



Universidade Federal do Rio de Janeiro
Escola Politécnica
Programa de Engenharia Urbana

LUCY ANTUNES GRISOLIA RIMES

**MEDIDAS COMPENSATÓRIAS DE INFILTRAÇÃO NA
DRENAGEM URBANA SUSTENTÁVEL**

Rio de Janeiro
2015



UFRJ

LUCY ANTUNES GRISOLIA RIMES

MEDIDAS COMPENSATÓRIAS DE INFILTRAÇÃO NA
DRENAGEM URBANA SUSTENTÁVEL

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Engenharia Urbana, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Urbana.

Orientador: Marcelo Gomes Miguez

Rio de Janeiro
2015

Rimes, Lucy Antunes Grisolia.
Medidas Compensatórias de Infiltração na Drenagem
Urbana Sustentável / Lucy Antunes Grisolia Rimes. – 2015.
157 p.:il.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana) –
Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica,
Programa de Engenharia Urbana, Rio de Janeiro, 2015.

Orientador: Marcelo Gomes Miguez

1. Medidas Compensatórias. 2. Drenagem Urbana. 3.
Infiltração. I. Miguez, Marcelo Gomes. II. Universidade Federal
do Rio de Janeiro. Escola Politécnica. III. Medidas
Compensatórias de Infiltração na Drenagem Urbana
Sustentável.



UFRJ

MEDIDAS COMPENSATÓRIAS DE INFILTRAÇÃO NA
DRENAGEM URBANA SUSTENTÁVEL

Lucy Antunes Grisolia Rimes

Marcelo Gomes Miguez

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Engenharia Urbana, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Urbana.

Aprovada pela Banca:

Presidente, Marcelo Gomes Miguez, D.Sc., UFRJ/POLI

Elaine Garrido Vazquez, D.Sc., UFRJ/POLI

Andréa Queiroz da Silva Fonseca Rego, D.Sc., UFRJ/FAU

Rio de Janeiro
2015

“O conhecimento nos faz responsáveis.”

Che Guevara

AGRADECIMENTOS

A Deus, todo poderoso, que se faz todo amoroso para cuidar de mim. A Ele a honra.

A toda minha família, que me proporcionou e proporciona uma base sólida de proteção e amor.

A minha filha Fernanda, companheira, que só pelo fato de existir tornou minha vida mais feliz, mas também por identificar nela o meu melhor trabalho.

Ao Mauro, coautor do meu melhor trabalho, pelos seus achados, comentários, incentivo e mesmo não conhecendo a fundo o assunto foi um ótimo companheiro para trocar ideias.

Ao professor Marcelo, pela sua generosidade em transmitir seu conhecimento, celeridade ao responder meus e-mails e pela sensibilidade de perceber o tempo certo para exigir e o tempo certo para me conduzir, de forma a não me desanimar durante sua orientação.

Ao professor Avelar, que cedeu gentilmente o permeâmetro de Guelph e me ensinou a opera-lo.

Ao Dearley pela ajuda com os testes de campo do duplo anel.

A Prefeitura Universitária da UFRJ, que me apoia na implantação deste projeto. Em especial ao Sergio, que se lembrou de mim quando surgiu a oportunidade de execução de um projeto de drenagem sustentável.

Ao Jones que esteve sempre pronto para sanar minhas dúvidas com informática.

Aos amigos que ficaram na torcida, me incentivando a terminar.

RESUMO

Rimes, Lucy Antunes Grisolia. Medidas Compensatórias de Infiltração na Drenagem Urbana Sustentável. Rio de Janeiro, 2015. Dissertação (Mestrado) – Programa de Engenharia Urbana, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

Com o crescimento da população urbana, frequentemente, a infraestrutura de drenagem não consegue acompanhar a expansão das cidades, demandando a busca de soluções para compensar a falta de infiltração ocasionada pela impermeabilização. A presente dissertação tem como objetivo principal discutir o conceito de drenagem sustentável introduzindo técnicas compensatórias que priorizem medidas de infiltração. Para tanto, realiza uma revisão bibliográfica destacando: as principais causas que agravam o problema das enchentes; a evolução do problema ao longo do tempo e apresenta ao leitor as principais medidas estruturais não convencionais de armazenamento e de infiltração, com a finalidade de dar subsídio ao projeto de drenagem sustentável para uma área piloto. O texto indica uma síntese de critérios mínimos para a escolha da técnica mais adequada que pode ser aplicada em novos empreendimentos. A área piloto escolhida foi o Horto da Prefeitura Universitária da Universidade Federal do Rio de Janeiro, onde uma análise da condutividade hidráulica foi realizada para confirmar a aplicabilidade das técnicas compensatórias de infiltração no local. A área do horto foi subdividida em cinco áreas de projeto. Para o dimensionamento das estruturas, foram utilizados dois métodos: o das chuvas e o de balanço de massa, onde os resultados constataram a eficiência das estruturas para a redução do pico de vazão e a redução do volume transferido para jusante. Nas áreas em que foi possível trabalhar apenas com infiltração, a redução nos escoamentos foi integral, sem transferência para jusante. Na combinação de infiltração com armazenagem e dispositivos de descarga superficial, a redução de pico nos escoamentos para jusante variou de 25% a 60%.

Palavras chaves: medidas compensatórias, drenagem sustentável, infiltração.

ABSTRACT

Rimes, Lucy Antunes Grisolia. Medidas Compensatórias de Infiltração na Drenagem Urbana Sustentável. Rio de Janeiro, 2015. Dissertação (Mestrado) – Programa de Engenharia Urbana, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

With the growth of urban population, drainage systems frequently can't cope with the expansion of cities, demanding the search for alternative solutions to compensate for the lack of infiltration caused by waterproofing. This work aims to discuss the concept of sustainable urban drainage, introducing sustainable measures that prioritize infiltration. The study presents a literature review highlighting: the main causes that aggravate the problem of flooding; the evolution of the problem over time; and introduces the reader to the main non-conventional storage and infiltration structural measures, in order to give subsidies to sustainable drainage projects for a pilot area. The text indicates an overview of the minimum criteria for choosing the most suitable technique that can be applied in new project enterprise. The chosen pilot area was the Horto of the Prefeitura Universitária located at the Universidade Federal do Rio de Janeiro. An analysis of the local hydraulic conductivity was performed to confirm the possibility of applying compensatory infiltration techniques on site. The area of the garden was divided into five project areas. Two methods were used to design these structures: the rain method and the mass balance, where the results verified the efficiency of the structures for reducing the peak flow and the volume transferred downstream. In areas where it was possible to work only with infiltration, the reduction in flow was full without transfer downstream. In the combination of infiltration and overflow storage devices, reduction in the peak flow downstream ranged from 25% to 60%.

Key words: mitigation measures, sustainable drainage systems, infiltration.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	21
1.1. CONTEXTO	21
1.2. JUSTIFICATIVA.....	23
1.3. MOTIVAÇÃO.....	27
1.4. OBJETIVOS.....	27
1.5. METODOLOGIA	28
2. CHEIAS URBANAS, EVOLUÇÃO DOS SISTEMAS DE DRENAGEM E USO DE TÉCNICAS COMPENSATÓRIAS	30
2.1. AÇÃO ANTRÓPICA E SEUS IMPACTOS NA DRENAGEM.....	30
2.2. EVOLUÇÃO DO PROCESSO DE AGRAVAMENTO DE CHEIAS E DOS SISTEMAS DE DRENAGEM.....	34
2.3. MEDIDAS NÃO CONVENCIONAIS ESTRUTURAIS	35
2.3.1. MEDIDAS DE ARMAZENAMENTO	36
2.3.2. MEDIDAS DE INFILTRAÇÃO	38
2.3.2.1. VALOS E VALETAS DE INFILTRAÇÃO	40
2.3.2.2. TRINCHEIRAS DE INFILTRAÇÃO	43
2.3.2.3. JARDINS DE CHUVA	46
2.3.2.4. PAVIMENTOS PERMEÁVEIS.....	48
2.3.2.5. TELHADOS VERDES.....	50
3. ESCOLHA DA TÉCNICA ADEQUADA.....	53
4. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE MEDIDAS COMPENSATÓRIAS DE INFILTRAÇÃO.....	59
4.1.1. DIMENSIONAMENTO DE ÁREA DE BIORRETENÇÃO	59
4.1.2. DIMENSIONAMENTO DAS TRINCHEIRAS DE INFILTRAÇÃO.....	63
4.1.3. DIMENSIONAMENTO DE VALOS DE INFILTRAÇÃO	70
4.1.4. DIMENSIONAMENTO DE PISOS PERMEÁVEIS.....	72
5. ESTUDO DE CASO	74
5.1. DO SURGIMENTO A CIDADE UNIVERSITÁRIA DE HOJE.....	74
5.2. PLANO DIRETOR UFRJ 2020	77
5.3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE INTERVENÇÃO E ESTUDO	78
5.4. DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	80
5.5. CONCEPÇÃO PRELIMINAR DE PROJETO	95
6. PROJETO DE DRENAGEM SUSTENTÁVEL APLICADO A ÁREA PILOTO	102
6.1. ESTUDOS HIDROLÓGICOS	102
6.1.1. COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL	102

6.1.2.	EQUAÇÃO DE CHUVAS.....	104
6.2.	PROJETO PARA ÁREA 1.....	105
6.2.1.	CONCEPÇÃO DE PROJETO.....	105
6.2.2.	DIMENSIONAMENTO DOS DISPOSITIVOS	107
6.3.	PROJETO PARA ÁREA 2.....	117
6.3.1.	CONCEPÇÃO DE PROJETO.....	117
6.3.2.	DIMENSIONAMENTO DOS DISPOSITIVOS	118
6.4.	PROJETO PARA ÁREA 3.....	127
6.4.1.	CONCEPÇÃO DE PROJETO.....	127
6.4.2.	DIMENSIONAMENTO DOS DISPOSITIVOS	128
6.5.	PROJETO PARA ÁREA 4.....	134
6.5.1.	CONCEPÇÃO DE PROJETO.....	134
6.5.2.	DIMENSIONAMENTO DOS DISPOSITIVOS	135
6.6.	ANÁLISE DE RESULTADOS.....	139
7.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	149
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	152

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

- Figura 1: Principais desastres no Brasil – 2000 a 2007.
- Figura 2: Distribuição percentual da População por situação de domicílio - Brasil – 1980 a 2010.
- Figura 3: Percentual de Municípios segundo o instrumento de planejamento – Brasil – 2013.
- Figura 4: Distribuição de reservatório de detenção por Município.
- Figura 5: Esquema e foto típicos de valos de infiltração.
- Figura 6: Acúmulo de sedimentos na rua e detalhe da borda mostrando o desnível recomendado.
- Figura 7: Exemplos típicos de valos de infiltração.
- Figura 8: Exemplos de barragem.
- Figura 9: Esquema típico de trincheira de infiltração e foto.
- Figura 10: Exemplo de trincheira de infiltração com pré-tratamento – PLANTA.
- Figura 11: Ilustração de trincheira de infiltração com pré-tratamento.
- Figura 12: Exemplo de sistema de biorretenção.
- Figura 13: Exemplo de jardim de chuva encaixado no solo e escalonado.
- Figura 14: Exemplo e esquema de jardim de chuva suspenso.
- Figura 15: Antes e depois da instalação de um jardim de chuva.
- Figura 16: Exemplos de pisos permeáveis.
- Figura 17: Esquemas de piso estruturado com cascalho e grama.
- Figura 18: Corte típico do sistema de multicamadas de um telhado verde.
- Figura 19: Exemplos de telhados verdes.
- Figura 20: Distribuição das medidas em todas as escalas de projeto.
- Figura 21: Síntese dos critérios utilizados para a seleção de medidas estruturais em escala de lote.
- Figura 22: Localização do Horto na Cidade Universitária.
- Figura 23: Formação original e após aterro da Cidade Universitária.
- Figura 24: Mapas, atual e após a intervenção do Plano Diretor 2020.
- Figura 25: Desenho da área piloto com curvas de nível e áreas de alagamento.
- Figura 26: Fotos das áreas alagadas.
- Figura 27: Permeâmetro de Guelph.
- Figura 28: Perfuração com trado e tubo superior de entrada de ar.
- Figura 29: Formação de bulbo dentro do poço.
- Figura 30: Localização dos pontos para realização dos ensaios.
- Figura 31: Planilha de cálculo para o 1º conjunto de leituras do ponto 1.
- Figura 32: Sequência utilizada para a obtenção do valor da condutividade hidráulica.
- Figura 33: Colocação de água nos anéis no teste do infiltrômetro de duplo anel.
- Figura 34: Projeto de Drenagem.
- Figura 35: Área das sub-bacias.
- Figura 36: Curva intensidade-duração-frequência para TR= 10 anos.
- Figura 37: Representação do jardim de chuva com a área de contribuição e armazenagem.
- Figura 38: Detalhe da trincheira de infiltração.
- Figura 39: Detalhe do valo de infiltração.
- Figura 40: Divisão da sub-bacias da área 1.
- Figura 41: Solução da área 1.
- Figura 42: Corte transversal do jardim de chuva.

