

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS

ANÁLISE DA APLICABILIDADE DE PADRÕES DE
CHUVA DE PROJETO A PORTO ALEGRE

DANIELA DA COSTA BEMFICA

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Porto Alegre, agosto de 1999.

AGRADECIMENTOS

Algumas instituições e pessoas foram particularmente importantes para a realização desse trabalho. A elas expresso minha sincera gratidão:

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pelo apoio financeiro recebido;

Ao Prof. Joel A. Goldenfum, pela orientação, pelo estímulo, pela constante disponibilidade, pelos conselhos e correções, pela inesgotável paciência e, sobretudo, pela grande amizade;

Ao Prof. André L. L. da Silveira, pelo importante auxílio e oportunas sugestões;

À Divisão de Ciências Atmosféricas (ACA), do Centro Tecnológico da Aeronáutica (CTA), pela boa vontade no fornecimento dos dados pluviográficos do posto Aeroporto Salgado Filho;

Ao 8º Distrito do Instituto Nacional de Meteorologia, pela presteza na disponibilização dos registros de precipitação da estação 8º DISME;

À amiga Gabriela Cardozo, pelo inestimável auxílio na digitalização dos infindáveis pluviogramas;

Aos colegas e amigos do IPH, pelos dois anos de agradável convivência;

À minha mãe, pelo companheirismo, pelo apoio, pela tolerância e pelo constante incentivo durante toda a minha vida;

Ao meu namorado, Fábio, pela compreensão, pelo estímulo, pela paciência, por ter sabido conviver com a distância e, principalmente, por aceitar as diversas mudanças de nossos planos pessoais.

RESUMO

As chuvas (ou hietogramas) de projeto são metodologias de representação simplificada da distribuição temporal da precipitação, utilizadas basicamente como entrada em modelos de simulação chuva-vazão, para dimensionamento de estruturas hidráulicas.

O objetivo do presente trabalho é analisar a aplicabilidade às características da cidade de Porto Alegre de metodologias tradicionais de obtenção de hietogramas de projeto, desenvolvidas em outros países. Nessa análise, procurou-se empregar as condições usualmente aplicadas em projetos de engenharia.

Para tanto, foram atualizadas as curvas Intensidade-Duração-Frequência de dois postos pluviográficos em funcionamento na cidade (postos Aeroporto e 8º DISME). Posteriormente, foram obtidas chuvas de projeto, através da aplicação dos métodos de Chicago (Keifer & Chu, 1957), Blocos Alternados (citado por Zahed & Marcellini, 1995), Triangular (Yen & Chow, 1980) e Pilgrim & Cordery (1975), a partir dos dados dessas duas estações, para as durações de 30, 60, 120 e 240 minutos e os períodos de retorno de 2 e 5 anos. Para as durações de 30 e 60 minutos, os hietogramas obtidos pelos diversos procedimentos mostraram-se semelhantes. Para as maiores durações, ao contrário, verificou-se que as chuvas de projeto calculadas através dos métodos de Chicago e dos Blocos Alternados apresentaram intensidades de pico bastante superiores às demais.

Por fim, foram simuladas vazões, através do modelo do Soil Conservation Service (SCS, 1957, apud Tucci, 1993), com base nas chuvas de projeto anteriormente determinadas e nos maiores eventos chuvosos reais registrados nas estações em análise. Foi ajustada a distribuição estatística de Gumbel às séries de descargas máximas assim determinadas. As vazões máximas geradas pelas diferentes chuvas de projeto foram então comparadas com as vazões de pico de 2 e 5 anos de período de retorno, obtidas a partir do ajuste estatístico. Em ambos os postos pluviográficos, verificou-se, para as menores durações, pequenas superestimações e até, em alguns casos, subestimações das vazões geradas por todas as chuvas de projeto empregadas, confirmando a prática de uso, para pequenas áreas, do método Racional. Para as durações mais longas, ao contrário, os valores de vazões de pico obtidos a partir das chuvas de projeto foram bastante superiores aos determinados pelo ajuste estatístico. Tal superestimação já era esperada, tendo em vista que o objetivo básico das metodologias de obtenção de chuvas de projeto é gerar eventos que tenham efeitos máximos no escoamento.

ABSTRACT

The design rainfall hyetographs are simplified methodologies used to represent the precipitation time distribution. They are used as input in rainfall-runoff simulation models, in order to design hydraulic structures.

The objective of this work is to analyze the applicability of traditional design rainfall hyetographs to the city of Porto Alegre, adopting usual engineering design techniques.

Data sets from two pluviographic stations (Aeroporto and 8° DISME) were used to adjust IDF relations and four different methodologies of design rainfall hyetographs: Chicago (Keifer & Chu, 1957), SCS Type II, Triangular (Yen & Chow, 1980) and Pilgrim & Cordery (1975). Significant differences in the hyetographs were not observed for the 30 and 60 minutes durations. On the contrary, for longer durations (120 and 240 minutes), Chicago and SCS Type II hyetographs presented much higher intensities.

Runoff was simulated with the well-known SCS method, using the four different design hyetographs and also critical observed events, for each selected duration. Gumbel statistical distribution was adjusted to each peak flow series. Peak discharges determined by the use of design hyetographs were then compared with discharges obtained from the statistical adjustment, for 2 and 5 years return periods. Significant differences were observed. For shorter durations, the discharges obtained from the selected design hyetographs showed a small overestimation and sometimes even an underestimation, confirming the use of Rational method in engineering practice. For longer durations, however, an overestimation was noted. This fact was already expected, since the objective of design hyetographs method is to create critical effects to runoff.

SUMÁRIO

	Página
1 - Introdução	1
1.1 – Justificativa	1
1.2 - Objetivo	3
2 - Revisão Bibliográfica	4
2.1 - Curvas IDF em Porto Alegre	4
2.2 - Chuvas de Projeto	10
2.3 - Comparação entre Chuvas de Projeto e Eventos Históricos	24
3 - Determinação de Relações Intensidade-Duração-Frequência para Porto Alegre	30
3.1 - Dados Disponíveis	30
3.2 - Metodologia de Cálculo	31
3.3 - Resultados e Discussão	36
4 – Determinação de Chuvas de Projeto para Porto Alegre	46
4.1 - Metodologia Adotada	46
4.2 - Resultados e Discussão	52
5 - Comparação entre Vazões Simuladas com Chuvas de Projeto e com Eventos Históricos	81
5.1 - Metodologia Adotada	81
5.2 - Resultados e Discussão	85
6 - Conclusões e Recomendações	101
7 - Referências Bibliográficas	106

LISTA DE TABELAS

	Página
Tabela 2.1: comparação dos valores de intensidades, em mm/h, obtidos por diversos autores para o posto Redenção, $Tr = 5$ anos.	8
Tabela 2.2: comparação dos valores de intensidades, em mm/h, obtidos por diversos autores para o posto IPH, $Tr = 5$ anos.	8
Tabela 2.3: comparação dos valores de intensidades, em mm/h, obtidos por diversos autores para o posto 8º DISME, $Tr = 5$ anos.	8
Tabela 3.1: resumo das características das estações pluviográficas analisadas no presente trabalho.	31
Tabela 3.2: parâmetros e resultados do teste χ^2 para a distribuição de Gumbel, séries de tamanho uniforme (Aeroporto).	38
Tabela 3.3: parâmetros e resultados do teste χ^2 para a distribuição de Gumbel, séries de tamanho variado (Aeroporto).	38
Tabela 3.4: comparação entre os valores de intensidade (mm/h) das curvas IDF ajustadas às séries de tamanho uniforme e variado (Aeroporto).	39
Tabela 3.5: comparação das intensidades (mm/h) obtidas por diferentes formulações IDF, para $Tr = 5$ anos (Aeroporto).	40
Tabela 3.6: parâmetros e resultados do teste χ^2 para a distribuição de Gumbel (8º DISME).	42
Tabela 3.7: parâmetros e resultados do teste χ^2 para a distribuição de Jenkinson (8º DISME).	42
Tabela 3.8: comparação das intensidades (mm/h) obtidas por diferentes formulações IDF, para $Tr = 5$ anos (8º DISME).	44
Tabela 4.1: valores da curva IDF de $Tr = 2$ anos (Aeroporto).	52
Tabela 4.2: valores da curva IDF de $Tr = 2$ anos (8º DISME).	53

Tabela 4.3: valores de r para as diversas durações e valor ponderado de r (Aeroporto).	53
Tabela 4.4: valores de r para as diversas durações e valor ponderado de r (8° DISME).	53
Tabela 4.5: valores médios observados da precipitação antecedente (Aeroporto).	55
Tabela 4.6: valores médios observados da precipitação antecedente (8° DISME).	55
Tabela 4.7: valores médios de r para as diversas durações e r_{pond} (Aeroporto).	55
Tabela 4.8: valores médios de r para as diversas durações e r_{pond} (8° DISME).	55
Tabela 4.9: valores de r para diversas localidades.	56
Tabela 4.10: média e desvio padrão dos valores da posição do pico, r , e da precipitação antecedente, R (Aeroporto).	58
Tabela 4.11: média e desvio padrão dos valores da posição do pico, r , e da precipitação antecedente, R (8° DISME).	58
Tabela 4.12: valores calculados de r , pelo procedimento b), para a duração 120 min e $Tr = 2$ anos (Aeroporto).	59
Tabela 4.13: valores calculados de r , pelo procedimento b), para a duração 120 min e $Tr = 2$ anos (8° DISME).	59
Tabela 5.1: características das bacias hidrográficas hipotéticas adotadas.	84
Tabela 5.2: chuvas de projeto (em mm), $Tr = 5$ anos (Aeroporto).	86
Tabela 5.3: chuvas de projeto (em mm), $Tr = 5$ anos (8° DISME).	86
Tabela 5.4: volumes e vazões de pico simulados pelo modelo SCS, $Tr = 2$ anos (Aeroporto).	86
Tabela 5.5: volumes e vazões de pico simulados pelo modelo SCS, $Tr = 5$ anos (Aeroporto).	87
Tabela 5.6: volumes e vazões de pico simulados pelo modelo SCS, $Tr = 2$ anos (8° DISME).	87

Tabela 5.7: volumes e vazões de pico simulados pelo modelo SCS, $Tr = 5$ anos (8° DISME).	87
Tabela 5.8: volumes e vazões máximas simulados a partir de eventos históricos (Aeroporto).	91
Tabela 5.9: volumes e vazões máximas simulados a partir de eventos históricos (8° DISME).	92
Tabela 5.10: vazões de pico (m^3/s) obtidas pelo ajuste Gumbel (Aeroporto).	94
Tabela 5.11: vazões de pico (m^3/s) obtidas pelo ajuste Gumbel (8° DISME).	94
Tabela 5.12: comparação entre vazões máximas determinadas a partir de chuvas de projeto e eventos históricos, em % (Aeroporto).	94
Tabela 5.13: comparação entre vazões máximas determinadas a partir de chuvas de projeto e eventos históricos, em % (8° DISME).	94
Tabela 5.14: cálculo do coeficiente de escoamento do método Racional, a partir de vazões geradas com chuvas de projeto de $Tr = 2$ anos (Aeroporto).	96
Tabela 5.15: cálculo do coeficiente de escoamento do método Racional, a partir de vazões geradas com chuvas de projeto de $Tr = 5$ anos (Aeroporto).	96
Tabela 5.16: cálculo do coeficiente de escoamento do método Racional, a partir de vazões geradas com chuvas de projeto de $Tr = 2$ anos (8° DISME).	96
Tabela 5.17: cálculo do coeficiente de escoamento do método Racional, a partir de vazões geradas com chuvas de projeto de $Tr = 5$ anos (8° DISME).	97
Tabela 5.18: volumes obtidos pelo ajuste Gumbel (Aeroporto).	98
Tabela 5.19: volumes obtidos pelo ajuste Gumbel (8° DISME).	98
Tabela 5.20: comparação entre volumes simulados a partir de chuvas de projeto e eventos históricos, em % (Aeroporto).	99
Tabela 5.21: comparação entre volumes simulados a partir de chuvas de projeto e eventos históricos, em % (8° DISME).	99

LISTA DE FIGURAS

	Página
Figura 3.1: curvas IDF, determinadas a partir do ajuste da distribuição Gumbel (Aeroporto).	39
Figura 3.2: comparação de diferentes formulações IDF, $T_r = 5$ anos (Aeroporto).	40
Figura 3.3: curvas IDF, determinadas a partir do ajuste da distribuição Gumbel (8° DISME).	43
Figura 3.4: comparação de diferentes formulações IDF, $T_r = 5$ anos (8° DISME).	45
Figura 4.1: modelo de chuva de projeto intermediário, Método de Chicago.	48
Figura 4.2: hietograma triangular.	51
Figura 4.3: comparação entre os valores médios de r de cada duração e o valor de r_{pond} (Aeroporto).	54
Figura 4.4: comparação entre os valores médios de r de cada duração e o valor de r_{pond} (8° DISME).	54
Figura 4.5: histograma das ocorrências dos valores de r , calculados pelo procedimento b), para $t_d = 120$ min e $T_r = 2$ anos (Aeroporto).	60
Figura 4.6: histograma das ocorrências dos valores de r , calculados pelo procedimento b), para $t_d = 120$ min e $T_r = 2$ anos (8° DISME).	60
Figura 4.7: chuvas de projeto, Método de Chicago, $t_d = 240$ min, $r = 0,373$, $T_r = 2$ e 5 anos (Aeroporto).	61
Figura 4.8: chuvas de projeto, Método de Chicago, $t_d = 240$ min, $r = 0,270$, $T_r = 2$ e 5 anos (8° DISME).	62
Figura 4.9: chuva de projeto discretizada, Método de Chicago, $t_d = 240$ min, $r = 0,373$, $T_r = 2$ anos (Aeroporto).	62
Figura 4.10: chuva de projeto discretizada, Método de Chicago, $t_d = 240$ min, $r = 0,270$, $T_r = 2$ anos (8° DISME).	63

Figura 4.11: hietograma de projeto, Método dos Blocos Alternados, duração de 60 minutos e período de retorno 2 anos (Aeroporto).	64
Figura 4.12: hietograma de projeto, Método dos Blocos Alternados, duração de 30 minutos e período de retorno 2 anos (8° DISME).	64
Figura 4.13: hietogramas triangulares, duração 60 minutos, $r = 0,373$, tempo de retorno 2 e 5 anos (Aeroporto).	66
Figura 4.14: hietogramas triangulares, duração 30 minutos, $r = 0,270$, tempo de retorno 2 e 5 anos (8° DISME).	66
Figura 4.15: hietograma triangular discretizado, duração de 60 minutos, tempo de retorno 2 anos (Aeroporto).	67
Figura 4.16: hietograma triangular discretizado, duração de 60 minutos, tempo de retorno 2 anos (8° DISME).	67
Figura 4.17: chuva de projeto, método de Pilgrim & Cordery, duração de 60 minutos e 2 anos de tempo de retorno (Aeroporto).	70
Figura 4.18: chuva de projeto, método de Pilgrim & Cordery, duração de 240 minutos e 2 anos de tempo de retorno (Aeroporto).	70
Figura 4.19: chuva de projeto, método de Pilgrim & Cordery, duração de 30 minutos e 2 anos de tempo de retorno (8° DISME).	71
Figura 4.20: chuva de projeto, método de Pilgrim & Cordery, duração de 240 minutos e 2 anos de tempo de retorno (8° DISME).	71
Figura 4.21: hietogramas de projeto, duração de 30 minutos e tempo de retorno de 2 anos (Aeroporto).	73
Figura 4.22: hietogramas de projeto, duração de 60 minutos e tempo de retorno de 2 anos (Aeroporto).	74
Figura 4.23: hietogramas de projeto, duração de 120 minutos e tempo de retorno de 2 anos (Aeroporto).	75

Figura 4.24: hietogramas de projeto, duração de 240 minutos e tempo de retorno de 2 anos (Aeroporto).	76
Figura 4.25: hietogramas de projeto, duração de 30 minutos e tempo de retorno de 2 anos (8° DISME).	77
Figura 4.26: hietogramas de projeto, duração de 60 minutos e tempo de retorno de 2 anos (8° DISME).	78
Figura 4.27: hietogramas de projeto, duração de 120 minutos e tempo de retorno de 2 anos (8° DISME).	79
Figura 4.28: hietogramas de projeto, duração de 240 minutos e tempo de retorno de 2 anos (8° DISME).	80
Figura 5.1: hidrograma triangular do método SCS.	82
Figura 5.2: hidrogramas simulados pelo modelo SCS, para diferentes chuvas de projeto, $t_d = 30$ min, $T_r = 5$ anos (Aeroporto).	88
Figura 5.3: hidrogramas simulados pelo modelo SCS, para diferentes chuvas de projeto, $t_d = 240$ min, $T_r = 5$ anos (Aeroporto).	88
Figura 5.4: hidrogramas simulados pelo modelo SCS, para diferentes chuvas de projeto, $t_d = 30$ min, $T_r = 5$ anos (8° DISME).	89
Figura 5.5: hidrogramas simulados pelo modelo SCS, para diferentes chuvas de projeto, $t_d = 240$ min, $T_r = 5$ anos (8° DISME).	89

LISTA DE SÍMBOLOS

$P_{\text{máx}}$: precipitação máxima, em mm;
 T_r : tempo de retorno, em anos;
 t : duração da precipitação, em horas;
 α, β, γ : coeficientes das curvas IDF de Pfafstetter;
 a, b, c : constantes das curvas IDF de Pfafstetter;
 $i_{\text{máx}}$: intensidade máxima, em mm/h;
 t_d : duração da chuva, em minutos;
 f, g : parâmetros das curvas IDF de Camilo de Menezes & Noronha;
 h : coeficiente das curvas IDF de Díaz;
 x_0, s : parâmetros da distribuição de Gumbel e de Jenkinson;
 Y : variável reduzida de Gumbel e de Jenkinson;
 $f(y)$: função densidade de probabilidade;
 k : parâmetro da distribuição de Jenkinson;
 A, B, C, D : constantes ajustadas das curvas IDF;
 $O(p)$: função objetivo;
 p : parâmetros do modelo;
 o : valores observados;
 $\hat{o}(p)$: valores previstos pelo modelo;
 $F(x)$: frequência de não excedência da variável x ;
 i : posição dos valores x (ordem decrescente) ;
 N : número de valores da amostra;
 i_m : intensidade média, em mm/h;
 E, F, G : constantes do método de Chicago;
 t_b : tempo anterior ao pico de intensidade, em min;
 t_a : tempo posterior ao pico de intensidade, em min;
 r : coeficiente que representa o avanço da tormenta;
 i_b : intensidade da chuva antes do pico, em mm/h;
 i_a : intensidade da chuva após o pico, em mm/h;
 P_b : massa de chuva precipitada antes do pico, em mm;
 R : precipitação antecedente, em mm;
 t_c : tempo de concentração, em min;
 H : altura do hietograma triangular, em mm/h ;
 P_{ef} : precipitação efetiva;

P: precipitação total;

S: capacidade máxima da camada superior do solo;

CN: parâmetro do método do SCS;

q_p : vazão de pico, em m^3/s ;

A: área da bacia, em km^2 ;

t^p : tempo contado a partir do início da duração, em horas;

C_p : coeficiente de atenuação de pico do hidrograma;

Δq : diferença percentual entre a vazão de pico simulada através de chuvas de projeto e ajustada a partir da série de vazões simuladas com base em eventos históricos;

q_{proj} : vazão de pico simulada através de chuvas de projeto;

q_{hist} : vazão de pico ajustada a partir da série de vazões simuladas com base em eventos históricos;

c: coeficiente de escoamento do método Racional;

ΔV : diferença percentual entre o volume simulado através de chuvas de projeto e a partir da série de eventos históricos;

V_{proj} : volume simulado através de chuvas de projeto;

V_{hist} : volume simulado com base em eventos históricos.

1 - INTRODUÇÃO

1.1 - JUSTIFICATIVA

Estruturas hidráulicas são freqüentemente dimensionadas a partir de uma vazão ou de um hidrograma de projeto, com determinado risco de ocorrência. Como séries longas de descargas observadas são escassas, os hidrogramas de projeto são usualmente determinados através de modelos de transformação chuva-vazão, tendo em vista que, em geral, há disponibilidade de registros mais longos de precipitação. Além disso, as séries de vazões, quando existem, estão mais sujeitas a alterações antrópicas, que produzem não-estacionariedade.

Os modelos chuva-vazão têm como entrada dados de precipitação. O conhecimento da distribuição temporal da intensidade da chuva durante as tormentas assume, então, grande importância, pois condiciona o volume infiltrado e a forma do hidrograma de escoamento superficial direto originado pela chuva excedente.

O “hietograma” é uma forma gráfica que mostra a intensidade da chuva ao longo de sua duração. As “chuvas de projeto” são metodologias de representação simplificada da distribuição temporal da precipitação, utilizadas basicamente como entrada em modelos de simulação chuva-vazão.

De acordo com Voorhees & Wenzel (1984), uma chuva de projeto, com determinado período de retorno, pode ser completamente definida por três elementos básicos. São eles:

- a) a altura precipitada ou a intensidade média para a duração e o período de retorno considerados;
- b) a duração do evento;
- c) a distribuição temporal (ou hietograma) da chuva.

Também devem ser levadas em consideração, no caso de bacias hidrográficas com áreas permeáveis, as condições antecedentes de umidade do solo.

Segundo o trabalho apresentado por Aron & Adl (1992), a utilização de chuvas de projeto, em hidrologia urbana, tem como principal vantagem sua grande simplicidade de obtenção. Como sua aplicação depende de poucos dados, esses procedimentos podem ser utilizados em bacias que não apresentem um bom monitoramento e em projetos que não disponham de fundos ou tempo para obtenção de registros detalhados de precipitação. Os

mesmos autores apresentam como uma grande desvantagem dessas metodologias a associação implícita entre os tempos de retorno da chuva e da vazão, baseada na suposição da linearidade do sistema. A bacia hidrográfica é, contrariamente a essa suposição, um sistema não-linear. Desbordes (1982) salientou ainda que, nos casos das chuvas de projeto derivadas de curvas IDF, há uma superestimação das vazões de pico e dos volumes escoados, pois todos os elementos do hietograma têm individualmente a probabilidade da curva de onde foram retirados. As curvas IDF representam uma combinação de valores obtidos de diferentes tormentas e dificilmente representam um único evento crítico.

Os atuais modelos computacionais são capazes de simulações contínuas de escoamento, a partir de longas séries de registros de precipitação, o que dispensaria o uso de simplificações, como as chuvas de projeto. Entretanto, as chuvas de projeto ainda têm considerável popularidade, devido à sua simplicidade, à pequena quantidade de informação necessária para a sua obtenção e ao alto custo e tempo envolvidos na simulação contínua de escoamento.

Diversas metodologias para a obtenção de chuvas de projeto têm sido desenvolvidas e, em sua grande maioria, não visam à reprodução de eventos reais, mas sim de situações com efeitos críticos ao escoamento. Tais procedimentos são obtidos a partir da análise de dados observados de precipitação da região em estudo e devem ser aplicados em projetos dessa mesma região. Esses métodos poderiam ser utilizados em outras áreas, mesmo que com características climáticas semelhantes às da região do trabalho original, somente após a verificação de sua validade local.

Isso, entretanto, não é o que geralmente ocorre. Poucos estudos foram realizados sobre a distribuição temporal das precipitações na cidade de Porto Alegre. Nos projetos desenvolvidos na cidade, quando há necessidade de um hietograma de projeto, acabam sendo usadas, por falta de opções, metodologias obtidas em outros países e que podem não ser aplicáveis às características das tormentas locais. A aplicação de uma chuva de projeto obtida por procedimentos que se adaptem às características climáticas da região, ou mesmo desenvolvida especificamente para essa área, certamente otimizaria os projetos locais de drenagem urbana, possibilitando inclusive uma redução de custos dos mesmos.

1.2 - OBJETIVO

O objetivo do presente trabalho foi analisar a aplicabilidade de diferentes padrões de chuvas de projeto, nenhum deles desenvolvidos em nosso país, às características pluviográficas da cidade de Porto Alegre, utilizando as condições usualmente adotadas em projetos de engenharia.

Para tanto, foram, em uma primeira etapa, determinadas curvas Intensidade-Duração-Frequência para dois postos pluviográficos em funcionamento na cidade (postos Aeroporto e 8° DISME). Posteriormente, foram obtidos hietogramas de projeto, através da aplicação de diversas metodologias, para os dados dessas duas estações. Por fim, foram simuladas vazões com base nas chuvas de projeto anteriormente determinadas e nos maiores eventos chuvosos reais registrados nas estações em análise. Efetuou-se, então, uma comparação entre os resultados obtidos por esses dois procedimentos, visando, com isso, avaliar a aplicabilidade dos padrões de chuva de projeto estudados às características pluviográficas da cidade de Porto Alegre.

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - CURVAS INTENSIDADE-DURAÇÃO-FREQÜÊNCIA EM PORTO ALEGRE

As relações Intensidade-Duração-Freqüência (também chamadas curvas IDF) constituem uma ferramenta fundamental para a obtenção dos hietogramas a serem utilizados em projetos de sistemas de drenagem urbana. Tais relações organizam os valores de intensidades máximas médias de acordo com as suas respectivas durações e freqüências de ocorrência. Sua forma é sempre bastante similar: um feixe de curvas, nas quais há uma redução das intensidades com o aumento das durações (em geral, chuvas intensas têm curta duração) e freqüências (chuvas mais intensas são menos freqüentes).

A determinação dessas curvas deve ser deduzida das observações de chuvas intensas durante um período de tempo suficientemente longo e representativo dos eventos chuvosos extremos do local em análise.

A primeira estação pluviográfica instalada em Porto Alegre foi a da Redenção, operada pelo Instituto Nacional de Meteorologia (INMET), que se localizou no Campus Central da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), no período de 1914 a 1956, sendo então transferida para o parque da Redenção, onde permaneceu em operação até 1974. Nessa data, o posto do INMET foi transferido para a sede do 8º Distrito de Meteorologia (8º DISME), na Av. Cristiano Fischer, zona leste da cidade, onde permanece em funcionamento até o presente.

Outra estação pluviográfica ainda em funcionamento em Porto Alegre é a do Aeroporto Salgado Filho, operada pelo Ministério da Aeronáutica, com dados disponíveis a partir do ano de 1962.

Em 1964, foi instalado um posto pluviográfico, pertencente à rede do Departamento Estadual de Portos, Rios e Canais (DEPRC), no Campus do Vale da UFRGS. Tal estação era operada pelo Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH) da UFRGS e esteve em funcionamento até o ano de 1983.

O primeiro estudo em que se determinaram relações IDF para a cidade de Porto Alegre foi realizado por Pfafstetter (1957). Esse foi um trabalho pioneiro no Brasil na análise de registros de chuva. O autor estabeleceu relações IDF para 98 postos pluviográficos, localizados em diferentes regiões do país, entre eles o posto Redenção, localizado na área

central da cidade de Porto Alegre. Na época, foram analisados cerca de 21 anos de dados pluviográficos dessa estação. A partir da plotagem das curvas PDF (Precipitação - Duração - Freqüência) em escala bilogarítmica, foi ajustada, para cada posto, a seguinte equação empírica:

$$P_{m\acute{a}x} = Tr^{\alpha + \frac{\beta}{Tr^\gamma}} \times [a \times t + b \times \log(1 + c \times t)] \quad (2.1)$$

Onde:

$P_{m\acute{a}x}$: precipitação máxima, em mm;

Tr: tempo de retorno, em anos;

t: duração da precipitação, em horas;

α , β , γ : coeficientes, dependentes da duração da precipitação;

a, b, c: constantes, definidas para cada posto.

Os valores de α , β e γ foram obtidos de forma a permitir o melhor ajuste possível de uma curva entre os pontos que representam as precipitações em função dos períodos de retorno. Os coeficientes α e γ não dependem do posto pluviográfico. γ foi considerado constante, com valor de 0,25. Diferentes valores de α foram obtidos, em função da duração da chuva. Esses valores variam entre 0,108 (duração de 5 min) e 0,176 (duração de 8 h). O coeficiente β foi considerado uma função do posto pluviográfico e da duração da chuva. Para Porto Alegre, β tem uma variação entre 0,00 (5 min) e 0,08 (1 a 6 h). As constantes a, b, c foram determinadas graficamente. Para Porto Alegre, têm valores iguais a, respectivamente, 0,4, 22 e 20.

Esse trabalho, apesar de bastante antigo e desatualizado (atualmente, além da disponibilidade de séries mais longas de dados, há um melhor domínio das técnicas estatísticas aplicadas à obtenção de curvas IDF), é de grande importância. Além de seu pioneirismo, cabe salientar que, para algumas das 98 estações pluviográficas analisadas, esse é, até hoje, o único estudo realizado. Portanto, algumas das relações IDF por ele estabelecidas ainda estão em uso, após mais de 40 anos de sua obtenção.

Um estudo realizado por Camilo de Menezes & Noronha (1968), citado por Silveira (1996), determinou uma relação IDF para Porto Alegre, com base no conceito de “intensidade máxima” de chuva, isto é, levando em consideração apenas as intensidades máximas anuais de curta duração (um valor por ano, independente de sua duração). Através da análise de dados da estação Redenção, registrados entre 1914 e 1967, os autores obtiveram a equação:

$$i_{m\acute{a}x} = \frac{f}{td + g} \quad (2.2)$$

Onde:

$i_{m\acute{a}x}$: intensidade máxima, em mm/h;

td: duraao da chuva, em minutos;

f, g: parâmetros, ligados empiricamente ao tempo de retorno.

Para 5 anos de tempo de retorno, por exemplo, os valores de f e g determinados para Porto Alegre foram, respectivamente, 1217 e 2,4.

Ainda de acordo com Silveira (1996), a equaao obtida por Camilo de Menezes & Noronha (1968) fornece intensidades claramente subestimadas, como pode ser observado na tabela 2.1. Apesar disso, essa expressão ainda pode ser encontrada em algumas publicaoes, sendo citada como “a relaao IDF de Porto Alegre”.

Em 1972, o Departamento Municipal de água e Esgotos de Porto Alegre divulgou um trabalho em que foram determinadas novas curvas IDF para essa estaao (DMAE, 1972). Foram analisados os registros pluviográficos de janeiro/1940 a junho/1972. Note-se que, apesar da mudança de localizaao do posto, ocorrida em 1956, nesse trabalho foi considerada apenas uma série de dados, englobando os períodos anterior e posterior a essa mudança. Foram estabelecidas séries anuais e a elas ajustada a distribuiao estatística de Gumbel. A equaao assim obtida foi:

$$i_{m\acute{a}x} = \frac{1265,67 \times Tr^{0,052}}{(td + 12)^{\frac{0,88}{Tr^{0,05}}}} \quad (2.3)$$

Esse foi o primeiro estudo realizado em Porto Alegre em que foi procedida uma análise estatística para a determinaao das relaoes IDF. Ainda hoje, essa equaao  uma das recomendadas pelo Departamento de Esgotos Pluviais de Porto Alegre, em seu Caderno de Encargos (DEP, 1992), para uso em projetos de drenagem nessa cidade.

Díaz (1987) determinou relaoes IDF para o posto IPH, localizado no Campus do Vale da UFRGS. A autora se baseou em 20 anos de registros pluviográficos (período 1964 a 1983), determinando séries de máximos anuais para cada duraao. A distribuiao ajustada a tais séries foi a de Gumbel. A expressão calculada foi:

$$i_{m\acute{a}x} = \frac{376,825 \times Tr^{0,211}}{(td + h)^{0,6545 \times Tr^{0,01}}} \quad (2.4)$$

Onde h é um coeficiente, função do tempo de retorno escolhido.

Para 5 anos de tempo de retorno, por exemplo, o coeficiente h calculado por Díaz para o posto IPH teve valor 6.

Goldenfum et al. (1991) apresentaram um estudo em que foram determinadas as relações IDF para três estações pluviográficas de Porto Alegre: posto Aeroporto, posto IPH e posto 8º Distrito de Meteorologia (8º DISME). Os autores analisaram 16 anos de registros da estação Aeroporto (1973 a 1989), 20 anos da estação IPH (1964 a 1983) e 14 anos da estação 8º DISME (1974 a 1982 e 1985 a 1989). Foi utilizada a técnica dos máximos anuais para a obtenção das séries de cada duração a serem usadas no ajuste. A distribuição ajustada a cada uma das séries assim estabelecida foi a de Gumbel, e as relações IDF dessa forma obtidas foram:

$$i_{m\acute{a}x} = \frac{748,342 \times Tr^{0,191}}{(td + 10)^{0,803}} \quad (\text{Aeroporto}) \quad (2.5)$$

$$i_{m\acute{a}x} = \frac{509,859 \times Tr^{0,196}}{(td + 10)^{0,72}} \quad (\text{IPH}) \quad (2.6)$$

$$i_{m\acute{a}x} = \frac{2491,782 \times Tr^{0,192}}{(td + 16)^{1,021}} \quad (8^\circ \text{ DISME}) \quad (2.7)$$

As equações acima citadas, juntamente com a obtida por DMAE (1972) para o posto Redenção, são as recomendadas pelo Departamento de Esgotos Pluviais de Porto Alegre, em seu Caderno de Encargos (DEP, 1992), para uso em projetos de drenagem nessa cidade.

Em 1996, Silveira obteve equações IDF para 14 postos pluviográficos, todos eles localizados na bacia do Arroio Dilúvio, em Porto Alegre. Essa rede de medições, bastante densa, infelizmente só esteve em operação por cerca de 5 anos (1978 a 1982). Mesmo no caso dos postos Redenção, IPH e 8º DISME, que contavam com séries mais longas, foram analisados apenas os dados do período de funcionamento da rede completa de pluviógrafos. Devido ao pequeno tamanho dos registros disponíveis, o autor optou por trabalhar com séries parciais. Para cada série, foi testado o ajuste das distribuições Gama e Log-Normal. Com base em testes estatísticos e em comparações visuais, a distribuição selecionada foi a Gama de dois

parâmetros. Foram determinadas tabelas IDF para todos os postos, e, para as estações que já dispunham de relações calculadas por outros autores (Redenção, IPH e 8° DISME), foi feita uma comparação dos resultados obtidos com os trabalhos anteriores. Apesar das diferentes metodologias e distribuições aplicadas nos diversos estudos, observou-se que, para os três postos, as novas relações forneceram valores bastante similares aos já existentes (tabelas 2.1 a 2.3).

Tabela 2.1: comparação dos valores de intensidades, em mm/h, obtidos por diversos autores para o posto Redenção, $Tr = 5$ anos.

Autor	t = 30 min	t = 60 min	t = 120 min
Pfafstetter (1957)	62,9	41,3	25,8
Menezes & Noronha (1968)	37,5	19,5	9,9
DMAE (1972)	66,2	42,7	26,1
Silveira (1996)	67,0	41,1	23,6

(Fonte: Silveira, 1996)

Tabela 2.2: comparação dos valores de intensidades, em mm/h, obtidos por diversos autores para o posto IPH, $Tr = 5$ anos.

Autor	t = 30 min	t = 60 min	t = 120 min
Díaz (1987)	48,8	32,6	21,2
Goldenfum et al. (1991)	49,1	32,8	21,0
Silveira (1996)	49,4	34,4	21,4

(Fonte: Silveira, 1996)

Tabela 2.3: comparação dos valores de intensidades, em mm/h, obtidos por diversos autores para o posto 8° DISME, $Tr = 5$ anos.

Autor	t = 30 min	t = 60 min	t = 120 min
Goldenfum et al. (1991)	68,1	40,8	22,5
Silveira (1996)	62,2	38,6	21,2

(Fonte: Silveira, 1996)

As expressões ajustadas às tabelas IDF são:

$$i_{m\acute{a}x} = \frac{542 \times Tr^{0,192}}{td^{0,709}} \quad (\text{Reden\c{c}\~{a}o}) \quad (2.8)$$

$$i_{m\acute{a}x} = \frac{317 \times Tr^{0,179}}{td^{0,620}} \quad (\text{IPH}) \quad (2.9)$$

$$i_{m\acute{a}x} = \frac{472 \times Tr^{0,183}}{td^{0,688}} \quad (8^\circ \text{ DISME}) \quad (2.10)$$

Tais rela\c{c}\~{o}es foram consideradas v\~{a}lidas para tempos de retorno entre 1 e 5 anos e dura\c{c}\~{o}es de chuva entre 30 e 480 minutos.

As pequenas diverg\~{e}ncias verificadas entre as intensidades calculadas pelos diversos autores acima citados podem dever-se a v\~{a}rios fatores, dentre os quais os diferentes per\~{i}odos de dados e tamanhos de s\~{e}ries utilizados, bem como as variadas distribui\c{c}\~{o}es estat\~{i}sticas aplicadas no ajuste.

Analisando as equa\c{c}\~{o}es IDF determinadas para os 14 postos dispon\~{i}veis, Silveira (1996) verificou que tais curvas poderiam ser reunidas em dois grupos. O primeiro deles englobou nove postos, cujas intensidades calculadas mostraram-se bastante mais altas do que a dos demais. Pela observa\c{c}\~{a}o da localiza\c{c}\~{a}o geogr\~{a}fica das esta\c{c}\~{o}es, notou-se que os postos de maiores intensidades localizavam-se em uma por\c{c}\~{a}o altamente urbanizada da bacia hidrogr\~{a}fica do Arroio Dil\~{u}vio, enquanto os postos de menores intensidades localizavam-se na zona de menor urbaniza\c{c}\~{a}o. A partir dessas observa\c{c}\~{o}es, o autor sugere a ocorr\~{e}ncia de um prov\~{a}vel efeito urbano nas intensidades de chuva precipitadas e prop\~{o}e que duas express\~{o}es IDF sejam definidas, uma chamada "IDF urbana", englobando os nove postos de maiores intensidades, e outra denominada "IDF rural", para as demais esta\c{c}\~{o}es.

Esse foi o primeiro estudo realizado sobre a cidade de Porto Alegre que analisou a exist\~{e}ncia de curvas IDF regionalizadas. Entretanto, o Caderno de Encargos do DEP (DEP, 1992), publica\c{c}\~{a}o que norteia os projetos de drenagem urbana na cidade, sugere a utiliza\c{c}\~{a}o de quatro diferentes express\~{o}es, de acordo com a localiza\c{c}\~{a}o da \~{a}rea do projeto, com base nas recomenda\c{c}\~{o}es de Goldenfum et al. (1991).

Outro ponto a ser ressaltado no estudo de Silveira (1996) \~{e} o fato de ter sido utilizada, na obten\c{c}\~{a}o das rela\c{c}\~{o}es IDF, a t\~{e}cnica das s\~{e}ries parciais. Apesar de todos os demais

trabalhos citados terem feito uso de séries anuais, a comparação realizada por Silveira (1996) demonstra que os resultados obtidos são bastante similares, o que sugere a confiabilidade das curvas assim determinadas. Tal técnica pode ser de bastante valia quando as séries de dados pluviográficos disponíveis têm curta duração.

2.2 - CHUVAS DE PROJETO

Chuvas de projeto são metodologias simplificadas de representação da distribuição temporal da precipitação, utilizadas basicamente como entrada em modelos de simulação chuva-vazão.

Diversos métodos de obtenção de chuvas (ou hietogramas) de projeto já foram desenvolvidos. Segundo Jatón (1984), esses procedimentos podem ser enquadrados em quatro categorias:

- chuvas de projeto derivadas das relações IDF;
- chuvas de projeto derivadas de curvas de precipitações acumuladas;
- chuvas de projeto baseadas na estrutura interna das tormentas;
- chuvas de projeto baseadas em tormentas históricas.

Cabe novamente ressaltar que os hietogramas de projeto, em sua grande maioria, não buscam a modelação de padrões reais de precipitação, mas sim de padrões de chuvas que causem efeitos críticos no escoamento.

2.2.1 - MÉTODOS BASEADOS NAS RELAÇÕES IDF

Nessa categoria, encontram-se as chuvas de projeto de Chicago (Keifer & Chu, 1957), de Thorndal (1971, apud Arnell, 1978) e dos Blocos Alternados (citada por Zahed & Marcellini, 1995).

O estudo de Keifer & Chu (1957) foi um dos primeiros a serem apresentados sobre esse tema. Os autores visavam ao desenvolvimento de uma “chuva de projeto sintética”, ou de um “hietograma de projeto”, para aplicação no método do hidrograma unitário em projetos de redes de drenagem na cidade de Chicago, EUA. Segundo esses autores, o volume de chuva que cai durante o período de máxima intensidade pode ser obtido a partir da curva intensidade-duração para uma dada frequência, selecionada por critérios de projeto. É gerado, então, um hietograma sintético, representando uma precipitação “completamente adiantada”,

ou seja, cujo pico se encontra no início da chuva. Para a localização do pico de intensidade da chuva, foi introduzido um coeficiente “r”, que é uma medida do adiantamento do padrão de chuva. Tal coeficiente, de acordo com os autores, pode ser determinado de duas formas. Uma delas é a análise da posição do pico em eventos chuvosos históricos críticos. A outra é através da determinação da precipitação antecedente ao pico nesses mesmos eventos históricos.

Para a aplicação dessa metodologia na cidade de Chicago, os autores converteram a curva de frequência de 5 anos no equivalente hietograma sintético. A determinação do valor do coeficiente “r” envolveu 83 eventos de chuva de 4 postos pluviográficos, para durações de 15, 30, 60 e 120 minutos. A duração total da chuva de projeto foi definida levando em conta o maior tempo de concentração do sistema de drenagem a ser projetado, no caso, 180 minutos. Como essa duração é consideravelmente longa para um sistema de esgotos pluviais, foi assumido que qualquer quantidade de precipitação antecedente teria pouco efeito na intensidade do escoamento. A partir dessa consideração e dos dados de chuva disponíveis, foi estabelecido um valor de “r” médio para a cidade de Chicago de 0,375 (ou 3/8).

Essa metodologia tornou-se bastante difundida e é conhecida como o “Método de Chicago”. Tal método foi aplicado em diversas outras cidades. Bandyopadhyay (1972) adotou esse critério para a cidade de Gauhati, Índia. Foram selecionados para análise 107 eventos de chuva de um mesmo posto pluviográfico, obtidos de um período de 14 anos de observações. Nesse trabalho, foi estabelecida, para um período de retorno de 2 meses, uma chuva de projeto do tipo adiantada com duração de 150 min, e o valor do coeficiente “r” foi determinado como sendo 0,4.

