Quadro C18 - Simulações com vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré-tratamento
Tempo de retorno: 25anos - Duração da chuva 180 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Prétrat (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	H/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	900.9	467.1	125	464	116.1	0.20	1299.9
3	B	4646	1700	52	2594	2338	57	501	157.7	0.20	1667.1
4	C	1296	605	40	456.9	291.7	43	501	190.3	0.22	1667.1
5	D	3192	1628	17	1977.2	2165.6	10	501	199.9	0.23	1667.1
7	E	1900	1610	65	3490.5	1900	68	40	68	0.13	1732.5
8								501	267.3	0.20	2936.3
9	F	6165	4140	400	5757.9	6165	400	283	1010.7	0.34	3888.8
	G	2940.5	2000	400	4683.8	2672.9	400				
10								285	1010.1	0.34	3888.8
11	H	642	500	60	785.5	541	65	286	1074.4	0.35	3888.8
12	F-ES							287	1113.2	0.36	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	250	3492.1	2667	256.4	289	1403.4	0.41	3888.8
	J	812	406	30	844	685.6	34				
14								290	1403.2	0.41	3888.8

Quadro C19 - Simulações com vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré-tratamento
Tempo de retorno: 25anos - Duração da chuva 240 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Prétrat (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	H/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	900.9	467.1	125	510	118.1	0.20	1299.9
3	B	4646	1700	52	2594	2480.1	57	575	163.6	0.21	1667.1
4	C	1296	605	40	456.9	309.5	43	580	196.6	0.23	1667.1
5	D	3192	1628	17	1977.2	2349.6	10	584	206.6	0.23	1667.1
7	E	1900	1610	65	3490.5	1900	68	41	68	0.13	1732.5
8								588	274.6	0.20	2936.3
9	F	6165	4140	400	5757.9	6165	400	340	1029.5	0.35	3888.8
	G	2940.5	2000	400	4683.8	2684.6	400				
10								342	1029.1	0.35	3888.8
11	H	642	500	60	785.5	556.2	65	343	1093.5	0.36	3888.8
12	F-ES							344	1132.3	0.36	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	250	3492.1	2667	256.4	346	1422.5	0.41	3888.8
	J	812	406	30	844	731.4	34				
14								347	1422.4	0.41	3888.8

Quadro C20 - Simulações com vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré-tratamento
Tempo de retorno: 25anos - Duração da chuva 300 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Prétrat (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	H/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	900.9	467.1	125	553	119.3	0.20	1299.9
3	B	4646	1700	52	2594	2589	57	610	166.5	0.21	1667.1
4	C	1296	605	40	456.9	321.9	43	614	199.5	0.23	1667.1
5	D	3192	1628	17	1977.2	2496.9	10	618	209.5	0.23	1667.1
7	E	1900	1610	65	3490.5	1900	68	41	68	0.13	1732.5
8								623	277.4	0.20	2936.3
9	F	6165	4140	400	5757.9	6165	400	390	1041.5	0.35	3888.8
	G	2940.5	2000	400	4683.8	2684.6	400				
10								392	1041.2	0.35	3888.8
11	H	642	500	60	785.5	560	65	392	1105.8	0.36	3888.8
12	F-ES							394	1144.6	0.37	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	250	3492.1	2667	256.4	395	1434.8	0.42	3888.8
	J	812	406	30	844	764.4	34				
14								396	1434.7	0.42	3888.8

Quadro C21 - Simulações com vazões efluentes limitadas pela capacidade do pré-tratamento

Tempo de retorno: 25anos - Duração da chuva 360 minutos

Trecho	Indust.	Vmax (m³)	Vnom (m³)	Prétrat (m³/h)	Qafm (m³/h)	Smax (m³)	Qefm (m³/h)	t (min)	Qjus (m³/h)	H/d	Qplena (m³/h)
2	A	686	460	120	900.9	467.1	125	592	120.2	0.20	1299.9
3	B	4646	1700	52	2594	2677.4	57	643	168.5	0.21	1667.1
4	C	1296	605	40	456.9	330.7	43	648	201.5	0.23	1667.1
5	D	3192	1628	17	1977.2	2621.4	10	652	211.5	0.24	1667.1
7	E	1900	1610	65	3490.5	1900	68	42	68	0.13	1732.5
8								656	279.5	0.20	2936.3
9	F	6165	4140	400	5757.9	6165	400	435	1050	0.35	3888.8
	G	2940.5	2000	400	4683.8	2684.6	400				
10								437	1049.7	0.35	3888.8
11	H	642	500	60	785.5	560.1	65	438	1114.3	0.36	3888.8
12	F-ES							439	1153.2	0.37	3888.8
	G-ES										
13	I	2667	671	250	3492.1	2667	256.4	440	1443.4	0.42	3888.8
	J	812	406	30	844	789.5	34				
14								442	1443.3	0.42	3888.8