Figura 43: Seção típica do jardim de chuva.

Figura 44: Altura específica máxima para a trincheira 1.

Figura 45: Corte transversal da trincheira de infiltração.

Figura 46: Detalhe da trincheira de infiltração.

Figura 47: Resultados encontrados para a área 1

Figura 48: Área de contribuição e solução de drenagem adotada para a região 2.

Figura 49: Detalhe da caixa de inspeção. Corte A-A' da trincheira de infiltração com orifício.

Figura 50: Detalhe da caixa de inspeção. Corte A-A' e B-B' da trincheira de infiltração com vertedor.

Figura 51: Resultados encontrados para a área 2.

Figura 52: Solução de drenagem adotada para a região 3.

Figura 53: Áreas de contribuição da região 3.

Figura 54: Altura específica máxima para a trincheira 3.

Figura 55: Resultados encontrados para a área 3.

Figura 56: Solução de drenagem adotada para a região 4.

Figura 57: Áreas de contribuição da região 4.

Figura 58: Valo de infiltração.

Figura 59: Resultados encontrados para a área 4.

Figura 60: Hidrograma de entrada e saída e comportamento da profundidade da trincheira 1.

Figura 61: Hidrograma de entrada e saída e comportamento da profundidade da trincheira 3.

Figura 62: Hidrograma de entrada e saída e comportamento da profundidade da trincheira 2 com orifício.

Figura 63: Hidrograma de entrada e saída e comportamento da profundidade da trincheira 2 com vertedor.

Figura 64: Hidrograma de entrada e saída e comportamento da profundidade do valo de infiltração.

Figura 65: Hidrograma de entrada e saída e comportamento da profundidade nos jardins de chuva.

LISTA DE TABELAS

- Tabela 1: Técnicas x Critérios de escolha.
- Tabela 1A: Técnicas adequadas segundo os critérios de escolha.
- Tabela 2: Leituras de campo com o permeâmetro para o ponto 1.
- Tabela 3: Leituras de campo com o permeâmetro para o ponto 2.
- Tabela 4: Leituras de campo com o permeâmetro para o ponto 3.
- Tabela 5: Valores do parâmetro α^* .
- Tabela 6: Valores do ensaio com o infiltrômetro de duplo anel.
- Tabela 7: Resultado dos ensaios de infiltração realizados.
- Tabela 8: Resultado da análise do solo na amostra AC10.
- Tabela 9: Classificação da condutividade hidráulica no solo.
- Tabela 10: Coeficiente de escoamento superficial (runoff) – “C”.
- Tabela 11: Coordenadas da Curva IDF.
- Tabela 12: Fator de segurança para uso no projeto hidráulico de sistemas de infiltração.
- Tabela 13: Vazões de saída de acordo com a descarga empregada.
- Tabela 14: Cálculo da altura máxima da estrutura de biorretenção. Balanço de massa.
- Tabela 15: Cálculo da altura máxima da trincheira 1 – Método das chuvas.
- Tabela 16: Cálculo da altura máxima da trincheira 1 – Balanço de massa.
- Tabela 17: Cálculo da altura máxima da trincheira 2 com orifício. Método das chuvas.
- Tabela 18: Cálculo da altura máxima da trincheira 2 com orifício – Balanço de massa.
- Tabela 19: Cálculo da altura máxima da trincheira 2 com vertedor. Método das chuvas.
- Tabela 20: Cálculo da altura máxima da trincheira 2 com vertedor. Balanço de massa.
- Tabela 21: Cálculo da altura máxima dos jardins de chuva da região 3. Balanço de massa.
- Tabela 22: Dimensionamento da trincheira de infiltração 3. – Método das Chuvas.
- Tabela 23: Variáveis para o cálculo da altura da trincheira 3 – Balanço de massa.
- Tabela 24: Dimensionamento do valo de infiltração - Método da Chuvas.
- Tabela 25: Dimensionamento do valo de infiltração – Balanço de massa.
- Tabela 26: Tabela com os resultados do dimensionamento das estruturas de drenagem.

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTO

Ao longo dos anos, a humanidade foi se adaptando às diversas mudanças no ambiente para a perpetuação da espécie. As pequenas concentrações humanas se deslocavam à medida que os recursos naturais iam se extinguindo. Com as técnicas agrícolas e pecuárias, a permanência do homem na terra se tornou possível levando a formação de vilas e, posteriormente, as cidades.

A água é essencial à vida e à sobrevivência do homem. É ela que nos dessedenta, por isso é considerada um recurso natural estratégico. O homem ao se tornar sedentário sempre procurou os cursos d'água para se fixar em determinado lugar. A proximidade dos rios contempla as nossas necessidades de consumo, de higiene pessoal, irrigação, navegação (quando possível) e abastece os processos industriais. No final do século XIX passou a ser insumo para usinas hidroelétricas, conforme exemplos de povos da antiguidade, que tiravam proveito da água em movimento, utilizando as rodas d'água para processos de trabalho. Porém, o mesmo corpo hídrico que serve para coleta deste recurso natural, também recebe o destino final dos dejetos. Por isso, o esgoto lançado por uma localidade à montante, sem tratamento, acarreta para as cidades que retiram a água para consumo do mesmo corpo hídrico, localizadas a jusante, maiores investimentos para garantir a qualidade da água. Os rios, que foram importantes para o surgimento das cidades, vêm se transformando em obstáculos ao seu crescimento. A mistura do esgotamento sanitário aos corpos d'água urbanos provoca a degradação das águas e cria um importante argumento para a canalização (Souza; Moraes; Borja, 2013).

Um dos grandes desafios do poder público, atualmente, é o gerenciamento das águas na cidade, garantindo a qualidade de vida de seus moradores. No Brasil, existe uma dificuldade em orientar o crescimento das cidades e as intervenções ocorrem, na maioria das vezes, apenas de maneira corretiva (Silva; Barbassa; Teixeira, 2013). A ocupação ao longo do corpo hídrico deve preservar desocupada a planície de inundação ou com um tipo de ocupação que, no período das cheias, os

prejuízos econômicos e sociais sejam minimizados. Se as características naturais do curso d'água são preservadas é possível manter o risco hidráulico em patamares reduzidos. As ações antrópicas que levam ao assoreamento e à erosão das margens, causadas pela falta de cobertura vegetal, modificam o padrão natural do escoamento.

Frequentemente, ganham as manchetes dos jornais, notícias sobre alagamentos onde residências são inundadas, atividades econômicas são paralisadas, comerciantes perdem seus estoques, veículos são destruídos e transtornos no trânsito geram longos engarrafamentos. Não raros são os casos que culminam com a morte de pessoas ou a disseminação de doenças de veiculação hídrica, como leptospirose, hepatite, febre tifoide entre outras. De acordo com a ONU - Organização das Nações Unidas, nos últimos dez anos, cerca de 250 milhões de pessoas foram afetadas anualmente por inundações que ocorreram em assentamentos urbanos de diferentes tamanhos e com diferentes características de desenvolvimento (UNISDR, 2013). Por outro lado, a falta de água também é notícia, o problema da seca no semiárido brasileiro é recorrente e o país enfrenta a pior escassez dos últimos 50 anos. A publicação do Ministério do Meio Ambiente sobre vulnerabilidade ambiental (2007) informa que:

Segundo a base de dados internacional sobre desastres da Universidade Católica de Louvain, Bélgica, entre 2000 e 2007 mais de 1,5 milhões de pessoas foram afetadas por algum tipo de desastre natural no Brasil. Os dados também mostram que, para este mesmo período, ocorreram no país cerca de 36 grandes episódios de enchentes, secas, deslizamentos de terra e o prejuízo econômico gerado por esses eventos é estimado em mais de US\$ 2,5 bilhões.

O gráfico da figura 1, referente a avaliação feita no Brasil, mostra que os desastres naturais mais comuns são as enchentes, seguido pela seca, erosão e os escorregamentos ou deslizamentos de terra. As inundações se destacam com 58% do total contabilizado.

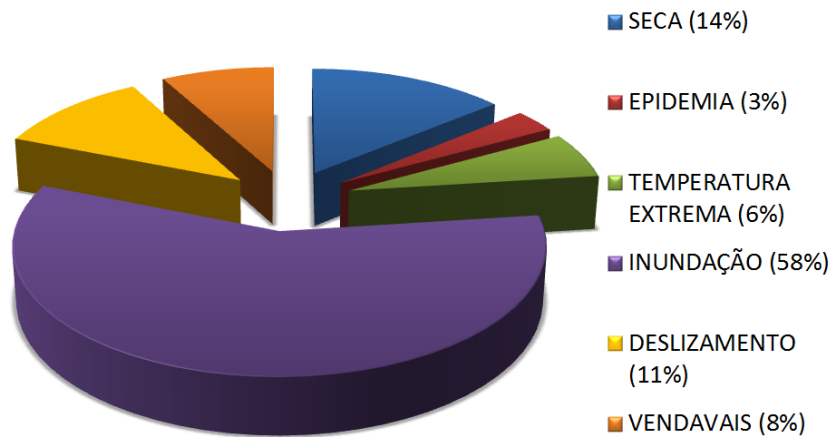


Figura 1: Principais desastres no Brasil – 2000 a 2007

Fonte: Adaptado Ministério do Meio Ambiente 2007.

Para a construção de um planejamento adequado na gestão de risco e redução de desastres, o levantamento de registros históricos viabiliza um panorama das ocorrências e recorrências e suas especificidades, subsidiando políticas públicas para minimizar perdas materiais e humanas.

1.2. JUSTIFICATIVA

A população urbana vem crescendo a cada ano. Segundo o IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, no censo demográfico de 2010, a população urbana no Brasil chegou a 84,36% do total, conforme o gráfico da figura 2. Como frequentemente a infraestrutura de drenagem não consegue acompanhar a expansão das cidades, buscam-se soluções para compensar a falta de infiltração ocasionada pela impermeabilização do solo. Como alternativa, as medidas compensatórias são soluções sustentáveis e viáveis, técnica e economicamente, para serem aplicadas como solução única ou em conjunto com o sistema de drenagem tradicional. Uma vez que possuem menores custos e baixo impacto para o meio ambiente, são uma boa opção para aumentar a vida útil do sistema convencional, quando o projeto tradicional não atende mais às necessidades da cidade. Uma mudança de paradigma se faz necessária para redefinir padrões aos quais estamos acostumados, afetando hábitos e costumes institucionalizados. Estas mudanças só ocorrem depois de vários anos de exaustivas comprovações da

eficácia do sistema, através de estudos acadêmicos e utilizações na prática. Os trabalhos relatados em publicações científicas internacionais trazem exemplos de aplicação em regiões com características bastante diferentes das encontradas aqui, o que implica na necessidade de estudos dessas tecnologias com os padrões de solo e regime de precipitações encontradas no Brasil (Silva, 2007). A aceitação por parte dos usuários e profissionais virá na medida em que a inserção dessas técnicas fizer parte do dia a dia das cidades, minimizando as consequências das inundações.