Preul & Papadakis (1973) aplicaram essa mesma metodologia na cidade de Cincinnati, Ohio, EUA. Foram analisados 3 anos de dados de uma rede formada por 3 postos pluviográficos e desenvolvida uma chuva de projeto para uma frequência de 1 ano. Essa chuva de projeto teve sua duração determinada como sendo 100 minutos, e o valor obtido para o coeficiente “r” foi 0,325.

Na cidade de Porto Alegre, Díaz (1987) obteve o hietograma de projeto pelo Método de Chicago a partir da análise de 20 anos de observações do posto pluviográfico IPH, localizado na bacia hidrográfica do Arroio Dilúvio. Com esses dados, foram desenvolvidas as curvas intensidade-duração-frequência e, a partir delas, foi obtida a chuva de projeto para a frequência de 2 anos. A duração da chuva foi estabelecida como sendo 240 minutos, que é o tempo de concentração da bacia em estudo. A partir da média aritmética das chuvas antecedentes para as diferentes durações, foi calculado um valor de “r” para cada duração.

Para o período de recorrência de 2 anos, foi considerada uma média ponderada desses valores e determinado um “r” único de 0,44. A autora constatou uma tendência de redução do valor de “r” com o aumento do período de retorno, o que causa um decréscimo das vazões máximas para tempos de retorno altos.

Paiva (1997) utilizou novamente as formulações desse método para determinação do coeficiente de avanço das tormentas na cidade de Santa Maria - RS. O autor dispunha de 2643 eventos para análise e obteve um valor médio de “r” igual a 0,25. Este valor encontra-se bastante abaixo dos resultados obtidos por outros autores acima mencionados.

Yen & Chow (1980) apresentam algumas arbitrariedades encontradas no método de Chicago. Segundo eles, o coeficiente “r” sofre consideráveis variações com relação a seu valor médio e, para diferentes durações e localidades, não pode ser considerado constante. Além disso, é afirmado que o hietograma proposto por Keifer & Chu (1957) pode não preservar as características estatísticas de eventos reais. Ele foi apenas ajustado ao sistema de drenagem de Chicago, a fim de fornecer resultados compatíveis com as vazões medidas.

Segundo Díaz (1987), deve-se levar em conta que o hietograma obtido a partir da metodologia de Keifer & Chu (1957) não representa uma chuva completa de longa duração, mas sim uma chuva intensa de curta duração, contida em um evento de maior duração. Por esse critério, supõe-se, então, que uma chuva padrão para uma subárea de drenagem de uma bacia é uma chuva padrão intensa de curta duração, localizada dentro de uma chuva mais longa de duração total igual ao tempo de concentração de toda a bacia. Isso torna o método útil para pequenas áreas de drenagem, contidas em uma área urbana maior.

El-Jabi & Sarraf (1991) voltaram a discutir a aplicação do método de Chicago. Os autores questionam a invariabilidade da posição do pico do hietograma (“r”), conforme é assumido no procedimento apresentado por Keifer & Chu (1957). Para a cidade de Moncton, Canadá, foi aplicado o método para duas diferentes hipóteses: o procedimento tradicional, com a posição do pico fixa, e um procedimento alternativo, que varia a posição do valor máximo da intensidade da chuva com relação à duração total. Os hidrogramas resultantes dos dois casos mostraram praticamente o mesmo valor de pico, mas com uma defasagem no tempo. A escolha de um valor fixo de “r” certamente simplifica a aplicação do método, mas a variação desse valor pode ajudar bastante a otimização dos projetos de redes de drenagem urbana.

Apesar da ausência de base física ou estatística, a metodologia de Keifer & Chu tornou-se amplamente difundida, fato comprovado pelos inúmeros trabalhos subsequentes desenvolvidos sobre o mesmo tema. Na prática de engenharia, esse procedimento é também bastante aplicado, devido basicamente à sua simplicidade e à facilidade de programação computacional. Wilken (1978), por exemplo, recomenda a utilização do método de Chicago em projetos de engenharia de drenagem superficial.

Outra maneira extremamente simples de desenvolver uma chuva de projeto é assumir que a intensidade máxima da precipitação está no meio de sua duração e distribuir o restante da chuva simetricamente ao redor do pico. Tal procedimento foi apresentado por Thorndal (1971, apud Arnell, 1978) e permite, de fato, uma rápida obtenção da chuva de projeto, mas, ao fixar o pico do hietograma na metade de sua duração, desconsidera a grande variabilidade da distribuição temporal das chuvas durante as tormentas.

Zahed & Marcellini (1995) citam outro método, bastante simples, derivado das curvas IDF do local em estudo. É o chamado método dos Blocos Alternados. Por esse procedimento, após a definição da duração total da chuva a ser obtida e de seu tempo de retorno, são calculadas, com base nas relações IDF, as intensidades médias para a diversas durações, até a duração total. Essas intensidades são então transformadas em alturas de chuva e representam os valores acumulados até o último intervalo. Os incrementos entre um valor acumulado e outro são calculados e rearranjados, de forma que o maior valor se localize no centro da duração total da chuva, e os demais sejam dispostos em ordem decrescente, sempre um à direita e outro à esquerda do bloco central, alternadamente. Essa metodologia é bastante similar à proposta pelo Bureau of Reclamation (1977), citado por Bertoni & Tucci (1993). A diferença básica entre os dois procedimentos é o critério de ordenação dos incrementos de chuva. Por exemplo, no método do Bureau of Reclamation, a seqüência de ordenação a ser seguida, para um hietograma com seis intervalos de tempo, é 6, 4, 3, 1, 2, 5. Colocando o maior valor no quarto intervalo de tempo, está-se procurando maximizar o pico do hidrograma, tendo em vista que as chuvas iniciais atendem às perdas por infiltração e depressões da bacia, e o incremento de maior valor tende a gerar escoamento superficial.

A validade da distribuição proposta no método dos Blocos Alternados é, ainda segundo Zahed & Marcellini (1995), bastante questionável. Além de seguir um padrão arbitrário de distribuição temporal, o método admite que uma chuva com certa duração e período de retorno contenha blocos de durações menores, sempre com o mesmo período de

retorno do evento total. A probabilidade de esses blocos ocorrerem simultaneamente é inferior à probabilidade adotada para o evento total.

2.2.2 - MÉTODOS BASEADOS EM CURVAS DE PRECIPITAÇÕES ACUMULADAS

Nesse grupo, encontram-se metodologias de obtenção de hietogramas de projeto em que a distribuição temporal da precipitação é expressa na forma curvas de chuva acumulada em função do tempo. Essas curvas são, geralmente, adimensionais, o que permite ao usuário a construção de hietogramas de projeto de diferentes durações e a partir de qualquer altura total de chuva desejada.

Os principais trabalhos que podem ser aqui enquadrados são os desenvolvidos por Hershfield (1962), Huff (1967) e pelo SCS (McCuen, 1982, citado por Zahed & Marcellini, 1995).

No estudo empírico realizado por Hershfield (1962), foram analisados 400 eventos chuvosos registrados por 50 postos pluviográficos com diferentes regimes de chuvas, a fim de desenvolver uma curva média da distribuição temporal das precipitações, aplicável para diversas durações. Os incrementos da quantidade de chuva observados, cronologicamente ordenados e expressos como uma porcentagem do total de chuva, foram então plotados contra a porcentagem da duração da chuva. Pelos resultados obtidos, pode-se perceber a grande variabilidade da distribuição temporal da precipitação, oriunda dos elementos aleatórios associados aos eventos chuvosos. Uma curva foi preparada para cada duração (6, 12, 18 e 24 horas), mas, como todas apresentaram aproximadamente a mesma relação média, as quatro curvas foram então combinadas em apenas uma. Essa curva, entretanto, apresenta uma séria limitação, pois esconde a ampla variação da distribuição temporal e não fornece nenhuma indicação quanto à distribuição de uma chuva em particular.

O Soil Conservation Service, do Departamento de Agricultura dos EUA, apresentou o chamado método do SCS (McCuen, 1982, citado por Zahed & Marcellini, 1995). Esse método se baseou em 49 mapas de isoietas, para períodos de retorno de 1 a 100 anos. Foram desenvolvidas quatro distribuições para tormentas de 24 horas de duração, chamadas tipo I, IA, II e III. As do tipo I e IA são utilizadas para a região do oceano Pacífico, com inverno úmido e verão seco. A do tipo III é válida para a região do México e para a costa leste dos EUA. A do tipo II é adaptada às outras regiões do país. As alturas de chuva para durações de

30 minutos a 24 horas foram obtidas das isoietas e as distribuições temporais foram determinadas pelo método dos Blocos Alternados.

No trabalho apresentado por Paiva (1997), foi realizada uma comparação entre as características dos eventos chuvosos registrados em Santa Maria - RS com a distribuição temporal proposta por Hershfield (1962) e com as distribuições propostas pelo método do SCS (McCuen, 1982, citado por Zahed & Marcellini, 1995). O autor verificou que essas distribuições não se mostraram compatíveis com o padrão dos eventos históricos. Isso pode ser visto como um exemplo das dificuldades existentes para a aplicação de metodologias desenvolvidas com base em informações de outras regiões que não a de interesse.

A distribuição temporal da chuva foi analisada por Huff (1967) em termos de probabilidade. Em seu trabalho, foram utilizados dados de uma rede de 49 pluviógrafos localizados em uma área rural plana de aproximadamente 1036 km² no Estado de Illinois, EUA. Foram selecionados para estudo 261 eventos de chuva com durações totais variando de 3 a 48 horas. As distribuições temporais foram expressas como porcentagens cumulativas do total de chuva e da duração total, visando validar comparações entre eventos e simplificar a análise e apresentação dos dados. Foi observado que uma grande parte do total de chuva ocorre em uma pequena parcela da duração total do evento, o que possibilitou a classificação das chuvas em quatro grupos distintos. A duração da chuva foi dividida em quatro partes, chamadas "quartis", e os eventos classificados de acordo com o quartil em que apresentaram sua intensidade máxima. A distribuição temporal foi então expressa em termos de probabilidade, devido à grande variabilidade das características dessa distribuição em cada evento. Como resultado final, foram elaboradas curvas relacionando a porcentagem cumulativa do total precipitado com a porcentagem cumulativa da duração da precipitação, para diversos níveis de probabilidade, para os quatro grupos de eventos (1º, 2º, 3º e 4º quartis).

Cabe salientar que esse foi um trabalho basicamente empírico e não apresentou relações matemáticas e estatísticas exatas, mas sim aproximações de parâmetros hidrometeorológicos. O objetivo do autor foi gerar chuvas de projeto que levem em consideração, além de efeitos críticos causados ao escoamento, as características pluviográficas da região. Entretanto, o grande problema dessa metodologia é que as curvas desenvolvidas pelo autor são aplicadas, sem adaptações, em locais com diferentes características de clima e fisiografia.

Bonta & Rao (1989) voltaram a utilizar a metodologia proposta por Huff (1967), com o objetivo de analisar a viabilidade de regionalização para grandes áreas de curvas desenvolvidas segundo esse procedimento. Foram comparadas curvas já existentes para o Estado de Illinois, do Texas e para a cidade de Chicago, com curvas obtidas pelos autores para a cidade de Coshocton, Ohio. A região em estudo é caracterizada por precipitações convectivas de pequena duração e grande intensidade durante o verão e por precipitações ciclônicas de maiores durações e intensidade fraca durante o inverno. O procedimento utilizado para avaliar a representatividade das curvas desenvolvidas para as diversas áreas foi a comparação visual e estatística das diversas curvas. As curvas se mostraram bastante similares em forma e posição, com algumas diferenças visuais, dependendo do quartil. O teste Kolmogorov-Smirnov foi aplicado, e as curvas não apresentaram diferenças significativas ao nível de significância de 20%. Esses resultados sugeriram que, sob um ponto de vista meteorológico, as curvas de Huff desenvolvidas para o Estado de Illinois podem ser regionalizadas sobre grandes áreas. Essa regionalização pode ser uma importante ajuda para projetos em regiões em que há grande escassez de dados. Porém estudos mais específicos devem ser feitos para a utilização em outras regiões que não as já analisadas.

O procedimento sugerido por Huff (1967) foi novamente aplicado por Loukas & Quick (1995), numa bacia hidrográfica de 180 km², com elevações variando entre 100 e 1800 m, das montanhas de British Columbia, Canadá. Um conjunto de 175 eventos, registrados em 6 postos pluviográficos durante um período de 7 anos, foi utilizado no estudo, incluindo chuvas de inverno, verão e neve. A única diferença entre o estudo de Huff e o realizado no Canadá é que, no caso mais recente, as curvas não foram divididas por quartil, visto que foi verificado na região um padrão de distribuição temporal de precipitações razoavelmente uniforme. Foram feitas análises visuais e estatísticas (testes Kolmogorov-Smirnov para o nível de significância de 20%) das curvas dos 6 postos a fim de examinar os fatores que afetam os hietogramas. Baseados nessas análises, os autores determinaram que a elevação, o tipo de evento, o total precipitado e a duração não têm influência significativa no padrão de distribuição temporal das precipitações. Isso levou-os a admitir que um jogo de curvas, obtido a partir da média dos 6 postos, localizados em diferentes elevações, pode ser usado para a bacia. Também foram feitas comparações com os hietogramas de outras áreas da mesma região climática, e houve indicações de que o mesmo conjunto de curvas pode ser aplicado a toda a região litorânea da província de British Columbia.

Pinheiro & Naghettini (1997) desenvolveram curvas de Huff para a região metropolitana de Belo Horizonte, mas aplicaram essa metodologia com uma pequena

modificação. Os eventos chuvosos não foram divididos de acordo com a posição do pico de suas intensidades, mas sim levando em conta suas durações totais. Essa divisão foi efetuada para se distinguirem as chuvas de origem convectiva (durações de 1 a 4 horas) das chuvas frontais (em geral, com durações maiores do que 6 horas). Após essa etapa, curvas de distribuição temporal foram determinadas para cada um dos grupos de eventos. Esses autores apresentam como a principal vantagem do método de Huff (1967) sobre outros procedimentos de obtenção de chuvas de projeto a possibilidade de estabelecimento de hietogramas regionais, desde que se tenha definido previamente a homogeneidade regional. No entanto, o que seguidamente ocorre é a aplicação direta, em projetos de engenharia, das curvas obtidas em Illinois por Huff (1967), sem nenhuma avaliação das características das tormentas locais. Isso não pode ser considerado como uma regionalização dos gráficos, mas apenas como uma forte simplificação.

2.2.3 - MÉTODOS BASEADOS NA ESTRUTURA INTERNA DAS TORMENTAS

Podem ser citados como integrantes dessa categoria de metodologias de obtenção de chuvas de projeto os procedimentos sugeridos por Normand, 1971 (citado por Desbordes, 1982), Yen & Chow (1980) e Desbordes (1982).

Normand (1971), citado por Desbordes (1982), desenvolveu um método original para a determinação da chuva de projeto, partindo do pressuposto de que as intensidades nos diferentes intervalos do hietograma têm frequências distintas. Sua metodologia consiste na determinação do período de retorno T_2 do total de chuva precipitado durante um intervalo de tempo t_2 , no interior do qual se localiza um período de chuva intensa de tempo de retorno T_1 , com duração t_1 inferior a t_2 . Por uma análise estatística de episódios chuvosos registrados em quatro postos de regiões climaticamente diferentes da França, o autor estabeleceu um diagrama relacionando a duração total da precipitação (t_2), a duração do período de maior intensidade (t_1) e o tempo de retorno. A obtenção de uma chuva de projeto a partir desse ábaco parte da determinação da localização da intensidade máxima dentro do intervalo de tempo t_2 . Supondo essa localização conhecida, a técnica de construção é bastante simples. A partir do conhecimento de t_1 e T_1 , por exemplo, 30 minutos e 10 anos, obtém-se $H(30;10)$ da curva IDF. Partindo do pressuposto de que o hietograma de projeto seja discretizado a cada 5 minutos e que seja simétrico em relação à intensidade máxima de 5 minutos, pode-se determinar, a partir do diagrama, o período de retorno T_2 , com o qual, pela curva IDF, pode-se obter de $H(15; T_2)$ e $H(5; T_2)$. Da mesma forma, podem ser obtidos os elementos

necessários para a construção da chuva de projeto fora do período intenso de 30 minutos. Segundo Desbordes (1982), a principal crítica a ser feita a esse procedimento é que a determinação do ábaco se baseia em correlações falsas entre variáveis altamente dependentes. Os coeficientes de correlação, apesar de estabelecidos sobre os logaritmos dos totais precipitados $H(t_1)$ e $H(t_2)$, são baixos quando a razão t_2/t_1 é maior do que 6.

Um procedimento alternativo bastante simples para a determinação da chuva de projeto em projetos de drenagem para pequenas áreas foi apresentado por Yen & Chow (1980). Tal método baseia-se numa análise estatística dos momentos que descrevem a geometria (estrutura interna) do hietograma. Quanto mais momentos são usados, mais acurada é a descrição da distribuição temporal da chuva, mas também é mais difícil de ser obtida. Os autores sugerem então a utilização apenas do primeiro momento, que gera uma distribuição triangular da intensidade da chuva. Para descrever a distribuição temporal da chuva de forma mais genérica, o hietograma foi adimensionalizado, usando como parâmetros de adimensionalização a altura de chuva e sua duração. Nesse estudo, foram utilizados dados de chuva de três estações pluviográficas. Os parâmetros que estatisticamente representam os hietogramas foram obtidos, pelo método dos momentos, para cada chuva registrada. Foi feita então uma análise estatística que determinou as médias e variâncias desses parâmetros para cada um dos três postos estudados. Tal análise indicou a ocorrência de uma significativa variação nos parâmetros do hietograma adimensional de acordo com as estações do ano. Os resultados também apontaram que a influência da duração da chuva no hietograma triangular adimensional não é significativa.

Para verificar a viabilidade do procedimento proposto, os autores compararam dados de chuva-vazão de dois eventos observados com dados de vazão obtidos através de simulação por um modelo de onda dinâmica, a partir das chuvas de projeto desenvolvidas pelos seguintes métodos: 1) distribuição uniforme da chuva; 2) método Chicago, com 5 anos de tempo de retorno e $r=3/8$; 3) distribuição de Huff para chuvas do primeiro quartil; 4) representação trapezoidal utilizando o primeiro e segundo momentos. Para ambos os eventos, o hietograma triangular, apesar de sua simplicidade, produziu resultados comparáveis ou até melhores do que os outros métodos. Essa comparação apresenta certa tendenciosidade, pois os hietogramas de Chicago e Huff não foram obtidos com dados locais. Cabe lembrar que o objetivo do método proposto pelos autores é apenas criar um procedimento mais simples do que os usualmente utilizados na obtenção da distribuição temporal da chuva para projetos de pequenas estruturas de drenagem, e não representar exatamente a forma de eventos registrados.

Entre as chuvas de projeto obtidas a partir de curvas IDF e o uso de eventos observados, Desbordes (1982) seguiu uma abordagem intermediária. O autor se baseou na constatação de que os hidrogramas observados no exutório de bacias urbanas apresentam menor variação instantânea do que as chuvas que os geraram. Dispondo de um modelo de escoamento testado sobre várias bacias experimentais, foram determinadas, por simulação, quais são as principais características dos sinais de entrada (hietograma) que afetam os sinais de saída (hidrograma). Um estudo de sensibilidade do modelo permitiu então definir os parâmetros principais da chuva de projeto, que foram: a) duração máxima da ordem de 4 horas e altura de chuva $H(4h)$ precipitada no decorrer dessa duração; b) período de chuva intensa de duração t_m , variando de 15 minutos a 1 hora, e altura de chuva $H(t_m)$ precipitada nesse período; c) posição desse período intenso dentro da duração total; d) forma simples, obtida a partir de uma composição de triângulos; e) discretização em um intervalo de tempo inferior a 5 minutos. Utilizando o estudo de sensibilidade do modelo e a análise dos dados observados, duas formas de aplicação dessa chuva de projeto foram propostas. A primeira delas consiste em definir os eventos de caráter decenal, por exemplo. $H_m(t_m)$ tem então uma ocorrência decenal. Seu complemento para 4 horas é obtido por observação. O valor de t_m deverá ser próximo do valor do tempo de concentração da bacia em estudo. Sob um ponto de vista prático, são suficientes simulações com apenas algumas chuvas (por exemplo, $t_m=15$ minutos, 30 minutos e 1 hora). A segunda forma de aplicação consiste em gerar uma série de chuvas de projeto para cada período dado, aleatoriamente, dentro das leis que definem suas variáveis. Essa série é utilizada para simular o escoamento sobre uma dada bacia. A análise estatística pode ser a seguir realizada sobre os parâmetros do escoamento, como vazão de pico e tempo de subida. O próprio autor aponta que essa chuva de projeto se baseia em uma visão puramente conceitual, pois parte da hipótese de que o modelo de escoamento empregado reproduz corretamente os fenômenos observados; a aplicação de outro modelo poderia levar a outros parâmetros preponderantes. Entretanto, um estudo experimental realizado a partir de duas séries longas de observações (postos Montpellier-Bel-Air e Paris-Montsouris, ambos na França) mostrou que as variáveis acima citadas têm existência real e que suas leis de distribuição de probabilidade podem ser determinadas.

2.2.4 - MÉTODOS BASEADOS NA ANÁLISE DE TORMENTAS HISTÓRICAS

Nesse grupo de metodologias, encontram-se os estudos realizados por Sifalda (1973, apud Arnell, 1978), Pilgrim & Cordery (1975), Cheng (1987), Matos (1990) e Kottegoda & Kassim (1991).

Examinando dados de precipitações típicas de grande intensidade, podem-se desenvolver chuvas de projeto diretamente de dados observados. Tais chuvas podem ser melhor definidas como precipitações médias do que como chuvas de projeto desenvolvidas de uma forma estatística. Sifalda (1973), citado por Arnell (1978), desenvolveu uma chuva de projeto desse tipo a partir de dados da antiga Checoslováquia. A chuva padrão é uma média das precipitações nas quais a intensidade média, para pelo menos uma duração, excede a curva IDF de 1 ano de tempo de retorno. A chuva de projeto está conectada às curvas IDF pela sua parte central, cuja intensidade média é obtida das curvas. A chuva anterior ao pico tem duração de 25% da duração total, a região de intensidade máxima tem essa mesma duração, e a parte posterior ao pico corresponde a 50% da duração total da chuva. A duração total média de todas as chuvas nessa investigação era de 30-35 minutos, o que significa que a duração da parte central do hietograma era de cerca de apenas 8 minutos. Como a chuva inclui as partes anterior e posterior à parte principal, temos que o volume total é melhor distribuído por esse procedimento do que em chuvas de projeto desenvolvidas diretamente a partir das curvas IDF.

O procedimento de obtenção de um hietograma de projeto sugerido por Pilgrim & Cordery (1975) considera que as chuvas de projeto desenvolvidas a partir de curvas IDF não representam as tormentas inteiras, mas sim períodos intensos dentro das tormentas, podendo haver ocorrência de chuva antes ou depois desse período de pico. Esses autores então propõem uma metodologia que leve em conta esse aspecto. Para o desenvolvimento desse estudo, foram analisados dados de chuva de Sydney, Austrália, com eventos de durações de 10 a 24 horas. Os eventos foram ordenados de acordo com o total precipitado, e suas durações foram divididas em um número igual de intervalos. Esse número é escolhido segundo as necessidades práticas da estimativa de vazões, o que pode resultar em um número diferente de intervalos para cada duração. Para cada evento, os totais precipitados em cada intervalo foram então obtidos, e foi-lhes atribuído um índice, que corresponde à posição do total precipitado no período, quando colocados em ordem decrescente. Quando ocorrerem valores iguais de precipitação em mais de um período, o índice atribuído é uma média dos índices individuais. A seguir foi determinada a porcentagem da chuva total que ocorre em cada período. Esse procedimento foi utilizado para determinar a ordem cronológica mais usual do período mais intenso de chuva. Para cada duração, a distribuição temporal da chuva foi obtida pela média das porcentagens de chuva para cada período. A distribuição temporal assim proposta leva em conta a variabilidade média da chuva intensa, em contraste à média simples assumida por outros métodos.

Outra consideração feita nesse estudo é sobre a quantidade de chuva precipitada anteriormente ao período de pico, que mede a umidade da bacia. Essa quantidade de chuva pode ser obtida no instante da leitura dos dados nos postos pluviométricos. Para se obter um valor de umidade média da bacia, que será usado na obtenção da chuva excedente, os autores sugerem que seja adicionado um montante médio de chuva caindo entre o início da leitura do posto e o início do período intenso.

Yen & Chow (1980) apontam como um inconveniente dessa metodologia a necessidade de registros com intervalos de tempo muito pequenos, no caso de haver interesse na obtenção de hietogramas de curtas durações. Tais registros não estão, muitas vezes, disponíveis. Os autores também salientam o fato de que a distribuição temporal da chuva obtida por esse método varia bastante de acordo com o intervalo de tempo escolhido. Isto é, para uma mesma duração, diferentes padrões de chuva de projeto podem ser obtidos, dependendo apenas do número de intervalos utilizados.

O procedimento de Pilgrim & Cordery (1975) gerou estudos subseqüentes, como o de Aron & Adl (1992). Nesse trabalho, foi questionada a utilização de modelos tradicionais de chuva de projeto, com um único pico de intensidade. Uma amostra de 150 eventos de chuva do estado da Pennsylvania, EUA, foi analisada, e foram obtidas chuvas de projeto pela metodologia de Pilgrim & Cordery (1975), com diversos picos de intensidade, com durações totais variando entre 6 e 12 horas. Para possibilitar uma comparação de resultados, chuvas de projeto convencionais, com um único pico, foram obtidas para os mesmos dados, a partir de curvas padronizadas pelo U. S. Soil Conservation Service para a região em questão. As chuvas de projeto obtidas por ambos os métodos foram aplicadas a uma bacia hidrográfica hipotética, gerando hidrogramas. Os hidrogramas obtidos a partir das chuvas de projeto com picos múltiplos apresentaram vazões máximas consideravelmente menores do que os obtidos a partir dos hietogramas com pico único. Isso leva a crer que os métodos tradicionais de obtenção dos hietogramas de projeto, apesar de não necessariamente superestimarem as vazões, tendem a resultar em estimativas conservadoras.

A metodologia tradicionalmente utilizada na China para a obtenção das chuvas de projeto foi analisada por Cheng (1987), a partir de dados de três estações hidrológicas, cada uma com diferentes áreas de controle. Essas três estações têm registros de chuva e vazão confiáveis e longos e sofreram poucas inundações, porém de grande importância. Segundo o autor, a prática corrente em seu país para a obtenção de hietogramas de projeto é selecionar uma tormenta com certa magnitude, em uma estação localizada em uma região de

características pluviográficas razoavelmente homogêneas, e então sintetizar a distribuição temporal da chuva de projeto nessa região de acordo com a regularidade de ocorrência da posição do pico da chuva. O hietograma de projeto é obtido pela precipitação média espacial para várias durações, com a mesma frequência, com base no princípio de que as precipitações de longa duração incluem as precipitações mais curtas. O autor critica essa metodologia, pois uma enchente não tem frequência igual à precipitação que a causou, e sugere um procedimento que se baseia na precipitação média espacial e na análise da correlação existente entre chuva e descarga. Pela análise da correspondência entre a chuva e a vazão, foi observado que, nas três maiores enchentes das três estações em estudo, a precipitação máxima espacial anual para todas as durações correspondeu aos picos das cheias (isso raramente ocorre). Foi também verificado que o coeficiente de correlação entre a precipitação espacial para várias durações e o pico máximo anual de vazão varia conforme a duração da chuva. O autor concluiu, então, que é razoável obter a cheia de projeto a partir de uma chuva de projeto, desde que a duração da chuva correspondente à cheia varie de acordo com a área da bacia hidrográfica. Foi sugerido que, mesmo para pequenas bacias hidrográficas, seja dada especial atenção à uniformidade espacial da tormenta utilizada na sintetização da chuva de projeto.

Matos (1990) propôs um modelo de chuva de projeto a ser utilizado em Portugal. Esse modelo foi obtido usando uma análise de frequência das descargas máximas simuladas por um modelo calibrado, tendo como dados de entrada valores observados de precipitação. Primeiramente foi procedida uma análise da distribuição de frequências dos valores de pico de vazão, gerados pelo modelo URBYD, da Universidade de Ottawa, usando dados de chuva da bacia portuguesa de Alvalade. A seguir foram analisadas as tormentas históricas que causaram cheias com tempo de retorno entre 4 meses e 10 anos. Certas características desses eventos, tais como quantidade de chuva antes e depois do período de pico, tempo até o pico e precipitação máxima x duração, foram estudadas. Foi então realizada uma análise de sensibilidade da influência nas vazões simuladas de mudanças nos parâmetros que descrevem a chuva de projeto. Foi assim definida uma chuva de projeto com duração total de 4 horas e período de máximas intensidades variando de 10 a 60 minutos. A autora, entretanto, não informa como essas características foram determinadas, com base na análise de sensibilidade realizada. Um grande mérito desse trabalho foi o fato de a autora ter analisado dados locais de precipitação, e não apenas aplicado métodos desenvolvidos para outras regiões. Ressalta-se, entretanto, que, apesar de ter sido desenvolvido a partir de dados de apenas uma bacia hidrográfica, o hietograma de projeto assim obtido teve sua utilização sugerida para todas as

regiões de Portugal, sem que análises sobre a aplicabilidade do mesmo em outras áreas do país tenham sido efetuadas.

Kottegoda & Kassim (1991) desenvolveram um novo método de definição da estrutura de uma tormenta chamado “Método dos Cruzamentos”. Essa estrutura é descrita a partir de um gráfico temporal cumulativo, ou curva-massa, pela análise do número de vezes em que a curva corta uma linha que representa a intensidade média de chuva do perfil. As propriedades dos cruzamentos introduzem uma variada gama de padrões de chuva, que são função do local em estudo e da estação do ano. O gráfico é dividido em zonas positivas (A+), correspondentes à porção que fica acima da linha da intensidade média, e negativas (A-), correspondentes à porção que fica abaixo dessa linha. Os perfis de chuva são então classificados de acordo com o número de cruzamentos existentes. Para aplicação da metodologia proposta, um estudo de caso foi feito para uma área de 1800 km², próxima à cidade de Birmingham, Reino Unido, na bacia hidrográfica do rio Severn Trent. O procedimento se mostrou conciso, fornecendo uma descrição quantitativa da forma geral da estrutura das tormentas. O perfil da chuva pode ser construído a partir dessa descrição, como uma aproximação da estrutura original do evento. Uma vantagem apontada pelos autores para esse tipo de classificação é a possibilidade de consideração das variações sazonais da precipitação em uma área.

2.2.5 - COMENTÁRIOS

As diversas metodologias de obtenção de hietogramas de projeto apresentadas acima, divididas em quatro categorias, apresentam abordagens bastante distintas, mas podem basicamente ser assim reagrupadas:

- chuvas de projeto que utilizam as relações IDF;
- chuvas de projeto baseadas em dados observados de precipitação.

No primeiro caso, as chuvas de projeto tendem a superestimar as vazões e volumes escoados, pois as curvas IDF não são provenientes de apenas um evento crítico. Na segunda abordagem, são obtidas médias dos eventos ocorridos, havendo tendência de suavizar os padrões da distribuição temporal, e esses padrões médios não representam bem cada tormenta individualmente. Em ambos os casos, ocorre a associação intrínseca entre o tempo de retorno da precipitação e o da vazão. Na grande maioria das vezes, devido à não-linearidade do sistema, essa associação é falsa.

Observa-se também que os estudos sobre o assunto foram desenvolvidos em diversas regiões de pluviografia específica e, por falta de outras opções, as metodologias propostas vêm sendo aplicadas, sem maiores verificações, em áreas que apresentam características climáticas completamente distintas.

2.3 - COMPARAÇÃO ENTRE CHUVAS DE PROJETO E EVENTOS HISTÓRICOS

Levando em consideração que o objetivo das metodologias desenvolvidas para obtenção de chuvas de projeto não é recriar padrões reais de precipitações, mas sim gerar hietogramas com efeitos críticos ao escoamento, não é conclusiva uma comparação entre diferentes padrões de chuvas de projeto. Para isso são necessárias comparações entre os resultados obtidos com o uso desses diversos procedimentos, através de um estudo das vazões por eles geradas. Essa é a forma como vários métodos de obtenção de chuvas de projeto já foram analisados em diversas regiões de estudo.

Um dos primeiros estudos comparativos entre metodologias de obtenção de chuvas de projeto foi o de Marsalek (1978). O autor comparou vazões de pico simuladas, usando como variáveis de entrada chuvas de projeto e eventos históricos, para várias bacias modeladas a partir de alguns desenvolvimentos urbanos típicos de South Ontario, Canadá. As chuvas de projeto analisadas pelo autor foram as de Keifer & Chu (1957) e do Illinois State Water Survey (ISWS), desenvolvida a partir da metodologia proposta por Huff (1967). Da série histórica de precipitações disponível, 27 eventos foram selecionados para análise. Foi utilizado o Storm Water Management Model (SWMM), que é um modelo especialmente destinado à simulação de escoamento urbano. A simulação foi feita para bacias de diferentes tamanhos e porcentagens de impermeabilização. Primeiramente, o escoamento foi simulado para as chuvas de projeto citadas, com tempos de retorno variados. As frequências das vazões de pico produzidas por essas chuvas foram admitidas as mesmas que as atribuídas aos hietogramas de projeto. Foi feita também a simulação com as chuvas históricas selecionadas. As frequências de vazões de pico simuladas foram determinadas por análise de frequência.

Analisando os resultados obtidos, foi verificado que, para todos os tempos de retorno, as chuvas de projeto produziram vazões maiores do que os dados históricos, sendo que a diferença foi mais significativa nas vazões simuladas a partir da chuva de projeto de Chicago. O autor apresentou alguns fatores que podem explicar os diferentes resultados obtidos quando da utilização do método Chicago: a) por esse procedimento, todas as intensidades máximas de chuva observadas para durações específicas durante um certo número de tormentas históricas

são atribuídas a uma única chuva de projeto; b) as curvas IDF são extrapoladas para intervalos muito pequenos, o que permite intensidades de pico de chuva excedendo a intensidade de 5 minutos em mais de 60%; c) a utilização de um único valor de “ r ”, que é uma média de todos os valores observados para as chuvas escolhidas, é questionável devido à característica aleatória desse parâmetro. A chuva de projeto obtida pelo método do ISWS produziu melhores resultados, mas o autor aponta algumas arbitrariedades na definição dessa chuva, principalmente na escolha da duração da chuva, que afeta a magnitude das intensidades. Como consequência, a relativa boa performance desse método pode ter sido acidental, e nova análise sobre a escolha das durações é sugerida.

Estudo semelhante ao acima descrito foi desenvolvido por Arnell (1978). Em uma área residencial da Suécia, foi simulado o escoamento a partir de chuvas de projeto obtidas pelos métodos de Thorndal (1971, apud Arnell, 1978), Keifer & Chu (1957) e Sifalda (1973, apud Arnell, 1978), para tempos de retorno de 1, 6 e 12 meses. As durações de chuva estipuladas para o hietograma de Sifalda foram de 16, 24, 32 e 40 minutos. Foram também simuladas vazões a partir de séries de dados de precipitação. Os resultados das duas simulações foram comparados, e observou-se que as vazões de pico correspondentes às chuvas sugeridas por Thorndal e Keifer & Chu são próximas ou pouco superiores à função de distribuição simulada pelo modelo para as vazões de pico reais, especialmente para o tempo de retorno de 1 mês. Já os picos de vazão obtidos a partir do hietograma de projeto de Sifalda foram muito baixos, especialmente para os tempos de retorno de 6 e 12 meses. Tal comparação não está de acordo com os resultados obtidos anteriormente por Marsalek (1978), e o autor sugere que essa divergência de resultados deve-se, provavelmente, às características da superfície de escoamento. O autor termina por concluir que, apesar de o uso de dados históricos ser mais atraente de um ponto de vista estatístico, é útil o desenvolvimento e estudo mais detalhado de chuvas de projeto, pois esses procedimentos são, na prática de engenharia, bem mais simples e baratos.

Arnell (1982) voltou novamente ao mesmo tema, desta vez com o objetivo de analisar dados para o projeto de bacias de retenção. O uso de chuvas de projeto (distribuição uniforme, Método de Chicago e Método de Sifalda) foi comparado com o uso de dados históricos de chuva. Os dados históricos foram selecionados de uma série de 18 anos de registros da cidade de Goteborg, Suécia, e os coeficientes dos hietogramas para as três metodologias aplicadas também foram calculados a partir desses registros. Três bacias teste foram usadas, e bacias de retenção foram localizadas no exutório de cada uma delas. Para a simulação do escoamento foi utilizado o programa CTH - Urban Runoff Model, que também

inclui um submodelo para bacias de detenção. A chuva de projeto de distribuição uniforme e a obtida pelo Método de Chicago subestimaram os volumes das bacias de detenção, numa comparação com os volumes obtidos com o uso dos dados históricos. Já o hietograma de projeto obtido pelo método de Sifalda forneceu superestimativas dos volumes das bacias de detenção. Os resultados obtidos mostraram a importância do uso de chuvas de projeto com o mesmo volume total dos eventos históricos.

Ball (1994) analisou a resposta de uma bacia hidrográfica de largura infinita a variações nos padrões de distribuição temporal da chuva efetiva, utilizando a teoria da onda cinemática. Foram testados diversos padrões de distribuição temporal da precipitação: distribuição constante; distribuição triangular completamente adiantada; distribuição triangular completamente atrasada; distribuição triangular com o pico na metade da duração e seis outros padrões, recomendados para uso na região leste da Austrália, onde o estudo foi realizado, desenvolvidas a partir de eventos históricos, pela metodologia proposta por Pilgrim & Cordery (1975). Nesse trabalho, os padrões foram considerados como sendo aplicados à chuva efetiva, e não ao total precipitado; isso implica que a superfície da bacia é equivalente a uma superfície impermeável, sem perdas iniciais. Soluções analíticas para o modelo da onda cinemática só puderam ser obtidas para os três primeiros hietogramas; para os demais, foram obtidas soluções numéricas. Após a aplicação do modelo, os autores puderam observar que a estimativa do tempo de concentração dependia do padrão de distribuição temporal da chuva efetiva, podendo ser 22% maior (distribuição triangular completamente atrasada) ou 19% menor (distribuição triangular completamente adiantada) do que o obtido para a distribuição constante. Portanto, observa-se que o tempo de concentração não é uma característica da bacia que possa ser determinada sem a consideração do padrão de distribuição temporal do excesso de chuva.

No trabalho apresentado por Voorhees & Wenzel (1984), os autores buscaram avaliar a sensibilidade da resposta de frequência aos parâmetros das chuvas de projeto e à umidade antecedente do solo. Essa resposta de frequência pode ser usada como um critério para a seleção de uma adequada chuva de projeto. Para esse estudo, foi idealizada uma bacia urbana hipotética, quadrada, com área de 20,24 ha, composta por 16 sub-bacias idênticas, com áreas permeáveis e impermeáveis. Foram utilizados 25 eventos críticos selecionados a partir de dados de chuva da cidade de McCredie, Missouri, EUA. O modelo ILLUDAS (Illinois Urban Drainage Area Simulator), para simulação contínua de escoamento, foi desenvolvido para esse trabalho. Foi primeiramente realizada uma análise a fim de determinar se havia suficiente sensibilidade para justificar a geração de chuvas de projeto confiáveis. Se houvesse

muito pouca sensibilidade a qualquer um dos componentes de uma chuva de projeto, então não haveria razão para uma análise de confiabilidade. Os estudos de sensibilidade foram realizados na bacia hipotética já descrita, para diferentes modelos de chuvas de projeto. Todos os parâmetros das chuvas de projeto estudadas, bem como a umidade antecedente do solo e a duração da chuva, mostraram grande sensibilidade. A seguir os autores procederam a uma análise da confiabilidade dos modelos de chuva de projeto. Chuvas de projeto de maior confiabilidade podem ser obtidas pela aplicação de modelos de chuva de projeto, umidade antecedente do solo e duração total da chuva mais confiáveis. As descargas de pico foram calculadas pelo simulador ILLUDAS para cada um dos modelos analisados, bem como para os dados históricos de chuva. Os valores obtidos para os modelos de chuva de projeto e para os eventos observados estavam muito próximos, sobretudo para os hietogramas baseados em distribuições de dois parâmetros. Os autores acreditam que o uso dessas chuva de projeto, juntamente com os valores esperados obtidos para a umidade antecedente do solo e para a duração da precipitação, permitirá maior confiabilidade no dimensionamento das tubulações de esgoto pluvial e, conseqüentemente, melhor desempenho geral do sistema de drenagem urbana.

O trabalho apresentado por Perry & Shafer (1990) volta a abordar a importância de a distribuição espacial da precipitação ser levada em conta quando da obtenção da chuva de projeto. Segundo os autores, a metodologia tradicionalmente utilizada para grandes bacias (chamada por eles de “Modelo de Chuva Espacialmente Uniforme”) consiste na aplicação de um fator redutor da precipitação, após a obtenção da distribuição temporal da chuva. Este fator é uma função do tamanho da bacia e da duração e tempo de retorno da chuva. Os autores propõem, então, um chamado “Modelo de Chuva Espacialmente Variado”, no qual a redução da precipitação em função do aumento da área da bacia leva em conta a distância e a direção a partir do centro da tormenta. O modelo torna-se uma função da frequência, posição global, excentricidade e orientação do padrão de chuva. Após a introdução desse conceito no modelo de geração de hidrograma unitário NUDALLAS, foi feito um estudo de caso para comparar o modelo de chuva proposto com o modelo espacialmente uniforme. A bacia analisada foi a de Tenmile Creek, localizada no sul do condado de Dallas, Texas, EUA, que tem área de drenagem de aproximadamente 148 km². Foram analisadas as precipitações de 1, 10 e 100 anos de tempo de retorno, e dois pontos de descarga foram selecionados para a comparação. Devido ao pequeno tamanho da bacia, as descargas foram aproximadamente iguais para ambos os modelos. A distribuição espacialmente uniforme produziu maiores picos de vazão em todos os casos. O modelo espacialmente variado mostrou ser menos eficiente na obtenção

do volume total de chuva que chega a uma área de drenagem e mais eficiente na distribuição desse volume. Quando o ponto de interesse é o exutório da bacia, ambos os modelos se mostraram efetivos. Quando as vazões que ocorrem no interior da bacia são importantes, há necessidade de considerar a distribuição espacial da chuva. O modelo proposto torna-se, então, bastante útil para o projeto de obras de recursos hídricos em geral.

Vásquez et al. (1990) desenvolveram um estudo para a obtenção de uma chuva de projeto a ser utilizada no planejamento da rede de drenagem da cidade de Barcelona, Espanha. Os dados de chuva disponíveis para análise eram 60 anos de registros de um pluviômetro e 4 anos de registros, com falhas, de uma rede de 22 pluviógrafos. Foram elaboradas curvas IDF para os tempos de retorno de 1, 2, 5 e 10 anos. Uma análise de forma feita no subconjunto de eventos com tempo de retorno maior do que 1 ano possibilitou algumas observações importantes: a) os períodos mais intensos de chuva duravam, em geral, menos de 60 minutos; b) nesses períodos, foram detectadas intensidades muito altas, durante 5 a 10 minutos; c) esses períodos geralmente aconteciam na primeira metade da tormenta, isto é, as chuvas eram do tipo avançado; d) a declividade do hietograma era maior no ramo ascendente da curva. Diversos modelos de chuva de projeto foram testados: retangular, triangular, bitriangular, Sifalda e Chicago. O método de Chicago apresentou os melhores resultados, mas sua definição analítica tem uma propriedade contrária à análise visual: se a chuva é avançada, então as intensidades no ramo ascendente deveriam ser menores do que as do ramo descendente. Devido a essa discrepância, o conceito básico do método de Chicago foi mantido, não em sua definição analítica, mas sim de forma a definir valores discretos. Foi assim obtido um hietograma de projeto, que deveria ser testado. Foi feita então uma análise de frequência das vazões, obtidas por simulação pelo modelo OTTHYMO. A distribuição das vazões obtidas a partir de dados históricos de chuva foi comparada com a das vazões obtidas a partir da chuva de projeto idealizada anteriormente. O melhor desempenho da chuva de projeto foi obtido com uma redução no seu pico. Esse modelo, com menor valor de pico, foi então selecionado como a chuva de projeto a ser utilizada na cidade de Barcelona. Como continuação do estudo, foi feita também uma análise da distribuição espacial da precipitação na região, que levou à obtenção de um fator redutor de distância a ser aplicado nos dados pontuais de chuva.

2.3.1 - COMENTÁRIOS

Percebe-se que os diversos estudos comparativos realizados sobre a aplicação de diferentes metodologias de obtenção de chuvas de projeto obtiveram resultados bastante variados. Em alguns casos, os efeitos observados em um trabalho foram, até mesmo, contrários aos verificados em outros. Isso pode dever-se, basicamente, aos diferentes modelos de simulação chuva-vazão utilizados, às diversas características das superfícies de escoamento aplicadas e aos variados padrões pluviográficos das regiões estudadas. Portanto, nenhuma conclusão definitiva sobre a qualidade e aplicabilidade dos métodos analisados foi obtida.

Salienta-se novamente que todos os trabalhos aqui apresentados basearam-se em comparações entre vazões geradas a partir de diferentes chuvas de projetos, tendo em vista que o objetivo das metodologias desenvolvidas para obtenção de hietogramas de projeto é apenas gerar chuvas com efeitos críticos ao escoamento, sem tentar recriar padrões reais de precipitações. Esse é, também, o procedimento adotado no presente estudo, em que são efetuadas comparações entre descargas geradas com base nos diferentes hietogramas de projeto estudados, bem como em eventos pluviográficos históricos críticos.

3 - DETERMINAÇÃO DE RELAÇÕES INTENSIDADE-DURAÇÃO-FREQÜÊNCIA PARA PORTO ALEGRE

3.1 - DADOS DISPONÍVEIS

Atualmente, três estações pluviográficas encontram-se em funcionamento na cidade de Porto Alegre. A primeira e mais antiga delas é o posto pluviográfico do Aeroporto Salgado Filho, mantido pelo Ministério da Aeronáutica. Outro pluviógrafo em atividade é o pertencente ao 8ª Distrito do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET). Por último, tem-se uma estação instalada na última década, na zona sul da cidade, e mantida pelo Departamento de Esgotos Pluviais (DEP) da Prefeitura Municipal de Porto Alegre.

A estação pluviográfica do Aeroporto, localizada em uma zona urbanizada da cidade, é a mais antiga em funcionamento em Porto Alegre, porém sua série de dados apresenta falhas. Os pluviogramas desse posto foram cedidos pela Divisão de Ciências Atmosféricas (ACA) do Centro Tecnológico da Aeronáutica (CTA), localizada em São José dos Campos, SP. Foram obtidos os dados dos períodos de novembro de 1962 a setembro de 1964 e janeiro de 1968 a dezembro de 1987, num total de 21 anos e 11 meses de registros.

A discretização temporal máxima obtida foi em intervalos de 10 minutos, apesar de o pluviógrafo ter autonomia de 1 dia, pois a qualidade da impressão dos gráficos era bastante baixa. Como critério de separação de eventos, adotou-se que um período seco (sem chuva) maior ou igual a 4 horas caracterizaria um novo evento de chuva. Tal critério foi escolhido a fim de tentar garantir a independência entre os eventos.

Dos três postos citados, o que possui uma série ininterrupta de dados mais longa é o do 8ª Distrito de Meteorologia (8º DISME). Seus registros iniciam-se em setembro de 1974 e, até o presente, não há falhas. Esse é um pluviógrafo modelo IH PLG 4 e está localizado na sede do INMET em Porto Alegre, na Rua Cristiano Fischer, 1297, também em uma zona urbanizada da cidade.

Os pluviogramas desses 23 anos e 8 meses (setembro de 1974 a abril de 1998) foram cedidos pela chefia do INMET em Porto Alegre. A máxima discretização temporal possível na interpretação dos gráficos foi em intervalos de 5 minutos, visto que o aparelho tem autonomia de 1 dia. O critério adotado para separação de eventos foi o mesmo utilizado na série do posto Aeroporto, isto é, períodos de chuva separados por 4 horas ou mais sem precipitação caracterizam eventos distintos.

O posto mantido pelo DEP localiza-se no arroio Cavalhada, em uma zona urbanizada da cidade de Porto Alegre, e conta com apenas 8 anos de registros. Essa é uma série, portanto, bastante curta, o que torna inviável uma análise estatística tradicional, com o uso de séries de intensidades máximas anuais. Os dados disponíveis poderiam ser trabalhados através da metodologia da séries parciais. Esse posto, entretanto, não foi analisado no presente trabalho, tendo em vista que sua discretização temporal mínima é de 30 minutos, o que prejudicaria, para durações pequenas, a comparação entre as vazões determinadas com base em chuvas de projeto e em eventos históricos (objetivo básico do presente trabalho).

Na tabela 3.1 é apresentado um resumo das características dos postos analisados no presente estudo.

Tabela 3.1: resumo das características das estações pluviográficas analisadas no presente trabalho.

Posto	Coordenadas Geográficas	Pluviógrafo	Autonomia	Tamanho da Série
Aeroporto	30° 00' S 51° 11' W	IH PLG 3	diária	21 anos e 11 meses
8° DISME	30° 04' S 51° 08' W	IH PLG 4	diária	23 anos e 8 meses

3.2 - METODOLOGIA DE CÁLCULO

Segundo Silveira (1993), há duas formas possíveis para o cálculo de curvas IDF. A primeira delas é chamada empírica e consiste no ajuste de uma função matemática qualquer aos dados, utilizando a intensidade ou a duração como variável dependente e a duração e a frequência como variáveis independentes. As curvas de Pfafstetter (1957) são um exemplo.

A outra opção de cálculo, empregada no presente trabalho, é o ajuste de uma distribuição estatística a cada duração, representando a intensidade em função do período de retorno. Os parâmetros da distribuição podem ser obtidos pelo método dos momentos ou pelo método da máxima verossimilhança. Ainda de acordo com Silveira (1993), a principal vantagem dessa abordagem é a possibilidade de estabelecer-se intervalos de confiança para as curvas ajustadas, o que permite uma avaliação de sua representatividade.

Nesse capítulo, foram calculadas curvas IDF atualizadas para os dois postos pluviográficos de Porto Alegre antes referidos. No caso do posto Aeroporto, as curvas obtidas foram comparadas com curvas já existentes, determinadas por Goldenfum et al. (1991). As novas curvas do posto 8° DISME também foram comparadas às dos trabalhos de Goldenfum et al. (1991) e Silveira (1996).

Em uma primeira etapa, foi definido o critério de seleção dos eventos das séries. Para tanto, há duas abordagens alternativas que podem ser seguidas: séries anuais ou séries parciais.

A técnica das séries anuais consiste em, para cada duração de interesse, obter-se a maior intensidade de chuva em cada ano de registros, independentemente de seu valor. De acordo com Bertoni & Tucci (1993), esse critério é aplicado quando os registros pluviográficos disponíveis são longos.

Outra opção é o uso de séries parciais. Por esse procedimento, são selecionados, para cada duração, todos os eventos que superarem determinado patamar de intensidade. Ainda segundo Bertoni & Tucci (1993), essa abordagem deve ser adotada quando se dispõe de um registro curto de observações, e a análise de frequências assim obtida é válida apenas para baixos tempos de recorrência (séries menores do que 12 anos e períodos de retorno de até 5 anos).

No presente trabalho, levando em consideração o tamanho das séries de registros pluviográficos disponíveis para cada posto em estudo, foi utilizada a técnica das séries anuais.

Após a determinação das séries de intensidades máximas anuais para as diversas durações, passou-se ao ajuste de uma distribuição estatística às mesmas. Para tanto, foi utilizado o programa Safarhy (Lubès et al., 1994), que permite o ajuste de treze diferentes funções estatísticas, fornecendo ainda os intervalos de confiança da distribuição ajustada, bem como resultados de testes estatísticos de aderência, para avaliação da qualidade do ajuste feito.

O manual de referência desse programa sugere o ajuste, para séries de eventos extremos, das distribuições de Gumbel (ou Distribuição Assintótica de Extremos do Tipo I) e de Jenkinson (ou Distribuição Generalizada de Valores Extremos). Para essas leis, o programa permite a determinação dos parâmetros pelos métodos dos momentos e da máxima verossimilhança e propõe o teste de ajustamento χ^2 , com os níveis de significância de 1, 5 e

10%. Optou-se por trabalhar com o valor de 10%, isto é, com um risco de 10% de que a hipótese nula não seja verdadeira (a hipótese nula é a de que a série se distribui pela lei testada). Os resultados desse teste, bem como uma avaliação visual do ajuste, permitem a escolha de uma distribuição estatística que se adapte a todas as séries de um mesmo posto pluviográfico.

De acordo com Lubès et al. (1994), a expressão analítica da função de densidade de probabilidade da lei de Gumbel é:

$$f(x, x_0, s) = \frac{1}{s} \times e^{-\frac{x-x_0}{s}} \times e^{-e^{-\frac{x-x_0}{s}}}, \quad s > 0 \quad (3.1)$$

Onde:

x_0, s : parâmetros da distribuição;

x : varia no intervalo $]-\infty, +\infty[$.

A variável reduzida de Gumbel é:

$$Y = \frac{1}{s(X - x_0)} \quad (3.2)$$

Ela pode ser definida de forma que a expressão da função de densidade de probabilidade $f(y)$ não dependa de nenhum parâmetro:

$$f(y) = e^{-y} \times e^{-e^{-y}} \quad (3.3)$$

O programa permite que os parâmetros s e x_0 da distribuição de Gumbel sejam determinados pelos métodos dos momentos e da máxima verossimilhança.

Já a distribuição de Jenkinson, ainda segundo Lubès et al. (1994), tem a seguinte expressão analítica de sua função de densidade de probabilidade:

$$f(x, x_0, s, k) = e^{\frac{1}{k} \ln\left(1 - \frac{k(x-x_0)}{s}\right)} \times e^{\left[-\left(1 - \frac{k(x-x_0)}{s}\right)^{\frac{1}{k}}\right]} \times \frac{1}{s - k(x - x_0)} \quad (3.4)$$

Onde x_0, s, k são parâmetros da distribuição.

A função de repartição dessa distribuição é:

$$F(x, x_0, s, k) = e^{-\left[1 - \frac{k(x-x_0)}{s}\right]^{\frac{1}{k}}}, \quad k \neq 0, s > 0 \quad (3.5)$$

A lei de Jenkinson tem uma variável reduzida dada por :

$$Y(x) = -\frac{1}{k} \ln \left[1 - \frac{k(x-x_0)}{s} \right] \quad (3.6)$$

Essa variável reduzida permite que a função de repartição seja reescrita, sem depender de nenhum parâmetro, como:

$$G(y) = e^{-e^{-y}} \quad (3.7)$$

Quando o parâmetro k tende a um valor zero, a distribuição de Jenkinson recai numa lei Gumbel.

O programa Safarhy permite duas formas de obtenção dos parâmetros da distribuição de Jenkinson: método dos momentos ponderados e método da máxima verossimilhança.

Tendo-se definido qual distribuição melhor se adapta aos dados pluviográficos de cada estação, é obtido um feixe de curvas, uma para cada período de retorno escolhido. Através do programa Systat, é ajustada a esse feixe de curvas uma equação do tipo:

$$i_{máx} = \frac{A \times Tr^B}{(td + C)^D} \quad (3.8)$$

Onde A, B, C, D são constantes ajustadas.

Tal programa oferece duas opções de métodos para o ajuste dos coeficientes da regressão: os métodos Simplex e Quasi-Newton.

Segundo Goldenfúm (1995), o método Simplex busca a minimização de uma função objetivo pela construção de uma figura geométrica de $N+1$ vértices (N é o número de variáveis), computando o valor da função apenas nesses pontos. Em cada iteração, o vértice simplex é refletido no centro de gravidade dos vértices remanescentes, e o valor da função nesse novo ponto é comparado com os valores anteriores. De acordo com essa comparação,

esse novo ponto é aceito ou rejeitado, e pode ser feito um novo movimento de expansão ou contração.

Ainda segundo o mesmo autor, o método Quasi-Newton consiste na aproximação da matriz Hessiana (matriz das derivadas segundas da função objetivo com relação aos parâmetros) por uma matriz que é modificada a cada iteração para incluir informação sobre a curvatura da função objetivo ao longo da última direção de procura.

Em ambos os métodos, o resultado obtido depende do ponto inicial fornecido. De acordo com esse valor, corre-se o risco de obter-se mínimos locais, e não globais.

A função objetivo a ser minimizada, definida como a função soma dos quadrados, é dada por:

$$O(p) = \frac{1}{2} \sum_1^q [o - \hat{o}(p)]^2 \quad (3.9)$$

Onde:

$O(p)$: função objetivo;

p : parâmetros do modelo;

o : valores observados;

$\hat{o}(p)$: valores previstos pelo modelo.

Optou-se pela obtenção dos coeficientes por ambos os procedimentos, a fim de possibilitar uma comparação entre os resultados obtidos.

Uma vez determinados os coeficientes das equações IDF para cada estação pluviográfica em estudo, efetuou-se a comparação entre os resultados aqui obtidos com os de trabalhos anteriores (Goldenfum et al., 1991 e Silveira, 1996), a fim de verificar a confiabilidade dos dados e da metodologia agora utilizados.

3.3 - RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.3.1 - POSTO AEROPORTO

O posto Aeroporto, apesar de ser a estação pluviográfica mais antiga ainda em funcionamento em Porto Alegre, apresenta uma série de registros com muitas falhas. Foram obtidos apenas os dados referentes aos períodos de novembro de 1962 a setembro de 1964 e janeiro de 1968 a dezembro de 1987, num total de 21 anos e 11 meses de registros.

Para posterior ajuste de uma distribuição estatística, foram constituídas séries com os maiores valores anuais de intensidade para cada duração. Como a discretização temporal mínima obtida na interpretação dos pluviogramas foi de 10 minutos, as durações escolhidas para análise foram: 10, 20, 30, 40, 60, 120, 240, 360, 720, 1080 e 1440 minutos.

Foram analisados dois critérios para a escolha dos eventos máximos anuais. O primeiro critério considera que os eventos máximos selecionados devem ocorrer em uma janela igual ou menor do que a duração em questão. Isto é, as precipitações selecionadas para uma determinada duração podem ter, na realidade, ocorrido em um menor intervalo de tempo, desde que não tenha havido um evento com precipitação total superior a esse com a duração em estudo. A adoção de tal procedimento resulta em séries de tamanho igual para cada duração. A outra alternativa, apresentada por Silveira (1996), considera como eventos críticos, para determinada duração, apenas os que efetivamente ocorreram durante todo aquele intervalo de tempo. Empregando-se esse raciocínio, o número de eventos críticos diminui com o aumento da duração, resultando em séries de tamanhos desiguais. Optou-se por testar o ajuste das curvas IDF a séries obtidas pelos dois critérios, a fim de possibilitar uma comparação de resultados. Os conjuntos de séries assim obtidos serão chamados de “séries de tamanho uniforme” e “séries de tamanho variado”, respectivamente, e são apresentados no Anexo I.

O ajuste das leis estatísticas aos dois conjuntos de séries foi feito através do programa Safarhy (Lubès et al., 1994). Foram testadas as distribuições de Gumbel e de Jenkinson. Para algumas das séries analisadas, o esquema numérico utilizado pelo programa para o cálculo dos coeficientes da distribuição de Jenkinson, pelo método da máxima verossimilhança, não convergiu. Nos outros casos, os valores obtidos do coeficiente k da distribuição de Jenkinson aproximaram-se bastante de zero. Quando k tende a zero, a distribuição de Jenkinson recai na lei de Gumbel.

Nas tabelas 3.2 e 3.3 são fornecidos os valores dos coeficientes da lei de Gumbel, calculados pelos métodos dos momentos e da máxima verossimilhança, para ambos os conjuntos de séries. São também mostrados os resultados do teste de adequação χ^2 , ao nível de significância de 10%. Os ajustes aceitos estão denotados pela letra A, e os recusados pela letra R.

Em ambos os conjuntos de séries, pode ser observado um número semelhante de distribuições aceitas e rejeitadas. Visualmente, porém, o ajuste da lei de Gumbel com parâmetros calculados pelo método dos momentos mostrou ser superior ao ajuste dessa mesma lei com parâmetros determinados por máxima verossimilhança.

A distribuição escolhida para ajuste de ambos os conjuntos de séries foi, portanto, a de Gumbel, com parâmetros calculados pelo método dos momentos. A fórmula empregada para o cálculo das frequências observadas foi a de Hazen (Lubès et al., 1994) :

$$F(x) = \frac{i - 0,5}{N} \quad (3.10)$$

Onde:

F(x): frequência de não excedência da variável x;

i: posição dos valores x (ordem decrescente) ;

N: número de valores da amostra.

A tabela 3.4 fornece os valores das curvas IDF ajustadas às séries de tamanho uniforme e variado, para os períodos de retorno e 5 e 50 anos. São apresentadas apenas as durações superiores a 360 minutos, pois, para durações inferiores, as curvas são exatamente iguais.

Observando a tabela 3.4, pode-se perceber que as maiores diferenças entre as intensidades obtidas pelos dois ajustes ocorrem apenas para a duração de 1440 minutos. Isso se deve ao fato de que, em alguns anos de observação, não foi verificada a ocorrência de nenhum evento chuvoso com 24 horas de duração.

Levando em conta a grande proximidade das curvas IDF obtidas para os dois grupos, optou-se pelo uso das séries de tamanho uniforme. A figura 3.1 mostra o feixe de curvas IDF obtidas no presente trabalho, pelo ajuste Gumbel, para o posto Aeroporto.

Tabela 3.2: parâmetros e resultados do teste χ^2 para a distribuição de Gumbel, séries de tamanho uniforme (Aeroporto).

Durações	Momentos			Máxima Verossimilhança		
	x_0	s	χ^2 (10%)	X_0	s	χ^2 (10%)
10 min	10,870	2,260	R	10,908	2,070	A
20 min	16,896	3,389	R	17,003	3,122	R
30 min	20,297	4,136	A	20,206	4,369	A
40 min	22,533	4,693	A	22,359	5,339	A
60 min	24,775	5,888	A	24,551	6,608	A
120 min	29,435	7,355	A	29,128	8,431	A
240 min	36,219	8,746	R	35,850	10,810	A
360 min	39,970	10,601	A	39,564	12,839	R
720 min	49,815	15,340	R	49,635	17,678	R
1080 min	54,854	16,756	A	54,479	20,176	R
1440 min	58,301	16,994	R	57,681	21,509	R

(A: ajustes aceitos; R: ajustes recusados)

Tabela 3.3: parâmetros e resultados do teste χ^2 para a distribuição de Gumbel, séries de tamanho variado (Aeroporto).

Durações	Momentos			Máxima Verossimilhança		
	x_0	s	χ^2 (10%)	x_0	s	χ^2 (10%)
10 min	10,870	2,260	R	10,908	2,070	A
20 min	16,896	3,389	R	17,003	3,122	R
30 min	20,297	4,136	A	20,206	4,369	A
40 min	22,533	4,693	A	22,359	5,339	A
60 min	24,775	5,888	A	24,551	6,608	A
120 min	29,435	7,355	A	29,128	8,431	A
240 min	36,182	8,764	R	35,814	10,815	R
360 min	39,961	10,609	A	39,552	12,870	R
720 min	49,163	13,857	A	49,994	11,077	A
1080 min	49,164	17,698	R	49,318	17,667	R
1440 min	49,649	14,323	A	48,950	17,324	R

(A: ajustes aceitos; R: ajustes recusados)

Tabela 3.4: comparação entre os valores de intensidade (mm/h) das curvas IDF ajustadas às séries de tamanho uniforme e variado (Aeroporto).

	720 min	1080 min	1440 min
Tr = 5 anos (tamanho uniforme)	6,07	4,44	3,49
Tr = 5 anos (tamanho variado)	5,83	4,21	2,96
Tr = 50 anos (tamanho uniforme)	9,14	6,68	5,19
Tr = 50 anos (tamanho variado)	8,60	6,57	4,40

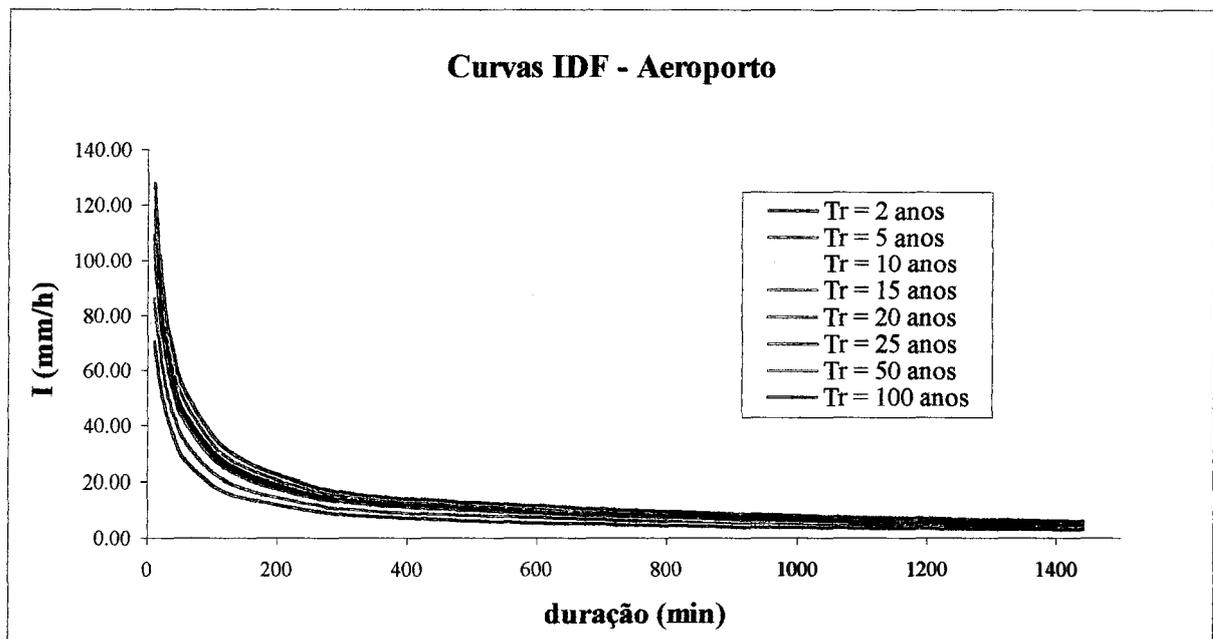


Figura 3.1: curvas IDF, determinadas a partir do ajuste da distribuição Gumbel (Aeroporto).

Tendo sido definido qual grupo de séries será utilizado para o cálculo das curvas IDF, uma expressão matemática foi ajustada às intensidades obtidas pelo ajuste Gumbel, método dos momentos, a essas séries. As constantes da equação IDF ajustada (equação 3.11) foram obtidas através do programa Systat, com coeficiente de correlação corrigido (R^2) de 0,998.

$$i_{m\acute{a}x} = \frac{826,806 \times Tr^{0,143}}{(td + 13,326)^{0,793}} \quad (3.11)$$

Os resultados da expressão acima podem ser comparados com os resultados da curva IDF determinada por Goldenfum et al., 1991 (equação 2.5). A tabela 3.5 fornece os valores obtidos pelas duas equações, para o tempo de retorno de 5 anos. Na figura 3.2, encontram-se as curvas IDF calculadas pelas duas formulações, para o mesmo tempo de retorno. Para o ajuste obtido no presente trabalho, são também fornecidos os intervalos de confiança de 90%.

Tabela 3.5: comparação das intensidades (mm/h) obtidas por diferentes formulações IDF, para $T_r = 5$ anos (Aeroporto).

	30 min	60 min	120 min	240 min	360 min
Goldenfum et al. (1991)	52,6	33,6	20,4	12,1	8,8
Presente trabalho	52,4	34,5	21,5	12,9	9,5

Pela análise da tabela 3.5, percebe-se uma boa aproximação entre os valores obtidos pela aplicação da formulação proposta pelo presente trabalho e os resultados de Goldenfum et al. (1991). Para as durações mais longas, a nova expressão fornece valores ligeiramente mais altos. Cabe lembrar, porém, que a expressão do estudo de Goldenfum et al. (1991) foi determinada com base em séries de durações até 180 minutos. Os baixos valores obtidos encontram-se, portanto, no ramo extrapolado (e de menor confiabilidade) da curva mais antiga.

Com base nas comparações acima e no fato de o presente trabalho ter analisado registros pluviográficos mais longos do que o anterior, optou-se por utilizar a expressão 3.11, quando necessário, nas etapas posteriores desse estudo.

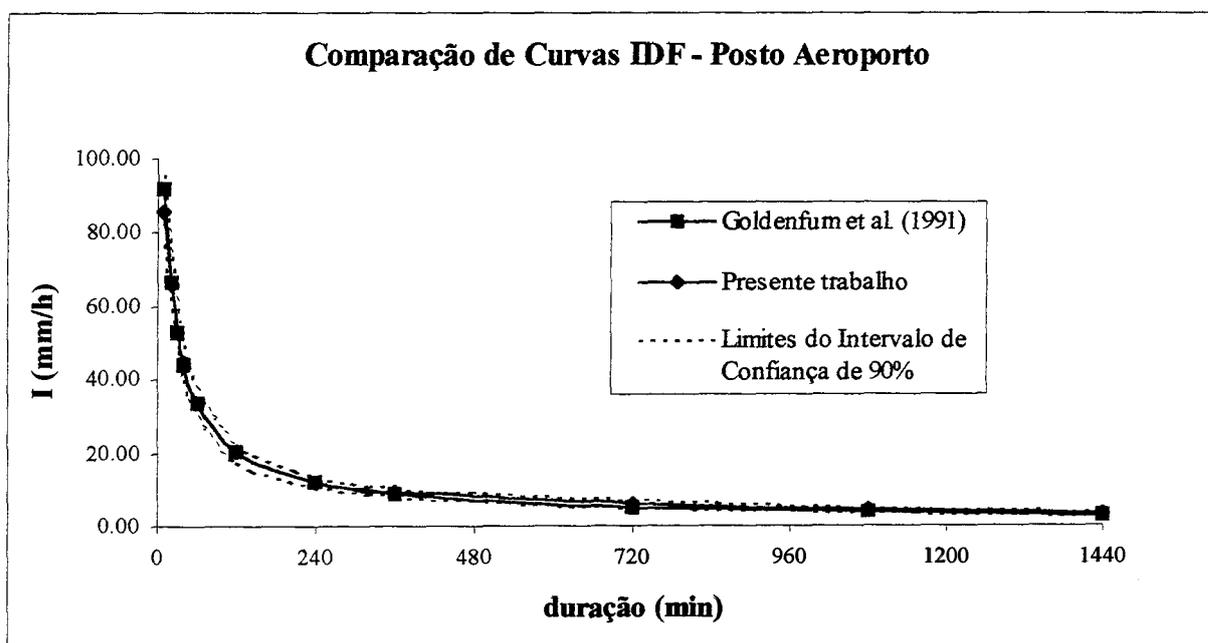


Figura 3.2: comparação de diferentes formulações IDF, $T_r = 5$ anos (Aeroporto).

3.3.2 - POSTO 8° DISME

O posto 8° DISME conta com registros pluviográficos do período compreendido entre setembro/1974 e abril/1998. A fim de possibilitar o posterior ajuste de uma distribuição estatística, foram selecionados, para cada duração, os valores máximos anuais de precipitação. Como a precisão temporal do aparelho é de 5 minutos, foi possível trabalhar com onze diferentes durações: 5, 10, 15, 30, 60, 120, 240, 360, 720, 1080 e 1440 minutos. As séries foram constituídas pelos eventos máximos ocorridos em uma janela igual ou menor do que a duração em questão (isto é, as precipitações selecionadas para uma determinada duração podem ter, na realidade, ocorrido em um menor intervalo de tempo, desde que não tenha havido um evento com precipitação total superior a esse com a duração em estudo). Tal procedimento resultou em séries de tamanho igual para cada duração (25 eventos cada). O conjunto de séries assim obtido encontra-se no Anexo I do presente trabalho.

A etapa seguinte foi o ajuste de uma distribuição estatística a cada uma das onze séries disponíveis. Novamente foram ajustadas as leis de Gumbel e de Jenkinson. Os resultados dos ajustes determinados pelo programa Safarhy, bem como os parâmetros das distribuições, calculados pelos métodos dos momentos e da máxima verossimilhança, estão apresentados nas tabelas 3.6 e 3.7. Os resultados tabelados são os do teste χ^2 , ao nível de significância de 10%.

Pela análise dos resultados dos testes aplicados ao ajuste Gumbel, pode-se verificar que, ao nível de significância de 10%, houve uma aceitação para quase todas as séries. Já na distribuição de Jenkinson, além de verificarem-se mais casos de rejeição, percebe-se a ocorrência de valores do parâmetro k bem próximos a zero, indicando a adequação da lei de Gumbel.

Foi procedida também uma comparação visual da plotagem dos ajustes. A fórmula empregada para o cálculo das frequências observadas foi a de Hazen (equação 3.10).

Com base nos resultados dos testes χ^2 , ao nível de significância de 10%, e na comparação visual da plotagem dos ajustes, optou-se pela escolha da função de probabilidade de Gumbel, com ajuste de parâmetros pelo método dos momentos, para a obtenção das curvas IDF do posto 8° DISME. Essa distribuição é historicamente bastante empregada no estudo de chuvas intensas, e foi também a aplicada por Goldenfum et al. (1991), em sua análise dos dados desse mesmo posto pluviográfico. O método dos momentos, apesar de sua formulação

bastante simples, forneceu valores de parâmetros muito similares aos obtidos através do método da máxima verossimilhança (tabela 3.6).

Tabela 3.6: parâmetros e resultados do teste χ^2 para a distribuição de Gumbel (8° DISME).

Durações	Momentos			Máxima Verossimilhança		
	x_0	s	χ^2 (10%)	x_0	s	χ^2 (10%)
5 min	9,616	2,536	A	9,593	2,624	A
10 min	14,220	4,060	A	14,286	3,742	A
15 min	17,937	5,459	A	17,930	5,149	R
30 min	23,768	8,177	A	23,827	7,562	A
60 min	29,269	10,679	A	29,804	8,883	R
120 min	33,939	10,968	A	34,480	9,481	A
240 min	40,415	11,419	A	40,812	10,598	A
360 min	45,368	12,019	A	45,710	11,689	A
720 min	57,229	13,505	A	57,632	12,152	A
1080 min	61,115	16,505	A	61,440	15,381	A
1440 min	63,901	16,595	A	63,822	16,944	A

(A: ajustes aceitos; R: ajustes recusados)

Tabela 3.7: parâmetros e resultados do teste χ^2 para a distribuição de Jenkinson (8° DISME).

Durações	Momentos Ponderados				Máxima Verossimilhança			
	x_0	s	k	χ^2 (10%)	x_0	s	k	χ^2 (10%)
5 min	9,514	2,742	0,006	R	9,685	2,673	0,065	A
10 min	13,992	3,999	-0,063	A	13,866	3,351	-0,217	A
15 min	17,510	5,452	-0,074	A	17,102	4,343	-0,325	R
30 min	23,128	7,768	-0,103	A	23,028	6,818	-0,209	A
60 min	28,594	8,614	-0,179	R	28,479	7,506	-0,299	R
120 min	33,514	9,635	-0,112	A	33,789	8,920	-0,135	A
240 min	40,235	11,079	-0,033	A	40,581	10,456	-0,039	A
360 min	45,314	11,858	-0,012	A	45,785	11,718	0,011	A
720 min	56,254	12,472	-0,114	A	56,916	11,607	-0,112	A
1080 min	60,091	15,931	-0,080	A	60,785	14,903	-0,079	A
1440 min	63,584	18,443	0,043	A	64,214	17,181	0,042	A

(A: ajustes aceitos; R: ajustes recusados)

Tendo sido definido o emprego da distribuição de Gumbel, e de posse de seus parâmetros s e x_0 , determinados pelo método dos momentos para cada uma das 11 séries, foi possível a plotagem das curvas IDF. Na figura 3.3 é apresentado o feixe de curvas IDF calculados pelo ajuste Gumbel para o posto 8º DISME, para os tempos de retorno de 2, 5, 10, 15, 20, 25, 50 e 100 anos.

Através do programa Systat, foi feito o ajuste de uma equação matemática a esse feixe de curvas. Os resultados obtidos com o uso dos dois diferentes métodos (Simplex e Quasi-Newton) foram os mesmos e, em ambos os casos, o coeficiente de correlação corrigido (R^2) foi de 0,997. Foi então definida a seguinte equação de curvas IDF:

$$i_{\max} = \frac{1297,9 \times Tr^{0,171}}{(td + 11,619)^{0,85}} \quad (3.12)$$

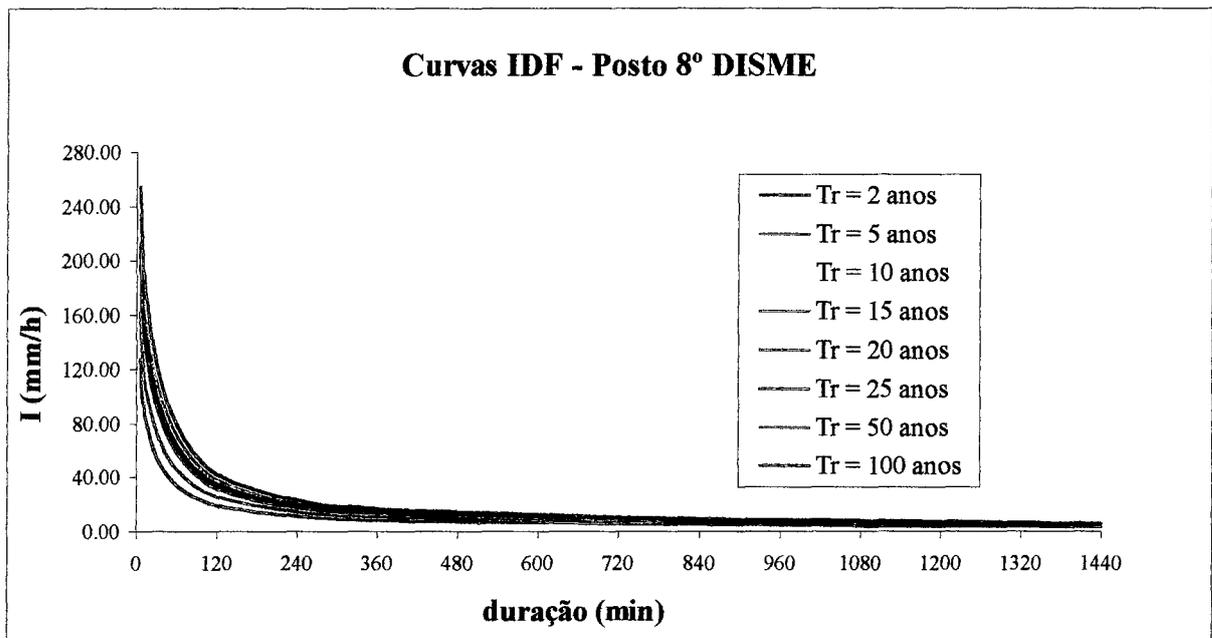


Figura 3.3: curvas IDF, determinadas a partir do ajuste da distribuição Gumbel (8º DISME).

Na comparação da equação agora determinada com as obtidas anteriormente por Goldenfum et al. (1991) e Silveira (1996), pode-se perceber uma boa aproximação entre os resultados, porém as novas curvas tendem a fornecer resultados ligeiramente mais altos. A tabela 3.8 mostra valores de intensidades obtidos pelas três formulações, para o período de retorno de 5 anos.

Tabela 3.8: comparação das intensidades (mm/h) obtidas por diferentes formulações IDF, para $T_r = 5$ anos (8° DISME).

	30 min	60 min	120 min	240 min	360 min
Goldenfum et al. (1991)	68,1	40,8	22,5	11,8	8,0
Silveira (1996)	62,2	38,6	21,2	14,6	11,4
Presente trabalho	71,8	45,3	27,0	15,6	11,2

Pela análise dessa tabela, pode-se perceber que a formulação Goldenfum et al. (1991) fornece valores menores, se comparados aos obtidos pelas demais equações, para as maiores durações ($t_d \geq 240$ minutos). Isso pode-se dever ao fato de que, no trabalho mais antigo, as relações IDF foram obtidas com base em séries de dados com durações de 10 a 180 minutos. Essa subestimação ocorre, portanto, no ramo extrapolado da curva. A IDF de Silveira (1996), por sua vez, subestima os valores para as menores durações, mas sua representatividade é menor, devido ao curto período de dados utilizado.

A figura 3.4 mostra a plotagem da curva IDF de 5 anos de tempo de retorno pelas três formulações anteriormente discutidas. Para o ajuste obtido no presente trabalho, são também representados os intervalos de confiança de 90%, fornecidos pelo programa Safarhy. Foram plotadas apenas as intensidades compreendidas entre as durações 30 e 360 minutos, que é a faixa comum a todas as formulações.

Pela observação da figura 3.4, pode-se notar que os valores de intensidades obtidos pelas equações IDF já existentes, à exceção do ramo extrapolado da curva de Goldenfum et al. (1991), cuja subestimação já foi abordada, encontram-se dentro do intervalo de confiança de 90% das curvas agora determinadas.

Com base nas comparações acima descritas e considerando que, no presente estudo, foi utilizada uma série de dados de precipitação bastante mais longa do que nos trabalhos anteriores, a expressão 3.12 é adotada, quando necessário, nas próximas etapas desse trabalho.

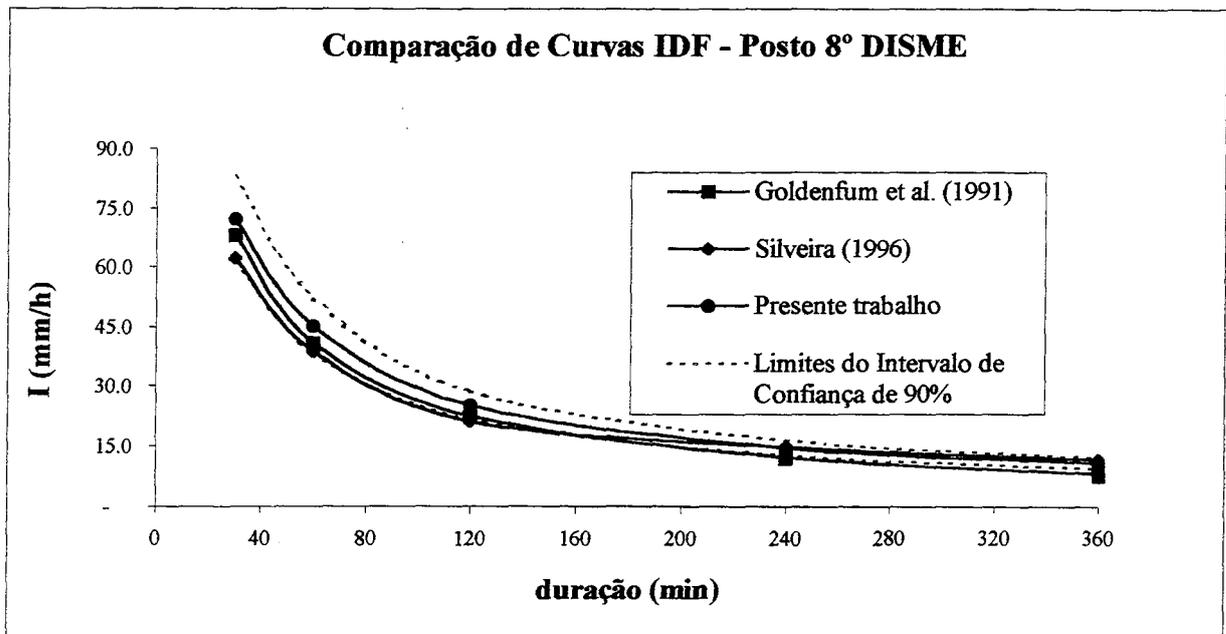


Figura 3.4: comparação de diferentes formulações IDF, $T_r = 5$ anos (8° DISME).

4 - DETERMINAÇÃO DE CHUVAS DE PROJETO PARA PORTO ALEGRE

4.1 - METODOLOGIA ADOTADA

Para a avaliação da aplicabilidade de padrões de chuva de projeto à cidade de Porto Alegre, foram analisadas quatro metodologias de obtenção desses padrões. Os procedimentos selecionados foram:

- Método de Chicago (Keifer & Chu, 1957), por ser um modelo bastante difundido e aplicado;
- Método dos Blocos Alternados (citado por Zahed & Marcellini, 1995), por ser bastante aplicado na prática de projetos de engenharia;
- Hietograma Triangular (Yen & Chow, 1980), por sua extrema simplicidade e facilidade de utilização;
- Método de Pilgrim & Cordery (1975), por fornecer padrões de chuva bastante diversos dos citados acima e mais similares aos de eventos reais.