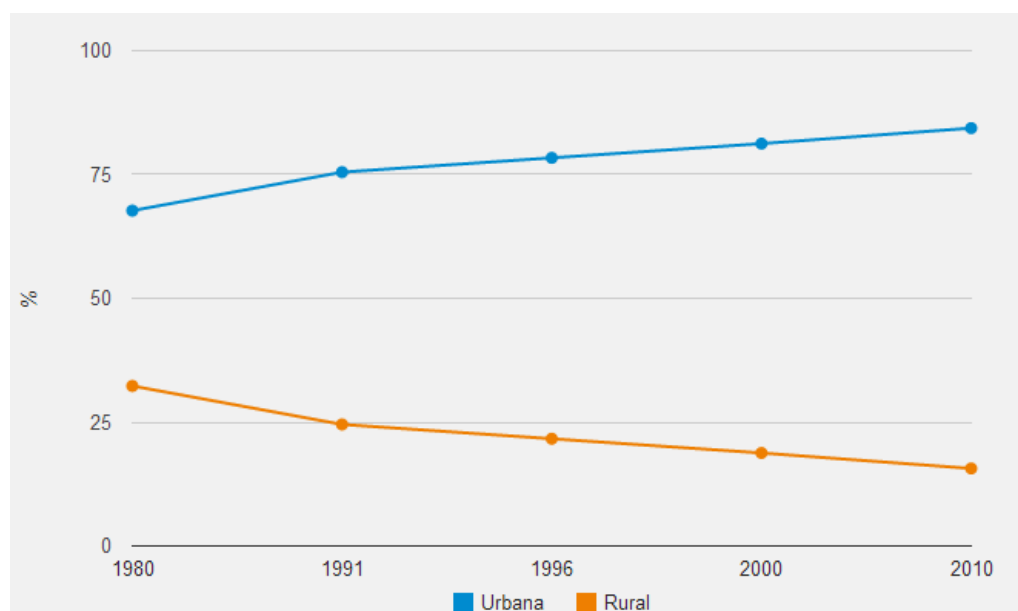


Figura 2: Distribuição percentual da População por situação de domicílio - Brasil – 1980 a 2010

Fonte: IBGE, Censo Demográfico 2010.

Modificações de uso do solo associadas à urbanização, como remoção da vegetação, substituição de áreas antes permeáveis por superfícies impermeáveis e as modificações nos canais de drenagem, resultam em alterações do hidrograma de escoamento superficial (Chahar; Graillot; Gaur, 2012). Além disso, acontecimentos climáticos extremos estão cada vez mais frequentes, exigindo soluções urgentes. No entanto, ações práticas ainda são inexpressivas. Para Azzout et al. (1995, apud Pompêo, 2000), um dos fatores que explica a não utilização de técnicas alternativas de drenagem urbana é que sua escolha depende de múltiplos pontos de vista de concepção, de estratégias possíveis e decisões, que rompam os conceitos tradicionais, e permitam abordagens heterodoxas, de bases sustentáveis.

Periodicamente, o IBGE efetua um levantamento de informações sobre a estrutura, a dinâmica e o funcionamento das prefeituras, compreendendo, também, diferentes políticas e setores que envolvem o governo municipal e a municipalidade. Este levantamento, que recebe o nome de Munic - Pesquisa de Informações Básicas Municipais, dá origem aos indicadores de avaliação e monitoramento do quadro institucional e administrativo das cidades brasileiras. Tais indicadores expressam a oferta e a qualidade dos serviços públicos locais e a capacidade dos gestores municipais em atender às populações. Pela primeira vez, em 2013, o questionário básico abordou o tema gestão de riscos e reposta a desastres, em bloco específico, onde foram solicitadas informações decorrentes de deslizamentos de encostas, enchentes¹ e enxurradas², examinando a capacidade institucional local de formular e gerir políticas públicas (IBGE, 2014). Segundo Souza et al, (2013) indicadores relacionados ao saneamento básico têm sido utilizados para diagnosticar a qualidade dos serviços prestados à sociedade; entretanto, os serviços de drenagem e manejo de águas pluviais não propiciam a aplicação de indicadores semelhantes por serem mais complexos. A existência de rede não garante a ausência de alagamentos.

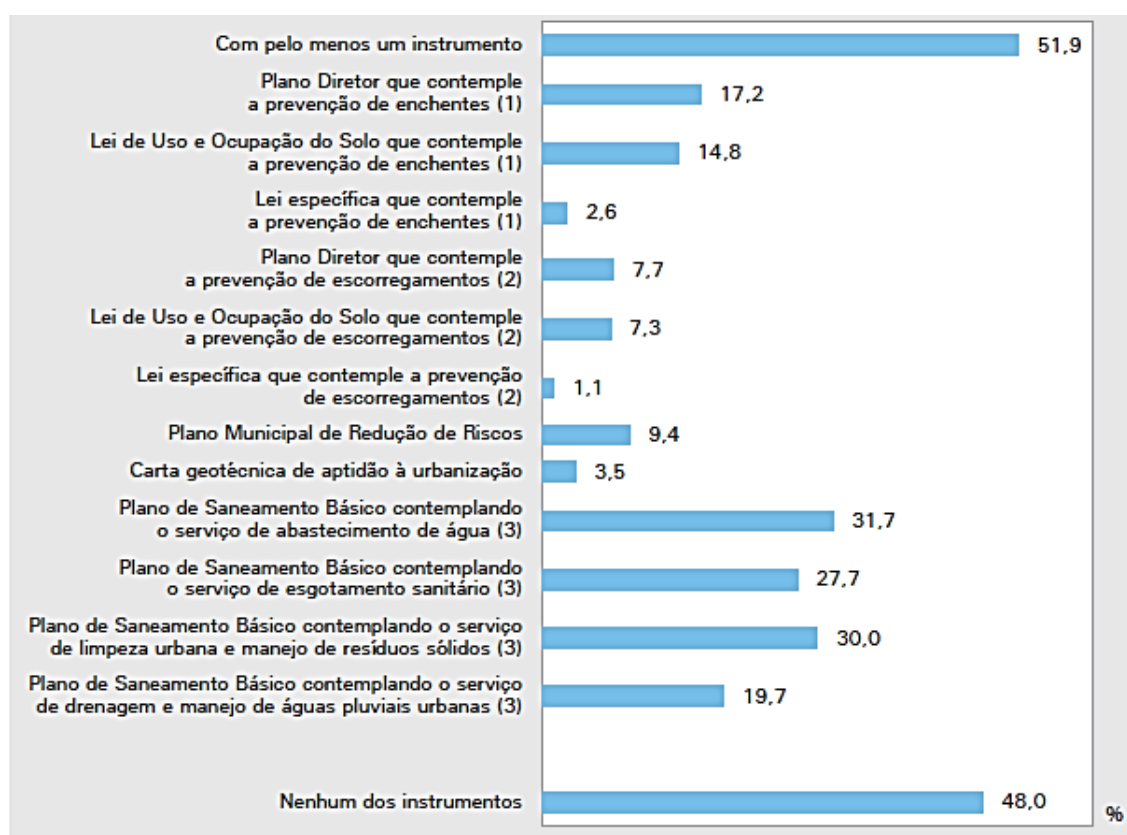
A publicação aponta, como fatores determinantes de risco e presentes no resultado das respostas à pesquisa, o grau de impermeabilização do município impedindo a infiltração da água no solo, clima, chuvas, declividade, tipo de solo, padrão de ocupação e o planejamento territorial (IBGE, 2014). Nos últimos cinco anos, 37,1% dos municípios brasileiros declararam terem sido atingidos por alagamentos, com maior concentração na Região Sudeste. Dos municípios com mais de 500 000 habitantes, 97,4% destes registraram eventos de alagamentos e o número de pessoas desabrigadas ou desalojadas superou os 300 mil no total dos consultados.

Dos instrumentos de planejamento disponíveis aos municípios para o processo de construção de políticas públicas estão: plano diretor, lei de uso e ocupação do solo, plano de saneamento básico entre outros. Alguns instrumentos

¹ Entenda-se por enchentes ou inundações graduais a elevação do leito dos rios de forma previsível e com escoamento gradual.

² Por enxurradas ou inundações bruscas, as chuvas intensas e concentradas fazendo transbordar os canais naturais de drenagem.

de planejamento capazes de contemplar e abordar a prevenção, a redução e a gestão de riscos de desastres encontram-se listados na figura 3, com destaque para as seguintes informações: 51,9% dos municípios pesquisados possuem pelo menos um instrumento, 19,7% apresentam Plano de Saneamento Básico³, contemplando o serviço de drenagem e manejo de águas pluviais urbanas, e 48% não possuem nenhum dos instrumentos relacionados. A pesquisa revela ainda que, nos municípios com mais de 500 000 habitantes, 71,1% deles contemplam, no Plano Diretor, a prevenção contra inundações. No Brasil, o emprego das técnicas compensatórias no controle das enchentes tende a crescer com a busca de soluções alternativas e sustentáveis para o problema das enchentes. Afinal “as inundações em áreas urbanas consistem em um dos mais comuns, graves e onerosos problemas com que as cidades precisam lidar” (Miguez et al, 2011, p.125).



- (1) Enchentes ou inundações graduais, ou enxurradas ou inundações bruscas.
 (2) Escorregamentos ou deslizamentos de encostas.
 (3) Plano de Saneamento Básico.

Figura 3: Percentual de Municípios segundo o instrumento de planejamento – Brasil – 2013

Fonte: IBGE, Pesquisa de Informações Básicas Municipais, 2014.

³ A Lei 11.445/2007 tornou obrigatória a elaboração do Plano Municipal de Saneamento Básico.

1.3. MOTIVAÇÃO

Ao longo da minha trajetória profissional, não tive contato com a abordagem compensatória em drenagem. Uma motivação extra e pessoal para o desenvolvimento deste estudo é que, atualmente, trabalho com redes de infraestrutura, em especial as de águas pluviais. Desde 2010, integro o corpo técnico da Universidade Federal do Rio de Janeiro e, lotada na Prefeitura Universitária da UFRJ, no âmbito da Coordenação de Infraestrutura, atuo na conservação da infraestrutura dos campi. O conhecimento destas técnicas proporcionará poder aplicá-las no meu ambiente de trabalho, enriquecendo o leque de opções para intervenções que visam o controle dos alagamentos de forma efetiva e mais sustentável. A Prefeitura Universitária como órgão da administração direta, é responsável pela criação de políticas públicas sustentáveis e apoia a implantação em escala real das técnicas sustentáveis de drenagem urbana.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. OBJETIVO GERAL

Esse trabalho visa discutir o conceito de drenagem sustentável, que introduz técnicas compensatórias de infiltração e armazenagem no projeto tradicional de drenagem, e desenvolver um projeto piloto na Cidade Universitária, na Ilha do Fundão, mais especificamente na área do Horto da Prefeitura Universitária. Esse projeto piloto visa criar condições de entendimento, avaliação e desenho de técnicas compensatórias, em escala local, para formalizar sugestão de procedimentos de drenagem não convencionais, interpretando as vocações de cada dispositivo, principalmente no que diz respeito aos dispositivos de infiltração ou infiltração combinada com armazenagem. Além disso, o projeto proposto, de forma específica, será objeto de implantação prática, em uma oportunidade ímpar de aprimorar o arcabouço de técnicas de drenagem da Prefeitura Universitária e alavancar ações sustentáveis no Campus da UFRJ.

1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- ✓ Estudar alternativas de introdução de técnicas compensatórias em projetos de drenagem, em nível de micro drenagem, priorizando medidas de infiltração para a redução de volumes e vazões enviados à jusante;
- ✓ Proposição de um projeto sustentável de drenagem urbana;
- ✓ Avaliação de resultados e de expectativa de redução de impactos no sistema convencional de drenagem;
- ✓ Formalização de uma sugestão de procedimentos para a escolha da técnica adequada em novos empreendimentos.

1.5. METODOLOGIA

Para alcançar os objetivos propostos, foi formulada a seguinte sequência para a metodologia de trabalho:

- ✓ Retratar o estado da arte, onde se realiza uma revisão bibliográfica destacando: as principais causas que agravam o problema das enchentes; como o problema evoluiu ao longo do tempo e apresenta ao leitor as principais medidas estruturais não convencionais de armazenamento e de infiltração. O estudo destes sistemas tem como finalidade dar subsídio ao projeto de drenagem sustentável para uma área piloto;
- ✓ Correlacionar os critérios de seleção com as técnicas compensatórias de infiltração apresentadas, na forma de tabela, para facilitar a escolha adequada em empreendimentos futuros;
- ✓ Apresentar o método do Balanço de Massa, Método das Chuvas e fórmulas de manuais de drenagem, utilizados para o dimensionamento das estruturas de infiltração;
- ✓ Análise da área piloto para a concepção preliminar do projeto com a utilização da matriz desenvolvida para a escolha da técnica adequada;

- ✓ Elaboração do projeto de drenagem sustentável. Para o dimensionamento das estruturas de infiltração foram utilizados os seguintes métodos:
 - Jardins de Chuvas - fórmulas de manuais e o critério de Conservação de Massa;
 - Valo e Trincheiras de Infiltração - Método das Chuvas e o critério de Conservação de Massa.

- ✓ Apresentação e análise dos resultados.

2. CHEIAS URBANAS, EVOLUÇÃO DOS SISTEMAS DE DRENAGEM E USO DE TÉCNICAS COMPENSATÓRIAS

As enchentes nas cidades são agravadas pelo crescimento acelerado e desordenado na ocupação do território. O ideal seria que as cidades tivessem sua implantação com o devido planejamento em suas múltiplas facetas (interdisciplinaridades) e crescimento gradativo e ordenado. Ao se projetar uma cidade, a rede de infraestrutura é usualmente dimensionada para atender sua expansão, mas uma boa parte nasceu e se expandiu sem planejamento adequado e os subsistemas de infraestrutura foram sendo construídos de acordo com a demanda. Quando as cidades já estão consolidadas, os custos de implantação de medidas de controle às cheias, tradicionais ou alternativas, exigem determinação política, disponibilidade de espaço físico, e dotação financeira, além de gerarem transtornos para a população. Já existe, porém, no Brasil, um entendimento, que privilegia conceitos como: visão integrada dos recursos hídricos, tendo a bacia como unidade de projeto e planejamento; saneamento básico como o conjunto integrado de serviços, infraestruturas e instalações operacionais relativos aos processos de abastecimento de água potável, esgotamento sanitário, manejo de resíduos sólidos e drenagem e manejo das águas pluviais urbanas. Conseqüentemente, a gestão e o gerenciamento no ambiente urbano conduzem a soluções integradas em substituição às intervenções pontuais, mesclando as duas técnicas, convencional e compensatória, aproveitando a infraestrutura existente.

2.1. AÇÃO ANTRÓPICA E SEUS IMPACTOS NA DRENAGEM

As ações antrópicas no meio natural ao longo do tempo causaram mais danos do que ganhos para a natureza. O homem tem interferido nos processos naturais como se não fizesse parte deles, trazendo desequilíbrio e impactos ao meio ambiente. A aceleração do crescimento em áreas urbanas traz mudanças significativas aos processos hidrológicos resultantes do uso e ocupação desordenada do solo. O homem utiliza o espaço onde vive de forma desequilibrada demonstrando não ter desenvolvido a consciência e o conhecimento necessários a respeito das limitações quanto a sua utilização (Thomaziello, 2007). O crescimento

populacional e a densificação das cidades, sem o devido planejamento ambiental, resulta em prejuízos significativos para sociedade (Tucci, 1997).

Toda bacia hidrográfica possibilita a retenção das águas. Quando o ecossistema no entorno é preservado, na ocorrência das precipitações, parte significativa da água se infiltra no solo. Outra parte fica retida para posterior infiltração e ou evaporação. O que excede procura as regiões mais baixas para escoar superficialmente até chegar ao corpo hídrico. As velocidades de fluxo e os volumes escoados são relativamente pequenos, resultando em tempos de concentração mais longos e menores picos de vazão a jusante. A infiltração garante a reposição de água dos reservatórios naturais subterrâneos rasos e profundos que, no período de estiagem - quando o nível dos rios está abaixo do que o nível dos reservatórios - retorna ao corpo hídrico. A ocupação da bacia descaracteriza a capacidade de retenção natural de água no terreno, onde as áreas impermeabilizadas são facilitadores para os escoamentos, contribuindo para a diminuição do tempo de chegada ao corpo receptor final. Estas superfícies urbanas impermeáveis, com o predomínio de concreto e asfalto, diminuem a refletância solar, absorvendo mais a radiação solar. Nas áreas urbanizadas, as temperaturas anuais mostram tendências crescentes e o calor armazenado em prédios e ruas alteram o regime de precipitação local tornando-o mais frequente e intenso.

As emissões do principal gás de efeito estufa, o dióxido de carbono, liberado principalmente pela queima de combustíveis fósseis, desmatamentos e queimadas, potencializam eventos hidrológicos críticos extremos, causando escassez em regiões que já sofrem com o problema e, em outras regiões, chuvas intensas acarretando inundações. As perspectivas de mudança climática, ainda que não confirmadas, e a intensificação do processo de urbanização tendem a agravar as inundações urbanas. Por sua vez, a preparação das grandes cidades, para tratar as causas de agravamento da geração de escoamentos superficiais, pode auxiliar a enfrentar desafios climáticos futuros. (Miguez et al, 2011).

A elevação do nível do mar é outra consequência, e pode causar intrusão de água salina na rede de drenagem e nas águas doces subterrâneas que abastecem

parte da população urbana. O remanso provocado também pode ser um problema, pela restrição da capacidade de descarga da rede.

Uma das diretrizes do Estatuto da Cidade diz respeito ao controle da urbanização a partir da capacidade da infraestrutura existente. Usualmente, os Planos Diretores de Desenvolvimento Urbano não vinculam o planejamento urbano a aspectos hidrológicos em sua formulação e fixam parâmetros edilícios incompatíveis com a eficácia da macrodrenagem urbana. Quando bem concebidos, porém, podem direcionar a ocupação do solo para áreas com menor histórico de alagamentos e menos críticas quanto à geração de escoamentos. Em conjunto com o Plano Diretor de Drenagem Urbana, constitui em boa ferramenta de gestão e implementação de medidas sustentáveis.

Em geral, as áreas sujeitas a inundações se degradam e tem valores mais baixos de mercado. Por isso, ficam vulneráveis a ocupação irregular. O mesmo acontece com as áreas públicas livres na faixa marginal, que estão sujeitas ao mesmo tipo de vulnerabilidade. A “cidade informal”⁴ é a que mais cresce dentro da área urbana, sem infraestrutura adequada e sem políticas públicas específicas. A dinâmica social reconfigura o espaço quando os recursos se tornam escassos e novas soluções se tornam complexas (Pompêo, 2000).

Os esgotos pluviais acompanhados de resíduos sólidos, a lixiviação em aterros sanitários, despejos de esgotos cloacais domésticos ou industriais - sem o devido tratamento para serem devolvidos em níveis de poluição aceitáveis - são fatores associados à poluição hídrica. A contaminação pode se dar, ainda, pela poluição existente no ar ou pela lavagem das superfícies urbanas carregadas de substâncias poluentes, carreadas durante as chuvas, caracterizando uma contribuição difusa.

A presença de lixo nos cursos de água, descartado diretamente sobre as margens ou transportado durante as chuvas pelas encostas e logradouros públicos,

⁴ Entende-se por cidade informal as ocupações precárias do território, sem observância das normas urbanísticas legais, onde o parcelamento do solo é descontrolado e as construções não têm planejamento, resultando nos chamados assentamentos espontâneos, com pouca ou nenhuma infraestrutura e serviços. (<http://cidadeinformal.prefeitura.sp.gov.br/>)

formam barreiras que dificultam o escoamento, causando a elevação do nível da água a montante.

Enfermidades causadas pelo contato humano com as águas contaminadas levam a gastos no âmbito da saúde pública. A diarreia é a consequência mais comum das doenças vinculadas a falta de saneamento básico. Segundo o Instituto Trata Brasil, em 2011, foram gastos pelo SUS, com internações para o tratamento da doença, 140 milhões de reais. A OMS – Organização Mundial de Saúde preconiza que cada real gasto em saneamento gera uma economia de quatro reais em saúde.

Outro fator que impacta na drenagem é a ocupação das faixas marginais de proteção (FMP) de rios, que confina seu leito e é uma das causas de alagamentos pela ocupação da planície de inundação. "As florestas ocorrentes ao longo de cursos d'água e no entorno de nascentes tem características vegetacionais definidas por uma interação complexa de fatores dependentes das condições ambientais ciliares" (Rodrigues, 2004, p.91). Portanto, as características da vegetação ribeirinha são reflexo do ecossistema da bacia hidrográfica, conservando a diversidade de animais e plantas, terrestres e aquáticas da região. Sua conservação influencia na qualidade da água, evita o carreamento do solo para dentro do rio, atua no equilíbrio do regime hídrico - aumentando a infiltração e retenção para posterior liberação gradativa ao subsolo – e reduz o assoreamento e protege as margens contra a erosão.

Quando se estuda as cidades, raramente surgem soluções isoladas para os problemas encontrados, por serem organismos complexos e interligados. A ausência de soluções integradas e harmônicas entre os sistemas urbanos e naturais é um fator significativo para a ocorrência de enchentes (Pompêo, 2000) Os atores envolvidos na problemática urbana devem sempre ter uma visão sistêmica, vinculada e complementar, visando soluções integradas. Uma ponte pode ser a solução para a travessia de um rio e, ao mesmo tempo, uma restrição ao escoamento das águas. O mesmo acontece em aterros. A mitigação dos efeitos dos alagamentos por obras de retificação e canalização dos cursos d'água apenas transferem o problema rio abaixo. Por isso, é recomendável a utilização de recursos

tecnológicos como os programas de modelagem matemática de cheias urbanas. Eles consistem em uma forma eficaz de gerar cenários futuros simulando matematicamente o comportamento da bacia urbana. Sua utilização permite a formulação de hipótese do movimento de cheias modificado pelas intervenções propostas. Miguez et al, (2011, p. 131) afirma que:

A modelagem matemática representa uma importante ferramenta no contexto da gestão de sistemas de drenagem e avaliação de riscos de cheias. Modelos matemáticos são capazes de auxiliar na confecção de projetos integrados de controle de enchentes, na avaliação do funcionamento sistêmico de intervenções em arranjos complementares, na caracterização de níveis de alagamento, áreas de influência e tempos de permanência de cheias, informações estas fundamentais para avaliação das perdas provocadas pelos alagamentos.

2.2. EVOLUÇÃO DO PROCESSO DE AGRAVAMENTO DE CHEIAS E DOS SISTEMAS DE DRENAGEM

Com os problemas que se materializam à partir do crescimento da cidade industrial, surge o conceito higienista que promove a remoção, o mais rápido possível, das águas pluviais e servidas das áreas urbanas. Essa solução vigorou por mais de um século como verdade absoluta e foi uma solução eficiente, naquele momento, para o controle de epidemias. O sistema clássico de drenagem se caracteriza pela captação e transporte das águas superficiais para galerias, que afastam estas águas do convívio com a população. Este sistema começou a ser questionado quando a urbanização intensa mudou os processos hidrológicos e as soluções tradicionais se tornaram ultrapassadas rapidamente, causando inundações. O aumento do volume das águas superficiais, devido à impermeabilização do solo, provocada pelo crescimento urbano, demanda ampliação da rede. Grandes investimentos são necessários para acompanhar a expansão da infraestrutura, dificultando sua viabilização para o controle de enchentes.

Na década de 70, surge uma nova abordagem para tratar os problemas de drenagem, principalmente na Europa e Estados Unidos. São as técnicas compensatórias de drenagem, como chamados no Brasil e consolidada na publicação do livro Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana de Baptista,

Nascimento e Barraud, que buscam neutralizar os efeitos da urbanização sobre os processos hidrológicos. Essas técnicas controlam a produção excedente de água decorrente da impermeabilização e evita sua transferência rápida a jusante (Baptista, Nascimento e Barraud, 2011). O debate agora procura aproximar ao máximo o comportamento das águas pluviais às condições naturais prévias à ocupação do homem. Destaca-se, também, a preocupação com a questão ambiental, além da saúde pública. Vários conceitos surgiram de acordo com o país de origem: no Reino Unido são chamadas de SUDS – Sustainable Urban Drainage Systems, nos Estados Unidos de BMPs – Best Management Practices ou LID (Low Impact Development) e na Austrália de WSUD – Water Sensitive Urban Design. Todos eles fazem referência ao armazenamento temporário e infiltração das águas pluviais, como instrumentos básicos de modificação das relações de escoamento, acarretando melhor qualidade de vida, na medida em que recupera e preserva o meio ambiente, diminuindo a carga poluente no solo.