As metodologias citadas acima estão incluídas em diferentes grupos, mencionados no item 2.2 do presente trabalho. Segundo Jatón (1984), os métodos de Chicago e dos Blocos Alternados são caracterizados como “derivados das relações IDF”, enquanto o hietograma Triangular se baseia “na estrutura interna das tormentas” e o procedimento de Pilgrim & Cordery se enquadra dentro dos métodos “baseados na análise de tormentas históricas”.

4.1.1 - MÉTODO DE CHICAGO

O Método de Chicago, originalmente concebido por Keifer & Chu (1957) para o projeto de redes de drenagem da cidade de Chicago, considera que os seguintes fatores afetam o pico do escoamento:

- a) volume de chuva que cai durante o período de máxima;
- b) quantidade de chuva antecedente ao período de máxima intensidade;
- c) localização do pico da intensidade da chuva.

O item a) pode ser obtido das curvas IDF do local em análise. A partir dessas relações, obtém-se um hietograma “completamente adiantado”, isto é, cujo pico se encontra no início de sua duração. Logo, a chuva de projeto para uma duração t_d tem sua intensidade média obtida da curva IDF, para determinado tempo de retorno, expressa por:

$$i_m = \frac{E}{(td + F)^G} \quad (4.1)$$

Onde:

i_m : intensidade média, em mm/h;

E, F, G: constantes.

Através das formulações propostas pelos autores, obtêm-se o hietograma de projeto do tipo completamente adiantado, com a mesma intensidade média para todas as durações:

$$i_m = \frac{E \times [(1-G) \times td + F]}{(td + F)^{1+G}} \quad (4.2)$$

Um coeficiente “r” foi introduzido a fim de representar a posição do pico da intensidade da chuva e possibilitar a obtenção de hietogramas com padrões intermediários de adiantamento. Da figura 4.1, tem-se:

$$tb = r \times td \quad (4.3)$$

$$ta = (1-r) \times td \quad (4.4)$$

Onde:

tb: tempo anterior ao pico de intensidade, em min;

ta: tempo posterior ao pico de intensidade, em min;

r: coeficiente que representa o avanço da tormenta.

Resolvendo a equação 4.4 para td e substituindo na equação 4.2, obtêm-se as equações que fornecem a intensidade da chuva antes e após o pico:

$$ib = \frac{E \times \left[(1-G) \frac{r \times td - t}{r} + F \right]}{\left(\frac{r \times td - t}{r} + F \right)^{1+G}} \quad (4.5)$$

$$ia = \frac{E \times \left[(1-G) \frac{t - r \times td}{(1-r)} + F \right]}{\left[\left(\frac{t - r \times td}{1-r} \right) + F \right]^{1+G}} \quad (4.6)$$

Onde:

ib: intensidade da chuva antes do pico, em mm/h;

ia: intensidade da chuva após o pico, em mm/h.

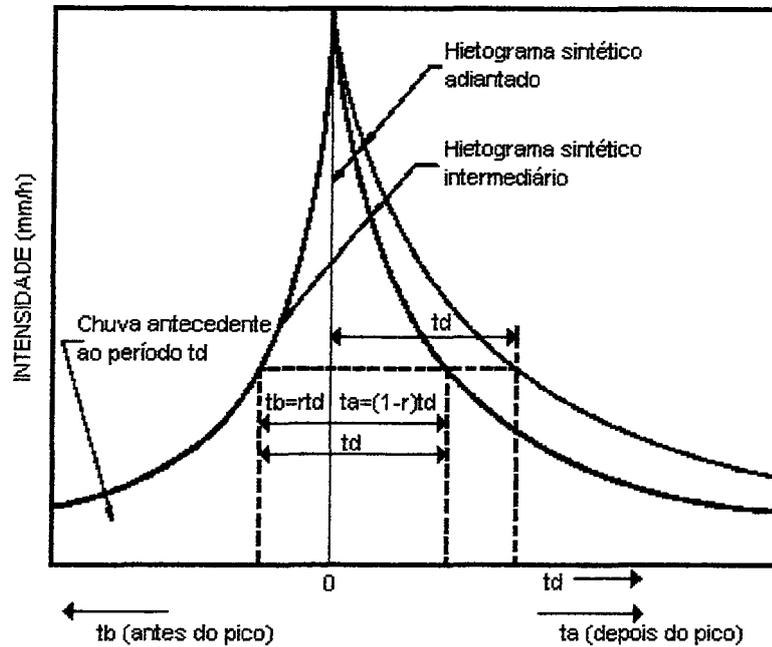


Figura 4.1: modelo de chuva de projeto intermediário, Método de Chicago (Zahed & Marcellini, 1995).

A determinação do valor do coeficiente r para cada local deve ser feita pela análise de eventos históricos críticos. Para isso, dois procedimentos são propostos pelos autores. O primeiro deles consiste na análise da localização do pico dos eventos históricos mais críticos já registrados e na determinação, através da equação 4.3, de um valor de r médio para cada duração. O valor final de r é então calculado a partir da média ponderada desses coeficientes.

A outra opção para o cálculo de r leva em consideração o total de chuva antecedente. O total precipitado antes do pico, para uma duração t_d , é:

$$P_b = r \times P = \frac{r \times E \times t_d}{60(t_d + F)^G} \quad (4.7)$$

Onde P_b é a massa de chuva precipitada antes do pico, em mm.

Uma das premissas básicas desse método, adotada por Keifer & Chu (1957), é a de que a duração da chuva de projeto deve ser definida levando em conta o maior tempo de concentração do sistema de drenagem a ser projetado. Normalmente essa duração é bastante longa para um sistema de esgotos pluviais. Assume-se que, para essa duração, qualquer quantidade de chuva antecedente tem pouco efeito no escoamento resultante. Pode-se, então, expressar o total precipitado antes de uma duração t_d como:

$$R = [Pb]_{tc} - [Pb]_{td} = \frac{r \times E \times tc}{60(tc + F)^G} - \frac{r \times E \times td}{60(td + F)^G} \quad (4.8)$$

Onde:

R: precipitação antecedente, em mm;

tc: tempo de concentração, em min.

Substituindo na equação 4.8 a média dos valores históricos das chuvas antecedentes (R) de cada duração t_d , obtém-se, para cada uma dessas durações, um valor de r. O coeficiente r final é calculado através da média ponderada desses valores.

4.1.2 - MÉTODO DOS BLOCOS ALTERNADOS

O método dos Blocos Alternados é uma solução bastante simples para a obtenção de tormentas de projeto. A partir de dados das relações IDF, o método propõe a distribuição de totais de chuva em intervalos de tempo contidos na duração total, visando simular uma condição crítica. Os procedimentos a serem seguidos, descritos por Zahed & Marcellini (1995), são:

- seleção da duração da chuva (t_d), do intervalo de discretização (Δt) e do período de retorno (T_r);
- obtenção da intensidade de chuva para cada duração, a partir das curvas IDF, para o período de retorno escolhido;
- transformação das intensidades em alturas de chuva;
- obtenção das precipitações acumuladas, até o último intervalo;
- cálculo dos incrementos dos totais acumulados;
- rearranjo dos incrementos (ou blocos) em uma seqüência tal que o bloco maior se situe no centro da duração da tormenta; em seguida, os demais blocos são dispostos em ordem decrescente, um à direita e outro à esquerda do bloco maior, alternadamente.

Conforme já comentado anteriormente, tal método, além de propor um padrão arbitrário de distribuição temporal, admite que uma chuva com certa duração e período de retorno contenha eventos de durações menores, sempre com o mesmo período de retorno do evento de maior duração.

4.1.3 - HIETOGRAMA TRIANGULAR

Esse método, apresentado por Yen & Chow (1980), baseia-se em uma análise estatística dos momentos que descrevem a geometria do hietograma. Os autores sugeriram a utilização apenas do primeiro momento, que gera uma distribuição triangular da intensidade da chuva. O objetivo dessa metodologia foi, desde o início, fornecer um procedimento simples de obtenção da distribuição temporal da chuva para projetos de pequenas estruturas de drenagem, e não representar exatamente a forma de eventos registrados.

O procedimento para obtenção do hietograma triangular é descrito por Zahed & Marcellini (1995) através das seguintes etapas:

- escolha de uma duração t_d e de um período de retorno T_r ;
- a partir das curvas IDF do local de interesse, obtenção da intensidade média i ;
- com os valores de t_d e i estabelecidos, os parâmetros do hietograma triangular são definidos por:

$$t_b = r \times t_d \quad (4.9)$$

$$t_a = (1 - r) \times t_d \quad (4.10)$$

$$H = \frac{2P}{t_d} \quad (4.11)$$

Onde:

H: a altura do triângulo;

P: total da precipitação.

O hietograma triangular assim obtido é mostrado na figura 4.2.

O valor do coeficiente de avanço r foi determinado por Yen & Chow (1980) para três postos pluviográficos localizados na região norte dos EUA, para diversas durações e

diferentes estações do ano. É sugerido que, para aplicação do método em outros locais, análises de eventos históricos sejam feitas a fim de determinar o valor de tal coeficiente.

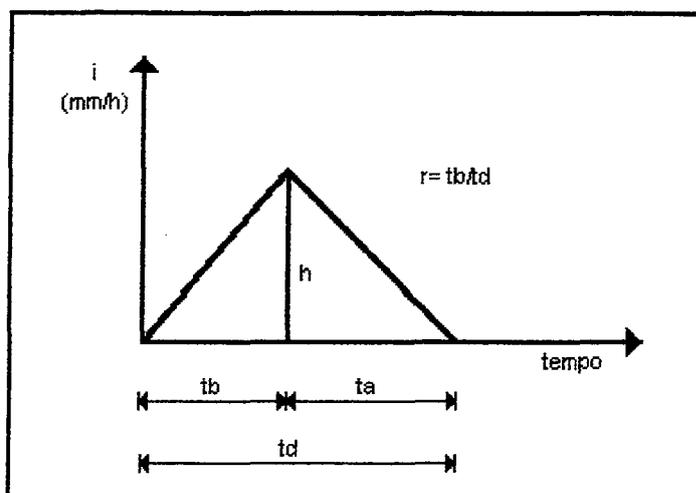


Figura 4.2: hietograma triangular (Zahed & Marcellini, 1995).

4.1.4 - MÉTODO DE PILGRIM & CORDERY

A metodologia proposta por Pilgrim & Cordery (1975) pode ser desenvolvida nas seguintes etapas:

- seleção, para determinada duração de interesse, dos maiores eventos históricos (os autores sugerem, com base em testes χ^2 , que sejam selecionados, pelo menos, os 50 maiores eventos registrados);
- ordenação dos eventos, de acordo com o total precipitado;
- divisão da duração do eventos em um número igual de intervalos (esse número é função das necessidades práticas da estimativa de vazões, podendo ocorrer um número diferente de intervalos para cada duração);
- obtenção, para cada evento, dos totais precipitados em cada intervalo;
- atribuição de um índice aos intervalos, correspondendo à posição do total precipitado no período, quando colocados em ordem decrescente (quando ocorrerem valores iguais de precipitação em mais de um período, o índice atribuído é uma média dos índices individuais);
- cálculo da média desses índices, para cada intervalo;
- determinação da porcentagem da chuva total que ocorre em cada período;
- cálculo da média das porcentagens, para cada intervalo;

- obtenção da distribuição temporal da chuva pela atribuição, para o intervalo de menor índice médio, da maior porcentagem média, e assim sucessivamente.

A distribuição temporal assim proposta busca levar em conta a variabilidade média da chuva intensa, em contraste à média simples assumida por outros métodos. A distribuição temporal obtida é função do número de intervalos utilizados. Para uma mesma duração, distribuições diferentes são obtidas com a variação do tamanho do intervalo de tempo. Para durações longas, ao utilizarem-se intervalos pequenos, podem ser obtidas distribuições temporais bastante diversas das obtidas pelos outros três métodos citados anteriormente.

4.2 - RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.2.1 - MÉTODO DE CHICAGO

A metodologia anteriormente descrita foi aplicada aos dados das estações pluviográficas Aeroporto e 8º DISME. A duração máxima da chuva de projeto de Chicago calculada foi adotada como sendo de 4 horas, podendo-se aceitar a premissa desse método de que qualquer quantidade de chuva antecedente tem pouco efeito no escoamento resultante.

a) Determinação de r com base na localização do pico em tormentas históricas

Esse procedimento analisa a localização do pico em eventos históricos críticos, para todas as durações de interesse, e determina um valor de r médio para cada duração. O valor final de r é então calculado a partir da média ponderada desses coeficientes, em função das durações.

Como critério para selecionar os eventos históricos que poderiam ser considerados “críticos”, adotaram-se os valores da curva IDF de 2 anos de período de retorno (citados nas tabelas 4.1 e 4.2). Portanto, para cada duração, foram determinados todos os eventos registrados que iguallassem ou superassem tais valores.

Tabela 4.1: valores da curva IDF de $T_r = 2$ anos (Aeroporto).

Durações (min)	30	40	60	120
P (mm)	21,8	24,3	26,9	32,1

Tabela 4.2: valores da curva IDF de $T_r = 2$ anos (8° DISME).

Durações (min)	15	30	60	120
P (mm)	19,9	26,8	33,2	38,0

O valor de r foi determinado analisando-se em qual intervalo de tempo da chuva se encontra a intensidade máxima, para as durações de 30, 40, 60 e 120 min (Aeroporto) e 15, 30, 60 e 120 min (8° DISME). A discretização temporal adotada foi de 10 minutos para o posto Aeroporto e 5 minutos para o posto 8° DISME. Um valor médio de r foi obtido para cada duração, e, a partir da média ponderada desses valores em função das durações, estabeleceu-se o valor final desse coeficiente para as duas estações pluviográficas em estudo (tabelas 4.3 e 4.4).

Tabela 4.3: valores de r para as diversas durações e valor ponderado de r (Aeroporto).

Durações (min)	30	40	60	120	r_{pond}
r	0,428	0,440	0,417	0,315	0,373

Tabela 4.4: valores de r para as diversas durações e valor ponderado de r (8° DISME).

Durações (min)	15	30	60	120	r_{pond}
r	0,511	0,417	0,286	0,196	0,270

O coeficiente determinado para o posto 8° DISME é bastante inferior ao valor obtido para os dados do posto Aeroporto, o que pode indicar que as duas estações pluviográficas agora em estudo, apesar de geograficamente próximas, têm características bastante diversas. Salienta-se, também, que as curvas IDF calculadas para os dois postos são bastante diferentes, sendo que as intensidades de chuva são menores no posto Aeroporto do que no posto 8° DISME. Além disso, cabe lembrar que se trabalhou com intervalos de tempo diferentes para cada estação, tendo em vista a baixa qualidade dos pluviogramas da estação Aeroporto.

As figuras 4.3 e 4.4 mostram os valores médios da posição do pico para cada duração plotados contra o valor médio ponderado desse coeficiente, permitindo a visualização das variações existentes. Nota-se que a variação verificada no posto 8° DISME é bastante superior à do posto Aeroporto.

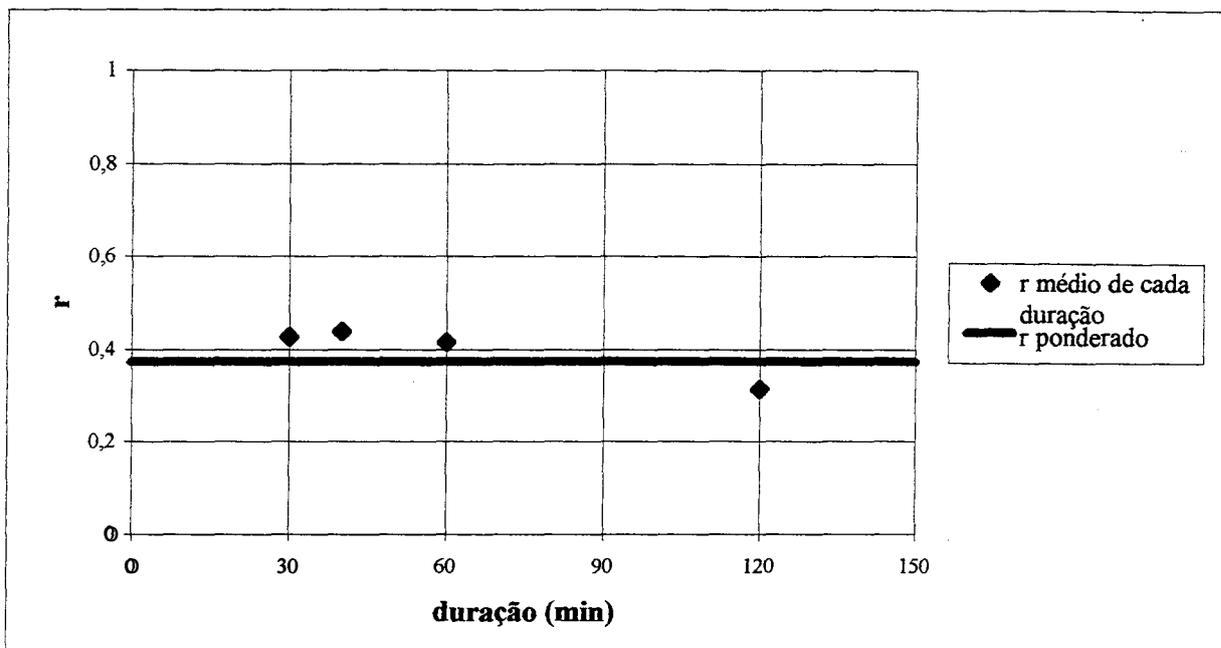


Figura 4.3: comparação entre os valores médios de r de cada duração e o valor de r_{pond} (Aeroporto).

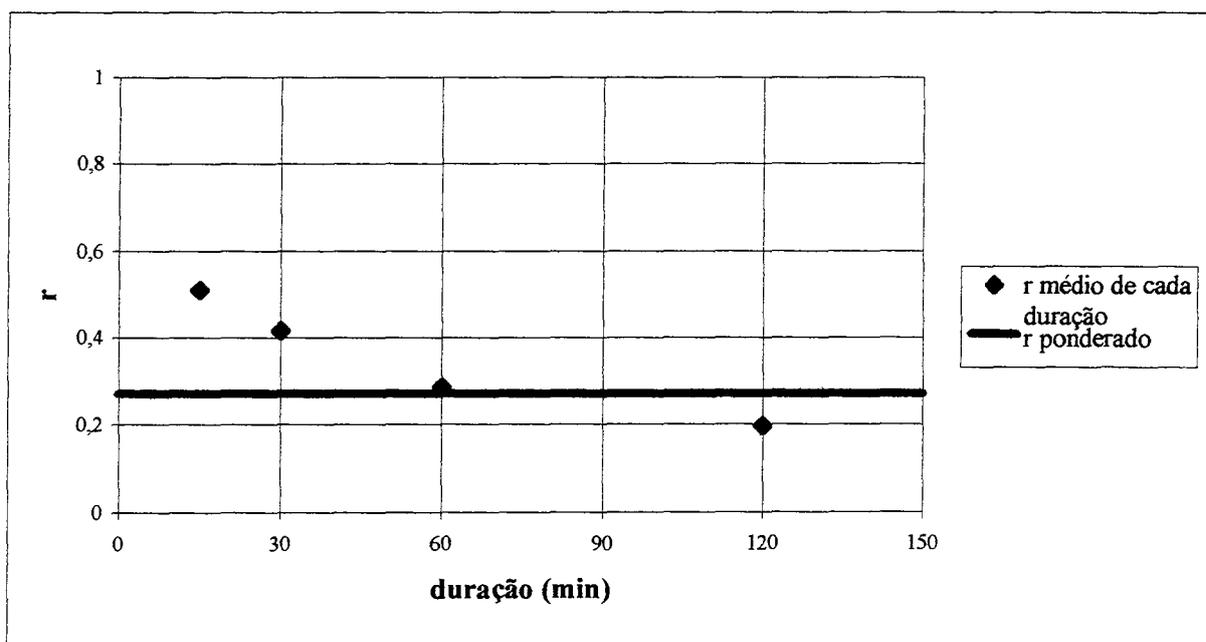


Figura 4.4: comparação entre os valores médios de r de cada duração e o valor de r_{pond} (8º DISME).

b) Determinação de r a partir da chuva antecedente

Por esse procedimento, um valor de r é determinado para cada duração e tempo de retorno analisados. Na equação 4.8, são substituídos os valores de E , F e G , provenientes das curvas IDF, o valor do tempo de concentração (4 horas), bem como os valores médios de precipitação antecedente, calculados a partir dos eventos históricos já selecionados.

Para a obtenção das precipitações antecedentes, considerou-se o volume de chuva precipitado no período anterior ao período de máxima. Isto é, para uma chuva máxima com duração de 30 min, a chuva antecedente considerada foi o total precipitado anteriormente a esse período, até o início do evento (duração total de 4 horas). No caso de eventos com duração total superior a essa, consideraram-se períodos críticos de 4 horas, dentro da duração total. Os valores médios das chuvas antecedentes para cada duração estão nas tabelas 4.5 e 4.6.

Tabela 4.5: valores médios observados da precipitação antecedente (Aeroporto).

Duração (min)	30	40	60	120
R_{obs} (mm)	5,46	4,16	2,33	1,98

Tabela 4.6: valores médios observados da precipitação antecedente (8° DISME).

Duração (min)	15	30	60	120
R_{obs} (mm)	7,27	3,89	1,89	1,32

Nesse estudo, foram obtidos os coeficientes r para as durações de 30, 40, 60 e 120 minutos (Aeroporto) e 15, 30, 60 e 120 minutos (8° DISME) e para os períodos de retorno de 2 e 5 anos. Um coeficiente r ponderado foi calculado para cada um dos tempos de retorno. Esses valores encontram-se nas tabelas 4.7 e 4.8.

Tabela 4.7: valores médios de r para as diversas durações e r_{pond} (Aeroporto).

Duração (min)	30	40	60	120	r_{pond}
Tr = 2 anos	0,244	0,215	0,155	0,260	0,223
Tr = 5 anos	0,214	0,189	0,136	0,228	0,195

Tabela 4.8: valores médios de r para as diversas durações e r_{pond} (8° DISME).

Duração (min)	15	30	60	120	r_{pond}
Tr = 2 anos	0,236	0,173	0,130	0,187	0,201
Tr = 5 anos	0,202	0,148	0,024	0,112	0,171

Pode-se perceber que os valores de r calculados através da análise da média das precipitações antecedentes foram, para ambos os postos pluviográficos em análise, bastante inferiores aos obtidos pela análise da posição do pico de intensidade em eventos históricos. Tais valores também foram consideravelmente inferiores aos encontrados por outros autores para diversas regiões de estudo. Na tabela 4.9 encontra-se uma listagem de alguns desses coeficientes, obtidos por vários autores.

Há dois estudos que determinaram valores do coeficiente de avanço de tormentas com base em dados pluviográficos do estado do Rio Grande do Sul. Díaz (1986) analisou dados do posto IPH, em Porto Alegre, e encontrou valores do coeficiente de avanço novamente superiores aos encontrados no presente trabalho ($r = 0,44$ para $Tr = 2$ anos e $r = 0,37$ para $Tr = 5$ anos).

Paiva (1997), analisando 25 anos de dados de uma estação pluviográfica em Santa Maria - RS, determinou, com base na localização do pico em tormentas históricas, um coeficiente r médio de 0,25. Esse valor, similar aos obtidos no presente trabalho, indica que as precipitações daquela região têm um padrão bastante adiantado.

Tabela 4.9: valores de r para diversas localidades.

LOCAL	r
Baltimore, EUA	0,399
Chicago, EUA	0,375
Chicago, EUA	0,294
Cincinnati, EUA	0,325
Cleveland, EUA	0,375
Gauhati, Índia	0,416
Ontário, Canadá	0,480
Philadelphia, EUA	0,414
Urbana, EUA	0,32 - 0,43
Boston, EUA	0,35 - 0,42
Elizabeth City, EUA	0,36 - 0,45

(Fonte: Chow et al., 1988)

Tendo em vista que valores tão distintos foram encontrados através da aplicação dos dois métodos, apesar de os mesmos eventos terem sido estudados em ambos os casos, efetuou-se uma análise mais detalhada da validade da aplicação dos mesmos.

O procedimento a), que determina o valor do coeficiente de avanço das tormentas a partir da análise da posição do pico em diversos eventos críticos, parte apenas da observação do padrão de distribuição das intensidades de chuva em eventos reais registrados. Portanto, não tem nenhuma ligação com as formulações sugeridas por Keifer & Chu (1957), podendo, inclusive, ser aplicado a outros métodos de obtenção de chuvas de projeto (por exemplo, o hietograma triangular de Yen & Chow, 1980). Entretanto, a validade desse procedimento pode ser questionada, pois ele analisa períodos de máxima intensidade, ocorridos dentro de eventos de maiores durações, como chuvas completas, desconsiderando qualquer lâmina precipitada antes do período crítico.

Já o procedimento b) se baseia nos totais precipitados anteriormente aos eventos máximos observados para cada duração. Supõe-se que as chuvas sigam o padrão proposto pelos autores, e o valor de r é obtido a partir da equação 4.8. Essa suposição não é necessariamente válida. Pela observação de hietogramas registrados, nota-se, como seria previsível, que a distribuição das intensidades é extremamente variável. Isso pode sugerir, portanto, que os valores de r calculados pelo procedimento a) sejam mais condizentes com a realidade, pois são obtidos a partir apenas dos eventos observados, sem supor que a distribuição temporal das intensidades desses eventos siga determinada equação.

Outro fato que pode explicar valores distintos do coeficiente médio de avanço das tormentas é o fator de ponderação. Enquanto o procedimento a) utiliza como fator de ponderação a duração dos eventos, dando maior peso ao coeficiente médio da maior duração ($r_{120\text{min}}$), o procedimento b) faz a ponderação em função da precipitação antecedente. Como as maiores precipitações antecedentes foram registradas quando da análise das menores durações, o maior peso é dado ao coeficiente r da menor duração ($r_{15\text{min}}$).

Além dos pontos já citados acima, cabe salientar a grande variação dos elementos considerados no cálculo de r , para os dois procedimentos aplicados. Isso pode ser verificado pela observação das tabelas 4.10 e 4.11, que fornecem, para cada duração, a média e o desvio padrão da posição do pico e da precipitação antecedente.

Tabela 4.10: média e desvio padrão dos valores da posição do pico, r , e da precipitação antecedente, R (Aeroporto).

Duração (min)	r		R (mm)	
	Média	Desvio	Média	Desvio
30	0,428	0,250	5,46	7,20
40	0,440	0,282	4,16	7,06
60	0,417	0,266	2,33	4,70
120	0,315	0,220	1,98	5,04

Tabela 4.11: média e desvio padrão dos valores da posição do pico, r , e da precipitação antecedente, R (8° DISME).

Duração (min)	r		R (mm)	
	Média	Desvio	Média	Desvio
15	0,511	0,297	7,27	9,77
30	0,417	0,248	3,89	8,59
60	0,286	0,257	1,89	5,67
120	0,196	0,178	1,32	4,91

Nota-se que os desvios padrão são da mesma ordem de grandeza da média e, no caso da série de precipitações antecedentes, até maiores do que ela. Isso indica a grande variação dos elementos estudados (fato já mencionado por Yen & Chow, 1980).

No caso do procedimento b), para cada duração, a equação 4.8 é solucionada com o valor médio da precipitação antecedente. Com o intuito de estabelecer intervalos de confiança para o coeficiente r , resolveu-se a equação 4.8 para todos os valores de precipitação antecedente, obtendo-se, assim, uma série de valores do coeficiente. As séries calculadas para a duração de 120 min e tempo de retorno de 2 anos, para os dois postos em estudo, são apresentadas nas tabelas 4.12 e 4.13.

Constata-se que o valor médio dos coeficientes r calculados dessa forma é, como esperado, igual ao valor obtido pela substituição da precipitação antecedente média, para duração 120 min e $T_r = 2$ anos, na equação 4.8 (vide tabelas 4.7 e 4.8). No entanto, percebe-se a ocorrência nessas séries de valores do coeficiente r superiores à unidade. Para o posto Aeroporto, isso verifica-se nos eventos de 04/Jun/70 ($r = 1,771$) e de 03/Fev/82 ($r = 2,518$). Para o posto 8° DISME, no evento de 12/Abr/80 ($r = 3,536$). Fisicamente, esses resultados não

têm significado, visto que o coeficiente de avanço das tormentas representa a porcentagem da duração total da chuva anterior à ocorrência do pico de intensidades e, como tal, tem uma variação entre 0 e 100 %. Para todas as demais durações analisadas, em ambos os postos, também foram encontrados valores de r superiores a 1, sempre que a precipitação antecedente era grande. Isso ressalta mais inconsistências no procedimento b) de cálculo do coeficiente de avanço das tormentas.

Tabela 4.12: valores calculados de r , pelo procedimento b), para a duração 120 min e $T_r = 2$ anos (Aeroporto).

Data	$r_{120 \text{ min}}$	Data	$r_{120 \text{ min}}$	Data	$r_{120 \text{ min}}$
29/Nov/63	0,026	02/Mar/73	0,105	01/Mar/84	0,013
05/Fev/69	0,000	21/Fev/77	0,000	13/Mai/87	0,157
11/Fev/69	0,000	12/Dez/79	0,000	08/Nov/87	0,039
18/Mai/69	0,000	16/Fev/80	0,000	10/Jan/87	0,039
04/Jun/70	1,771	29/Jan/81	0,131	16/Mar/86	0,000
19/Mar/71	0,000	13/Fev/81	0,052	26/Abr/86	0,315
15/Mar/72	0,026	03/Fev/82	2,518	Média	0,260

Tabela 4.13: valores calculados de r , pelo procedimento b), para a duração 120 min e $T_r = 2$ anos (8° DISME).

Data	$r_{120 \text{ min}}$	Data	$r_{120 \text{ min}}$	Data	$r_{120 \text{ min}}$
16_17/Jan/75	0,085	29/Mar/85	0,000	15/Nov/90	0,078
09/Mar/76	0,000	25/Dez/85	0,028	5_6/Dez/90	0,000
07/Dez/76	0,000	15_16/Mar/86	0,000	24/Dez/90	0,000
15/Dez/76	0,495	10/Jan/87	0,000	14_15/Mar/92	0,000
12/Abr/80	3,536	12_13/Mai/87	0,149	23/Dez/92	0,000
19_20/Jan/81	0,028	08/Nov/87	0,014	27/Jan/93	0,000
13_14/Fev/81	0,057	8_9/Jan/89	0,396	27_28/Dez/93	0,000
1_2/Mar/84	0,000	30/Mar/89	0,000	22/Dez/95	0,000
20/Abr/84	0,000	31/Jan/90	0,000	Média	0,187

Apesar da inconsistência verificada na formulação proposta, tentou-se ainda o estabelecimento de intervalos de confiança. Entretanto, devido ao grande número de valores nulos (ocorridos sempre que a precipitação antecedente registrada era nula), não foi possível o ajuste de uma distribuição estatística, inviabilizando, portanto, a obtenção dos limites de variação de r . As figuras 4.5 e 4.6 fornecem histogramas das ocorrências dos valores de r , calculados pelo procedimento b), para a duração de 120 min e o período de retorno de 2 anos.

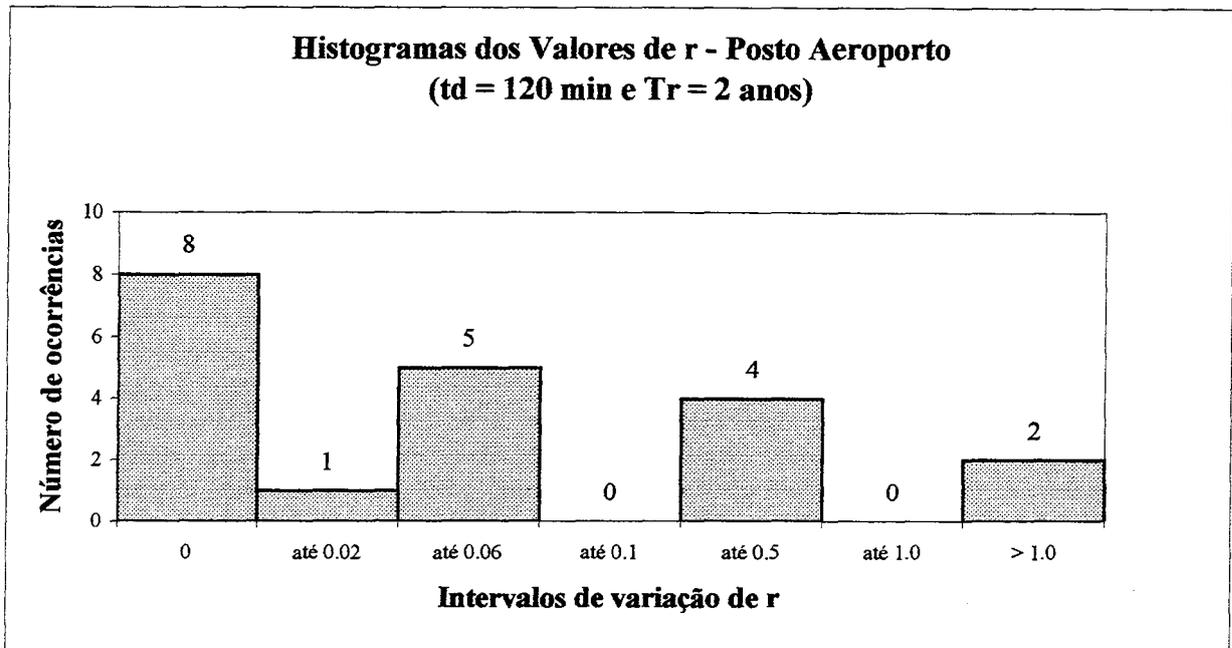


Figura 4.5: histograma das ocorrências dos valores de r , calculados pelo procedimento b), para $t_d = 120$ min e $T_r = 2$ anos (Aeroporto).

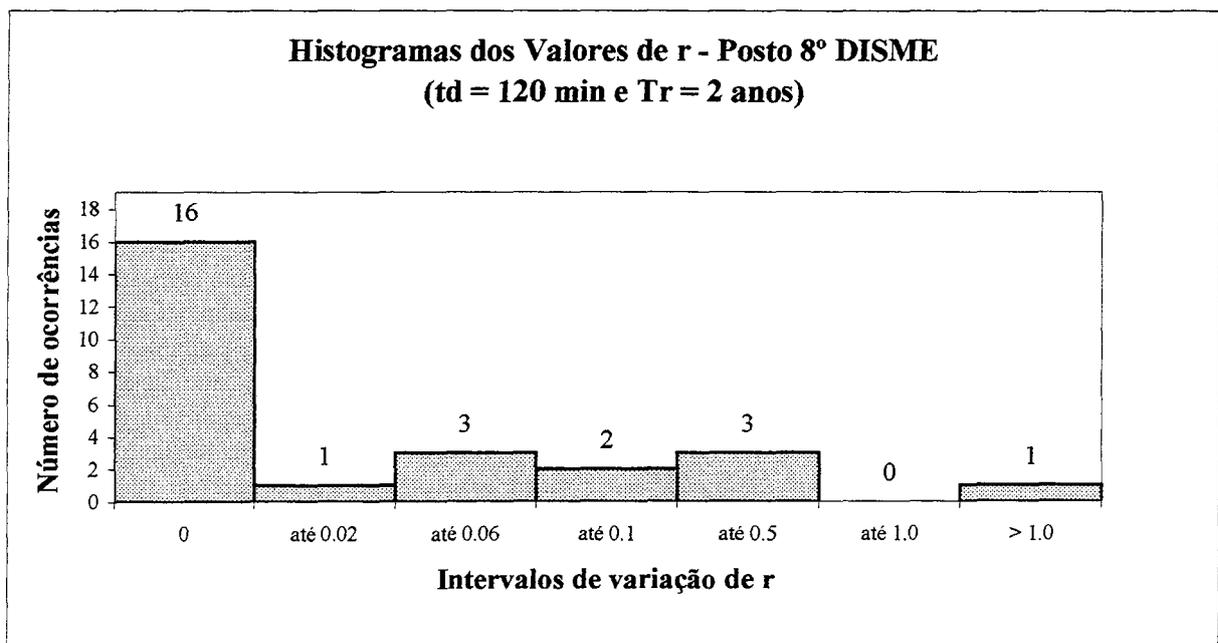


Figura 4.6: histograma das ocorrências dos valores de r , calculados pelo procedimento b), para $t_d = 120$ min e $T_r = 2$ anos (8° DISME).

Levando-se em consideração que os coeficientes de avanço obtidos pelo procedimento a) aproximaram-se mais dos valores calculados por outros autores, e também todos os questionamentos surgidos quanto à validade do procedimento b), optou-se por aplicar, na obtenção dos hietogramas de projeto para o presente trabalho, os valores de r determinados pela análise da posição do pico em tormentas históricas ($r = 0,373$ para o posto Aeroporto, e $r = 0,270$ para o posto 8º DISME). Na determinação desses valores, não foram utilizadas formulações referentes ao método de Chicago, o que viabiliza sua aplicação em outras metodologias de obtenção de chuvas de projeto.

c) Determinação do hietograma de projeto

Após a definição do coeficiente de avanço das tormentas, os hietogramas de projeto para as durações de 30, 60, 120 e 240 minutos e para os períodos de retorno de 2 e 5 anos foram determinados pelas equações 4.5 e 4.6, que fornecem a intensidade da chuva antes e depois do pico. Nas figuras 4.7 e 4.8 são apresentados os hietogramas de 240 minutos de duração, para 2 e 5 anos de tempo de retorno.

Os hietogramas assim obtidos, sob a forma de gráficos duração x intensidade, foram transformados em relações duração x precipitação. Foram novamente obtidas chuvas de projeto de 30, 60, 120 e 240 minutos, para 2 e 5 anos de período de retorno. As figuras 4.9 e 4.10 mostram os hietogramas assim obtidos, para um período de retorno de 2 anos, com duração 240 minutos.

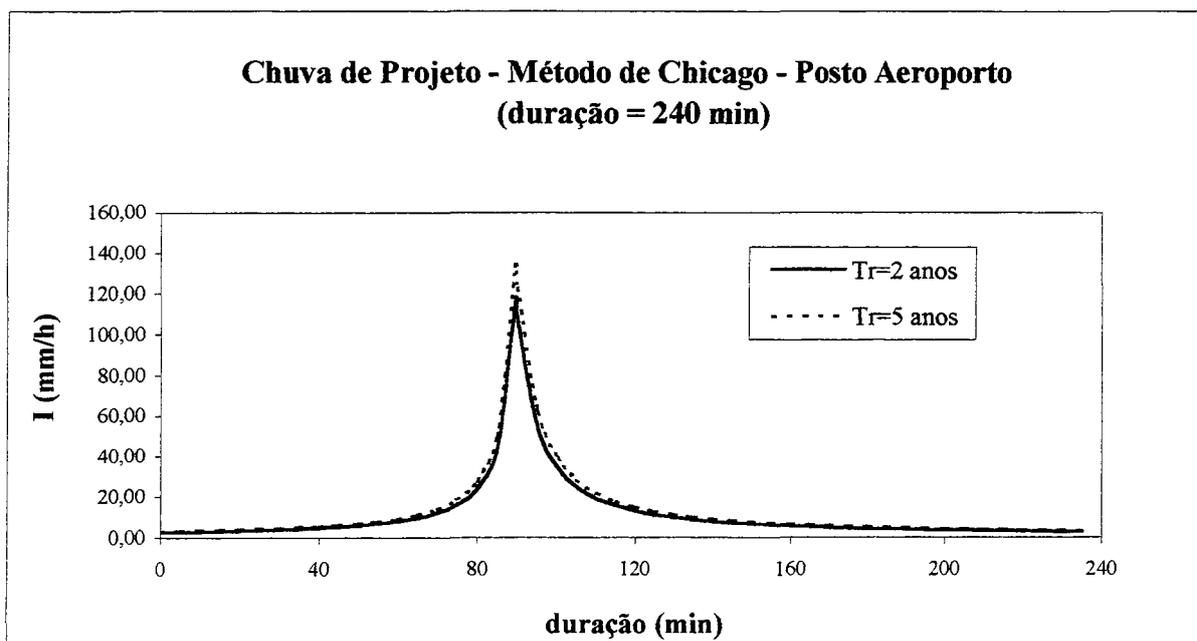
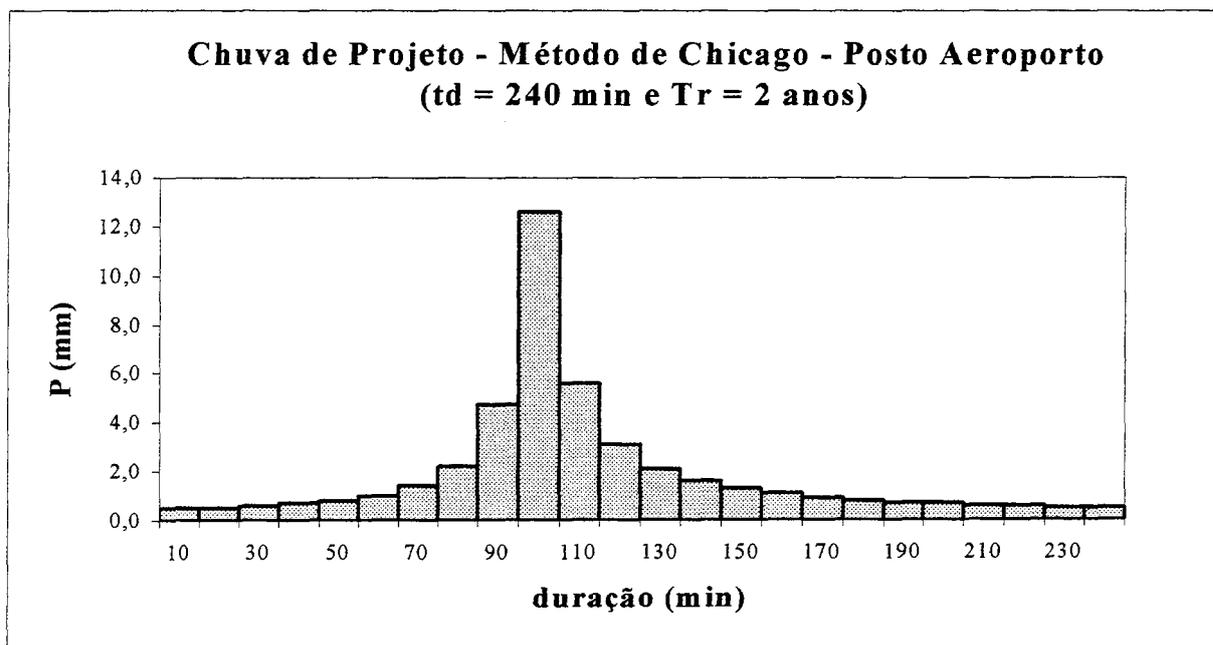
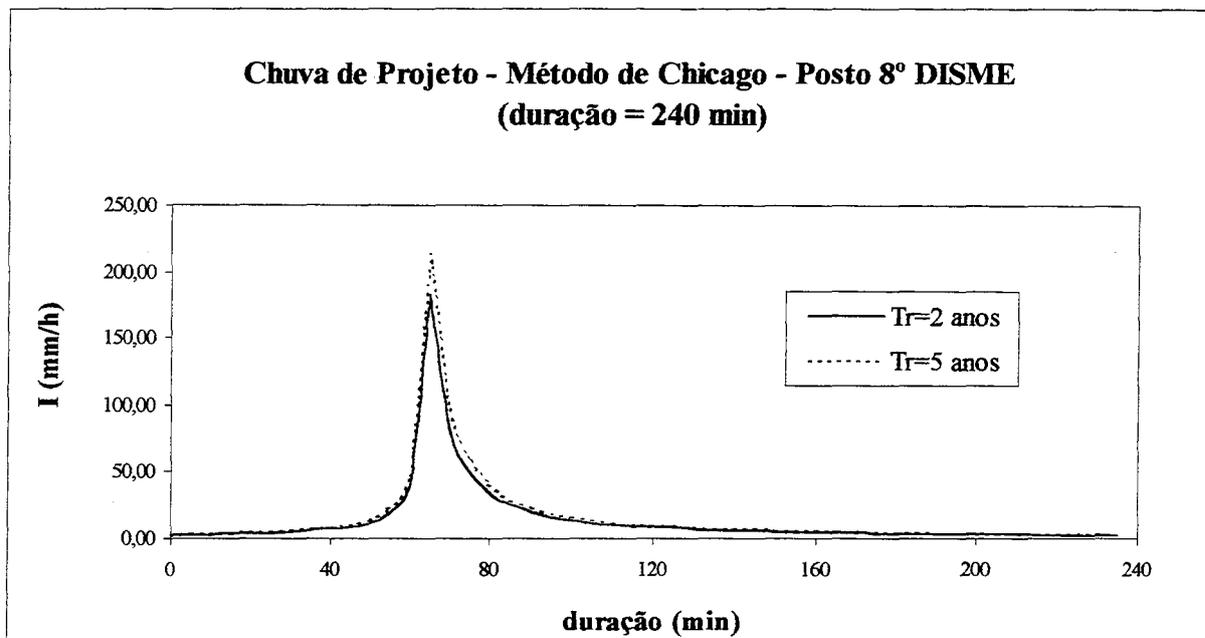


Figura 4.7: chuvas de projeto, Método de Chicago, $t_d = 240$ min, $r = 0,373$, $T_r = 2$ e 5 anos (Aeroporto).