No Brasil, essa prática começou a ganhar adeptos na década de 90, mas sua aplicação ainda se restringe principalmente a bacias de amortecimento de cheias utilizadas em algumas cidades brasileiras. Poletto (2011, p.9) afirma que:

[...] para que SUDS, englobado no conceito de desenvolvimento sustentável, seja aplicado com bom aproveitamento no Brasil, é importante que haja uma adequação à nossa realidade, tendo em vista que a maior parte dos estudos e aplicações foi realizada em países desenvolvidos e com clima temperado.

Assim sendo, muito se sabe sobre a tecnologia por trás dessas práticas, muito ainda está emergindo e ainda há muito para ser aprendido. (URBONAS, 1993)

2.3. MEDIDAS NÃO CONVENCIONAIS ESTRUTURAIS

As práticas de gestão e gerenciamento da drenagem urbana abrangem diferentes enfoques para tratar a questão e diversas combinações de medidas estruturais e não estruturais aplicáveis a cada situação específica (VILLANUEVA et al, 2011). As “medidas não estruturais incluem uma variedade de práticas institucionais e educacionais que, esperançosamente, resultam em mudanças de comportamento, que reduzem a quantidade de poluentes que entram no sistema de

águas pluviais” (URBONAS, 1993, p.5). Neste mesmo contexto, as estruturais foram descritas segundo Simons et al. (1977) apud Tucci (1997, p.414) como:

- [...] obras de engenharia implementadas para reduzir o risco das enchentes. Essas medidas podem ser extensivas ou intensivas. As medidas extensivas são aquelas que agem na bacia, procurando modificar as relações entre precipitação e vazão, como a alteração da cobertura vegetal do solo, que reduz e retarda os picos de enchentes e controla a erosão da bacia. As medidas intensivas são aquelas que agem no rio e podem ser de três tipos:
- (i) aceleram o escoamento: construção de diques e polders, aumento da capacidade de descarga dos rios e corte de meandros;
 - (ii) retardam o escoamento: Reservatórios e as bacias de amortecimento;
 - (iii) desviam o escoamento: são obras como canais de desvio.

Na prática, as medidas estruturais podem ser definidas como todas as medidas que mudam a relação de escoamento produzido pela bacia em geral. Não sendo necessariamente obras de engenharia, embora frequentemente sejam. Por exemplo, o reflorestamento, que modifica a relação do escoamento, permitindo reduzir a geração de vazões através de uma maior interceptação e favorecimento à infiltração, pode ser considerado uma medida estrutural.

Este trabalho se limitará a investigar as medidas estruturais não convencionais que, para efeito de estudo, foram classificadas em dois grandes grupos: medidas de infiltração e medidas de armazenamento. Por vezes, estas medidas podem aparecer inseridas no projeto com as duas funções: infiltração e armazenamento. Os tópicos seguintes sobre medidas de armazenamento e medidas de infiltração se destinam a examinar alguns desses sistemas para posterior aplicabilidade em projetos de drenagem sustentável.

2.3.1. MEDIDAS DE ARMAZENAMENTO

As medidas de armazenamento se caracterizam pela possibilidade de amortecimento de cheias. São reservatórios para o armazenamento temporário das águas das chuvas e posterior liberação gradativa da água acumulada. Quando priorizam o controle de cheias são conhecidas como reservatórios de detenção, normalmente projetados para funcionarem secos⁵, recebendo água apenas em dias

⁵ Mas podem apresentar pequena lâmina de água.

de chuva. Podem ser estruturas abertas como praças e parques onde a manutenção é mais rápida e econômica, pois o acesso é livre, ou subterrâneas, com custos maiores de implantação e manutenção, mas com volumes maiores. Nos reservatórios subterrâneos, a frequência de manutenção pode ser menor. No entanto, devem haver inspeções periódicas para garantir a desobstrução das estruturas de entrada e saída que podem ficar entupidas por sedimentos e lixo.

Os reservatórios de detenção podem ser classificados como: “on-line” – “em linha”, localizando-se na calha do rio, funcionando como um reservatório tradicional e acumulando água desde os primeiros momentos de chuva; ou “off-line” – “fora de linha”, quando separados da rede de drenagem e com o enchimento do reservatório se dando através de um desvio, usualmente um vertedor, quando a água ultrapassa certo nível. Também recebem o nome de reservatório de detenção os que se localizam nos lotes. Estes possuem dimensões menores, mas com a mesma funcionalidade. São capazes de sedimentar os sólidos em suspensão⁶ e reter sólidos grosseiros quando munidos de gradeamento. No Brasil esta é a técnica mais utilizada dentre as medidas não convencionais. O mapa da figura 4 mostra a distribuição dos reservatórios pelo país.

Quando priorizam o controle da qualidade da água, são conhecidos como reservatórios de retenção. Embora disponham de menor volume útil, também atuam no controle do pico de cheia, com a diferença que apresentam uma lâmina d'água permanente e são capazes de sedimentar os sólidos em suspensão, além de reduzirem a demanda bioquímica de oxigênio (DBO), a concentração de nutrientes e a carga de microrganismos, em especial, as bactérias patogênicas (Matias, 2006). Estes apresentam a mesma classificação quanto à localização do reservatório ao longo da calha do rio.

⁶ Durante o tempo que esperam para ser esvaziados.

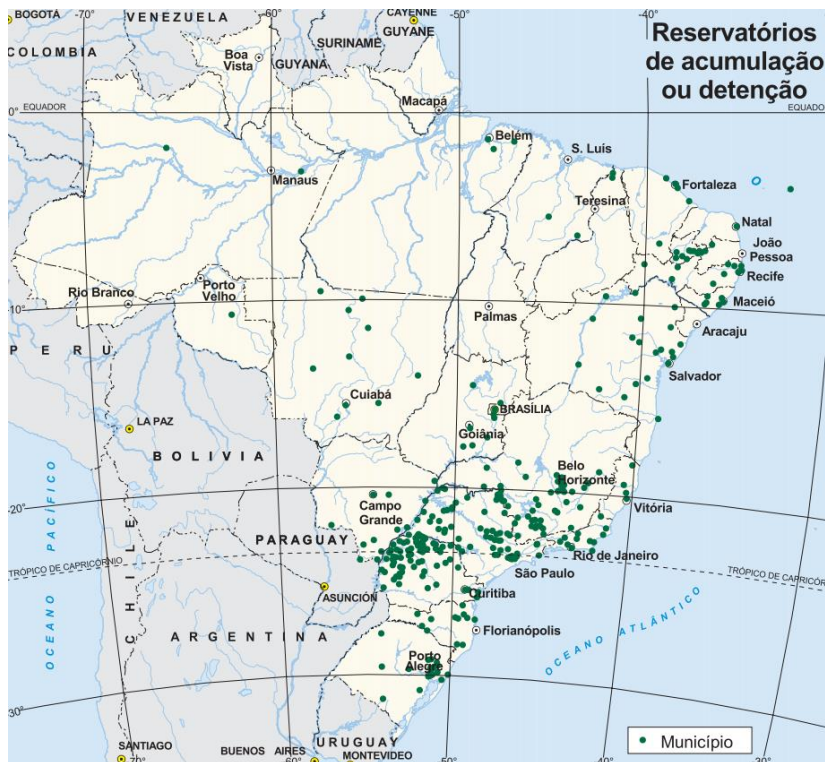


Figura 4: Distribuição de reservatório de detenção por Município

Fonte: IBGE, Censo Demográfico 2010.

Ambos podem ter estruturas de infiltração na sua concepção. Na língua portuguesa, os termos detenção e retenção costumam ser sinônimos; entretanto, na linguagem técnica, estas bacias possuem diferenças tênues em suas estruturas.

2.3.2. MEDIDAS DE INFILTRAÇÃO

Para o êxito das medidas de infiltração é importante conhecer o comportamento do solo e sua permeabilidade. Segundo Baptista et al, (2011) os solos que possuem condutividades hidráulicas compreendidas entre 10^{-3} e 10^{-6} m/s são adequados para a utilização de dispositivos de infiltração. O solo é formado de partículas sólidas que deixam espaços vazios de diferentes tamanhos entre elas. Esses vazios poderão estar totalmente ou parcialmente preenchidos com água. Também se encontra água na partícula sólida - faz parte da estrutura molecular - e na película que a envolve, chamada de água adsorvida.

Pode-se definir como permeabilidade a capacidade do solo de permitir a passagem de água através de seus vazios. Por isso, a permeabilidade sofre influência de diversos fatores como:

- ✓ Estrutura do solo – a disposição geométrica das partículas influencia na quantidade de ar e de água contidos nele;
- ✓ Estratificação do terreno – um terreno é formado por diversos tipos de solo dispostos em estratos que foram formados através da deposição de material ao longo do tempo. Portanto, cada estrato possui uma composição e granulometria próprias;
- ✓ O grau de saturação – quando o solo é saturado, todos os poros estão preenchidos e são condutores;
- ✓ Índice de vazios – quanto maior a dimensão dos poros – volume de vazios – maior será a permeabilidade;
- ✓ Temperatura – quanto maior é a temperatura, menor é a viscosidade, isto significa que a água escoará pelos poros do solo mais facilmente;
- ✓ Granulometria – O tamanho das partículas que constitui o solo influencia na facilidade ou na dificuldade da água se deslocar por entre os vazios com certa velocidade.

É difícil analisar o efeito de cada um desses fatores citados isoladamente, uma vez que são interdependentes. Não se pode afirmar que um determinado solo, com um alto índice de vazios é permeável sem analisar em conjunto os outros fatores que influenciam na permeabilidade. Mas, pode-se garantir que o volume de vazios favorece a infiltração. Embora as estruturas de infiltração apresentem baixa complexidade de execução, os conceitos nelas abarcados dificultam seu projeto e dimensionamento. Além disso, as incertezas no estado da prática associada às BMPs (Best Management Practices) estruturais – seleção, concepção, construção e utilização – são ainda mais complicadas pela natureza estocástica dos escoamentos de águas pluviais e sua variabilidade com a localização e clima (Urbonas, 1993).

Uma ampla variedade de estruturas de infiltração está disponível para auxiliar a concepção do projeto. Estas estruturas não devem estar localizadas em encostas superiores a 15% ou em aterros e devem ser dimensionadas para esvaziar em no

máximo 48 horas (Maryland vol.1, 2000). Embora possam ser concebidas individualmente, diferentes soluções podem surgir quando combinadas, potencializando o controle do escoamento e a remoção de poluentes. A seguir, serão relacionadas as principais técnicas de um amplo conjunto de tecnologias de infiltração aplicadas à drenagem.

2.3.2.1. VALOS E VALETAS DE INFILTRAÇÃO

Valo de infiltração⁷ é uma depressão no terreno (fig.5), geralmente gramada, que favorece a recarga do lençol freático, removendo alguns poluentes antes da infiltração. Ele reduz o pico da cheia porque aumenta o tempo e o atrito do escoamento ao longo do caminho. São pouco profundos e quando sua largura é pequena recebem o nome de valetas. Apresentam baixos custos de construção e reduzem ou eliminam o sistema de drenagem a jusante.

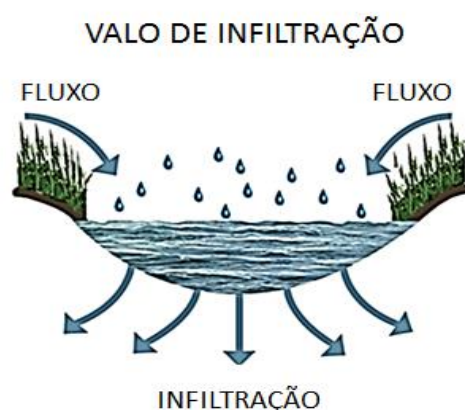


Figura 5: Esquema e foto típicos de valos de infiltração

Fonte: WSUD ENGINEERING PROCEDURES, 2005 / VIRGINIA DCR STORMWATER, 2011

Favorecem a remoção de poluentes na fonte, que é obtida por decantação, filtração e infiltração no subsolo. Pode servir ainda como local de armazenamento temporário, reservatório de detenção, até a penetração da água no solo. A entrada de água nestes dispositivos é feita de forma direta, com escoamento distribuído ao longo do seu comprimento, ou de forma eventualmente concentrada via tubulação (Baptista et al, 2011). Uma vantagem da entrada no sistema de maneira distribuída,

⁷ São também conhecidas como valas vegetadas.

isto é, perpendicular ao comprimento da vala, é que distribui melhor o fluxo de água e maximiza o contato com a vegetação que a recobre, aumentando a retirada de contaminantes.