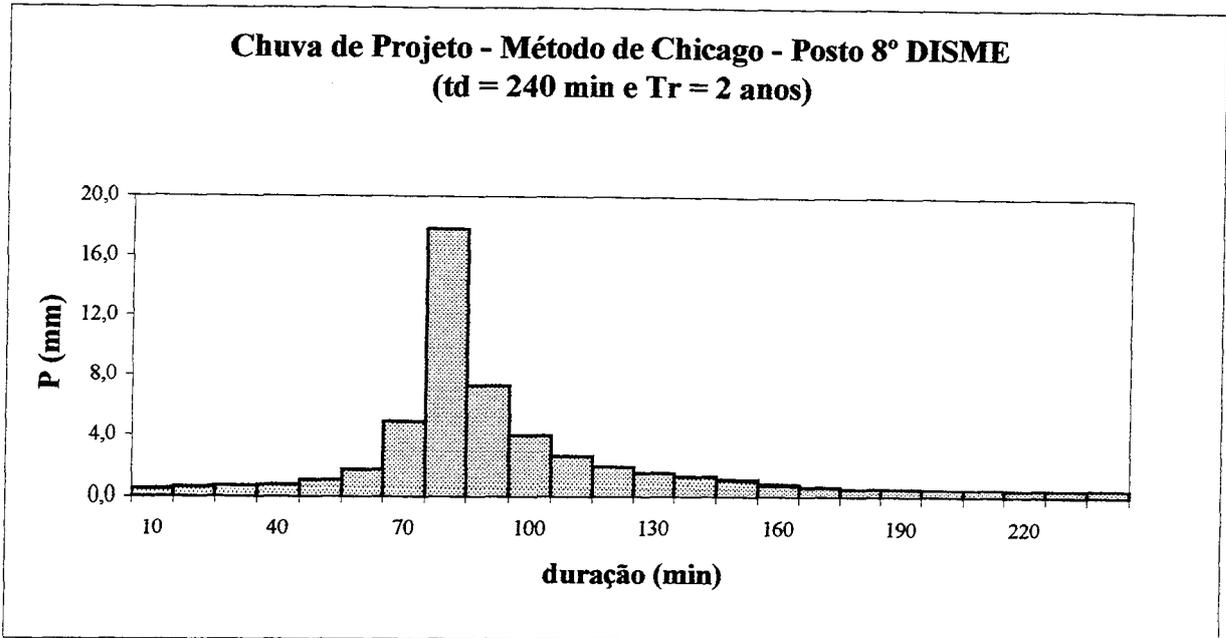


Figura 4.10: chuva de projeto discretizada, Método de Chicago, $t_d = 240$ min, $r = 0,270$, $T_r = 2$ anos (8° DISME).

4.2.2 - MÉTODO DOS BLOCOS ALTERNADOS

O método dos Blocos Alternados é de aplicação bastante simples. Partindo-se de um valor de intensidade obtido das curvas IDF, para determinada duração e tempo de retorno, a distribuição temporal da chuva de projeto é estabelecida pelo rearranjo arbitrário dos totais precipitados em cada intervalo de tempo.

Os valores de intensidade foram obtidos das relações IDF desenvolvidas no capítulo 3 (equações 3.11 e 3.12), para 2 e 5 anos de período de retorno, e transformados em altura de chuva. Foram, então, acumulados até o último intervalo de tempo. Na análise do posto Aeroporto, o intervalo de tempo utilizado foi de 10 minutos para todas as durações empregadas. Já para o posto 8° DISME, utilizou-se o intervalo de tempo de 5 minutos para as durações de 30, 60 e 120 minutos e de 10 minutos para a duração de 240 minutos.

Determinaram-se os incrementos de chuva em cada intervalo, que foram rearranjados de forma tal que o maior incremento foi localizado no centro da tormenta e os demais foram dispostos em ordem decrescente, um à direita e outro à esquerda do bloco central, alternadamente. Dessa maneira, foram obtidos os hietogramas de projeto para as quatro durações e os dois períodos de retorno previamente selecionados. A figura 4.11 apresenta, para o posto Aeroporto, a chuva de projeto de 60 minutos de duração e 2 anos de período de

retorno. Na figura 4.12, é representada a chuva de projeto do posto 8° DISME, duração de 30 minutos e 2 anos de tempo de retorno.

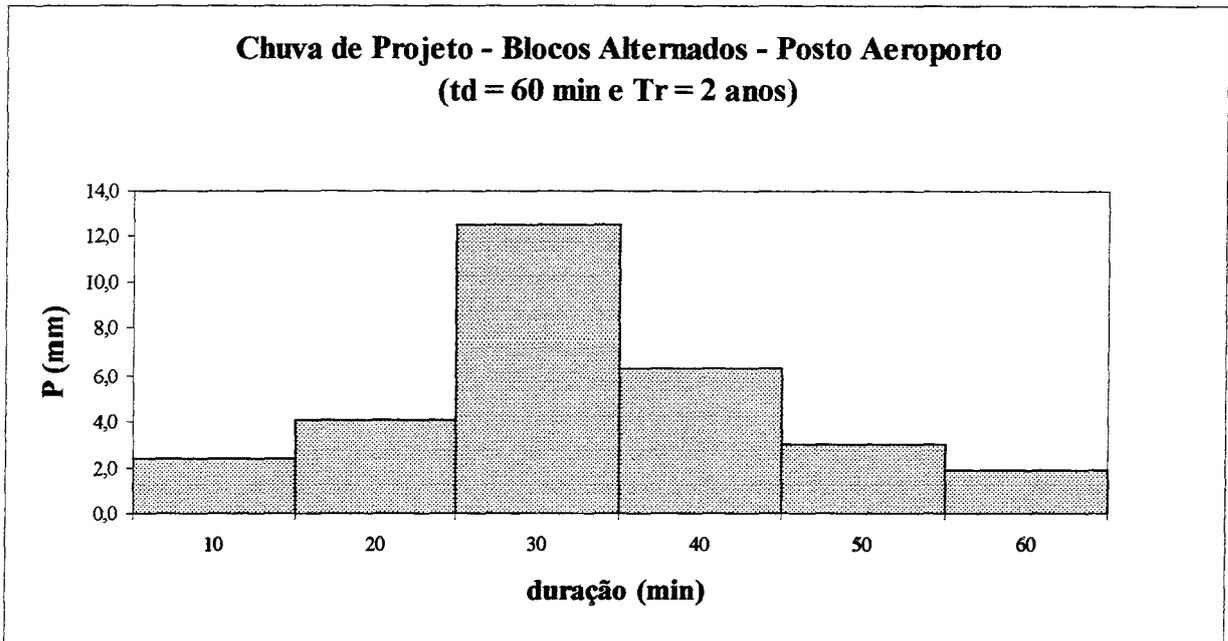


Figura 4.11: hietograma de projeto, Método dos Blocos Alternados, duração de 60 minutos e período de retorno 2 anos (Aeroporto).

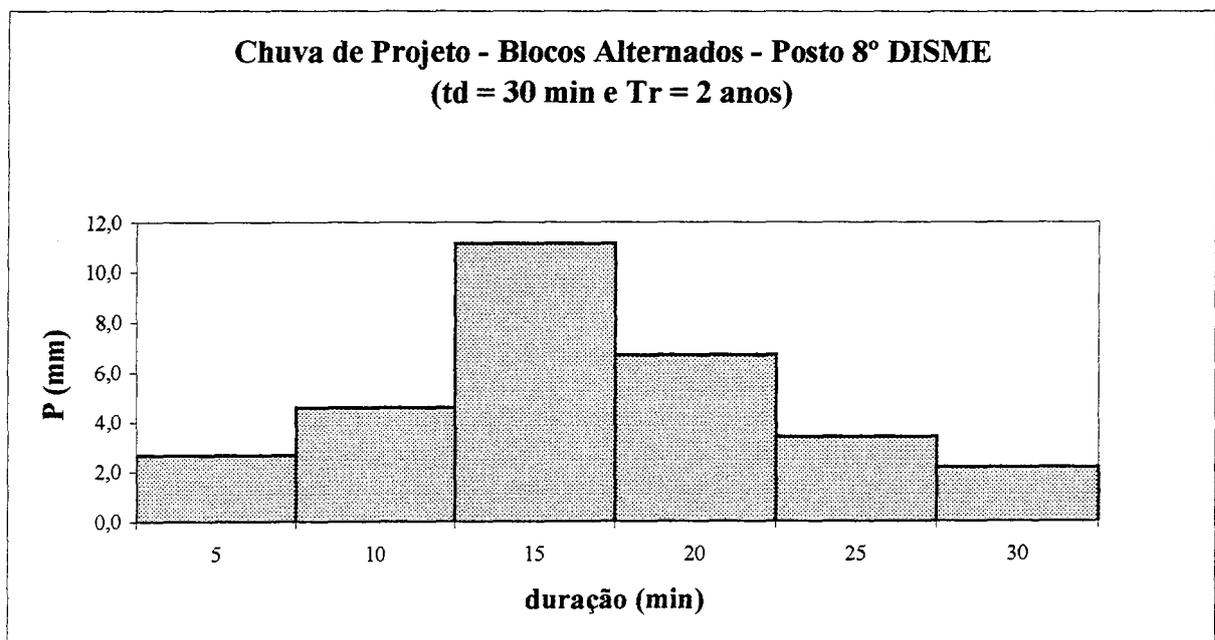


Figura 4.12: hietograma de projeto, Método dos Blocos Alternados, duração de 30 minutos e período de retorno 2 anos (8° DISME).

Cabe ressaltar que esse procedimento, assim como a maioria dos demais aqui estudados, não busca simular os padrões de chuva observados em determinada região climática (os únicos dados que dependem da área em estudo são as intensidades de chuva,

provenientes das curvas IDF), mas sim representar uma distribuição temporal que tenha efeitos críticos sobre o escoamento. A razão pela qual essa metodologia foi selecionada para análise no presente trabalho foi justamente sua extrema simplicidade, o que pode ser facilmente comprovado, ao comparar-se o processo de obtenção dos parâmetros do método de Chicago com o processo de construção dos hietogramas pelo presente método. Tal facilidade de aplicação permite seu uso em quaisquer áreas que disponham apenas de equações IDF e faz com que, apesar da proposição de uma distribuição temporal arbitrária, esse seja um método amplamente utilizado na prática de engenharia.

4.2.3 - HIETOGRAMA TRIANGULAR

Essa é mais uma metodologia de obtenção de tormentas de projeto que não visa representar padrões de chuva reais, mas sim fornecer um procedimento de simples aplicação que produza resultados satisfatórios (Yen & Chow, 1980).

Após a definição das durações das chuvas a serem obtidas e de seus períodos de retorno, obtiveram-se, a partir das relações IDF previamente determinadas, suas intensidades médias. Novamente, foram selecionadas as durações de 30, 60, 120 e 240 minutos e os tempos de retorno de 2 e 5 anos.

Os parâmetros do hietograma triangular são sua altura “H” e a posição do pico “r”. A altura foi obtida, para cada duração e tempo de retorno, solucionando-se a equação 4.11, a partir dos valores de intensidade já determinados.

O coeficiente r, da mesma forma que no método de Chicago, representa o avanço da tormenta. Será aqui utilizado o mesmo valor já determinado para uso no Método de Chicago. O coeficiente obtido teve valores 0,373 para o posto Aeroporto e 0,270 para o posto 8º DISME. Seu procedimento de cálculo levou em conta apenas observações da posição do pico em eventos históricos críticos.

De posse dos valores do coeficiente de avanço, os tempos anterior e posterior ao pico da intensidade foram determinados pelas equações 4.9 e 4.10. Com esses elementos conhecidos, foi possível a determinação dos hietogramas de projeto para as durações e períodos de retorno desejados. As figuras 4.13 e 4.14 mostram as chuvas de projeto assim obtidas, para tempos de retorno de 2 e 5 anos.

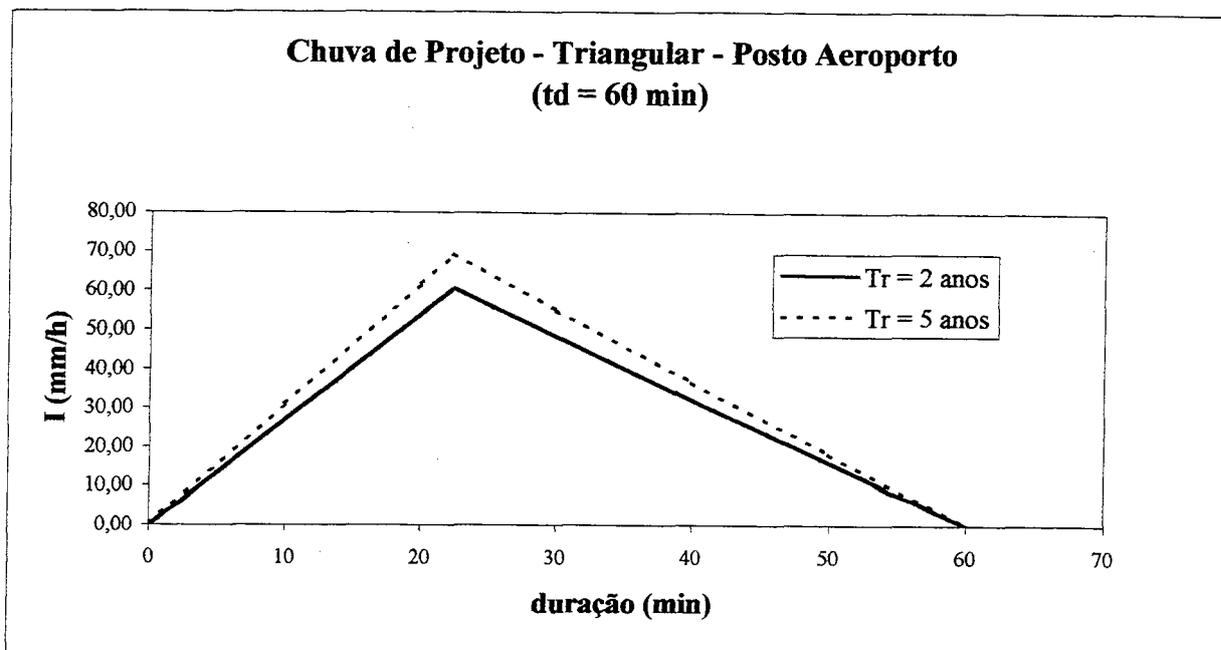


Figura 4.13: hietogramas triangulares, duração 60 minutos, $r = 0,373$, tempo de retorno 2 e 5 anos (Aeroporto).

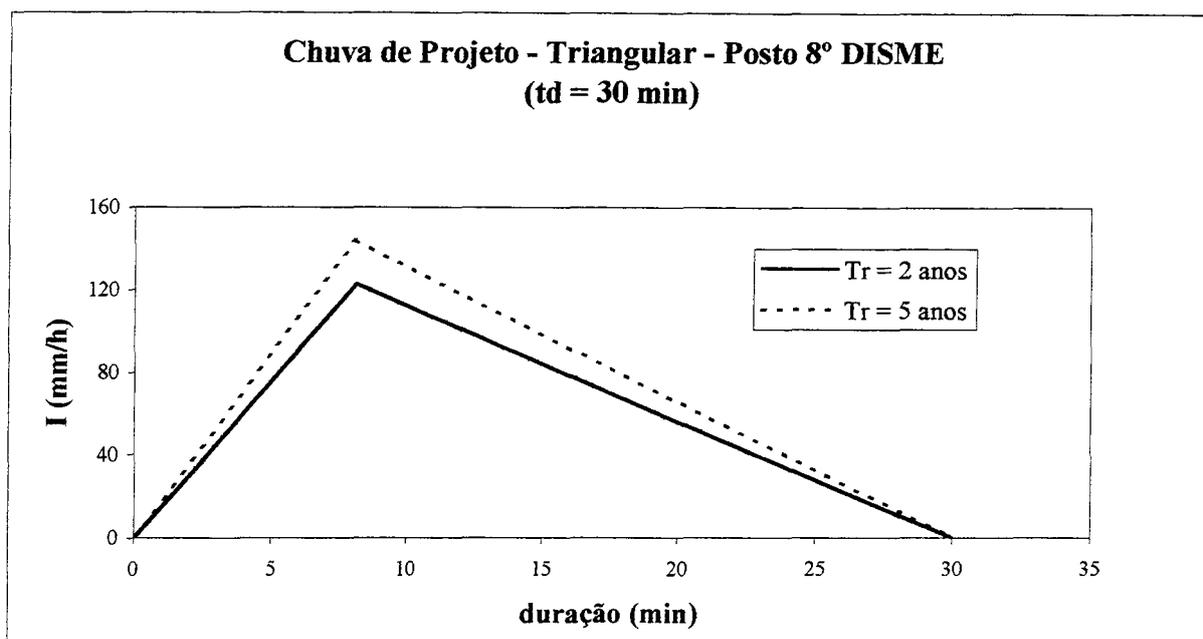


Figura 4.14: hietogramas triangulares, duração 30 minutos, $r = 0,270$, tempo de retorno 2 e 5 anos (8° DISME).

Os hietogramas acima são gráficos contínuos duração x intensidade de chuva. Para as simulações de vazão, são necessários gráficos discretos, do tipo duração x precipitação, que podem ser obtidos facilmente a partir dos hietogramas já determinados. Para isso, foram calculadas as intensidades médias em cada intervalo de tempo. A partir dessas intensidades médias, o valor da precipitação foi obtido pela simples divisão pelo intervalo de tempo usado.

Foram, portanto, determinados os hietogramas discretos para todas as durações e tempo de retorno de interesse. Nas figuras 4.15 e 4.16 são representados os hietogramas discretizados, para o tempo de retorno de 2 anos.

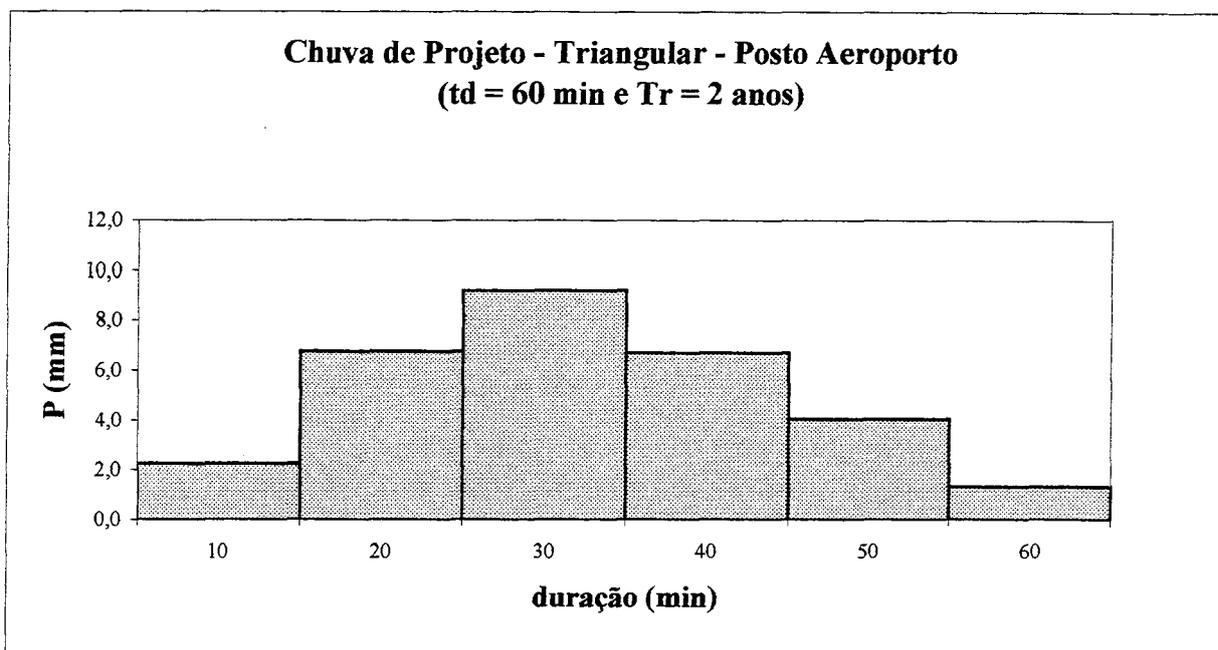


Figura 4.15: hietograma triangular discretizado, duração de 60 minutos, tempo de retorno 2 anos (Aeroporto).

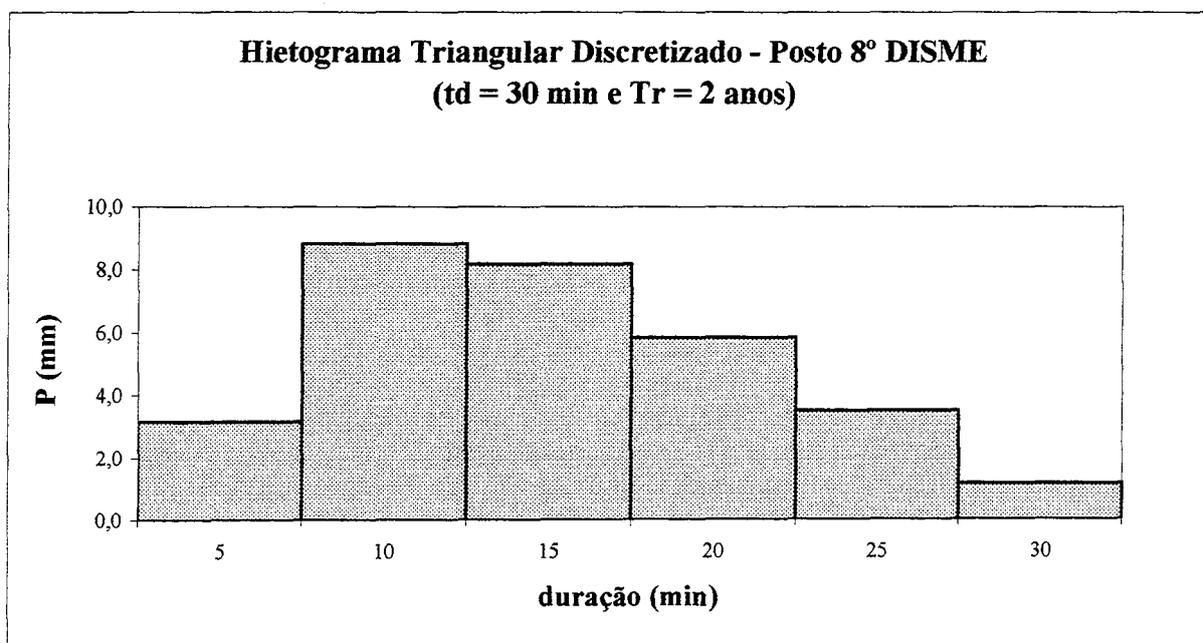


Figura 4.16: hietograma triangular discretizado, duração de 30 minutos, tempo de retorno 2 anos (8° DISME).

Novamente, pode-se salientar a facilidade com que os hietogramas de projeto acima foram determinados. Entretanto, ao comparar-se esse procedimento com o dos Blocos Alternados, percebe-se que ele exige uma disponibilidade maior de dados pluviográficos, pois, além das relações IDF, há necessidade de um estudo da distribuição temporal de eventos históricos, a fim de determinar o coeficiente de avanço das tormentas. Uma vez obtido esse valor, os procedimentos restantes são extremamente simples.

Esse fato pode também ser visto como uma vantagem desse método sobre o dos Blocos Alternados. Os procedimentos sugeridos por Yen & Chow, apesar de não tentarem reproduzir precipitações históricas, buscam permitir a fácil e rápida obtenção de chuvas de projeto que tenham, pelo menos, alguma conexão com tais eventos.

4.2.4 - MÉTODO DE PILGRIM & CORDERY

Dentre as várias metodologias de obtenção de chuvas de projeto aqui estudadas, o procedimento proposto por Pilgrim & Cordery (1975) é o único que não visa à obtenção de hietogramas que causem efeitos críticos ao escoamento. Esse método, ao contrário, busca determinar padrões de distribuição temporal de intensidades semelhantes aos de eventos reais.

Para a obtenção de hietogramas de projeto segundo o método de Pilgrim & Cordery (1975), foram selecionados os 50 maiores eventos da série de registros disponíveis, para cada uma das durações em estudo (30, 60, 120 e 240 minutos).

Cada evento foi dividido em um número igual de intervalos. A discretização aplicada para os dados da estação Aeroporto foi de 10 minutos. Na análise da estação 8° DISME, empregaram-se intervalos de tempo de 5 minutos para as durações de 30, 60 e 120 minutos e 10 minutos para a duração de 240 minutos. Para cada precipitação, foram obtidos os totais precipitados em cada intervalo de tempo, e um índice foi atribuído a cada intervalo, correspondendo à posição do total precipitado no período, quando colocados em ordem decrescente (quando ocorreram valores iguais de precipitação em mais de um período, o índice atribuído foi uma média dos índices individuais).

A seguir, determinaram-se as porcentagens da chuva total que ocorreram em cada período. Foram então calculadas as médias dos índices atribuídos a cada intervalo, bem como a média das porcentagens precipitadas em cada período.

A distribuição temporal da chuva foi determinada pela atribuição, para o intervalo de menor índice médio, da maior porcentagem média, e assim sucessivamente. Tabelas ilustrativas desse procedimento de cálculo, desenvolvidas para a duração de 30 minutos, encontram-se no Anexo II do presente trabalho.

Após a definição do padrão de distribuição temporal pelos procedimentos sugeridos por Pilgrim & Cordery (1975), o valor da intensidade a ser aplicada foi obtido das relações IDF, para a duração desejada e para um período de retorno estabelecido. Os hietogramas de projeto foram então determinados pela aplicação das porcentagens médias calculadas para cada duração aos valores de intensidade já obtidos. As figuras 4.17 a 4.20 mostram as chuvas de projeto assim obtidas, para o período de retorno de 2 anos.

Percebe-se, pela análise dos gráficos de ambos os postos, que, para as menores durações, a distribuição temporal obtida segue o padrão já observado nos outros métodos apresentados (isto é, forma aproximadamente triangular, com um único intervalo de intensidade máxima, localizado antes da metade da duração total). Entretanto, à medida que se aumenta o número de intervalos de tempo considerados na análise dos eventos históricos, o padrão de chuva obtido tende a se modificar. Para as maiores durações, os hietogramas obtidos foram bastante diversos dos mencionados anteriormente, apresentando, inclusive, diversos picos de intensidades. Essas disparidades já haviam sido mencionadas por Yen & Chow (1980), que salientaram que as distribuições temporais obtidas por essa metodologia variavam bastante de acordo com o número de intervalos de tempo utilizado.

Esse foi o principal motivo da escolha do procedimento de Pilgrim & Cordery para análise no presente trabalho. Nota-se que as chuvas de projeto assim determinadas lembram muito mais padrões reais de precipitação do que as obtidas pelos três outros métodos aplicados (fato já salientado no item 2.2 do presente trabalho). As demais metodologias visam, basicamente, simular situações críticas, e não representar situações reais. Uma análise dos resultados obtidos pela aplicação do método de Pilgrim & Cordery em simulações chuvavazão se faz então necessária, a fim de avaliar se há vantagens significativas ou não na sua aplicação.

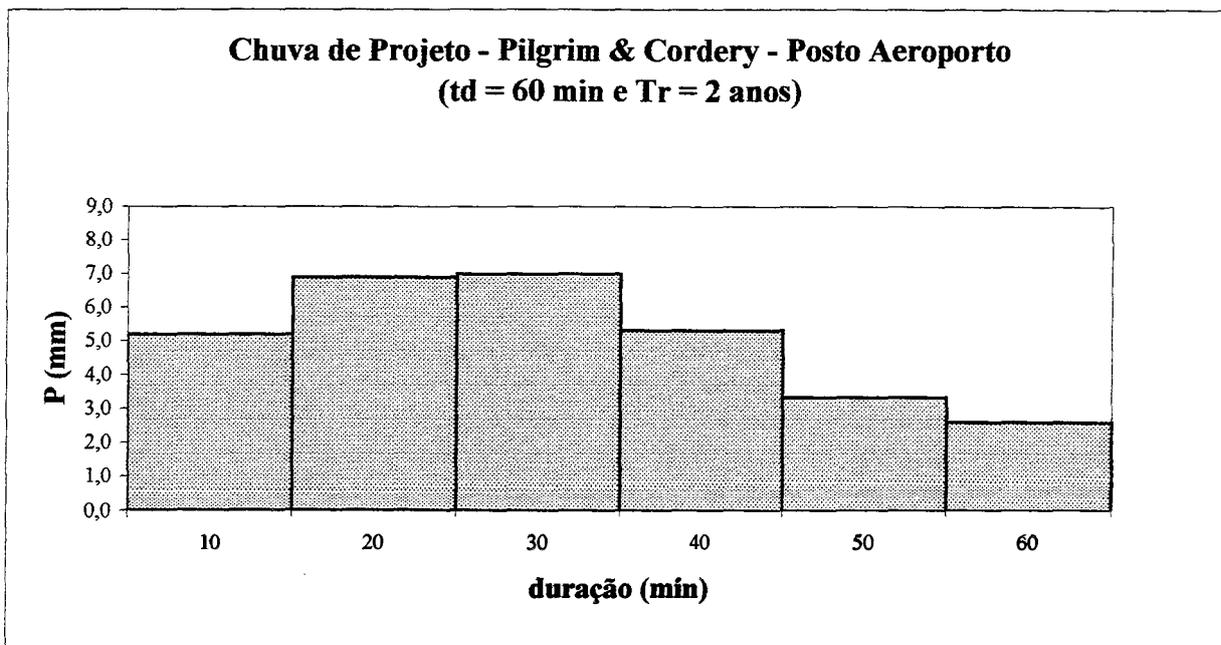


Figura 4.17: chuva de projeto, método de Pilgrim & Cordery, duração de 60 minutos e 2 anos de tempo de retorno (Aeroporto).

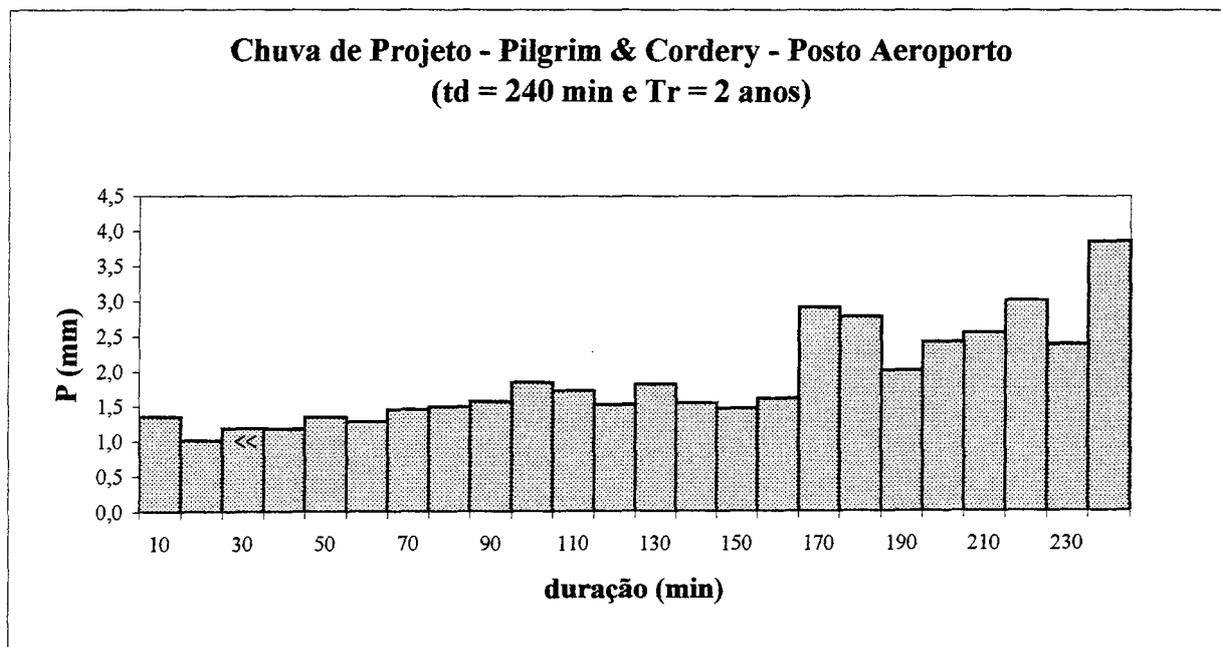


Figura 4.18: chuva de projeto, método de Pilgrim & Cordery, duração de 240 minutos e 2 anos de tempo de retorno (Aeroporto).

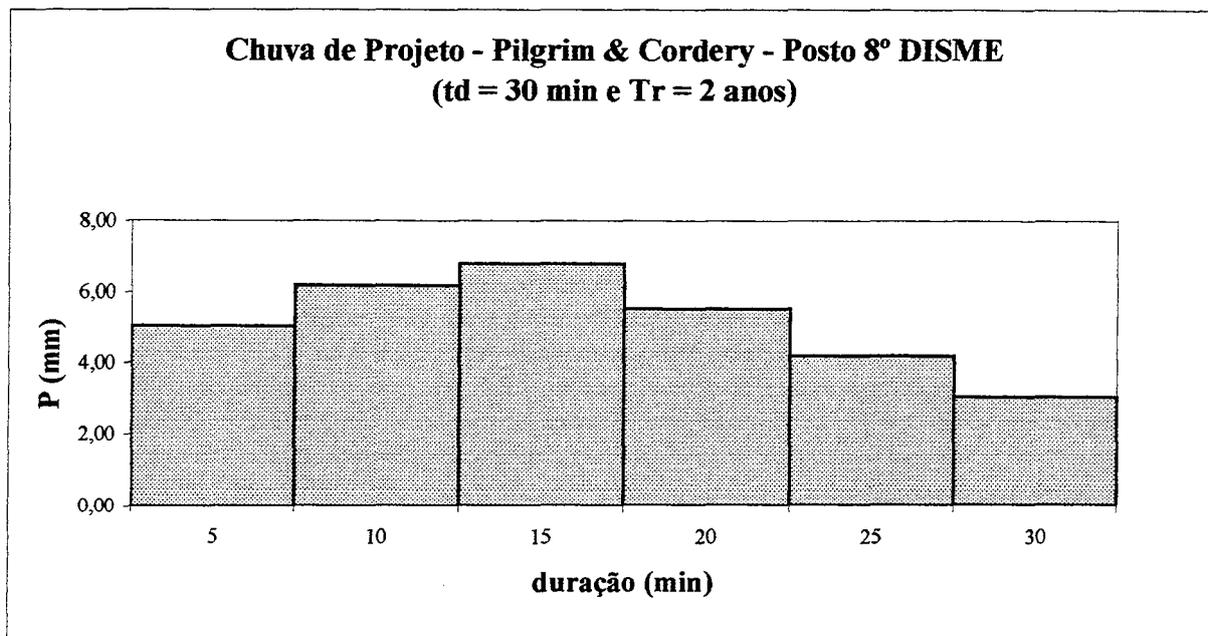


Figura 4.19: chuva de projeto, método de Pilgrim & Cordery, duração de 30 minutos e 2 anos de tempo de retorno (8° DISME).

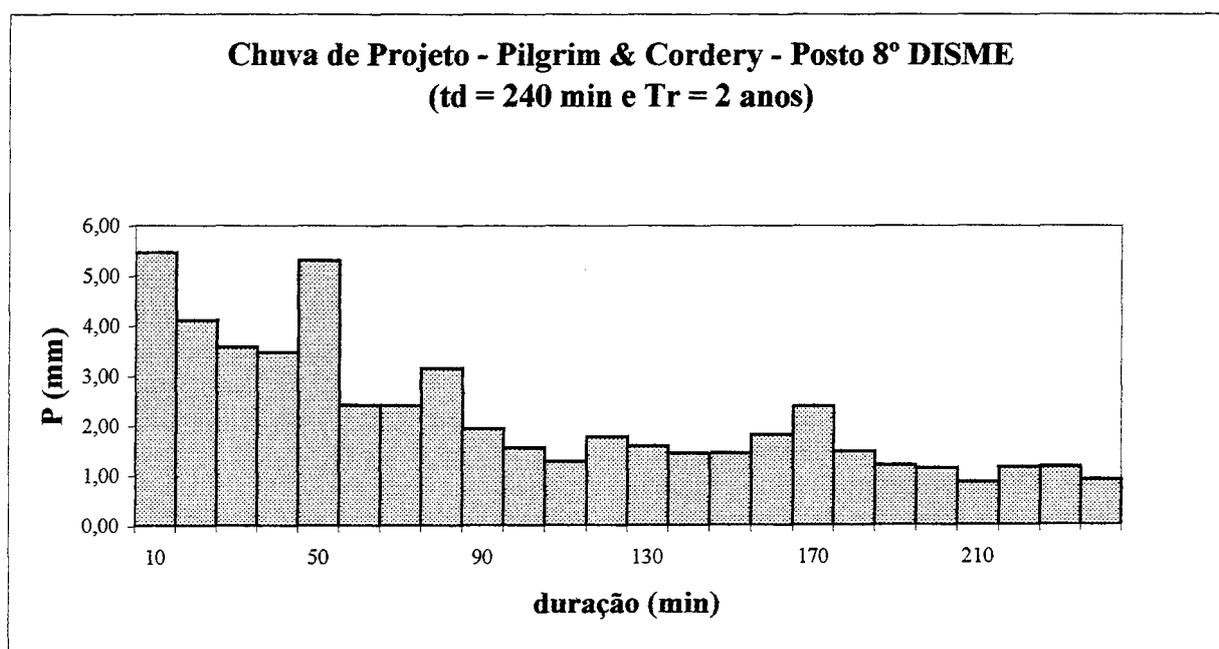


Figura 4.20: chuva de projeto, método de Pilgrim & Cordery, duração de 240 minutos e 2 anos de tempo de retorno (8° DISME).

4.2.5 - COMPARAÇÃO DOS HIETOGRAMAS DE PROJETO

Nos itens anteriores desse capítulo, foram obtidas chuvas de projeto, para as durações de 30, 60, 120 e 240 minutos e períodos de retorno de 2 e 5 anos, a partir dos dados pluviográficos dos postos Aeroporto e 8° DISME, por quatro diferentes metodologias. As figuras 4.21 a 4.28 apresentam esses hietogramas para o tempo de retorno de 2 anos.

Pela observação das figuras 4.21 e 4.25, pode-se perceber que os hietogramas de pequena duração têm um padrão razoavelmente semelhante entre si, já apresentando uma tendência, que se acentuará nas maiores durações, de que os gráficos obtidos pelos métodos de Chicago e dos Blocos Alternados tenham valores de intensidade de pico maiores do que os demais.

Nas figuras 4.22 e 4.26, novamente observa-se a tendência de maiores picos nos hietogramas de Chicago e dos Blocos Alternados, para a duração de 60 minutos. Basicamente, eles se diferenciam pela posição em que esse pico ocorre. Enquanto no método dos Blocos Alternados o intervalo de máxima é sempre fixado na metade da duração da chuva, no método de Keifer & Chu (1957) ele depende do valor de r obtido para cada região. Para essa duração, já se pode notar que a chuva de projeto de Pilgrim & Cordery (1975) começa a apresentar padrões distintos das demais.