A criação de fluxos distribuídos é obtida por meio do rebaixamento total do meio fio ou apenas vãos rebaixados de intervalos regulares. É importante proporcionar uma área de sedimentação de partículas grossas fora da pavimentação evitando o acúmulo na superfície da rua (fig. 6). Para evitar essa acumulação, um meio fio chanfrado pode ser utilizado definindo a parte superior da vegetação entre 40mm a 50mm mais baixa que a superfície da estrada. Isto permite que os sedimentos se acumulem fora da superfície trafegável (FAWB, 2009).



Figura 6: Acúmulo de sedimentos na rua e detalhe da borda mostrando o desnível recomendado

Fonte: FAWB, 2009.

Os valos podem apresentar uma vegetação mais densa ou uma cobertura de grama (fig. 7). A vegetação aumenta o atrito e estabiliza o solo. São esteticamente agradáveis e seu projeto cabe em vários tipos de paisagens, valorizando o espaço urbano. Recomenda-se que, no sentido longitudinal do valo, sejam projetadas pequenos barramentos transversais, chamadas de compartimentação, quando a inclinação do dispositivo nesse sentido ultrapassar 2%. Isso garante tempo suficiente para que a água infiltre, dissipe a energia e controle a erosão (fig.8). Em áreas de inclinação significativas seu uso não é recomendado.



Figura 7: Exemplos típicos de valos de infiltração

Fonte: WSUD Engineering Procedures, 2005 / Virginia DCR Stormwater. 2011.

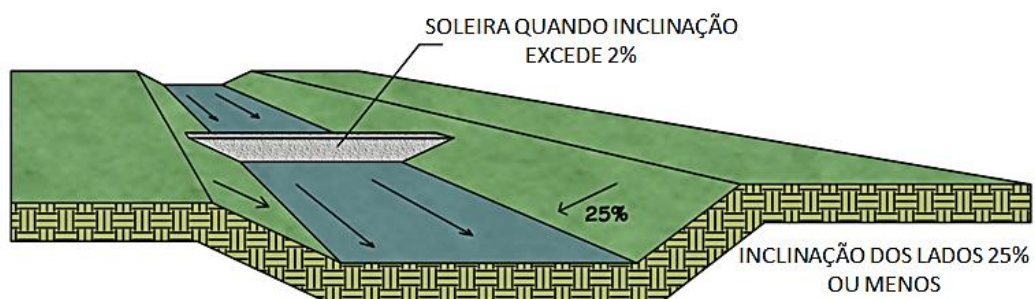


Figura 8: Exemplos de barragem

Fonte: Abbey Associates, 2014.

Valos podem ser utilizados para tratamento na fonte ou local, em intervenções novas ou nas adaptações e remodelações; podem ainda, ser instalados em todos os tipos de solo, quando incluírem um dreno subterrâneo. (Maryland vol. 1, 2000).

2.3.2.2. TRINCHEIRAS DE INFILTRAÇÃO

Trincheiras são escavações rasas, revestidas internamente com uma manta geotêxtil, cheias com material granular graúdo⁸, que criam espaço para armazenamento subterrâneo temporário para infiltração das águas pluviais. É um dispositivo de controle de escoamento gerado em pequenas áreas contribuintes e favorece a recarga do aquífero. Sua dimensão longitudinal maior que a largura e profundidade induzem seu uso principalmente no sistema viário. Pode deixar à mostra, em sua superfície, o material de preenchimento ou pode ser coberta com uma camada de grama. Devem estar localizadas acima do lençol freático, em terrenos sem inclinação excessiva e com solos permeáveis. Em locais com limitação de espaço, são bem aceitas, devido a sua pequena largura. A figura 9, mostra um esquema típico e uma aplicação local de trincheira de infiltração.

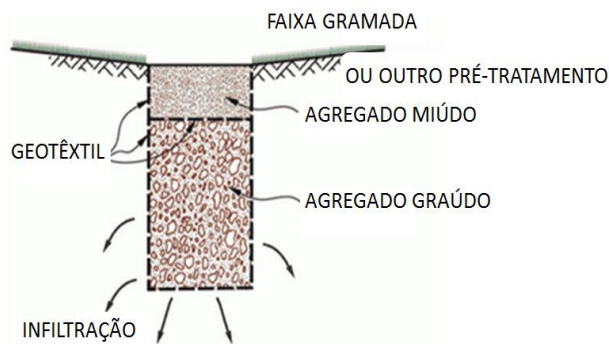


Figura 9: Esquema típico de trincheira de infiltração e foto

Fonte: Riversides.org, 2014 / Souza, 2002.

Recomenda-se a instalação de dispositivos de filtragem, que podem ser caixa de areia⁹ ou faixa gramada¹⁰, para reter sedimentos e resíduos presentes nas precipitações, melhorando seu desempenho e aumentando sua vida útil. Poços de observação são geralmente instalados para permitir o controle do nível de água.

Trincheiras de infiltração fornecem remoção eficiente de sólidos em suspensão, partículas poluentes, coliformes, bactérias, produtos orgânicos e

⁸ Exemplo: brita ou resíduos de construção.

⁹ Quando o acesso da água a estrutura for através de sistema convencional.

¹⁰ Quando o acesso da água a estrutura for através da superfície do dispositivo.

algumas formas solúveis de metais e nutrientes do escoamento de águas pluviais. Elas requerem manutenção específica incluindo a substituição periódica do agregado.

Os impactos negativos incluem alta probabilidade de falha prematura, se não for adequadamente mantida, ocasionando um alto custo devido à reposição do material filtrante. Devido à facilidade de colmatagem, adotam-se várias hipóteses para a área de infiltração, de acordo com a concepção de cada país. No Japão, por exemplo, se considera que a área de infiltração é toda a área da trincheira. No Reino Unido, Estados Unidos e Suécia a área de infiltração é de meia parede da trincheira e o fundo se estima como colmatado já que é mais propenso a obstrução.

As figuras 10 e 11 mostram, respectivamente, em planta e ilustração, uma trincheira de infiltração com pré-tratamento. Os manuais CIRIA (2007), Maryland (2000), Melbourne Water (2005) e Tennessee (2006), aconselham a colocação de dispositivos de pré-tratamento, no mínimo em número de três. As águas oriundas da área de contribuição podem ser coletadas por uma caixa de areia e transportadas através de tubulação para uma caixa redutora de velocidade. A velocidade de entrada no canal de grama deve ser não erosiva durante a chuva de projeto¹¹, facilitando a decantação. Após o fluxo passar pela caixa redutora de velocidade, uma estrutura de concreto distribui uniformemente para o canal de grama para só então penetrar na trincheira. Técnicas de pré-tratamento evitam o entupimento do sistema, protegendo a integridade, a longo prazo, da taxa de infiltração e protegem a qualidade da água subterrânea.

¹¹ De pelo menos dois anos.

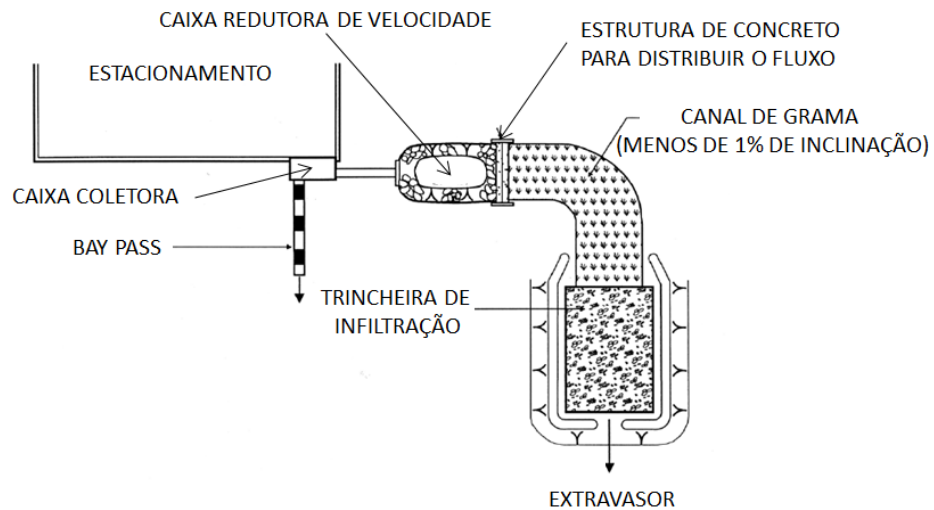


Figura 10: Exemplo de trincheira de infiltração com pré-tratamento - PLANTA

Fonte: Maryland, 2000.

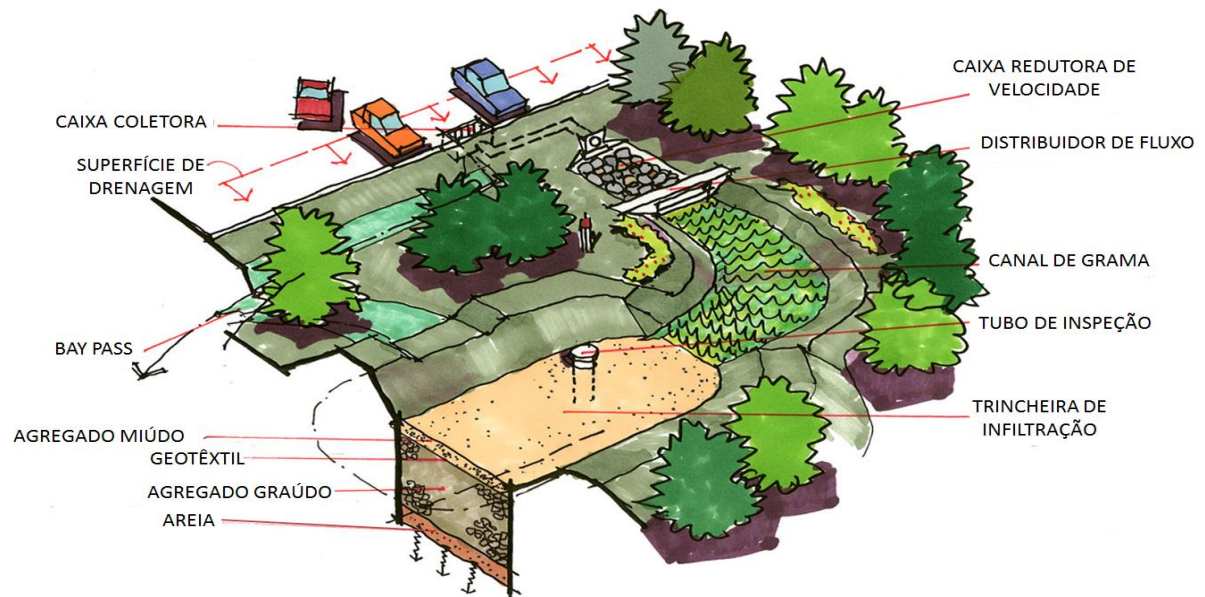


Figura 11: Ilustração de trincheira de infiltração com pré-tratamento

Fonte: Blair Remy Architects¹², 2014.

¹² Blair Remy desenvolveu uma ferramenta para aumentar o envolvimento e participação da comunidade no processo de planejamento de um Plano de Gestão de Águas Pluviais. Ele utiliza o componente visual conceitual como a chave para um programa eficaz de comunicação com as partes interessadas afetadas e incluí-los no processo de planejamento.

.3.2.3. JARDINS DE CHUVA

Também chamados de sistemas de biorretenção, caracterizam-se por escavações rasas, com vegetação, que armazenam temporariamente o escoamento por um período de tempo, para então infiltrar lentamente, propiciando o tratamento das águas pluviais.