Esses padrões distintos acentuam-se com o aumento da duração, o que pode ser verificado nas figuras 4.23, 4.24, 4.27 e 4.28. Além de surgirem múltiplos picos, a intensidade da chuva é mais homogênea no decorrer do evento. No posto Aeroporto, o hietograma de Pilgrim & Cordery para a duração de 120 minutos apresenta as maiores intensidades em seus intervalos iniciais; já na chuva de projeto de duração de 240 minutos, os picos de intensidades ocorrem, ao contrário, no final do período chuvoso. Na análise dos resultados da estação 8° DISME, observa-se, para a duração de 240 minutos, que o padrão de chuva de Pilgrim & Cordery não se assemelha ao obtido para o posto Aeroporto, apresentando maiores intensidades no início da duração da chuva. Pode-se perceber que, com a ocorrência desses múltiplos picos, o hietograma de Pilgrim & Cordery passa a ter um aspecto mais condizente com a distribuição temporal de eventos reais.

Valores mais homogêneos de intensidades também ocorrem nos hietogramas obtidos pelo método de Yen & Chow (1980). Os hietogramas triangulares têm uma forma mais “achatada” que os demais.

Uma análise do grau de influência dos distintos padrões de distribuição temporal aqui determinados nos resultados de simulações de escoamento é a proposição do próximo item desse trabalho. Para tanto, serão utilizadas as chuvas de projetos aqui obtidas, bem como eventos históricos críticos de mesmas durações.

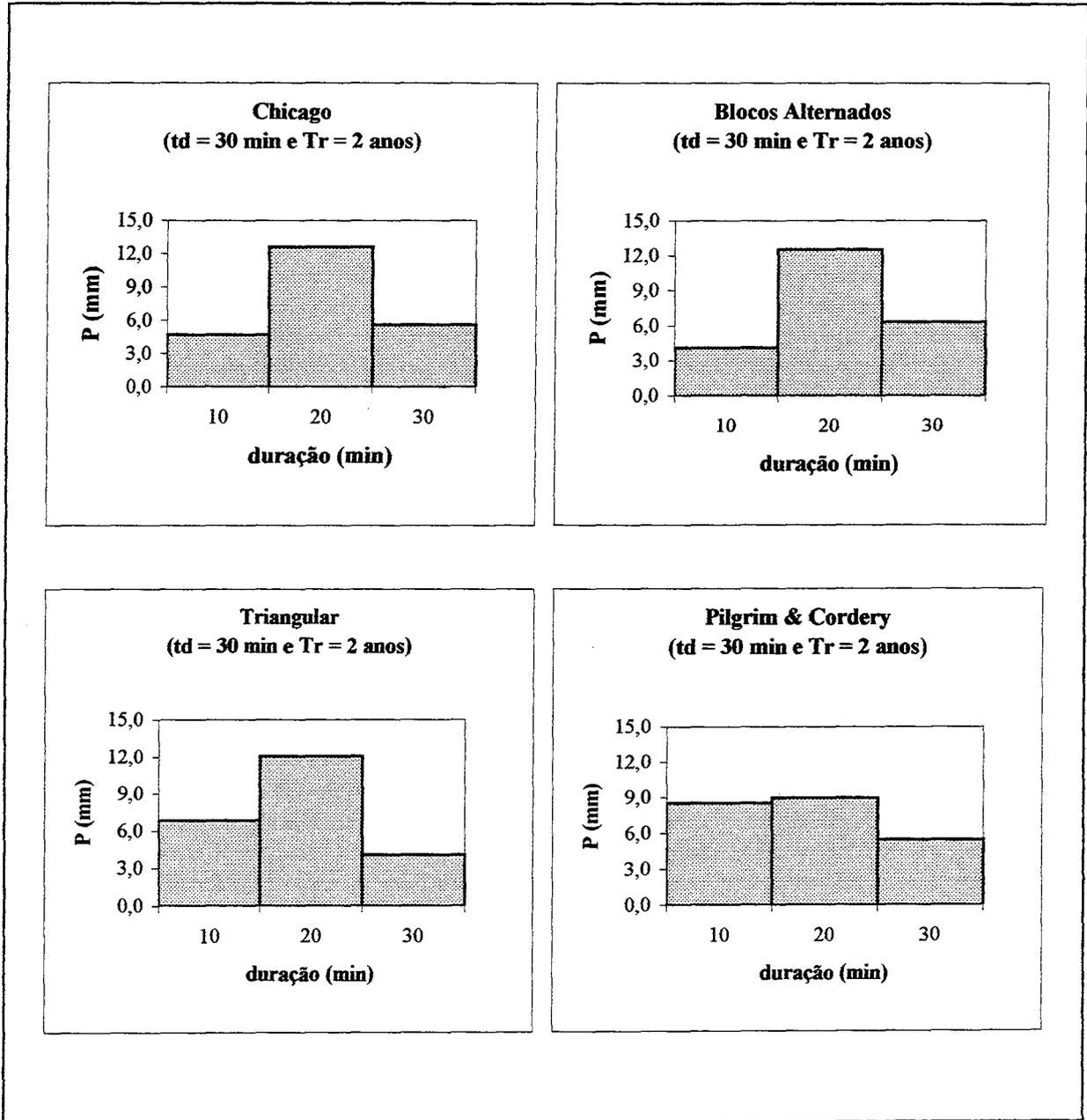


Figura 4.21: hietogramas de projeto, duração de 30 minutos e tempo de retorno de 2 anos (Aeroporto).

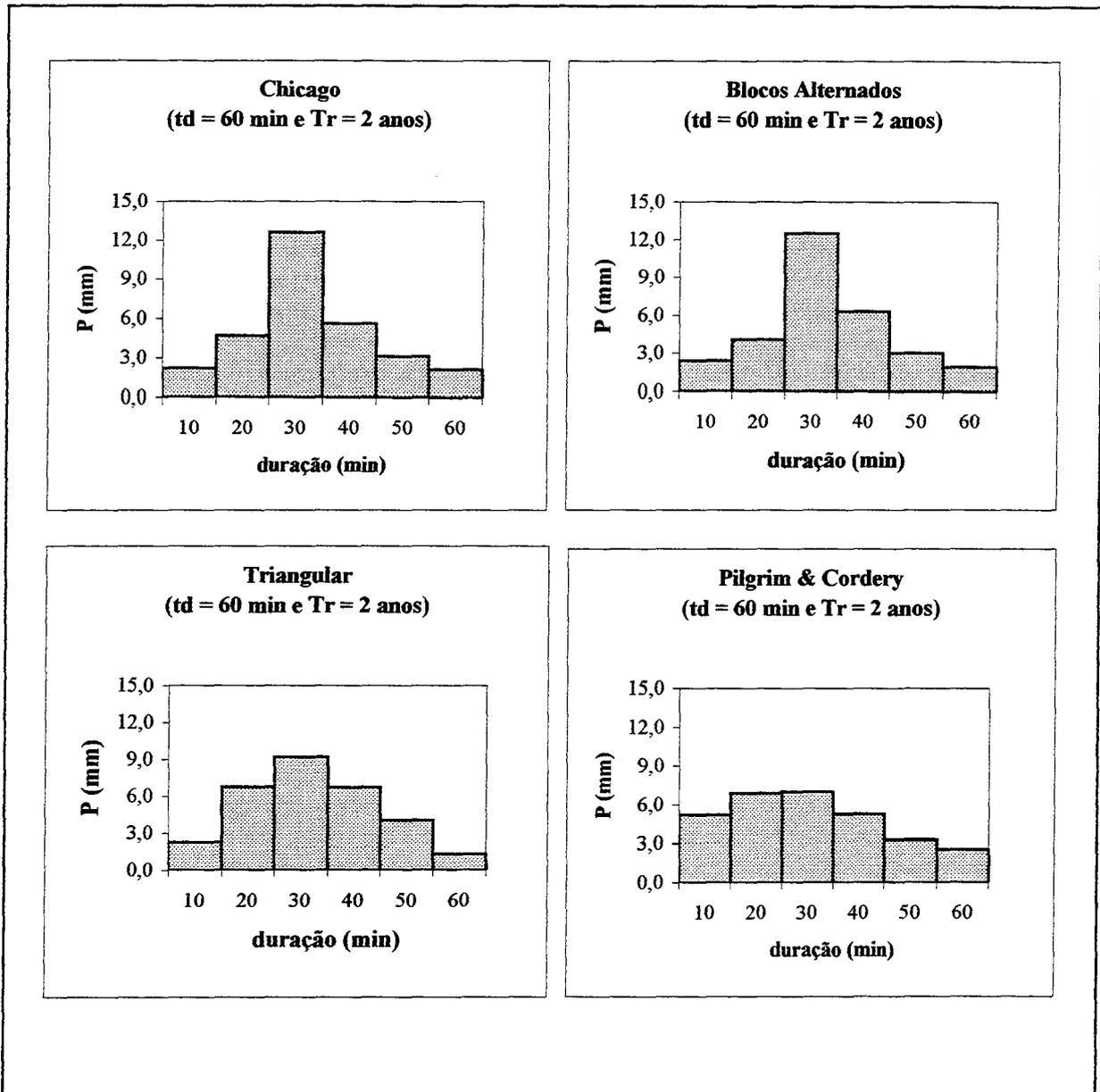


Figura 4.22: hietogramas de projeto, duração de 60 minutos e tempo de retorno de 2 anos (Aeroporto).

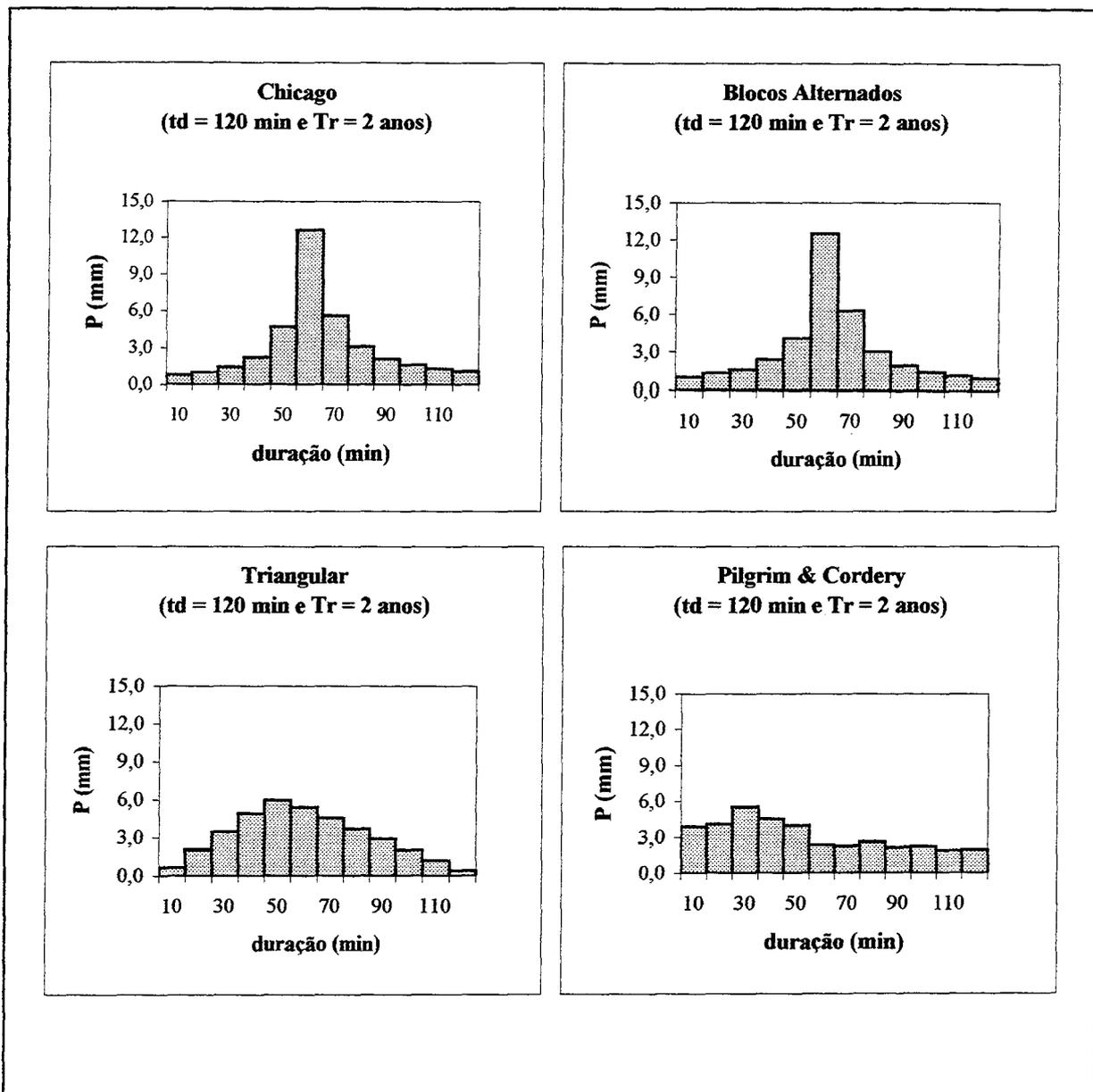


Figura 4.23: hietogramas de projeto, duração de 120 minutos e tempo de retorno de 2 anos (Aeroporto).

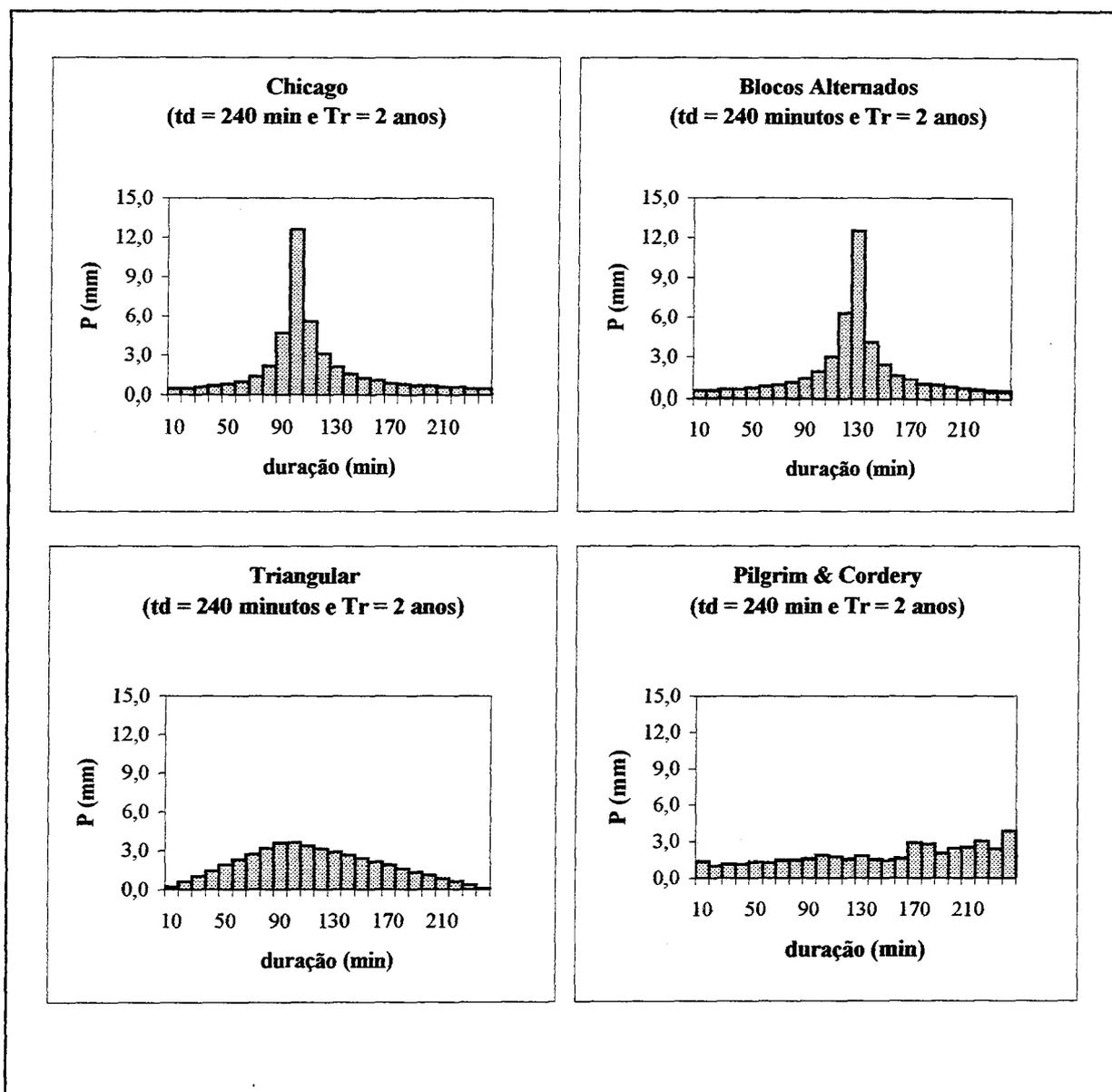


Figura 4.24: hietogramas de projeto, duração de 240 minutos e tempo de retorno de 2 anos (Aeroporto).

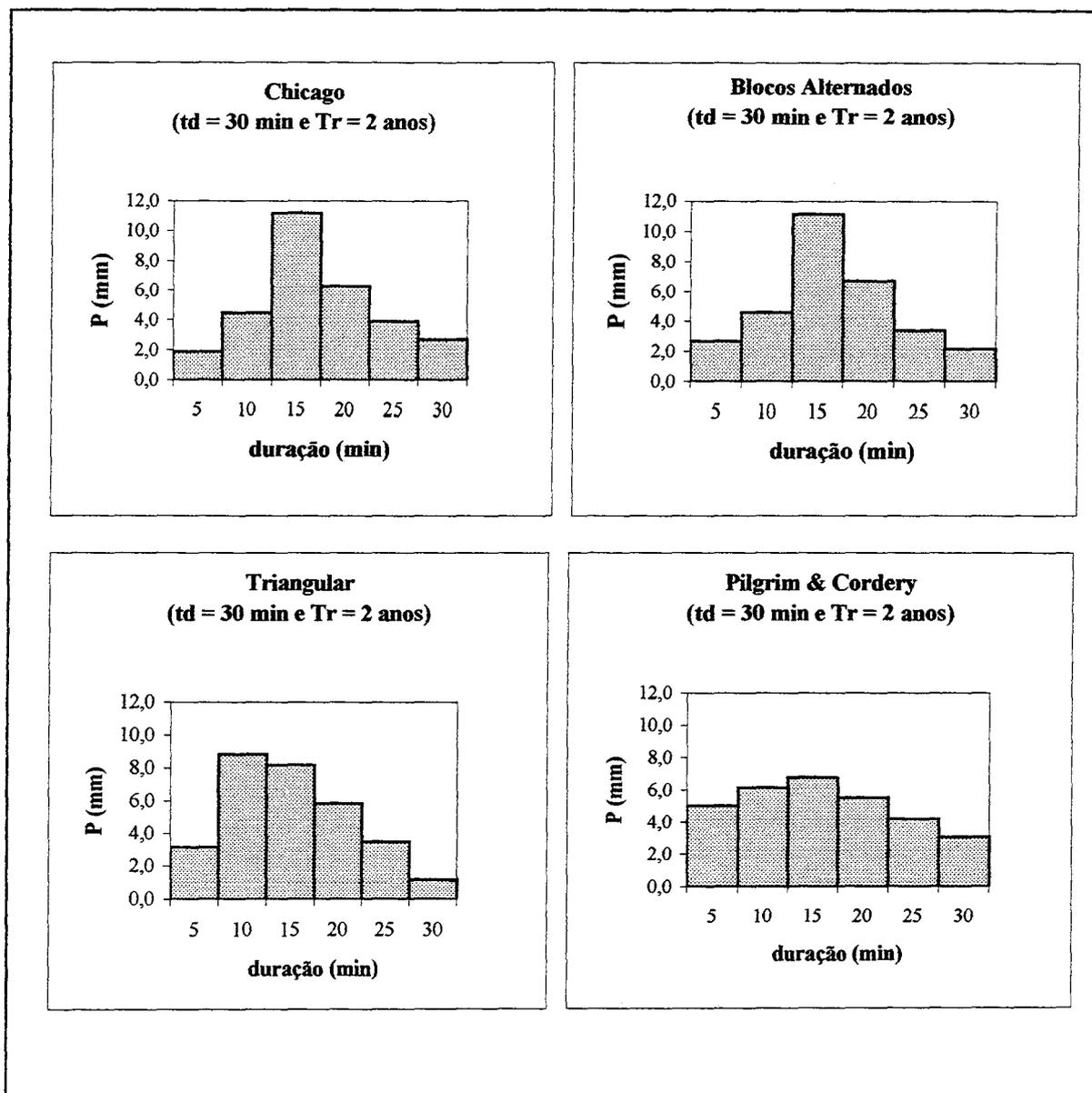


Figura 4.25: hietogramas de projeto, duração de 30 minutos e tempo de retorno de 2 anos (8° DISME).

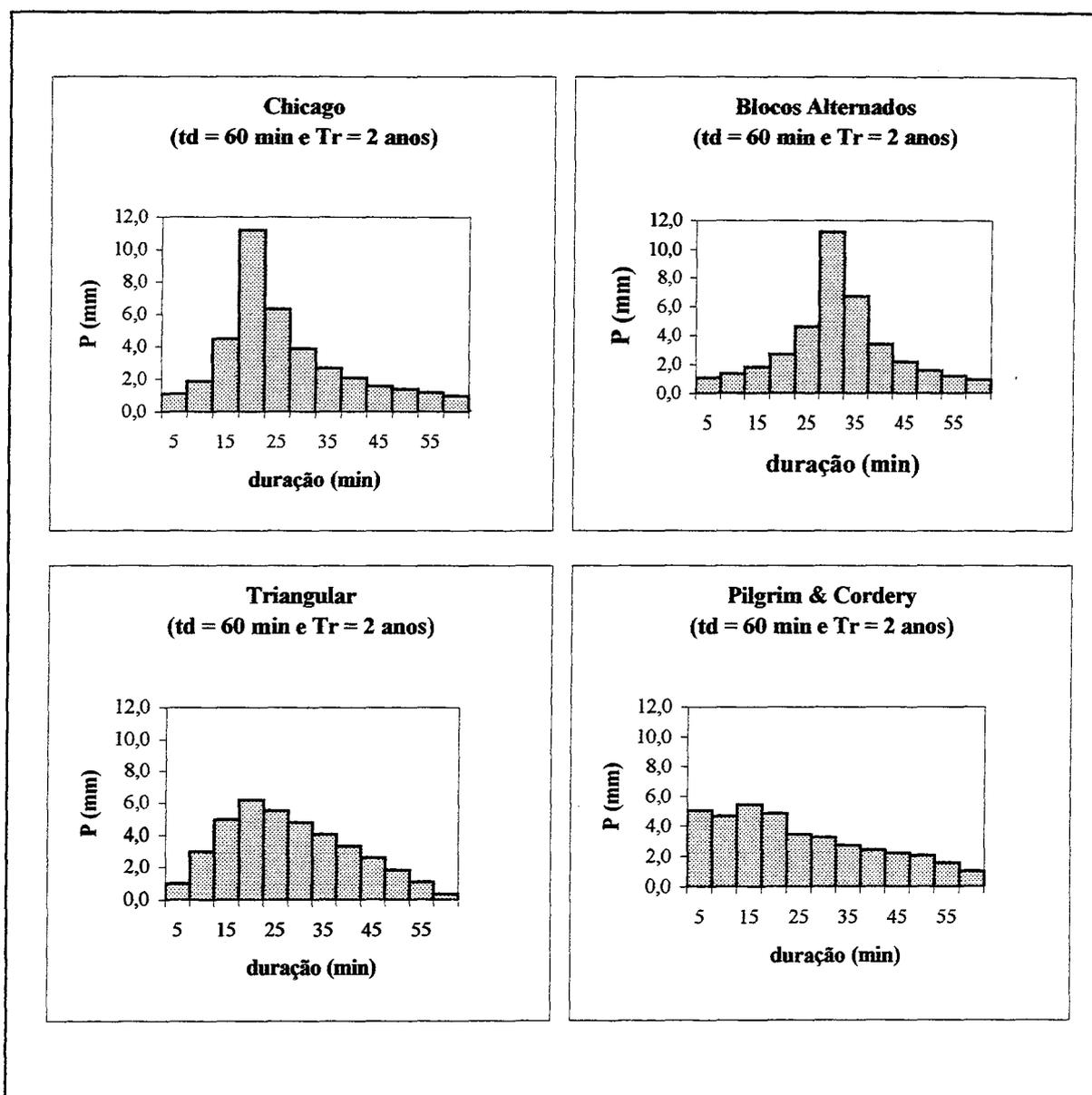


Figura 4.26: hietogramas de projeto, duração de 60 minutos e tempo de retorno de 2 anos (8° DISME).

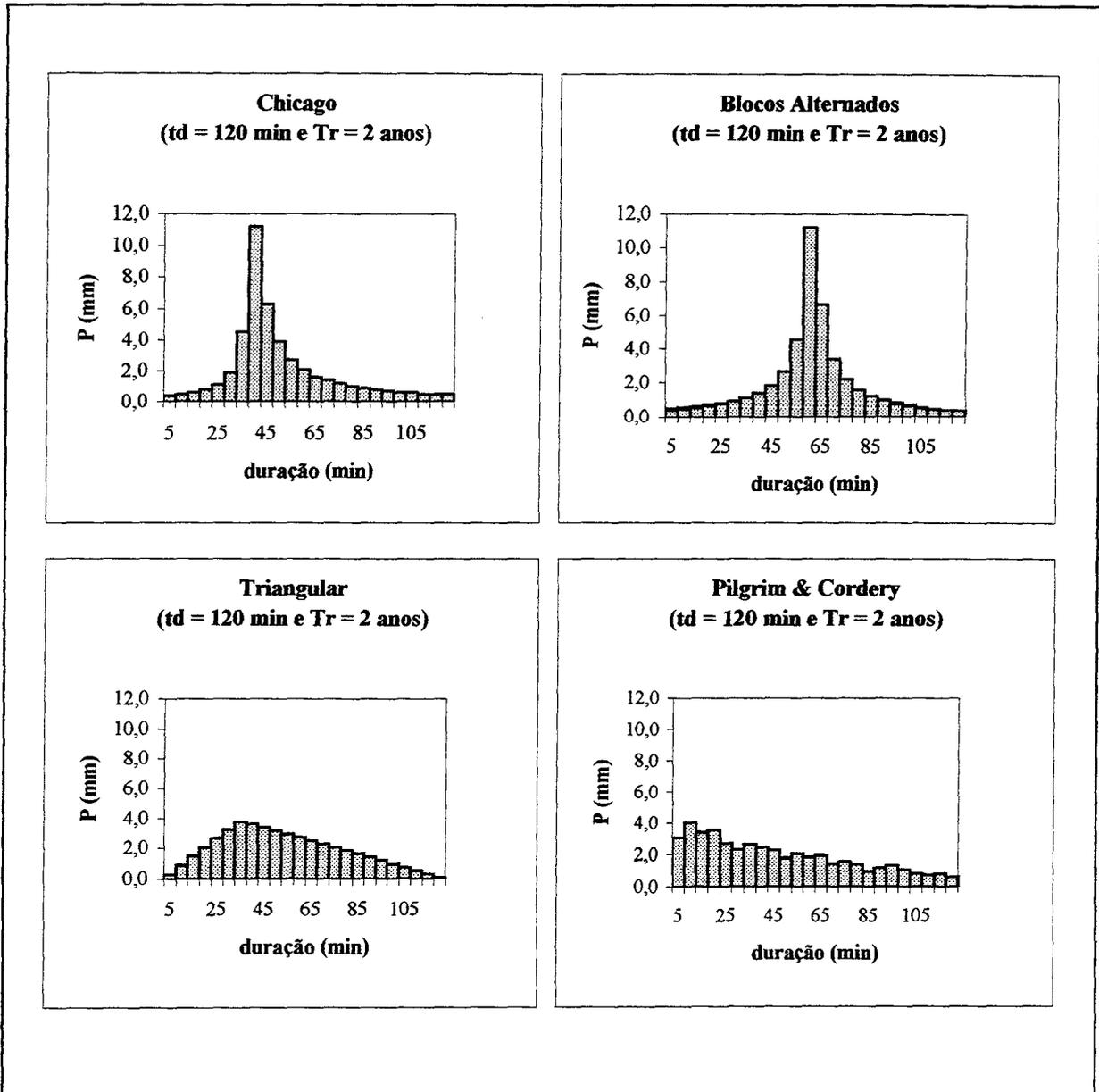


Figura 4.27: hietogramas de projeto, duração de 120 minutos e tempo de retorno de 2 anos (8° DISME).

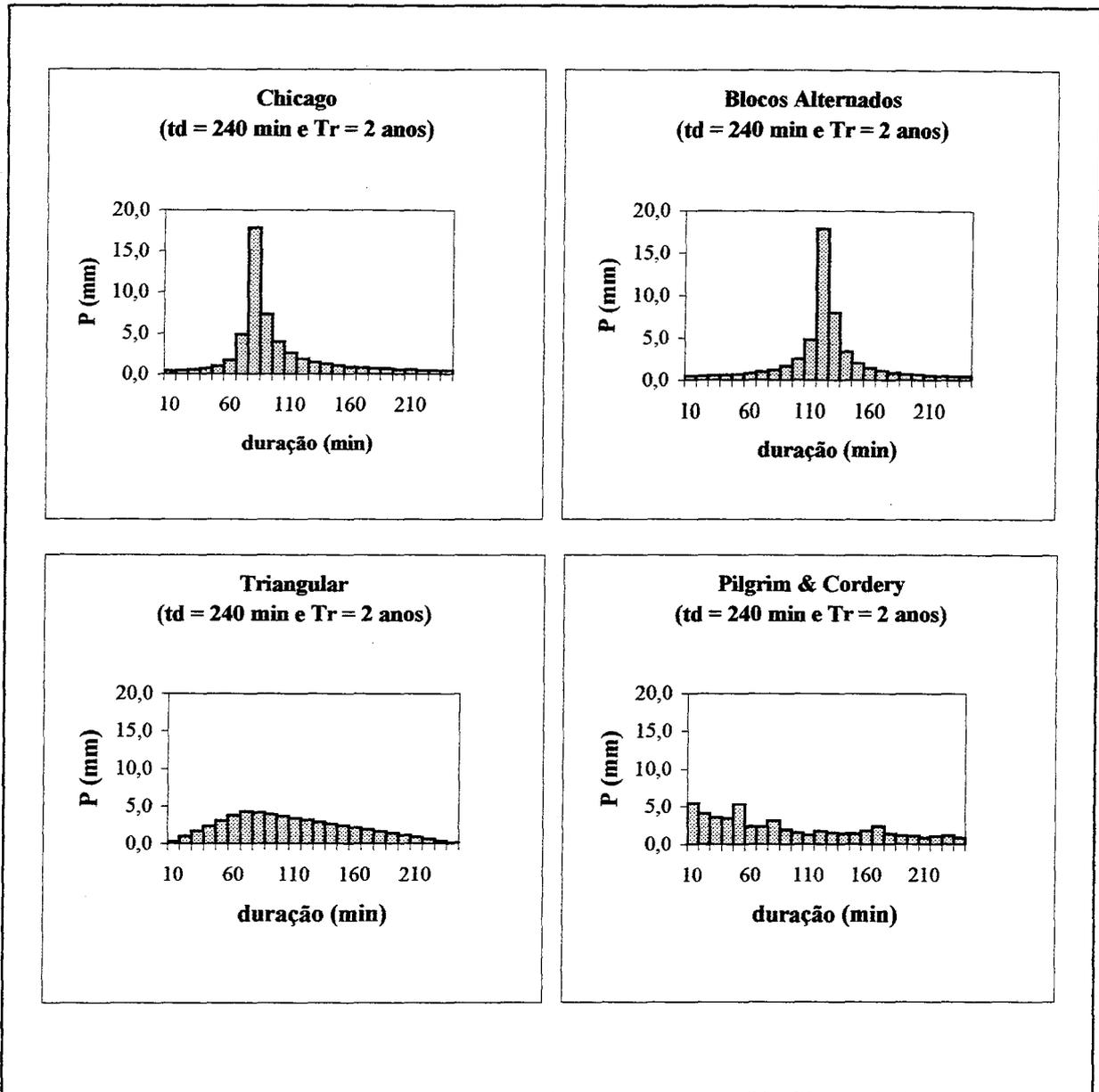


Figura 4.28: hietogramas de projeto, duração de 240 minutos e tempo de retorno de 2 anos (8° DISME).

5 - COMPARAÇÃO ENTRE VAZÕES SIMULADAS COM CHUVAS DE PROJETO E COM EVENTOS HISTÓRICOS

As chuvas de projeto têm sua aplicação básica em hidrologia como entrada em modelos precipitação-vazão. As respostas que os referidos modelos fornecem são, portanto, dependentes do padrão de chuva adotado. O grau dessa dependência é função da estrutura do modelo escolhido e da variação dos padrões de precipitação.

Neste capítulo, são analisadas as respostas de um modelo chuva-vazão aos diferentes hietogramas de projeto obtidos no item 4 do presente trabalho. Tais respostas são comparadas com os resultados obtidos por simulações realizadas a partir de chuvas históricas críticas registradas em Porto Alegre. Objetiva-se, com isso, uma avaliação da aplicabilidade desses padrões de chuva de projeto, tendo em vista as características pluviográficas da cidade.

5.1 - METODOLOGIA ADOTADA

Como o interesse central do presente estudo é a análise do efeito de padrões de chuva de projeto, e não de diferentes modelos de transformação chuva-vazão, optou-se pela utilização de um modelo hidrológico bastante simples. A escolha recaiu no modelo apresentado pelo Soil Conservation Service (SCS, 1957, apud Tucci, 1993), que propõe a separação do escoamento com o uso do parâmetro CN e a modelação do escoamento superficial através do hidrograma unitário triangular. Justamente devido à sua simplicidade, esse é um modelo de uso amplamente difundido.

A formulação utilizada nessa metodologia é apresentada por Tucci (1993). Para a determinação da precipitação efetiva, o modelo propõe a utilização da expressão:

$$P_{ef} = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (5.1)$$

Onde:

P_{ef} : precipitação efetiva acumulada do início do evento até o instante considerado;

P : precipitação total acumulada do início do evento até o instante considerado;

S : capacidade máxima da camada superior do solo.

Para determinar a capacidade máxima da camada superior do solo, os autores relacionaram esse parâmetro da bacia com um fator CN através da expressão:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (5.2)$$

O parâmetro CN é tabelado, buscando retratar as condições de cobertura e o tipo de solo da bacia hidrográfica em análise. Tal tabela é fornecida no Anexo III.

Para a modelação do escoamento superficial, o SCS sugere a utilização de um hidrograma unitário triangular, mostrado na figura 5.1. Para uma precipitação de 1 cm, tem-se que:

$$q_p = \frac{2,08A}{t'_p} \quad (5.3)$$

Onde:

q_p : vazão de pico, em m^3/s ;

A : área da bacia, em km^2 ;

t'_p : tempo contado a partir do início da duração, em horas, dado por:

$$t'_p = \frac{td}{2} + 0,6tc \quad (5.4)$$

Onde:

td : duração da precipitação, em horas;

tc : tempo de concentração da bacia, em horas.

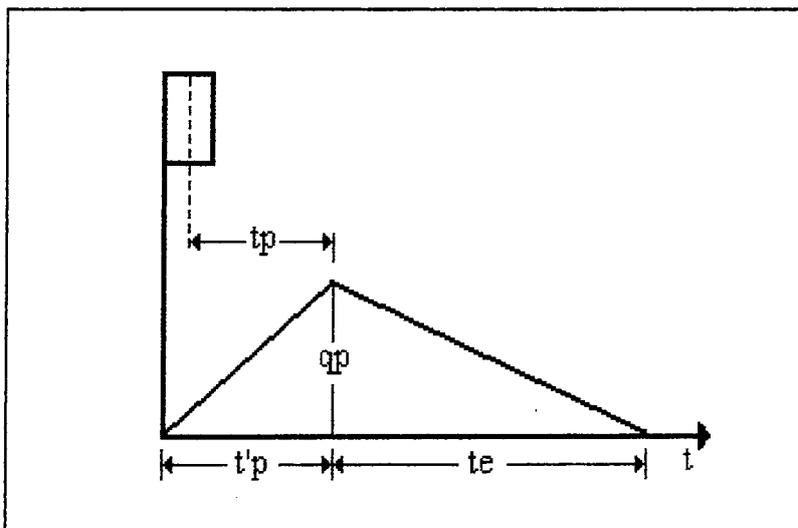


Figura 5.1: hidrograma triangular do método SCS (Tucci, 1993).

Segundo Porto (1995), o método do SCS fornece hidrogramas com um valor do coeficiente de atenuação de pico (C_p) constante e igual a 0,75. Quanto menor for o valor de C_p , maior será a duração do escoamento superficial e mais abatido será o pico, ou seja, maior será o armazenamento da bacia. O método do SCS torna-se, portanto, pouco flexível, devendo ter sua aplicação restrita a bacias com áreas de até 250 km², já que grandes bacias tendem a ter maior capacidade de armazenamento e, portanto, menores valores de C_p .

O mesmo autor ainda afirma que esse método pode também ser inadequado para bacias intensamente urbanizadas, com sistemas de drenagem eficientes, casos em que os valores de C_p tendem a ser maiores do que 0,75.

As restrições apresentadas acima não interferiram na escolha do modelo a ser aplicado no presente trabalho, visto que as simulações a serem realizadas terão como base bacias hidrográficas hipotéticas, com áreas menores do que 100 km².

Uma vez definido o modelo a ser empregado nas simulações chuva-vazão, foi necessário o delineamento das bacias hidrográficas hipotéticas a serem analisadas. Para a obtenção de um hidrograma unitário pelo método do SCS, as características físicas da bacia que devem ser conhecidas são: área, tempo de concentração e tipo e uso do solo (sintetizados no parâmetro CN).

Partindo da premissa de que a duração da chuva de projeto a ser empregada é igual ao tempo de concentração da área contribuinte, optou-se por trabalhar com quatro bacias hidrográficas de formato retangular, com declividades da ordem de 1 %, tempos de concentração de 30, 60, 120 e 240 minutos (durações dos hietogramas de projeto determinados no capítulo anterior) e áreas de uma ordem de grandeza compatível com essas características. Na tabela 5.1 são fornecidas as descrições das bacias hidrográficas hipotéticas assim definidas, utilizadas nas simulações chuva-vazão.

Para a determinação do parâmetro CN, supôs-se que o solo das bacias hipotéticas é do tipo C (solos que geram escoamento superficial acima da média e com capacidade de infiltração abaixo da média, pouco profundos, contendo porcentagem considerável de argila), sob condições médias de umidade antecedente (AMC II) e com uma ocupação residencial, com pequenos lotes (menores que 500 m²). Da tabela fornecida no Anexo III, obtém-se um valor de CN igual a 90, que caracteriza superfícies urbanas, priorizando assim o efeito dos diferentes hietogramas de projeto.

Tabela 5.1: características das bacias hidrográficas hipotéticas adotadas.

Bacia	Área (km ²)	tc (min)
B1	1,5	30
B2	5,0	60
B3	20,0	120
B4	80,0	240

Foram, portanto, simuladas vazões, pelo modelo do SCS, para as quatro bacias acima descritas. Foram utilizados os hietogramas de projeto determinados no capítulo anterior do presente trabalho, para as durações de 30, 60, 120 e 240 minutos e tempos de retorno de 2 e 5 anos, usualmente utilizados no dimensionamento de redes primárias de drenagem urbana.

Os resultados dessas simulações foram comparados com as vazões calculadas a partir dos eventos chuvosos críticos de cada estação pluviográfica. Para tanto, utilizaram-se as mesmas bacias já descritas. A fim de ajustar uma distribuição estatística, foram selecionados para o estudo os eventos máximos anuais registrados em cada posto, para todas as durações analisadas. Para cada duração, foi, portanto, obtida uma série de vazões de pico geradas pelos maiores eventos chuvosos históricos.

Uma análise de frequência foi realizada para cada uma das séries assim obtidas, a fim de determinar os períodos de retorno correspondentes aos hidrogramas calculados. Para tanto, foi novamente utilizado o programa Safarhy (Lubès et al., 1994). Assumiu-se que os hidrogramas obtidos a partir das chuvas de projeto têm o mesmo tempo de recorrência das chuvas que os geraram.

A última etapa do presente capítulo foi, portanto, a comparação entre hidrogramas de mesmo período de retorno, obtidos com o uso das diversas metodologias de chuva de projeto e a partir da função estatística ajustada.

5.2 - RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.2.1 – SIMULAÇÕES A PARTIR DAS CHUVAS DE PROJETO

No item 4.2 do presente trabalho foram calculados os hietogramas de projeto para os dados dos postos pluviográficos Aeroporto e 8° DISME, pelos métodos de Keifer & Chu (1957), dos Blocos Alternados, Triangular (Yen & Chow, 1980) e de Pilgrim & Cordery (1975). As durações dessas chuvas foram de 30, 60, 120 e 240 minutos, e seus tempos de retorno de 2 e 5 anos.

As tabelas 5.2 e 5.3 fornecem a distribuição temporal de chuvas de projeto obtidas, pelos diferentes métodos, para o tempo de retorno de 5 anos. Note-se que todos os modelos de chuvas de projeto aqui estudados derivam-se das curvas IDF do local em análise. O total precipitado é, portanto, o mesmo, sendo a distribuição temporal das intensidades precipitadas a única distinção entre os hietogramas obtidos. Observa-se, na tabela da estação 8° DISME, uma pequena divergência no total precipitado obtido no hietograma de Chicago com relação aos demais (0,4 mm), que se deve apenas a diferenças na discretização da chuva (a metodologia proposta por Keifer & Chu fornece hietogramas contínuos, que foram discretizados).

Foram simuladas vazões, pelo método do SCS, para todas as chuvas de projeto já citadas. As bacias hidrográficas utilizadas nas simulações foram as descritas na tabela 5.2. Tendo em vista que as condições aqui analisadas são as usualmente adotadas em projetos de engenharia, a duração da chuva foi adotada igual ao tempo de concentração da bacia, e a precipitação foi considerada espacialmente constante (isto é, não foram aplicados coeficientes de abatimento nas simulações da bacia B4). Cabe lembrar que o Caderno de Encargos do DEP (DEP, 1992) não menciona o uso desses coeficientes.

As tabelas 5.4 a 5.7 mostram um resumo dos resultados obtidos nas simulações realizadas, fornecendo as vazões de pico e os volumes totais escoados, para os tempos de retorno de 2 e 5 anos, bem como a diferença percentual entre as vazões e volumes máximos e mínimos obtidos, para todas as bacias em estudo. As figuras 5.2 a 5.5 mostram os hidrogramas gerados a partir das diferentes chuvas de projeto, para as durações de chuva de 30 e 240 minutos e o período de retorno de 5 anos.

Tabela 5.2: chuvas de projeto (em mm), Tr = 5 anos (Aeroporto).

t (min)	Chicago	Blocos	Triangular	Pilgrim & Cordery
10	2,5	2,7	2,6	5,9
20	5,4	4,7	7,7	7,9
30	14,2	14,3	10,5	8,0
40	6,4	7,2	7,6	6,0
50	3,6	3,4	4,6	3,8
60	2,4	2,2	1,5	2,9
Soma	34,5	34,5	34,5	34,5

Tabela 5.3: chuvas de projeto (em mm), Tr = 5 anos (8° DISME).

t (min)	Chicago	Blocos	Triangular	Pilgrim & Cordery
5	2,2	3,1	3,7	5,9
10	5,3	5,4	10,4	7,2
15	13,0	13,1	9,6	7,9
20	7,3	7,8	6,8	6,4
25	4,5	4,0	4,1	4,9
30	3,2	2,6	1,4	3,6
Soma	35,5	35,9	35,9	35,9

Tabela 5.4: volumes e vazões de pico simulados pelo modelo SCS, Tr = 2 anos (Aeroporto).

B A C I A	Chicago		Blocos Alternados		Triangular		Pilgrim & Cordery		Variação Máxima	
	Pico (m ³ /s)	Volume (mm)	Pico (%)	Volume (%)						
B1	4,5	6,4	4,5	6,4	4,5	6,5	4,5	6,5	0,7	0,9
B2	14,5	11,5	14,5	11,4	14,6	11,5	13,9	11,4	5,2	0,6
B3	45,9	16,9	46,6	16,9	45,9	17,0	41,6	17,0	11,9	0,9
B4	128,3	23,0	134,7	23,1	128,2	23,2	127,7	23,2	5,5	0,9

Tabela 5.5: volumes e vazões de pico simulados pelo modelo SCS, Tr = 5 anos (Aeroporto).

B A C I A	Chicago		Blocos Alternados		Triangular		Pilgrim & Cordery		Variação Máxima	
	Pico (m ³ /s)	Volume (mm)	Pico (%)	Volume (%)						
B1	5,8	8,4	6,0	8,5	5,9	8,5	5,8	8,5	2,1	1,7
B2	18,4	14,5	18,6	14,5	18,6	14,6	17,7	14,6	5,0	0,2
B3	57,6	21,2	58,6	21,2	57,0	21,2	51,7	21,2	13,5	0,4
B4	160,0	28,7	166,7	28,5	157,3	28,5	155,7	28,5	7,1	0,7

Tabela 5.6: volumes e vazões de pico simulados pelo modelo SCS, Tr = 2 anos (8° DISME).

B A C I A	Chicago		Blocos Alternados		Triangular		Pilgrim & Cordery		Variação Máxima	
	Pico (m ³ /s)	Volume (mm)	Pico (%)	Volume (%)						
B1	8,8	11,6	9,0	11,8	9,0	11,8	8,8	11,8	2,1	1,9
B2	23,1	18,0	24,6	18,0	23,8	17,9	21,9	17,7	12,3	1,3
B3	65,1	24,0	70,1	24,1	65,4	24,1	60,3	24,0	16,2	0,3
B4	164,0	29,7	177,3	29,9	162,1	29,8	145,2	30,0	22,1	0,9

Tabela 5.7: volumes e vazões de pico simulados pelo modelo SCS, Tr = 5 anos (8° DISME).

B A C I A	Chicago		Blocos Alternados		Triangular		Pilgrim & Cordery		Variação Máxima	
	Pico (m ³ /s)	Volume (mm)	Pico (%)	Volume (%)						
B1	11,5	15,3	11,9	15,7	11,9	15,7	11,5	15,6	3,7	2,5
B2	29,6	23,0	31,8	23,1	30,7	23,1	28,5	23,1	11,6	0,4
B3	82,6	30,4	88,6	30,4	82,4	30,3	77,0	30,9	15,1	1,7
B4	210,2	38,0	225,2	37,9	204,0	37,7	181,5	37,7	24,1	0,7

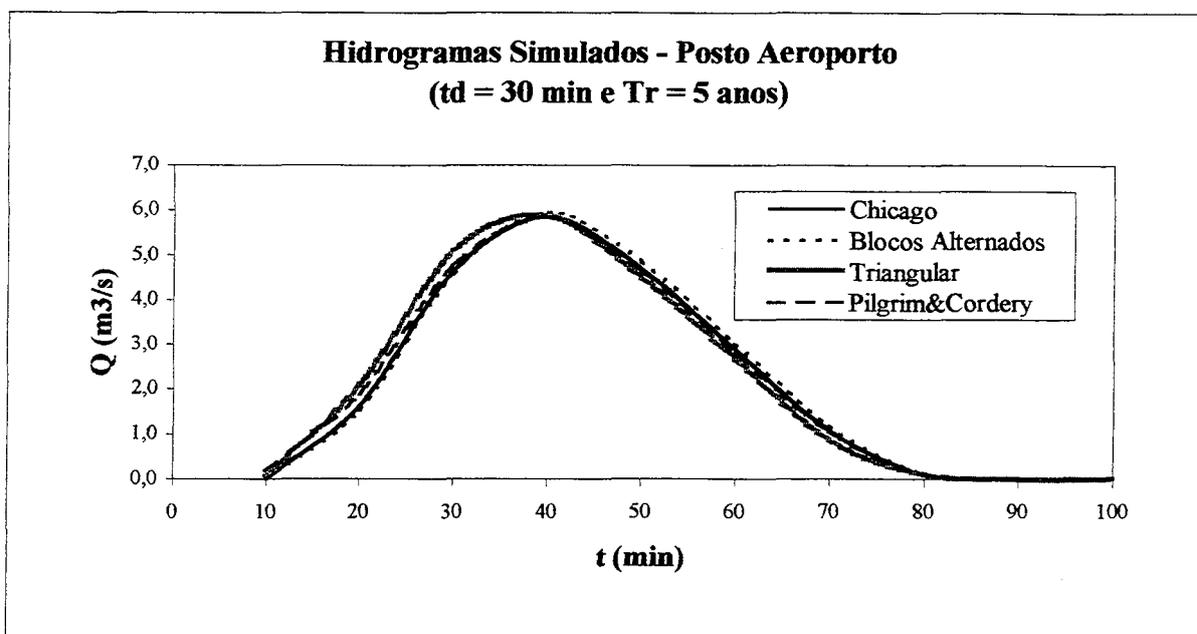


Figura 5.2: hidrogramas simulados pelo modelo SCS, para diferentes chuvas de projeto, $t_d = 30$ min, $T_r = 5$ anos (Aeroporto).

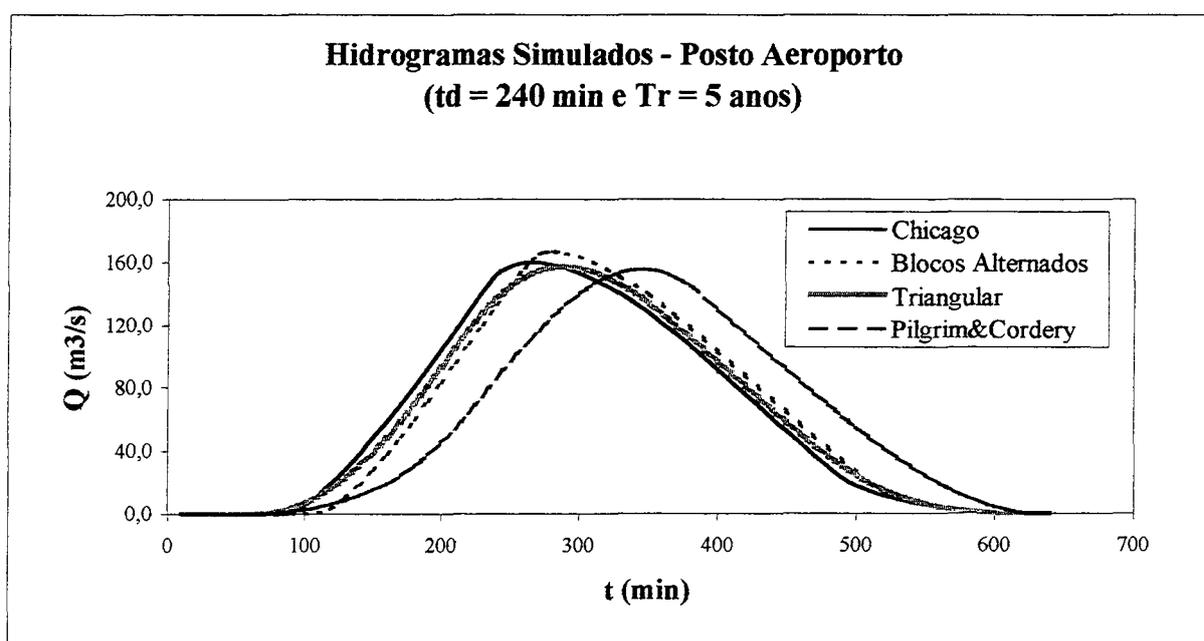


Figura 5.3: hidrogramas simulados pelo modelo SCS, para diferentes chuvas de projeto, $t_d = 240$ min, $T_r = 5$ anos (Aeroporto).

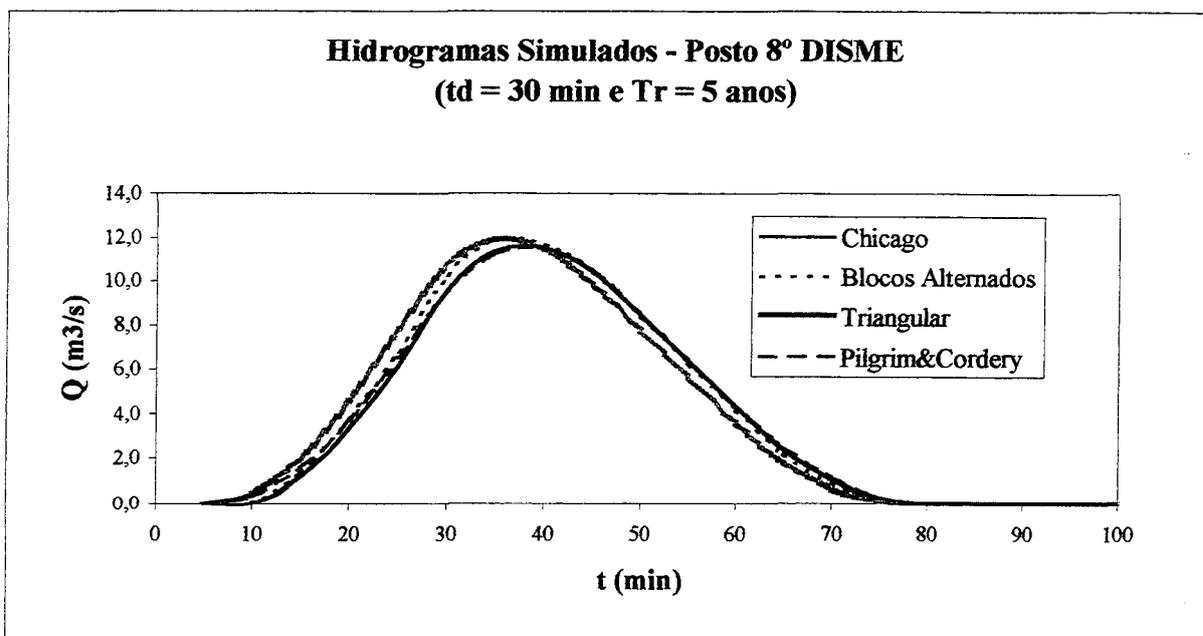


Figura 5.4: hidrogramas simulados pelo modelo SCS, para diferentes chuvas de projeto, $t_d = 30$ min, $T_r = 5$ anos (8° DISME).

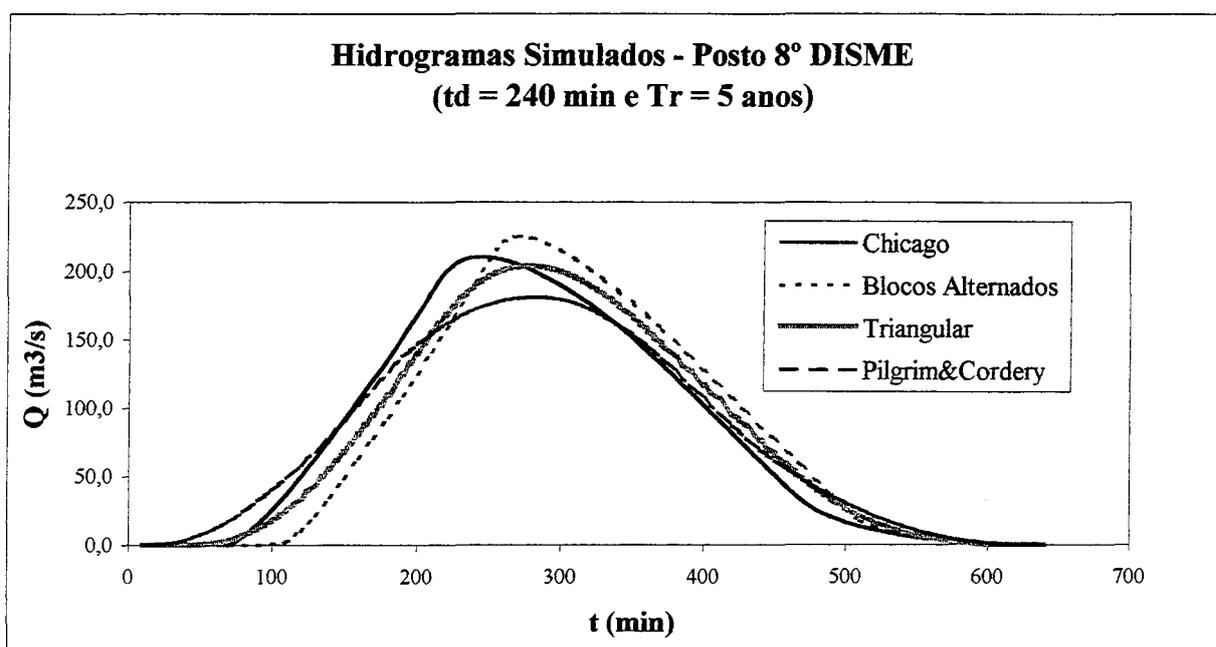


Figura 5.5: hidrogramas simulados pelo modelo SCS, para diferentes chuvas de projeto, $t_d = 240$ min, $T_r = 5$ anos (8° DISME).

Observando as tabelas 5.4 a 5.7 e as figuras 5.2 a 5.5, pode-se notar que os hidrogramas calculados a partir dos diversos hietogramas de projeto têm volumes bastante similares para todas as durações estudadas. As diferenças entre os volumes máximos e mínimos dos hidrogramas obtidos são bastante pequenas, variando entre 0,2 e 1,7 %, para o posto Aeroporto, e 0,3 e 2,5 %, para o posto 8º DISME. Isso deve-se ao alto valor do coeficiente CN das bacias hipotéticas utilizadas, que caracterizam superfícies urbanizadas, nas quais a infiltração não é significativa.

As vazões máximas simuladas, ao contrário, apresentam uma faixa de variação bem mais ampla, crescendo com o aumento da duração da chuva de projeto. Na estação Aeroporto, as maiores diferenças foram verificadas nos hidrogramas gerados a partir dos hietogramas de projeto de duração 60 minutos. A diferença entre as vazões máximas calculadas pelo modelo SCS chega, para essa duração, a até 13,5 %. Variações consideravelmente superiores foram observadas nos resultados do posto 8º DISME, chegando, para a duração de 240 minutos, a até 24 %. Percebe-se também que, à exceção da duração de 30 minutos, para a qual todas as vazões de pico simuladas foram bastante semelhantes, nas demais simulações realizadas a maior vazão de pico foi obtida com o uso da chuva de projeto do método dos Blocos Alternados, enquanto a menor vazão se originou do uso das chuvas de projeto do método de Pilgrim & Cordery. Esse resultado já era, até certo ponto, esperado, visto que o método dos Blocos Alternados visa apenas à obtenção de chuvas de projeto que tenham um efeito crítico sobre o escoamento. O procedimento proposto por Pilgrim & Cordery (1975), ao contrário, procura a obtenção de hietogramas de projeto que tenham relação com os padrões de precipitação do local em estudo, gerando, assim, hidrogramas com menores vazões máximas.

5.2.1 – SIMULAÇÕES A PARTIR DE EVENTOS HISTÓRICOS

A fim de possibilitar uma posterior comparação com as vazões simuladas a partir dos hietogramas de projeto, foram selecionados os eventos históricos máximos anuais de cada estação pluviográfica, para cada uma das durações em estudo. Foram novamente realizadas simulações, pelo método do SCS, para os eventos selecionados, utilizando-se as mesmas bacias hidrográficas hipotéticas já citadas. Considerando que o tempo de retorno da vazão não é, necessariamente, igual ao da precipitação que a gerou, a frequência das descargas assim obtidas foi determinada através de uma análise estatística. As tabelas 5.8 e 5.9 fornecem os valores assim calculados dos volumes escoados e das vazões de pico, para cada duração.

Tabela 5.8: volumes e vazões máximas simulados a partir de eventos históricos (Aeroporto).

Ano	30 min		60 min		120 min		240 min	
	Volume (mm)	Pico (m ³ /s)						
1962	1,9	1,3	2,3	3,0	2,7	7,6	2,7	16,8
1963	5,9	4,1	6,3	7,9	7,3	19,9	19,2	103,4
1964	2,7	1,8	3,0	3,8	4,7	12,3	8,4	44,5
1968	11,2	7,7	11,4	15,7	17,2	46,1	27,4	150,1
1969	14,3	9,5	20,0	25,7	21,6	60,6	24,7	116,9
1970	8,0	5,8	16,2	22,4	23,3	67,2	34,9	206,2
1971	10,8	7,6	18,8	25,2	23,5	70,3	24,4	152,3
1972	6,2	4,4	13,3	16,0	20,9	56,2	24,7	129,0
1973	8,9	6,3	13,3	17,8	25,2	58,0	30,2	158,6
1974	3,9	2,7	6,5	7,8	9,7	25,3	15,9	78,2
1975	5,4	3,7	8,2	10,7	8,4	24,7	18,3	100,8
1976	2,7	1,9	5,2	6,2	9,5	24,7	14,7	70,9
1977	4,0	2,7	10,8	13,0	13,0	35,0	15,0	73,3
1978	3,8	2,6	6,2	8,0	9,7	21,6	18,5	104,6
1979	8,0	5,4	11,8	15,5	12,4	36,0	12,1	68,6
1980	9,8	6,7	11,0	14,9	13,8	34,4	18,1	105,2
1981	5,4	3,7	16,8	20,1	24,9	61,7	42,4	197,3
1982	5,1	3,4	5,9	7,7	14,3	33,3	24,7	130,2
1983	3,8	2,7	6,7	8,5	9,2	24,5	14,7	86,8
1984	5,6	3,9	7,9	10,1	10,0	28,5	12,9	75,2
1985	4,0	2,9	5,6	7,7	8,6	24,6	14,3	78,6
1986	10,6	7,4	18,2	24,1	24,2	67,1	29,2	157,3
1987	7,7	4,9	12,0	14,0	16,0	43,2	18,3	104,6
Máximo	14,3	9,5	20,0	25,7	25,2	70,3	42,4	206,2
Mínimo	1,9	1,3	2,3	3,0	2,7	7,6	2,7	16,8
Média	6,5	4,5	10,3	13,3	14,3	38,4	20,2	109,1
Desvio	3,2	2,2	5,0	6,7	6,8	18,5	8,7	45,3

Tabela 5.9: volumes e vazões máximas simulados a partir de eventos históricos (8º DISME).

Ano	30 min		60 min		120 min		240 min	
	Volume (mm)	Pico (m ³ /s)						
1974	5,4	4,2	7,4	11,0	8,7	26,9	8,8	52,5
1975	6,3	4,7	11,9	15,1	21,5	55,4	24,3	128,5
1976	8,5	6,8	13,7	19,6	16,4	51,0	24,5	117,0
1977	3,0	2,2	7,9	11,3	9,3	28,2	15,4	82,7
1978	3,8	3,3	5,6	8,6	6,5	21,1	9,8	58,8
1979	8,0	5,8	9,4	12,3	9,9	24,8	18,3	99,9
1980	9,4	7,5	13,4	18,3	18,0	53,1	40,4	214,5
1981	30,8	23,5	54,9	68,7	63,0	171,8	70,5	388,4
1982	7,5	6,0	10,5	15,0	16,3	43,4	33,0	162,5
1983	4,6	3,3	7,9	9,7	16,7	46,7	21,1	127,3
1984	21,1	15,2	23,4	31,6	28,5	74,5	34,5	176,8
1985	17,4	13,8	19,9	27,5	21,1	61,2	22,7	131,2
1986	9,4	6,6	21,7	27,8	25,4	71,4	28,6	162,1
1987	20,2	14,8	27,2	37,2	27,9	85,9	27,9	179,2
1988	2,3	1,8	5,1	7,0	7,5	15,2	17,8	85,7
1989	5,5	4,2	14,0	19,3	26,0	66,6	28,3	162,5
1990	21,2	17,0	21,7	32,2	21,9	70,3	23,2	143,9
1991	12,8	10,1	14,2	19,0	9,3	25,8	13,1	65,5
1992	14,5	11,1	24,7	31,7	30,4	78,2	14,5	79,5
1993	13,3	10,6	14,0	20,4	14,2	44,9	26,5	147,3
1994	6,2	5,3	9,0	12,7	12,6	37,1	15,9	71,7
1995	23,0	17,2	32,4	42,0	33,2	99,0	35,3	210,9
1996	5,5	4,7	12,8	18,3	7,1	18,8	10,9	61,8
1997	5,6	4,5	6,4	8,3	12,0	32,2	14,7	66,9
1998	2,9	2,3	6,8	9,8	14,4	41,4	22,6	111,8
Máximo	30,8	23,5	54,9	68,7	63,0	171,8	70,5	388,4
Mínimo	2,3	1,8	5,1	7,0	6,5	15,2	8,8	52,5
Média	10,7	8,3	15,8	21,4	19,1	53,8	24,1	131,6
Desvio	7,4	5,6	10,8	13,6	11,8	32,7	12,6	70,4

Como as maiores variações nos hidrogramas gerados pelas chuvas de projeto ocorreram nas vazões de pico, e não nos volumes, optou-se por concentrar a análise, inicialmente, nessa variável, ajustando, a cada uma das séries de vazões de pico, uma distribuição estatística. Por se tratar de valores máximos de vazões, foram testadas as distribuições de extremos de Gumbel e de Jenkinson (ou Distribuição Generalizada de Extremos), com parâmetros calculados pelos métodos dos momentos e da máxima verossimilhança. Para tanto, foi utilizado o programa Safarhy (Lubès et al., 1994). Com base em testes χ^2 e avaliações visuais, adotou-se o ajuste da distribuição de Gumbel, com parâmetros calculados pelo método dos momentos (posto Aeroporto) e da máxima verossimilhança (posto 8º DISME). Os valores de vazões de pico obtidos através desses ajustes, para os tempos de retorno de 2 e 5 anos, encontram-se na tabelas 5.10 e 5.11.

Os valores de vazões máximas obtidos através das simulações realizadas a partir das diversas chuvas de projeto foram comparados com os calculados pela lei de Gumbel, para todas as durações e períodos de retorno em estudo. A fim de efetuar tal comparação, empregou-se a expressão:

$$\Delta q = \frac{q_{proj} - q_{hist}}{q_{hist}} \times 100\% \quad (5.5)$$

Onde:

Δq : diferença percentual entre a vazão de pico simulada através de chuvas de projeto e ajustada a partir da série de vazões simuladas com base em eventos históricos;

q_{proj} : vazão de pico simulada através de chuvas de projeto;

q_{hist} : vazão de pico ajustada a partir da série de vazões simuladas com base em eventos históricos.

Essas comparações são apresentadas nas tabelas 5.12 e 5.13. Analisando os resultados referentes ao posto Aeroporto, observa-se que as diferenças encontradas variam entre - 4 % e + 33 %, isto é, a vazão de pico obtida a partir das chuvas de projeto de Pilgrim & Cordery, para a bacia hipotética B1 e o período de retorno de 5 anos, mostrou-se 4 % inferior à calculada pelo ajuste Gumbel, enquanto a vazão determinada com base no método dos Blocos Alternados, para a bacia B4 e o tempo de retorno de 2 anos, revelou-se 33 % superior à obtida pelo ajuste estatístico. Já para a estação 8º DISME, as diferenças encontradas situam-se entre - 1 % (chuvas de projeto de Chicago e de Pilgrim & Cordery, bacia hipotética B1 e período de retorno de 5 anos) e + 48 % (Blocos Alternados, bacia B4 e tempo de retorno de 2 anos).

Essas variações são função da chuva de projeto aplicada, de sua duração e de seu período de retorno.

Tabela 5.10: vazões de pico (m^3/s) obtidas pelo ajuste Gumbel (Aeroporto).

Tr (anos)	30 min	60 min	120 min	240 min
2	4,1	12,2	35,3	101,5
5	6,1	18,2	52,0	142,4

Tabela 5.11: vazões de pico (m^3/s) obtidas pelo ajuste Gumbel (8° DISME).

Tr (anos)	30 min	60 min	120 min	240 min
2	7,2	18,9	48,2	119,6
5	11,7	28,8	73,1	173,2

Tabela 5.12: comparação entre vazões máximas simuladas a partir de chuvas de projeto e eventos históricos, em % (Aeroporto).

B A C I A	Chicago		Blocos Alternados		Triangular		Pilgrim & Cordery	
	Tr = 2 anos	Tr = 5 anos	Tr = 2 anos	Tr = 5 anos	Tr = 2 anos	Tr = 5 anos	Tr = 2 anos	Tr = 5 anos
	B1	9,3	-3,7	9,6	-1,9	9,1	-3,4	8,9
B2	18,6	0,9	19,2	2,0	20,2	2,3	14,3	-2,6
B3	30,0	10,8	32,0	12,8	30,1	9,7	17,9	-0,6
B4	26,4	12,3	32,7	17,1	26,3	10,5	25,8	9,3

Tabela 5.13: comparação entre vazões máximas simuladas a partir de chuvas de projeto e eventos históricos, em % (8° DISME).

B A C I A	Chicago		Blocos Alternados		Triangular		Pilgrim & Cordery	
	Tr = 2 anos	Tr = 5 anos	Tr = 2 anos	Tr = 5 anos	Tr = 2 anos	Tr = 5 anos	Tr = 2 anos	Tr = 5 anos
	B1	21,8	-1,4	24,3	2,0	24,2	2,3	22,0
B2	21,7	2,7	30,0	10,4	25,3	6,3	15,7	-1,1
B3	35,0	12,9	45,4	21,2	35,7	12,7	25,1	5,3
B4	37,1	21,4	48,3	30,1	35,6	17,8	21,5	4,8

Observando os valores citados nas tabelas acima, percebe-se que as diferenças entre as vazões calculadas através das chuvas de projeto e a partir de eventos históricos é maior para o tempo de retorno de 2 anos. Isso pode ser decorrência de problemas nos ajustes estatísticos efetuados, pois a qualidade do ajuste de distribuições estatísticas tende a ser menor para frequências extremas. Também se nota que, para durações pequenas, as vazões obtidas a partir das chuvas de projeto apresentam menor diferença percentual com relação às vazões determinadas com base nos eventos históricos, sendo, em alguns casos, até inferiores a essas. Isso foi observado nos resultados obtidos a partir de todas as chuvas de projeto, visto que, para pequenas durações, todos os hietogramas estudados seguem padrões semelhantes.

Esse fato pode confirmar a prática usual em projetos de drenagem, que é o uso, para pequenas áreas, do método Racional, que tende a fornecer valores superestimados de vazão. Com o objetivo de comparar, para as bacias aqui estudadas, a aplicação das chuvas de projeto variadas no tempo (associadas ao HUT do SCS) e do método Racional (com chuva de projeto de intensidade constante), procedeu-se o cálculo do coeficiente “c” (coeficiente de escoamento do método Racional) que geraria, para as mesmas áreas e intensidades de chuva, os valores de vazões determinados anteriormente. A formulação do método Racional aqui empregada é:

$$Q = \frac{c \times I \times A}{3,6} \quad (5.6)$$

Onde:

Q: vazão, em m³/s;

c: coeficiente de escoamento;

I: intensidade da chuva, em mm/h;

A: área da bacia, em km².

O coeficiente de escoamento “c” foi determinado, para as quatro bacias hidrográficas hipotéticas em estudo, a partir das vazões apresentadas nas tabelas 5.4 a 5.7. Os valores obtidos, para os períodos de retorno de 2 e 5 anos, encontram-se nas tabelas 5.14 a 5.17.

Tabela 5.14: cálculo do coeficiente de escoamento do método Racional, a partir de vazões geradas com chuvas de projeto de $T_r = 2$ anos (Aeroporto).

	Chicago			Blocos Alternados		Triangular		Pilgrim & Cordery		Média
	I (mm/h)	Q (m ³ /s)	c							
B1	46,0	4,5	0,23	4,5	0,23	4,5	0,23	4,5	0,23	0,23
B2	30,3	14,5	0,34	14,5	0,34	14,6	0,35	13,9	0,33	0,34
B3	18,9	45,9	0,44	46,6	0,44	45,9	0,44	41,6	0,40	0,43
B4	11,3	128,3	0,51	134,7	0,53	128,2	0,51	127,7	0,51	0,52

Tabela 5.15: cálculo do coeficiente de escoamento do método Racional, a partir de vazões geradas com chuvas de projeto de $T_r = 5$ anos (Aeroporto).

	Chicago			Blocos Alternados		Triangular		Pilgrim & Cordery		Média
	I (mm/h)	Q (m ³ /s)	c							
B1	52,4	5,8	0,27	6,0	0,27	5,9	0,27	5,8	0,27	0,27
B2	34,5	18,4	0,38	18,6	0,39	18,6	0,39	17,7	0,37	0,38
B3	21,5	57,6	0,48	58,6	0,49	57,0	0,48	51,7	0,43	0,47
B4	12,9	160,0	0,56	166,7	0,58	157,3	0,55	155,7	0,54	0,56

Tabela 5.16: cálculo do coeficiente de escoamento do método Racional, a partir de vazões geradas com chuvas de projeto de $T_r = 2$ anos (8° DISME).

	Chicago			Blocos Alternados		Triangular		Pilgrim & Cordery		Média
	I (mm/h)	Q (m ³ /s)	c							
B1	61,4	8,8	0,34	9,0	0,35	9,0	0,35	8,8	0,34	0,35
B2	38,7	23,1	0,43	24,6	0,46	23,8	0,44	21,9	0,41	0,44
B3	23,1	65,1	0,51	70,1	0,55	65,4	0,51	60,3	0,47	0,51
B4	13,3	164,0	0,55	177,3	0,60	162,1	0,55	145,2	0,49	0,55

Tabela 5.17: cálculo do coeficiente de escoamento do método Racional, a partir de vazões geradas com chuvas de projeto de $T_r = 5$ anos (8° DISME).

	Chicago			Blocos Alternados		Triangular		Pilgrim & Cordery		Média
	I (mm/h)	Q (m ³ /s)	c	c						
B1	71,8	11,5	0,38	11,9	0,40	11,9	0,40	11,5	0,38	0,39
B2	45,3	29,6	0,47	31,8	0,51	30,7	0,49	28,5	0,45	0,48
B3	27,0	82,6	0,55	88,6	0,59	82,4	0,55	77,0	0,51	0,55
B4	15,6	210,2	0,61	225,2	0,65	204,0	0,59	181,5	0,52	0,59

Pode-se observar que os valores do coeficiente de escoamento obtidos foram bastante baixos, sobretudo para as bacias menores (B1 e B2). Tais valores não são característicos de superfícies com grande urbanização (condição aqui adotada nas simulações pelo método do SCS, com um alto valor do parâmetro CN). Portanto, ao calcular-se vazões pelo método Racional, aplicando um valor de c apropriado a superfícies urbanizadas, as descargas obtidas seriam, certamente, bastante superiores às aqui obtidas a partir dos hietogramas de projeto. Percebe-se, então, que a aplicação de tal metodologia, e não de chuvas de projeto, no dimensionamento de redes pluviais para pequenas áreas de contribuição, tende a gerar estruturas mais seguras (porém menos econômicas). Para as bacias B3 e B4, os valores do coeficiente de escoamento obtidos foram maiores, mas ainda não característicos de superfícies altamente urbanizadas. Mesmo para essas bacias, portanto, o uso do método Racional ainda forneceria resultados conservadores. Entretanto, essa metodologia pressupõe uma precipitação de intensidade constante no tempo, fato dificilmente verificado em eventos de longa duração.

Voltando às tabelas 5.12 e 5.13, verifica-se que, para maiores durações, ocorre uma grande superestimação das vazões oriundas dos hietogramas de projeto com relação às originárias das precipitações históricas. Essa característica mostrou-se menos acentuada no método proposto por Pilgrim & Cordery (1975), que, para as maiores durações, originou valores de vazões mais próximos aos calculados pelos eventos históricos. Isso pode-se dever ao fato de que o hietograma proposto por esses autores não apresenta um único pico, mas sim flutuações no decorrer do tempo, com o aparecimento de diversos valores máximos. Esse padrão se assemelha ao verificado nas chuvas observadas em Porto Alegre: as precipitações reais não seguem uma forma constante, apresentando diversos picos de intensidade no decorrer de sua duração total. Em contrapartida, nota-se que os hietogramas de Chicago, dos

Blocos Alternados e Triangular geraram vazões máximas até 48,3 % maiores do que as precipitações históricas. Tal diferença é explicada pelo fato de que essas metodologias não buscam representar padrões reais de chuva, mas sim criar situações críticas de escoamento. Portanto, o uso das chuvas de projeto de Chicago, dos Blocos Alternados e Triangular em projetos de drenagem urbana, para bacias acima de 20 km², tende a gerar resultados conservadores, se comparados à aplicação de eventos pluviográficos observados ou, até mesmo, do método de Pilgrim & Cordery (que busca recriar tais eventos).

Foi feita também uma análise estatística das séries de volumes escoados. Foram testadas as distribuições de extremos de Gumbel e de Jenkinson (ou Distribuição Generalizada de Extremos), com parâmetros calculados pelos métodos dos momentos e da máxima verossimilhança, novamente através do programa Safarhy (Lubès et al., 1994). Com base em testes χ^2 e avaliações visuais, adotou-se o ajuste da distribuição de Gumbel, com parâmetros calculados pelo método da máxima verossimilhança. Os valores dos volumes assim determinados, para os tempos de retorno de 2 e 5 anos, encontram-se na tabelas 5.18 e 5.19.

Tabela 5.18: volumes (m³) obtidos pelo ajuste Gumbel (Aeroporto).

Tr (anos)	30 min	60 min	120 min	240 min
2	6,0	9,4	13,2	19,0
5	8,8	14,2	19,8	27,8

Tabela 5.19: volumes (m³) obtidos pelo ajuste Gumbel (8° DISME).

Tr (anos)	30 min	60 min	120 min	240 min
2	9,3	13,9	17,1	22,0
5	15,2	21,4	25,8	31,6

Efetou-se uma comparação, fornecida nas tabelas 5.20 e 5.21, entre os volumes gerados pelos hietogramas de projeto e os volumes obtidos do ajuste estatístico. Para tanto, foi aplicada a expressão:

$$\Delta V = \frac{V_{proj} - V_{hist}}{V_{hist}} \times 100\% \quad (5.7)$$

Onde:

ΔV : diferença percentual entre o volume simulado através de chuvas de projeto e a partir da série de eventos históricos;

V_{proj} : volume simulado através de chuvas de projeto;

V_{hist} : volume simulado com base em eventos históricos.

Tabela 5.20: comparação entre volumes simulados a partir de chuvas de projeto e eventos históricos, em % (Aeroporto).

B A C I A	Chicago		Blocos Alternados		Triangular		Pilgrim & Cordery	
	Tr = 2	Tr = 5	Tr = 2	Tr = 5	Tr = 2	Tr = 5	Tr = 2	Tr = 5
	anos	anos	anos	anos	anos	anos	anos	anos
B1	7,8	-4,7	7,7	-3,2	8,7	-3,2	8,6	-3,1
B2	21,4	2,1	20,6	2,1	21,3	2,2	21,1	2,3
B3	27,9	6,9	27,9	7,3	29,0	7,3	29,0	7,3
B4	21,3	3,4	21,8	2,8	22,3	2,7	22,4	2,7

Tabela 5.21: comparação entre volumes simulados a partir de chuvas de projeto e eventos históricos, em % (8° DISME).

B A C I A	Chicago		Blocos Alternados		Triangular		Pilgrim & Cordery	
	Tr = 2	Tr = 5	Tr = 2	Tr = 5	Tr = 2	Tr = 5	Tr = 2	Tr = 5
	anos	anos	anos	anos	anos	anos	anos	anos
B1	24,5	0,9	26,8	3,4	26,1	3,4	26,8	2,9
B2	28,9	7,5	28,9	7,9	28,3	7,9	27,2	7,9
B3	40,4	18,1	40,9	18,1	40,9	17,8	40,4	19,8
B4	35,0	20,0	35,8	19,7	35,4	19,2	36,2	19,2

Como já havia sido observado quando da análise das vazões de pico, os volumes escoados determinados a partir das chuvas de projeto mostraram-se consideravelmente superiores aos obtidos através dos eventos históricos (apenas em alguns casos verificou-se subestimação). Os percentuais de variação encontrados situam-se entre - 5 % até + 41 %. Essa diferença, no entanto, praticamente independe do padrão de precipitação de projeto utilizado (devido ao alto CN utilizado). A superestimação de volumes observada pode indicar

que, para projetos que necessitem, além dos valores de vazões máximas, também os volumes escoados, o uso das chuvas de projeto aqui analisadas pode fornecer resultados conservadores. Não se confirma, assim, a observação de Arnell (1982), que, analisando dados para o projeto de bacias de retenção, obteve subestimativas de volumes com o uso do método de Chicago, se comparados aos volumes simulados com base em eventos históricos.

6 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O presente trabalho apresentou uma análise da aplicação de diferentes padrões de chuvas de projeto à cidade de Porto Alegre.

As curvas IDF das estações pluviográficas Aeroporto e 8º DISME foram atualizadas com base em, respectivamente, 23 e 25 anos de registros históricos. Para ambos os postos, foi utilizada a técnica das séries anuais, e a distribuição estatística adotada para o ajuste foi a de Gumbel, com parâmetros determinados pelo método dos momentos. Foi feita uma comparação dessas relações com resultados obtidos anteriormente, por diversos autores. Verificou-se que, apesar das diferentes metodologias adotadas e dos diversos períodos de dados e tamanhos de séries utilizados nos vários trabalhos, os resultados aqui determinados foram bastante similares aos anteriormente obtidos. As relações aqui calculadas foram, portanto, utilizadas nos itens seguintes desse estudo.

De posse das curvas IDF dos dois postos pluviográficos analisados, foram determinados hietogramas de projeto, pelos métodos de Chicago (Keifer & Chu, 1957), Blocos Alternados (citado por Zahed & Marcellini, 1995), Triangular (Yen & Chow, 1980) e Pilgrim & Cordery (1975), para as durações de 30, 60, 120 e 240 minutos e os tempos de retorno de 2 e 5 anos, usualmente utilizados em projetos de drenagem urbana.

Na aplicação do método de Chicago, foram percebidas inconsistências em um dos dois procedimentos propostos pelos autores para determinação do coeficiente de avanço das tormentas (r). Através do procedimento baseado no total de chuva antecedente ao período de máxima, foram obtidos valores de r maiores do que a unidade, o que, fisicamente, é totalmente incoerente. Tal fato foi verificado para os dados de ambos os postos pluviográficos estudados. Optou-se, portanto, pela adoção do valor de r calculado através da análise da posição do pico de intensidades em eventos históricos.

Os hietogramas de projeto determinados pelas diversas metodologias já citadas foram comparados. Percebeu-se que, para a duração de 30 minutos, os padrões de distribuição temporal das intensidades apresentaram uma variação muito pequena. Entretanto, a partir da duração 60 minutos, algumas diferenças puderam ser observadas. As maiores intensidades ocorreram sempre nas chuvas de projeto de Chicago e dos Blocos Alternados. Os hietogramas de Yen & Chow e Pilgrim & Cordery, ao contrário, sempre apresentaram os menores valores de intensidades, gerando gráficos mais “achatados”. Para as durações de 120 e 240 minutos, o método de Pilgrim & Cordery gerou, inclusive, hietogramas com diversos picos de

intensidade. Isso pode ser explicado pelo fato de ser essa a única metodologia analisada nesse trabalho que não visa à obtenção de chuvas com efeitos críticos ao escoamento, mas sim à reprodução de eventos históricos.

Salienta-se que as diferenças observadas entre os diversos hietogramas de projeto ocorreram unicamente na distribuição temporal das intensidades. Todos os gráficos calculados apresentaram o mesmo volume precipitado, tendo em vista que todos eles se originaram das curvas IDF.

A fim de possibilitar uma comparação entre a aplicação de chuvas de projeto e de eventos históricos, foram feitas simulações chuva-vazão, através do método do Soil Conservation Service (McCuen, 1957, apud Tucci, 1993). Foi adotado um valor bastante alto para o coeficiente CN, que caracteriza as condições de ocupação do solo, visando priorizar o efeito das variações da distribuição temporal das tormentas. As simulações foram realizadas para quatro bacias hidrográficas hipotéticas, com áreas de 1,5, 5, 20 e 80 km² e tempos de concentração de 30, 60, 120 e 240 minutos, respectivamente.