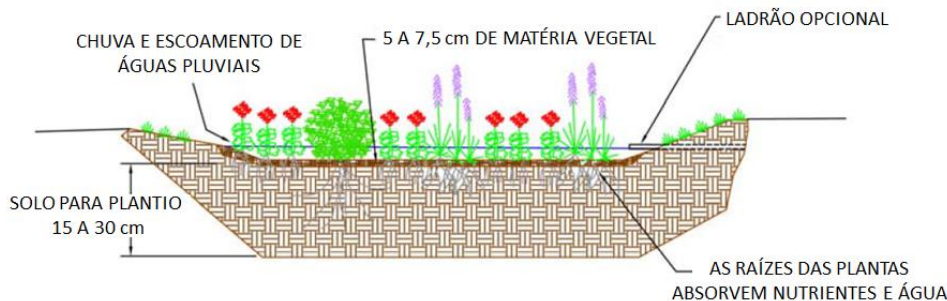


Figura 12: Exemplo de sistema de biorretenção

Fonte: Maryland, 2000.

Flexível em tamanho e configuração e fácil de incorporar ao projeto paisagístico, podem ser utilizados para uma grande variedade de aplicações, desde intervenções dentro do lote a áreas públicas. São capazes de gerir e tratar o escoamento para eventos frequentes e menos intensos de precipitação. Podem reduzir o volume e a taxa de escoamento.

A vegetação contida neles, preferencialmente, deve ser nativa, favorecer a evapotranspiração de águas pluviais e a remoção de poluentes. Devem tolerar condições tanto saturadas quanto secas. O solo, para recebê-las e promover a infiltração, pode ser natural desde que adequado, ou se constituir em uma mistura de solos com suas características físicas conhecidas. Requerem paisagismo e são, normalmente, utilizados para tratar pequenas áreas impermeáveis, menos de 2.000 m², e sua implantação é ideal em terrenos com inclinação até 5% (Maryland, 2000).

Entre as várias formas assumidas, é comum se apresentarem em forma de depressão, parecendo estar encaixados no solo, como na figura 13A. Para terrenos com inclinações maiores, uma série de jardins de chuva pode ser usada, com uma

configuração escalonada (fig. 13 B) para transmitir água não erosivamente. Outra forma assumida, muito utilizada quando se capta água de chuva do telhado, são os jardins suspensos (caixas plantadas – fig. 14). Sistemas de biorretenção também podem ser projetados ligados a tubos perfurados, para que a água possa fluir para a rede de drenagem ou para um reservatório de armazenamento com reutilização. Sob estas condições, perdem sua característica de infiltração conservando apenas a interceptação vegetal e as propriedades de meio filtrante.

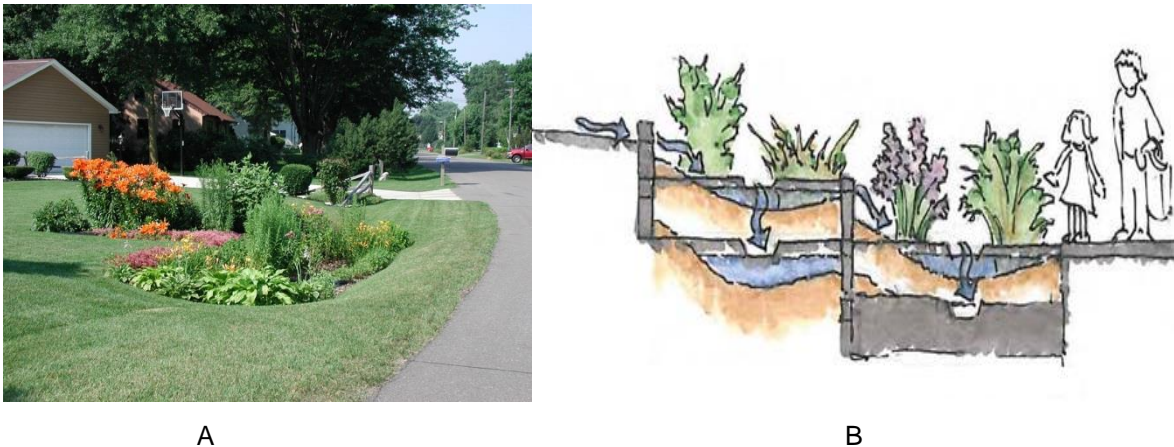


Figura 13: Exemplo de jardim de chuva encaixado no solo e escalonado
 Fonte: American Publique Works Association,2005/ Melbourne Water,2005.



Figura 14: Exemplo e esquema de jardim de chuva suspenso
 Fonte: Melbourne Water, 2005.

Entre as vantagens deste sistema, o pouco espaço utilizado e o formato livre são adequados para a remodelação em construções existentes, conforme figura 15.

Embelezam valorizando áreas externas e são de fácil manutenção, exigindo poucos cuidados. O bom gerenciamento do ambiente ao redor de onde eles estão localizados minimiza obstruções no sistema.



A



B

Figura 15: Antes e depois da instalação de um jardim de chuva

Fonte: Rain Garden Guide, 2015.

2.3.2.4. PAVIMENTOS PERMEÁVEIS

Sistemas de pavimentação permeáveis são áreas com pisos que produzem menos escoamento superficial de águas pluviais do que as áreas com pavimentação convencional. Esta redução é conseguida principalmente através da infiltração que ocorre tanto através do próprio material de pavimentação ou pelos espaços vazios entre os blocos de pavimentação individuais. Ao permitir a infiltração da água de volta para o solo, traz benefícios para as plantas próximas, permitindo que o ar e a água atinjam a zona de raiz debaixo da área pavimentada.

Na escolha do material adequado, deve-se considerar o tipo de tráfego – pedestre ou veículos – frequência de uso, tipo de solo, localização, preferência estética e custo (Melbourne Water, 2012). Possui boa adequação para instalação em áreas densamente ocupadas, porque não requer área adicional disponível, permitindo um uso duplo do espaço.

Existem no mercado numerosos tipos de pavimentos permeáveis, que apresentam boa aceitação pelos consumidores. Entre eles estão:

- ✓ Superfícies vazadas de concreto (fig. 16 A) - são peças que apresentam orifícios para o crescimento da grama, proporcionando alta permeabilidade. Sua característica construtiva protege a grama contra o esmagamento de veículos e pedestres.
- ✓ Pavimentos intertravados (fig. 16 B) - estão disponíveis no mercado com diversos formatos. A colocação com preenchimento de areia a sua volta permite a percolação da água;
- ✓ Brita solta (fig. 16 C) - é a forma mais barata e fácil de fazer um pavimento permeável, com infiltração direta;
- ✓ Concreto permeável (fig. 16 D) - com aspecto mais rústico do que o tradicional, é produzido com número reduzido de agregados finos, a fim de estabelecer vazios para a drenagem;
- ✓ Asfalto poroso (fig. 16 E) - semelhante em aparência ao asfalto tradicional, difere na capacidade de absorção da água, através de seus inúmeros pequenos poros.
- ✓ Grama ou Cascalho estruturados permitem uma carga de tráfego maior, mantendo a capacidade de absorção de água no solo. Existem várias estruturas que podem ser utilizadas para dar resistência estrutural ao cascalho ou a grama. O esquema da figura 17 mostra o posicionamento da estrutura de reforço colocada sob o cascalho ou grama que não é visualizada no produto final.

Pavimentos porosos são projetados com uma sub-base graduada de areia e brita, que permite a passagem da água para a terra e fornece armazenamento temporário (Philadelphia, 2011). Favorecem, com a ajuda do subleito, a remoção de hidrocarbonetos e metais pesados. São concebidos, em geral, para controlar a água que cai sobre sua superfície, e não águas pluviais coletadas em uma área maior, que podem conter grandes cargas de sedimento. Sua superfície é antiderrapante, apropriada para uso nas mais diversas condições climáticas e apta a lidar com tempestades severas.

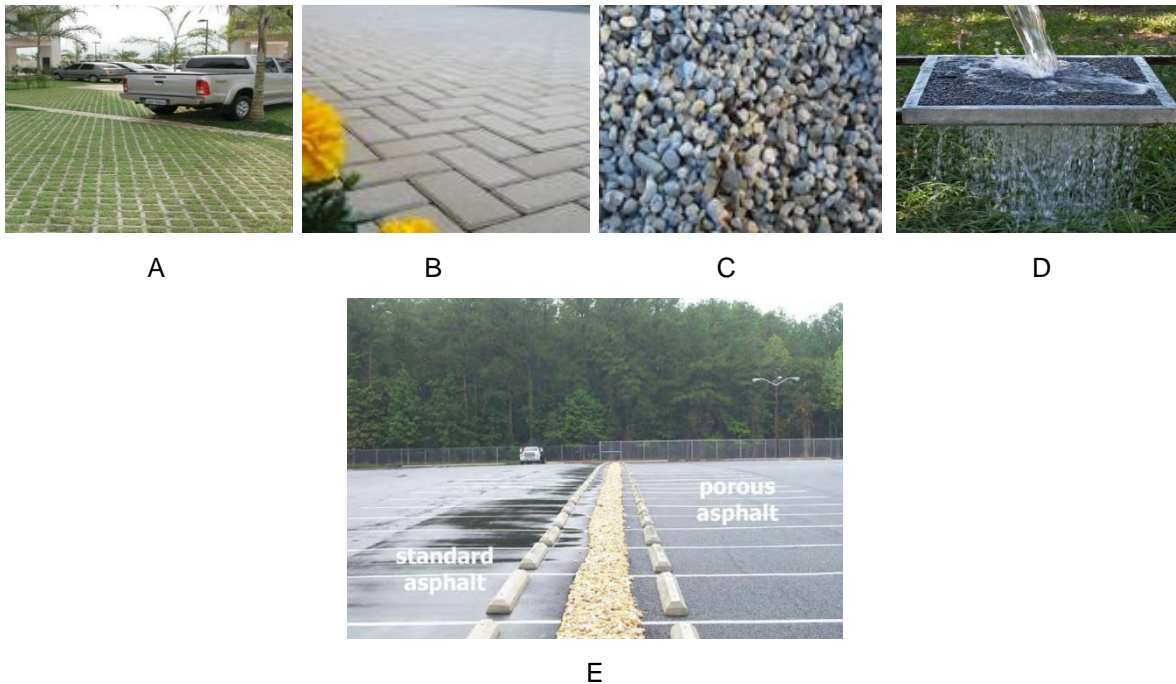


Figura 16: Exemplos de pisos permeáveis
 Fonte: Rhinopisos, 2015 / Melbourne Water, 2012.

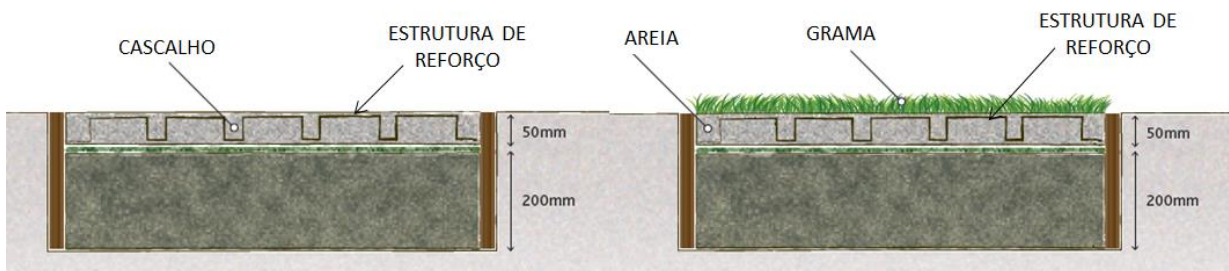


Figura 17: Esquemas de piso estruturado com cascalho e grama
 Fonte: Melbourne Water, 2012.

Sua aplicação deve ser em áreas com pequeno volume de tráfego de carros e com velocidades reduzidas. Podem apresentar obstrução em longo prazo, caso a manutenção seja insuficiente.

2.3.2.5. TELHADOS VERDES

Também denominados como ecotelhados, telhados armazenadores ou telhados vegetados, compreendem um sistema de multicamadas (fig.18), que cobrem o teto de uma edificação. Eles são projetados para interceptar e reter precipitações, reduzindo o volume de escoamento e atenuando as vazões de pico.

No cálculo estrutural da laje, deve ser prevista a carga adicional dos elementos de telhado verde saturado. Deverá possuir múltiplas saídas para prevenir as obstruções e o tipo de solo e vegetação devem ser apropriados.