Verificou-se, para os dados de ambos os postos pluviográficos e para todas as durações estudadas, que os hidrogramas simulados a partir das diversas chuvas de projeto apresentaram volumes bastante similares. Isso se deve ao valor do coeficiente CN utilizado, que caracteriza uma superfície altamente urbanizada, em que as perdas iniciais e a infiltração são bastante pequenas.

Quanto às vazões de pico simuladas, uma variação bastante mais ampla foi verificada. Como já era esperado, as menores vazões máximas foram as geradas a partir das chuvas de projeto de Pilgrim & Cordery (1975). Já as maiores descargas de pico foram obtidas com base nos hietogramas dos métodos de Chicago e dos Blocos Alternados. A diferença entre as menores e as maiores vazões de pico geradas a partir dos diversos hietogramas de projeto variou com a duração da chuva utilizada, o tempo de retorno adotado e o posto de chuva estudado. Para a duração de 30 minutos, a variação entre as diversas vazões de pico simuladas foi bastante pequena, tendo em vista que todos os hietogramas de projeto apresentavam distribuições temporais similares. As maiores variações ocorreram no posto 8º DISME. Na estação Aeroporto, as diferenças situaram-se entre 0,7 % (duração de 30 minutos, 2 anos de tempo de retorno) e 14 % (duração de 120 minutos e 5 anos de tempo de retorno). Já para o posto 8º DISME, os valores obtidos tiveram uma variação de 2 % (duração de 30 minutos, 2 anos de tempo de retorno) até 24 % (duração de 240 minutos, 5 anos de tempo de retorno).

Para cada posto pluviográfico, foram também simuladas vazões a partir dos maiores eventos pluviográficos anuais de cada duração (23 eventos do posto Aeroporto e 25 eventos do posto 8° DISME). Obtiveram-se, assim, séries de vazões de pico e de volumes escoados determinadas a partir das maiores precipitações registradas em cada estação. A essas séries foram ajustadas distribuições de Gumbel e determinados os valores de vazões de pico e volumes para os períodos de retorno de 2 e 5 anos.

As vazões máximas geradas pelas diferentes chuvas de projeto foram então comparadas com as vazões de pico de 2 e 5 anos de período de retorno, obtidas a partir do ajuste Gumbel. Na análise dos resultados de ambos os postos pluviográficos, verificou-se, para as menores durações, que as vazões obtidas a partir das chuvas de projeto apresentam pequena diferença percentual com relação às vazões determinadas com base nos eventos históricos, sendo, em alguns casos, até inferiores a essas (subestimação de até 4 % no posto Aeroporto e 1,4 % no posto 8° DISME). Essa tendência foi observada nos resultados obtidos a partir de todas as chuvas de projeto, visto que, para pequenas durações, todos os hietogramas estudados seguem padrões semelhantes. Esse fato pode confirmar a prática usual em projetos de drenagem, que é o uso, para pequenas áreas, do método Racional, que fornece valores superestimados de vazão. Portanto, a aplicação de tal metodologia, e não de chuvas de projeto, no dimensionamento de redes pluviais para pequenas áreas de contribuição, tende a gerar estruturas mais seguras.

Para as durações mais longas, ao contrário, os valores de vazões de pico obtidos a partir das chuvas de projeto foram bastante superiores aos determinados pelo ajuste estatístico. A superestimação observada, de até 33 % na estação Aeroporto e 48 % na estação 8° DISME, já era esperada, tendo em vista que o objetivo básico das metodologias de obtenção de chuvas de projeto é gerar eventos que tenham efeitos máximos no escoamento. Nas descargas máximas geradas a partir dos hietogramas de Pilgrim & Cordery, essa tendência não se delineou, confirmando, assim, o objetivo dos autores de apenas tentar recriar padrões reais de distribuição temporal de intensidades. Percebe-se, portanto, que o uso das chuvas de projeto de Chicago, dos Blocos Alternados e Triangular em projetos de drenagem urbana tende a gerar resultados conservadores, se comparados à aplicação de eventos pluviográficos observados ou, até mesmo, do método de Pilgrim & Cordery (que busca recriar tais eventos).

Os volumes escoados determinados a partir das chuvas de projeto mostraram-se consideravelmente superiores aos obtidos através dos eventos históricos (apenas em alguns casos verificou-se subestimação). Essa variação, entretanto, praticamente independe do padrão de precipitação de projeto aplicado (devido ao alto CN utilizado). A superestimação de volumes observada pode indicar que, para projetos que necessitem, além dos valores de vazões máximas, também os volumes escoados, o uso das chuvas de projeto aqui analisadas pode fornecer resultados conservadores.

Cabe observar que os resultados obtidos para os dois postos pluviográficos aqui analisados foram distintos, sendo as variações observadas bastante superiores na estação 8° DISME.

Ressalta-se que, apesar de ambos os postos possuírem séries históricas com durações semelhantes, os dados do posto Aeroporto são menos confiáveis. A série disponível é descontínua, e o traçado dos pluviogramas é bastante impreciso, o que inviabilizou a obtenção da discretização temporal máxima do aparelho.

As consideráveis diferenças entre os resultados obtidos para os dois postos pluviográficos analisados no presente trabalho indicam a necessidade de um estudo dos dados da estação Cavalhada, também em funcionamento na cidade. Como a série de registros disponíveis desse posto ainda é bastante curta (cerca de 8 anos), será necessário o emprego da técnica das séries parciais. Entretanto, a análise dos hietogramas de projeto para esse posto será prejudicada, tendo em vista que a precisão temporal do aparelho instalado é de apenas 30 minutos, prejudicando, portanto, a comparação entre chuvas de projeto com durações menores do que 120 minutos.

Os efeitos aqui estudados também devem ser analisados para diferentes valores do parâmetro CN. O valor agora aplicado (CN=90) caracteriza superfícies altamente urbanizadas e resulta em hidrogramas com volumes bastante similares, independentemente dos diferentes padrões de chuva de projeto utilizados como entrada no modelo. Valores mais baixos desse coeficiente poderiam viabilizar uma análise específica sobre a influência dos diferentes hietogramas de projeto nos volumes totais escoados.

Sugere-se, também, que os efeitos da variação de outros fatores, como a forma da bacia hidrográfica e sua declividade, além da heterogeneidade espacial da precipitação, sejam avaliados, tendo em vista que esses aspectos podem assumir considerável influência nos hidrogramas gerados a partir dos diferentes hietogramas de projeto.

Por fim, ressalta-se que o presente trabalho buscou, basicamente, analisar condições usualmente adotadas em projetos de engenharia. Foram, portanto, aceitas diversas simplificações, tendo em vista ser essa a prática corrente no dimensionamento de estruturas hidráulicas de drenagem urbana.

7 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARNELL, V. (1978) Analysis of Rainfall Data for Use in Design of Storm Sewer Systems. In: Helliwell, P.; Urban Storm Drainage, London, Pentech, p. 71/86.

ARNELL, V. (1983) Rainfall Data for the Design of Detention Basins. Chalmers University of Technology, Department of Hydraulics.

ARON, G.; ADL, I. (1992) Effects of Storm Patterns on Runoff Hydrographs. Water Resources Bulletin, vol. 28, nº 3, p. 569/575.

BALL, J. E. (1994) The Influence of Storm Temporal Patterns on Catchment Response. Journal of Hydrology, 158, p. 285/303.

BANDYOPADHYAY, M. (1972) Synthetic Storm Pattern and Run-Off for Gauhati – India. Journal of the Hydraulics Division, 98, HY5, p. 845/857.

BERTONI, J. C.; TUCCI, C. E. M. (1993) Precipitação. In: Tucci, C. E. M. (organizador); Hidrologia - Ciência e Aplicação. Editora da Universidade. ABRH.

BONTA, J. V.; RAO, A. R. (1989) Regionalization of Storm Hyetographs. Water Resources Bulletin, vol. 25, nº 1, p. 211/217.

CHENG, Q. W. (1987) Analysis of the Design Storm Time-Intensity Pattern for Medium and Small Watersheds. Journal of Hydrology, 96, p. 305/317.

CHOW, V. T.; MAIDMENT, D. R.; MAYS, L. W. (1988) Applied Hydrology. New York: McGraw-Hill.

DEP (1992) Caderno de Encargos. Departamento de Esgotos Pluviais, Prefeitura Municipal de Porto Alegre.

DESBORDES, M. (1982) Modelisation en Hydrologie Urbaine: Recherches et Applications. Laboratoire d'Hydrologie Mathématique - Université des Sciences et Techniques du Languedoc.

DÍAZ, O. B. P. (1987) Precipitação de Projeto e Regionalização de Hidrogramas Unitários para Bacias Urbanas Brasileiras. Dissertação de Mestrado, IPH, UFRGS.

DMAE (1972) Chuvas Intensas de Porto Alegre. Departamento Municipal de Água e Esgotos, Prefeitura Municipal de Porto Alegre.

EL-JABI, N.; SARRAF, S. (1991) Effect of Maximum Rainfall Position on Rainfall-Runoff Relationship. Journal of Hydraulic Engineering, vol. 117, nº 5, p. 681/685.

GOLDENFUM, J. A.; CAMAÑO, B.; SILVESTRINI, J. (1991) Análise das Chuvas Intensas em Porto Alegre. Não publicado.

GOLDENFUM, J. A. (1995) Soil Water Flow Processes: A Critical Evaluation Using Numerical Simulations and Lysimeter Data. Imperial College of Science, Technology and Medicine. University of London.

HERSHFIELD, D. M. (1962) Extreme Rainfall Relationships. Journal of the Hydraulics Division, 88, HY6, p. 73/92.

HUFF, F. A. (1967) Time Distribution of Rainfall in Heavy Storms. Water Resources Research, vol. 3, nº 4, p. 1007/1018.

JATON, J. F. (1984) Modelisation des Relations Pluies-Débits - Etude de la Pluie de Projet. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Institut de Génie Rural.

KEIFER, C. J.; CHU, H. H. (1957) Synthetic Storm Pattern for Drainage Design. Journal of the Hydraulics Division, 83, HY5, p. 1332-1/1332-25.

KOTTEGODA, N. T.; KASSIM, A. H. M. (1991) Classification of Storm Profiles Using Crossing Properties. Journal of Hydrology, 127, p. 37/53.

LOUKAS, A.; QUICK, M. C. (1996) Spatial and Temporal Distribution of Storm Precipitation in Southwestern British Columbia. Journal of Hydrology, 174, p. 37/56.

LUBES, H.; MASSON, J. M.; RAOUS, P.; TAPIAU, M. 1994. SAFARHY - Logiciel de Calculs Statistiques et d'Analyse Fréquentielle Adapté à l'Evaluation du Risque en Hydrologie - Manuel de Référence. ORSTOM, Université Montpellier II.

MARSALEK, J. (1978) Synthesized and Historical Storms for Urban Drainage Design. In: Helliwell, P.; Urban Storm Drainage, London, Pentech, p. 87/99.

MATOS, M. R. (1990) Urban Drainage in Portugal: Developments, Applications and Perspectives. Fifth International Conference on Urban Storm Drainage, Osaka, Japan.

PAIVA, J. B. D. (1997) Padrão das precipitações em Santa Maria - RS. In: XII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Vitória - ES, volume 2, p. 221/229.

PERRY, G. R.; SHAFER, K. L. (1990) Frequency-Related Temporally and Spatially Varied Rainfall. Journal of Hydraulic Engineering, vol. 116, nº 10, p. 1215/1231.

PFAFSTETTER, O. (1957) Chuvas Intensas no Brasil. Departamento Nacional de Obras de Saneamento, Rio de Janeiro.

PILGRIM, D. H.; CORDERY, I. (1975) Rainfall Temporal Patterns for Design Floods. Journal of the Hydraulics Division, 101, HY1, p. 81/95.

PINHEIRO, M. G.; NAGHETTINI, M. (1997) Hietograma de Precipitações para a Região Metropolitana de Belo Horizonte - RMBH. In: XII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Vitória - ES, volume 2, p. 327/333.

PORTO, R. L. (1995) Escoamento Superficial Direto. In: Tucci, C. E. M., Porto, R. L.; Barros, M. T. (organizadores); Drenagem Urbana, Coleção ABRH de Recursos Hídricos, volume 5, Editora da Universidade, Porto Alegre.

PREUL, H. C.; PAPADAKIS, C. N. (1973) Development of Design Storm Hyetographs for Cincinnati, Ohio. Water Resources Bulletin, vol. 9, nº 2, p. 291/300.

SILVEIRA, A. L. L. (1993) Etude des Relations Intensité- Durée- Fréquence, Distribution Spaciale et Coefficients d'Abattement des Precipitations du Bassin du Dilúvio à Porto Alegre - Brésil. Montpellier, Université Montpellier II, ORSTOM.

SILVEIRA, A. L. L. (1996) Contribution à l'Etude Hydrologique d'un Bassin Semi-Urbanisé dans le Brésil Subtropical - Bassin de l'Arroio Dilúvio à Porto Alegre. Thèse, Université Montpellier II.

TUCCI, C. E. M. (1993) Escoamento Superficial. In: Tucci, C. E. M. (organizador); Hidrologia - Ciência e Aplicação. Editora da Universidade. ABRH.

VÁSQUEZ, R.; CABOT, J.; MALGRAT, P. (1990) Design Storm for Barcelona's Master Drainage Plan. Fifth International Conference on Urban Storm Drainage, Osaka, Japan.

VOORHEES, M. L.; WENZEL, H. G. (1984) Urban Design-Storm Sensitivity and Reliability. Journal of Hydrology, 38, p. 39/60.

WILKEN, P. S. (1978) Engenharia de Drenagem Superficial. São Paulo, CETESB.

YEN, B. C.; CHOW, V. T. (1980) Design Hyetographs for Small Drainage Structures. Journal of the Hydraulics Division, 106, HY6, p. 1055/1076.

ZAHED F.º, K.; MARCELLINI, S. S. (1995) Precipitações Máximas. In: Tucci, C. E. M.; Porto, R. L.; Barros, M. T. (organizadores); Drenagem Urbana, Coleção ABRH de Recursos Hídricos, volume 5, Editora da Universidade, Porto Alegre.

ANEXO I

Eventos Utilizados para o Ajuste das Curvas IDF

Tabela I.1: eventos máximos anuais utilizados para o ajuste da curva IDF do posto Aeroporto (séries de tamanho uniforme).

Ano	10 min	20 min	30 min	40 min	1 h	2 h	4 h	6 h	12 h	18 h	24 h
1962	9,00	13,70	14,10	14,25	15,00	15,80	15,90	15,90	15,90	15,90	15,90
1963	14,80	19,30	22,00	22,10	22,60	24,10	40,40	44,40	44,60	44,60	44,60
1964	11,30	15,10	15,95	16,00	16,40	19,70	25,75	29,40	48,70	50,25	50,50
1968	19,40	30,00	30,10	30,10	30,10	37,90	50,30	65,80	83,60	83,60	83,60
1969	17,50	30,50	34,50	38,00	41,50	43,40	47,20	47,90	48,00	62,50	67,70
1970	16,40	20,80	25,50	26,60	36,70	45,50	59,00	69,80	92,60	99,60	104,40
1971	14,90	21,20	29,60	35,90	40,00	45,80	46,80	51,20	53,40	53,40	53,40
1972	11,30	21,10	22,60	27,70	32,80	42,60	47,20	53,10	54,40	71,10	74,25
1973	13,20	20,00	26,80	30,10	32,80	47,80	53,60	35,60	44,00	48,90	53,20
1974	10,40	15,60	18,50	19,90	22,90	27,80	36,20	45,80	71,90	77,30	77,30
1975	10,80	18,20	21,20	23,50	25,60	25,80	39,30	41,60	43,10	43,10	47,90
1976	10,40	14,40	16,00	18,70	20,60	27,40	34,60	39,30	52,20	66,00	68,90
1977	10,00	14,20	18,60	24,60	29,30	32,35	35,00	40,60	50,20	55,90	69,30
1978	12,60	17,20	18,20	20,10	22,30	27,70	39,60	56,10	71,90	72,30	72,30
1979	10,00	19,40	25,40	29,00	30,80	31,60	31,80	42,00	47,50	57,95	58,40
1980	10,90	19,90	28,10	29,30	29,70	33,50	39,00	44,10	57,80	67,40	73,30
1981	10,50	18,40	21,20	28,20	37,40	47,40	67,40	73,10	74,00	74,00	74,00
1982	12,40	17,00	20,60	21,40	21,80	34,20	47,20	63,90	110,90	124,90	125,90
1983	8,00	13,00	18,30	21,10	23,10	27,00	34,70	35,80	59,10	76,50	78,40
1984	10,80	18,40	21,50	24,30	25,10	28,20	32,30	33,80	49,30	49,60	63,40
1985	10,20	17,00	18,60	20,10	21,30	26,10	34,10	36,50	52,90	59,70	59,70
1986	10,00	19,60	29,40	31,80	39,20	46,60	52,50	54,90	74,10	76,00	91,30
1987	15,20	19,60	25,00	27,80	31,00	36,40	39,30	39,45	49,30	53,60	58,90

Tabela I.2: eventos máximos anuais utilizados para o ajuste da curva IDF do posto Aeroporto (séries de tamanho variado).

Ano	10 min	20 min	30 min	40 min	1 h	2 h	4 h	6 h	12 h	18 h	24 h
1962	9,00	13,70	14,10	14,25	15,00	15,80	15,90	15,80			
1963	14,80	19,30	22,00	22,10	22,60	24,10	40,40	44,40	37,95	61,65	49,95
1964	11,30	15,10	15,95	16,00	16,40	19,70	25,75	29,40	48,70	50,25	20,75
1968	19,40	30,00	30,10	30,10	22,10	37,90	50,30	65,80	50,90	62,70	69,90
1969	17,50	30,50	34,50	38,00	41,50	43,40	47,20	47,90	38,40	62,50	67,70
1970	16,40	20,80	25,50	26,60	36,70	45,50	59,00	69,80	92,60	99,60	56,80
1971	14,90	21,20	29,60	35,90	40,00	45,80	46,80	51,20	41,60	29,30	35,50
1972	11,30	21,10	22,60	27,70	32,80	42,60	47,20	53,10	54,40	71,10	74,25
1973	13,20	20,00	26,80	30,10	32,80	47,80	53,60	35,60	44,00	48,90	53,20
1974	10,40	15,60	18,50	19,90	22,90	27,80	36,20	45,80	71,90	36,40	
1975	10,80	18,20	21,20	23,50	25,60	25,80	39,30	41,60	43,10	38,70	47,90
1976	10,40	14,40	16,00	18,70	20,60	27,40	34,60	39,30	52,20	66,00	52,60
1977	10,00	14,20	18,60	24,60	29,30	32,35	35,00	40,60	50,20	55,90	69,30
1978	12,60	17,20	18,20	20,10	22,30	27,70	39,60	56,10	71,90	27,00	
1979	10,00	19,40	25,40	29,00	30,80	31,60	31,20	42,00	47,50	57,95	
1980	10,90	19,90	28,10	29,30	29,70	33,50	39,00	44,10	57,80	67,40	73,30
1981	10,50	18,40	21,20	28,20	37,40	47,40	67,40	73,10	58,80	30,70	34,80
1982	12,40	17,00	20,60	21,40	21,80	34,20	47,20	63,90	110,90	124,90	88,70
1983	8,00	13,00	18,30	21,10	23,10	27,00	34,70	35,80	59,10	76,50	64,50
1984	10,80	18,40	21,50	24,30	25,10	28,20	32,30	33,80	49,30	49,60	63,40
1985	10,20	17,00	18,60	20,10	21,30	26,10	34,10	36,50	52,90	59,70	41,95
1986	10,00	19,60	29,40	31,80	39,20	46,60	52,50	54,90	74,10	76,00	91,30
1987	15,20	19,60	25,00	27,80	31,00	36,40	39,30	39,45	49,30	53,60	44,60

Tabela I.3: eventos máximos anuais utilizados para o ajuste da curva IDF do posto 8° DISME (séries de tamanho uniforme).

Ano	5 min	10 min	15 min	30 min	1 h	2 h	4 h	6 h	12 h	18 h	24 h
1974	5,60	10,40	15,00	21,00	24,30	26,25	26,40	27,20	41,80	41,80	41,80
1975	9,80	14,60	15,40	22,60	30,90	43,30	46,70	54,40	55,05	55,05	55,05
1976	16,60	19,20	21,40	26,00	33,40	36,85	46,90	51,60	72,70	86,90	89,20
1977	10,50	12,90	14,30	16,50	25,00	27,15	35,60	44,85	62,05	69,80	69,80
1978	7,40	12,60	13,80	18,00	21,35	22,80	27,90	35,20	48,20	48,60	48,60
1979	10,80	16,20	19,60	25,20	27,25	28,10	39,30	41,70	48,80	48,80	48,80
1980	11,80	18,80	23,00	27,30	33,00	38,90	65,25	70,95	84,35	87,45	87,50
1981	17,20	23,90	32,70	54,40	81,20	89,80	97,80	104,95	105,90	105,90	105,90
1982	10,50	13,00	19,00	24,40	28,90	36,75	56,90	73,00	111,90	133,15	133,60
1983	9,80	11,20	15,20	19,60	25,10	37,30	42,85	62,40	87,10	101,90	103,10
1984	13,60	20,30	28,80	42,80	45,60	51,60	58,60	58,60	58,60	65,10	79,40
1985	18,70	32,40	36,10	38,20	41,30	42,80	44,75	44,90	66,20	68,30	68,50
1986	12,00	15,90	19,70	27,40	43,60	48,00	51,80	53,20	71,95	78,75	82,30
1987	14,70	22,10	31,30	41,70	50,30	51,00	51,00	52,00	58,20	60,75	66,15
1988	8,30	11,30	12,90	14,90	20,50	24,50	38,70	42,60	44,30	44,30	44,30
1989	9,10	12,30	15,00	21,10	33,70	48,65	51,45	52,80	53,45	53,45	53,45
1990	12,50	21,80	33,10	43,00	43,60	43,80	45,40	48,50	71,05	86,40	92,50
1991	9,40	18,40	27,40	32,15	34,00	34,90	34,90	36,75	51,05	66,00	76,50
1992	11,20	19,40	22,10	34,40	47,20	53,85	56,10	56,10	69,20	81,20	81,20
1993	13,50	20,60	22,60	32,80	33,80	33,80	49,30	54,10	61,45	61,00	76,20
1994	10,50	14,70	17,80	22,40	26,80	31,80	36,20	56,30	69,20	74,30	74,30
1995	10,30	16,80	25,30	45,20	56,20	57,05	59,45	59,60	59,60	60,40	71,10
1996	9,80	13,20	14,40	21,20	32,10	32,60	32,60	33,70	58,60	65,60	66,60
1997	7,40	12,20	18,20	21,30	22,70	30,95	34,70	45,00	62,60	64,55	64,55
1998	7,60	10,80	13,10	18,65	23,30	34,30	44,60	47,25	52,30	56,60	56,60

ANEXO II

Planilhas de Cálculo da Chuva de Projeto de Pilgrim & Cordery (1975)

Tabela II.1: planilha de cálculo da chuva de projeto de Pilgrim & Cordery, td = 30 min (Aeroporto).

Data	P - 30'	Rank	Per1	Per2	Per3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
	(mm)		(mm)	(mm)	(mm)				%	%	%
11-Fev-69	34,50	1	13,00	17,50	4,00	2,0	1,0	3,0	37,68	50,72	11,59
19-Mar-71	29,60	2	8,40	6,50	14,70	2,0	3,0	1,0	28,38	21,96	49,66
16-Mar-86	29,40	3	9,80	9,80	9,80	2,0	2,0	2,0	33,33	33,33	33,33
16-Fev-80	28,10	4	10,90	9,00	8,20	1,0	2,0	3,0	38,79	32,03	29,18
02-Mar-73	26,80	5	6,80	10,00	10,00	3,0	1,5	1,5	25,37	37,31	37,31
13-Dez-71	26,30	6	5,90	14,90	5,50	3,0	1,0	2,0	22,43	56,65	20,91
04-Jun-70	25,50	7	5,10	4,00	16,40	2,0	3,0	1,0	20,00	15,69	64,31
12-Dez-79	25,40	8	10,00	9,40	6,00	1,0	2,0	3,0	39,37	37,01	23,62
13-Mai-87	25,00	9	15,20	4,20	5,60	1,0	3,0	2,0	60,80	16,80	22,40
08-Nov-87	24,80	10	9,00	10,60	5,20	2,0	1,0	3,0	36,29	42,74	20,97
05-Fev-69	23,40	11	4,50	8,50	10,40	3,0	2,0	1,0	19,23	36,32	44,44
09-Mar-72	22,60	12	7,40	9,00	6,20	2,0	1,0	3,0	32,74	39,82	27,43
29-Nov-63	22,00	13	6,70	11,30	4,00	2,0	1,0	3,0	30,45	51,36	18,18
03-Jan-72	21,70	14	10,60	10,50	0,60	1,0	2,0	3,0	48,85	48,39	2,76
01-Mar-84	21,50	15	6,10	10,80	4,60	2,0	1,0	3,0	28,37	50,23	21,40
13-Fev-81	21,20	16	9,20	8,00	4,00	1,0	2,0	3,0	43,40	37,74	18,87
11-Abr-75	21,20	17	8,80	9,40	3,00	2,0	1,0	3,0	41,51	44,34	14,15
28-Dez-70	21,20	18	15,70	5,10	0,40	1,0	2,0	3,0	74,06	24,06	1,89
14-Out-63	20,80	19	2,70	15,00	3,10	3,0	1,0	2,0	12,98	72,12	14,90
19-Jan-81	20,60	20	5,40	9,20	6,00	3,0	1,0	2,0	26,21	44,66	29,13
01-Fev-81	20,60	21	2,20	9,20	9,20	3,0	1,5	1,5	10,68	44,66	44,66
21-Mar-82	20,60	22	10,40	6,60	3,60	1,0	2,0	3,0	50,49	32,04	17,48
20-Mar-71	20,00	23	4,00	9,80	6,20	3,0	1,0	2,0	20,00	49,00	31,00
15-Mar-72	19,40	24	5,80	4,40	9,20	2,0	3,0	1,0	29,90	22,68	47,42
21-Jan-73	18,90	25	9,00	9,10	0,80	2,0	1,0	3,0	47,62	48,15	4,23
29-Jan-81	18,80	26	9,60	3,60	5,60	1,0	3,0	2,0	51,06	19,15	29,79
13-Jan-85	18,80	27	9,00	9,40	0,40	2,0	1,0	3,0	47,87	50,00	2,13
21-Fev-77	18,60	28	10,00	4,20	4,40	1,0	3,0	2,0	53,76	22,58	23,66
30-Nov-82	18,60	29	2,90	12,40	3,30	3,0	1,0	2,0	15,59	66,67	17,74
03-Abr-85	18,60	30	1,90	7,70	9,00	3,0	2,0	1,0	10,22	41,40	48,39

22-Jun-71	18,60	31	3,20	6,60	8,80	3,0	2,0	1,0	17,20	35,48	47,31
23-Jan-74	18,50	32	9,30	4,00	5,20	1,0	3,0	2,0	50,27	21,62	28,11
07-Out-73	18,40	33	13,20	3,60	1,60	1,0	2,0	3,0	71,74	19,57	8,70
3b-Dez-78	18,20	34	6,20	10,00	2,00	2,0	1,0	3,0	34,07	54,95	10,99
27-Nov-86	18,00	35	4,00	4,00	10,00	2,5	2,5	1,0	22,22	22,22	55,56
27-Dez-74	18,00	36	10,40	5,20	2,40	1,0	2,0	3,0	57,78	28,89	13,33
24-Jan-78	17,80	37	12,60	4,60	0,60	1,0	2,0	3,0	70,79	25,84	3,37
05-Dez-81	17,50	38	0,40	10,50	6,60	3,0	1,0	2,0	2,29	60,00	37,71
03-Fev-82	17,20	39	6,60	6,60	4,00	1,5	1,5	3,0	38,37	38,37	23,26
19-Out-85	17,20	40	0,20	9,00	8,00	3,0	1,0	2,0	1,16	52,33	46,51
21-Dez-71	17,10	41	6,70	6,50	3,90	1,0	2,0	3,0	39,18	38,01	22,81
18-Mai-69	17,00	42	10,00	6,00	1,00	1,0	2,0	3,0	58,82	35,29	5,88
14-Jun-82	17,00	43	9,00	5,60	2,40	1,0	2,0	3,0	52,94	32,94	14,12
17-Fev-69	16,80	44	6,50	6,80	3,50	2,0	1,0	3,0	38,69	40,48	20,83
10-Jan-87	16,60	45	6,00	5,00	5,60	1,0	3,0	2,0	36,14	30,12	33,73
09-Jan-74	16,20	46	9,30	5,60	1,30	1,0	2,0	3,0	57,41	34,57	8,02
25-Jul-76	16,00	47	7,70	6,70	1,60	1,0	2,0	3,0	48,13	41,88	10,00
20-Abr-84	16,00	48	4,00	9,20	2,80	2,0	1,0	3,0	25,00	57,50	17,50
01-Fev-64	15,95	49	11,30	3,80	0,85	1,0	2,0	3,0	70,85	23,82	5,33
10-Nov-72	15,90	50	4,00	11,30	0,60	2,0	1,0	3,0	25,16	71,07	3,77
Média	20,57					1,84	1,76	2,40	37,11	39,09	23,80
Desvio	4,1232					0,8	0,7	0,7	18,01	14,00	15,63
Rank						2	1	3			
Padrão Final (%)						37,11	39,09	23,80			

Tabela II.2: planilha de cálculo da chuva de projeto de Pilgrim & Cordery, $t_d = 30$ min (8° DISME).

Data	P - 30'	Rank	Per1	Per2	Per3	Per4	Per5	Per6	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R1	R2	R3	R4	R5	R6
	(mm)		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)							%	%	%	%	%	%
13_14-Fev-81	54,40	1	9,00	9,00	8,80	8,90	15,00	3,70	2,5	2,5	5,0	4,0	1,0	6,0	16,54	16,54	16,18	16,36	27,57	6,80
22-Dez-95	45,20	2	10,30	1,80	9,00	7,30	9,00	7,80	1,0	6,0	2,5	5,0	2,5	4,0	22,79	3,98	19,91	16,15	19,91	17,26
24-Dez-90	43,00	3	3,30	5,00	11,30	9,30	12,50	1,60	5,0	4,0	2,0	3,0	1,0	6,0	7,67	11,63	26,28	21,63	29,07	3,72
20-Abr-84	42,80	4	9,60	6,00	13,20	6,00	3,60	4,40	2,0	3,5	1,0	3,5	6,0	5,0	22,43	14,02	30,84	14,02	8,41	10,28
10-Jan-87	41,70	5	6,10	7,60	8,90	7,10	6,20	5,80	5,0	2,0	1,0	3,0	4,0	6,0	14,63	18,23	21,34	17,03	14,87	13,91
25-Dez-85	38,20	6	0,10	18,70	13,70	3,70	1,70	0,30	6,0	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	0,26	48,95	35,86	9,69	4,45	0,79
08-Nov-87	36,90	7	1,40	9,20	7,40	14,70	2,80	1,40	5,5	2,0	3,0	1,0	4,0	5,5	3,79	24,93	20,05	39,84	7,59	3,79
25-Jan-92	34,40	8	5,60	2,40	4,30	9,10	6,00	7,00	4,0	6,0	5,0	1,0	3,0	2,0	16,28	6,98	12,50	26,45	17,44	20,35
19_20-Jan-81	33,70	9	4,60	1,00	5,40	2,50	17,20	3,00	3,0	6,0	2,0	5,0	1,0	4,0	13,65	2,97	16,02	7,42	51,04	8,90
14_15-Mar-92	33,20	10	4,00	5,60	4,20	6,20	8,00	5,20	6,0	3,0	5,0	2,0	1,0	4,0	12,05	16,87	12,65	18,67	24,10	15,66
27_28-Dez-93	32,80	11	7,40	2,20	13,50	7,10	2,00	0,60	2,0	4,0	1,0	3,0	5,0	6,0	22,56	6,71	41,16	21,65	6,10	1,83
15b-Abr-91	32,15	12	9,40	9,00	9,00	4,10	0,60	0,05	1,0	2,5	2,5	4,0	5,0	6,0	29,24	27,99	27,99	12,75	1,87	0,16
1_2-Mar-84	30,90	13	13,60	6,70	6,80	2,20	1,00	0,60	1,0	3,0	2,0	4,0	5,0	6,0	44,01	21,68	22,01	7,12	3,24	1,94
27-Jan-93	27,60	14	2,80	6,40	8,90	6,60	2,30	0,60	4,0	3,0	1,0	2,0	5,0	6,0	10,14	23,19	32,25	23,91	8,33	2,17
15_16-Mar-86	27,40	15	6,80	7,00	5,80	2,40	2,60	2,80	2,0	1,0	3,0	6,0	5,0	4,0	24,82	25,55	21,17	8,76	9,49	10,22
31-Mai-80	27,30	16	2,90	7,00	11,80	4,20	1,00	0,40	4,0	2,0	1,0	3,0	5,0	6,0	10,62	25,64	43,22	15,38	3,66	1,47
07-Dez-76	26,00	17	5,80	4,00	2,60	2,40	8,80	2,40	2,0	3,0	4,0	5,5	1,0	5,5	22,31	15,38	10,00	9,23	33,85	9,23
07-Fev-79	25,20	18	3,90	6,50	9,20	2,00	1,60	2,00	3,0	2,0	1,0	4,5	6,0	4,5	15,48	25,79	36,51	7,94	6,35	7,94
31-Jan-90	24,80	19	7,60	2,80	4,20	4,00	1,00	5,20	1,0	5,0	3,0	4,0	6,0	2,0	30,65	11,29	16,94	16,13	4,03	20,97
29-Mar-85	24,70	20	9,60	8,60	2,80	1,20	2,20	0,30	1,0	2,0	3,0	5,0	4,0	6,0	38,87	34,82	11,34	4,86	8,91	1,21

16_17-Fev-80	24,50	21	1,90	2,80	2,40	5,20	7,20	5,00	6,0	4,0	5,0	2,0	1,0	3,0	7,76	11,43	9,80	21,22	29,39	20,41
24-Out-82	24,40	22	0,80	6,60	4,40	8,00	4,20	0,40	5,0	2,0	3,0	1,0	4,0	6,0	3,28	27,05	18,03	32,79	17,21	1,64
09-Mar-76	24,10	23	1,00	16,60	2,60	2,20	1,00	0,70	4,5	1,0	2,0	3,0	4,5	6,0	4,15	68,88	10,79	9,13	4,15	2,90
5_6-Dez-90	23,60	24	9,90	9,10	4,00	0,30	0,20	0,10	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	41,95	38,56	16,95	1,27	0,85	0,42
15-Dez-76	23,40	25	0,50	10,60	6,70	3,20	2,30	0,10	5,0	1,0	2,0	3,0	4,0	6,0	2,14	45,30	28,63	13,68	9,83	0,43
22b-Fev-91	23,30	26	5,10	5,90	2,00	1,30	1,80	7,20	3,0	2,0	4,0	6,0	5,0	1,0	21,89	25,32	8,58	5,58	7,73	30,90
27_28-Nov-86	23,10	27	1,40	3,80	3,90	12,00	0,90	1,10	4,0	3,0	2,0	1,0	6,0	5,0	6,06	16,45	16,88	51,95	3,90	4,76
17-Out-82	23,00	28	2,80	7,00	6,00	3,00	3,00	1,20	5,0	1,0	2,0	3,5	3,5	6,0	12,17	30,43	26,09	13,04	13,04	5,22
12_13-Mai-87	22,90	29	3,20	5,60	7,60	1,30	2,20	3,00	3,0	2,0	1,0	6,0	5,0	4,0	13,97	24,45	33,19	5,68	9,61	13,10
16_17-Jan-75	22,60	30	3,40	2,90	7,40	3,10	0,60	5,20	3,0	5,0	1,0	4,0	6,0	2,0	15,04	12,83	32,74	13,72	2,65	23,01
01-Mar-94	22,40	31	1,40	1,60	1,60	4,60	6,40	6,80	6,0	4,5	4,5	3,0	2,0	1,0	6,25	7,14	7,14	20,54	28,57	30,36
03-Mar-80	22,30	32	2,70	3,20	7,80	1,80	4,00	2,80	5,0	3,0	1,0	6,0	2,0	4,0	12,11	14,35	34,98	8,07	17,94	12,56
24-Jan-94	22,30	33	1,20	7,10	6,60	2,80	1,00	3,60	5,0	1,0	2,0	4,0	6,0	3,0	5,38	31,84	29,60	12,56	4,48	16,14
3b-Abr-85	22,00	34	3,60	2,60	11,60	2,20	1,40	0,60	2,0	3,0	1,0	4,0	5,0	6,0	16,36	11,82	52,73	10,00	6,36	2,73
5_6-Jan-76	21,60	35	9,00	2,80	7,00	1,30	1,00	0,50	1,0	3,0	2,0	4,0	5,0	6,0	41,67	12,96	32,41	6,02	4,63	2,31
20-Jan-84	21,40	36	4,60	0,80	0,60	4,80	7,00	3,60	3,0	5,0	6,0	2,0	1,0	4,0	21,50	3,74	2,80	22,43	32,71	16,82
05-Mar-97	21,30	37	0,40	6,40	4,40	7,40	2,40	0,30	5,0	2,0	3,0	1,0	4,0	6,0	1,88	30,05	20,66	34,74	11,27	1,41
02-Fev-81	21,20	38	1,10	0,10	7,70	5,00	3,70	3,60	5,0	6,0	1,0	2,0	3,0	4,0	5,19	0,47	36,32	23,58	17,45	16,98
16-Dez-96	21,20	39	4,20	1,80	1,60	2,60	1,20	9,80	2,0	4,0	5,0	3,0	6,0	1,0	19,81	8,49	7,55	12,26	5,66	46,23
26_27-Out-80	21,10	40	4,20	2,00	1,80	2,00	7,00	4,10	2,0	4,5	6,0	4,5	1,0	3,0	19,91	9,48	8,53	9,48	33,18	19,43
08-Mar-85	21,10	41	2,00	2,00	8,60	5,00	2,60	0,90	4,5	4,5	1,0	2,0	3,0	6,0	9,48	9,48	40,76	23,70	12,32	4,27
8_9-Jan-89	21,10	42	2,40	4,00	3,20	6,90	2,20	2,40	4,5	2,0	3,0	1,0	6,0	4,5	11,37	18,96	15,17	32,70	10,43	11,37
21-Dez-74	21,00	43	2,60	5,60	4,80	4,60	3,00	0,40	5,0	1,0	2,0	3,0	4,0	6,0	12,38	26,67	22,86	21,90	14,29	1,90

04-Mar-95	20,90	44	1,90	2,00	4,40	4,20	5,20	3,20	6,0	5,0	2,0	3,0	1,0	4,0	9,09	9,57	21,05	20,10	24,88	15,31
08-Jan-84	20,60	45	5,80	4,00	1,60	6,60	2,00	0,60	2,0	3,0	5,0	1,0	4,0	6,0	28,16	19,42	7,77	32,04	9,71	2,91
30-Mar-89	20,55	46	2,95	7,00	4,40	3,60	2,20	0,40	4,0	1,0	2,0	3,0	5,0	6,0	14,36	34,06	21,41	17,52	10,71	1,95
03-Fev-82	20,00	47	1,80	4,20	2,80	5,40	3,60	2,20	6,0	2,0	4,0	1,0	3,0	5,0	9,00	21,00	14,00	27,00	18,00	11,00
02-Abr-90	20,00	48	1,40	2,00	3,10	9,10	2,00	2,40	6,0	4,5	2,0	1,0	4,5	3,0	7,00	10,00	15,50	45,50	10,00	12,00
12-Abr-80	19,80	49	3,80	4,80	3,20	5,20	2,00	0,80	3,0	2,0	4,0	1,0	5,0	6,0	19,19	24,24	16,16	26,26	10,10	4,04
26-Jan-83	19,60	50	8,00	3,20	4,00	1,60	1,60	1,20	1,0	3,0	2,0	4,5	4,5	6,0	40,82	16,33	20,41	8,16	8,16	6,12
Média									3,57	3,01	2,67	3,18	3,87	4,70	16,36	20,08	22,07	17,95	13,59	9,94
Desvio									1,72	1,50	1,47	1,53	1,69	1,56	11,22	12,88	11,09	10,84	10,59	9,55
Rank									4	2	1	3	5	6						
Padrão Final (%)									16,36	20,08	22,07	17,95	13,59	9,94						

ANEXO III

Tabelas para Determinação do Coeficiente CN (método do SCS)

Tabela III.1: valores de CN para bacias urbanas e suburbanas,
para situações médias de umidade do solo.

Utilização ou Cobertura do Solo	A	B	C	D
Zonas cultivadas:				
- s/ conservação do solo	72	81	88	91
- c/ conservação do solo	62	71	78	81
Pastagens ou terrenos em más condições	68	79	86	89
Terrenos baldios em boas condições	39	61	74	80
Prado em boas condições	30	58	71	78
Bosques ou zonas florestais:				
- cobertura ruim	45	66	77	83
- cobertura boa	25	55	70	77
Espaços abertos, parques (boas condições):				
- relva em mais de 75% da área	39	61	74	80
- relva em 50 a 75% da área	49	69	79	84
Zonas comerciais e de escritórios	89	92	94	95
Zonas industriais	81	88	91	93
Zonas residenciais:				
Lotes de (m2)				
	% impermeável			
< 500	65	77	85	90
1000	38	61	75	83
1300	30	57	72	81
2000	25	54	70	80
4000	20	51	68	79
Estacionamentos, telhados, viadutos, etc.	98	98	98	98
Arruamentos e estradas:				
- asfaltadas, c/ drenagem de águas pluviais	98	98	98	98
- paralelepípedos	76	85	89	91
- terra	72	82	87	89

(Fonte: Tucci, 1993)

As categorias de solo citados na tabela são:

- Tipo A: solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração; solos arenosos profundos com pouca silte e argila;
- Tipo B: solos menos permeáveis do que os anteriores; solos arenosos menos profundos do que os do grupo A e com permeabilidade superior à média;
- Tipo C: solos que geram escoamento superficial acima da média e com capacidade de infiltração abaixo da média, pouco profundos, contendo porcentagem considerável de argila;
- Tipo D: solos contendo argilas expansivas, pouco profundos, com muito baixa capacidade de infiltração, gerando a maior proporção de escoamento superficial.