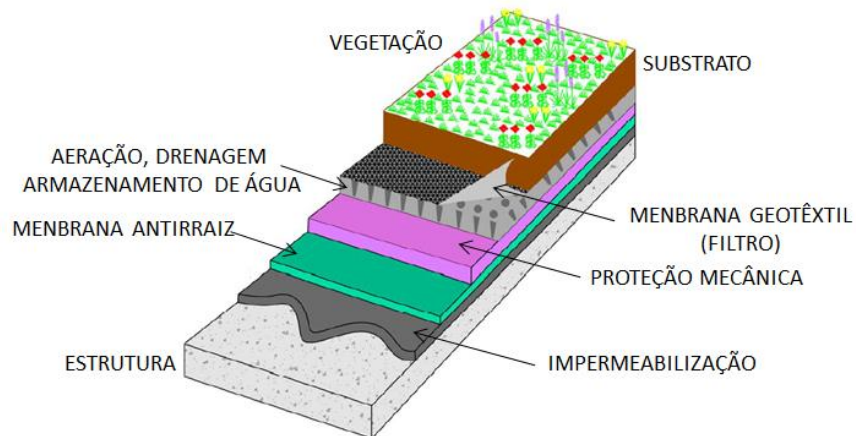


Figura 18: Corte típico do sistema de multicamadas de um telhado verde

Fonte: Maryland, 2000.

Segundo Maryland Stormwater Design Manual (2000), eles se distinguem pela espessura média de sua camada e da variedade de plantas que são utilizadas. O mais comum, o "extensivo", é um sistema leve onde a camada média se encontra entre dois e seis centímetros de espessura. Isto limita o crescimento. Um telhado verde extensivo pode ser construído fora do local como um sistema modular, com camadas de drenagem, substrato e plantas. Métodos de construção convencionais podem também ser usados para instalar cada componente separadamente. O segundo tipo, o "intensivo", tem camadas mais espessas (vinte centímetros ou maiores) e são capazes de suportar diversas comunidades de plantas, incluindo árvores e arbustos. Estes são mais complexos e caros para projetar, construir e manter.

Entre os muitos benefícios estão: a boa capacidade de remoção dos poluentes urbanos atmosféricos depositados; não ocupa outras áreas do terreno; melhora a qualidade do ar; ajuda a manter os índices de umidade; melhora o microclima; isola as edificações contra temperaturas extremas, reduzindo o consumo

de energia; reduz a dilatação das mantas da cobertura e promove isolamento acústico. Algumas aplicações podem ser observadas na figura 19.



Figura 19: Exemplos de telhados verdes

Fonte: Obvious, 2014.

Seu uso é desaconselhado em coberturas com inclinação acentuada e seu custo é elevado se comparado com as soluções tradicionais. Em edificações existentes, é necessária a verificação estrutural, devido à sobrecarga. É importante o cuidado com a instalação da impermeabilização. Qualquer falha, irregularidade ou condições que possam causar vazamentos ou danos no telhado, devem ser identificadas e reparadas. A membrana de impermeabilização deve ser visualmente inspecionada e sua estanqueidade testada antes do plantio. Qualquer dano à manta acarreta graves prejuízos, causando infiltração na cobertura, de difícil reparo depois do sistema instalado. Uma membrana antirraiz também se faz necessária e um sistema de irrigação, para a época de estiagem, quando o local for de difícil acesso.

Sua manutenção é simples necessitando de irrigação durante plantio da vegetação, inspeção para simples correção e relocação das plantas e a remoção do lixo (dependendo da configuração e uso do espaço).

3. ESCOLHA DA TÉCNICA ADEQUADA

Qualquer área construída terá de ser drenada para remover a água de superfície. Sistemas de drenagem sustentável são projetados usando os mesmos princípios subjacentes de hidrologia e hidráulica como os sistemas de drenagem tradicionais, mas também precisam abraçar as oportunidades mais amplas para o gerenciamento de qualidade da água, melhoria ambiental, aparência estética agradável, aceitação da comunidade e desenho urbano. Sistemas de drenagem convencionais não são projetados com essas considerações mais amplas em mente, continuando a drenar áreas construídas com limitados objetivos e ignorando questões mais amplas, por isso, não são uma opção sustentável em longo prazo. Este capítulo fornece orientação sobre como selecionar a melhor ou um grupo de melhores técnicas compensatórias, relacionando os fatores a considerar na elaboração do projeto. Um projeto bem concebido e gerido de manejo das águas pluviais pode melhorar os ambientes urbanos, acrescentando qualidade aos espaços e lugares. Existem muitas técnicas compensatórias diferentes que podem ser utilizadas no projeto. Nem todas as técnicas serão apropriadas para todos os lugares, por isso, é importante que sua aplicabilidade ou não, seja identificada numa fase precoce de concepção de projeto. Definidos os critérios de projeto, é possível que exista mais de uma solução adequada. Várias opções podem atender aos critérios estabelecidos e a solução ideal dependerá de critérios multidisciplinares. O processo de projeto requer um equilíbrio entre técnica e fatores não técnicos.

Um projeto de drenagem sustentável possui três escalas fundamentais para o controle de enchentes: escala de lote ou na fonte, urbana e de bacia (fig. 20). Medidas de tratamento de águas pluviais, quando distribuídas em todas as escalas de controle, incorporam uma variedade de tratamentos menores que simulam melhor o ciclo natural da água. O conceito de soluções em série promove a divisão da área a ser drenada em sub-bacias com diferentes características do uso da terra, cada uma com a sua própria estratégia de drenagem. Controlar a água na origem reduz a quantidade e a necessidade de transportar a água para fora do terreno, diminuindo o fluxo para o tratamento subsequente. Por isso, o ideal é gerenciar o escoamento de águas pluviais tão perto da fonte, ou origem, quanto possível. Este

trabalho visa sugerir critérios de escolha de ações estruturais não convencionais, com aplicação em escala de lote, priorizando infiltração e armazenagem.

SEQUÊNCIA DE TRATAMENTOS



Figura 20: Distribuição das medidas em todas as escalas de projeto.

Fonte: Graham et al. 2012

As medidas compensatórias de águas pluviais variam em tamanho, forma, posicionamento de inserção e o princípio de funcionamento por ela oferecido. A etapa da escolha da técnica a ser empregada é de suma importância e alta complexidade, devido aos inúmeros e diversos aspectos dos sistemas de drenagem. Por isso, a melhor escolha do sistema a ser utilizado vai depender de uma série de critérios que incluem:

- I. Os objetivos da gestão, o que se pretende com o projeto de drenagem;
- II. Critérios físicos. Existem restrições especiais de design imposta por fatores físicos? Como, função e uso da área, localização, disponibilidade de espaço, relevo, valorização do aspecto estético do empreendimento agregando valor ao mesmo, permeabilidade, nível do lençol d'água, proximidade com as fundações da construção;

- III. Restrições de manutenção; Facilidade de manutenção e reparos necessários são questões críticas a considerar na escolha das estruturas. Algumas exigem uma maior manutenção para funcionar corretamente. No entanto, elas podem também obter metas específicas para alcançar os objetivos de quantidade e qualidade das águas pluviais. Alguns dispositivos, especialmente aqueles com vegetação, podem melhorar naturalmente seu desempenho ao longo do tempo quando a vegetação cresce e amadurece;
- IV. Critérios econômicos como custo de implantação, custo e frequência de manutenção e custo de operação. ;
- V. Critérios hidrológicos como tempo de retorno, tempo de concentração e intensidade de chuva;
- VI. Critérios hidráulicos de dimensionamento;
- VII. Critérios ambientais, para controlar ou mitigar os danos ao meio ambiente. A água que entra em um sistema de infiltração pode levar poluentes, por isso, sempre que possível, as partículas poluentes devem ser impedidas de atingir o solo. Os riscos potenciais de poluição devem ser atenuados com o uso de controle na origem, e uma sequência com o número apropriado de fases de tratamento. Tempo de retenção adequada deve ser fornecido para permitir que os poluentes sejam tratados. Também, pode influenciar positivamente o desenho urbano e paisagístico, através do fornecimento de espaços verdes, vegetação integrando água no ambiente construído, proporcionando oportunidades para a biodiversidade.
- VIII. Critérios sociais, como riscos a saúde pública, aceitação por parte da população, quantidade de pessoas beneficiadas;
- IX. Maximizar dupla utilização da área. Isto pode minimizar o incômodo aos moradores proveniente das obras, além de proporcionar áreas de lazer a população local.

O quadro da figura 21 é uma síntese dos critérios mínimos para a escolha adequada das BMPs (Best Management Practices).

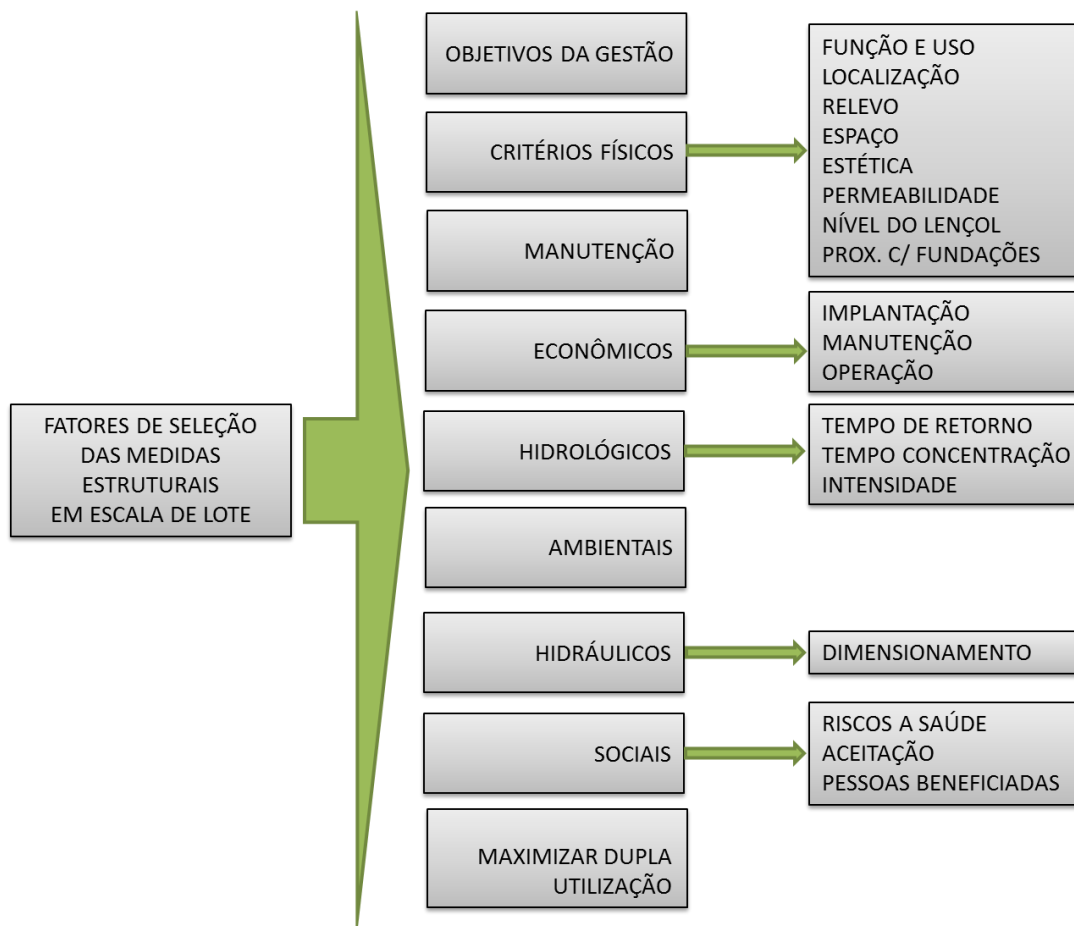


Figura 21: Síntese dos critérios utilizados para a seleção de medidas estruturais em escala de lote

A tabela 01 descreve as técnicas apresentadas neste trabalho e as correlacionam com os critérios de seleção: quantidade e qualidade da água; características do local; operacionalidade; aceitação pela comunidade e fatores ligados ao meio ambiente. Seu uso visa facilitar as escolhas das técnicas adequadas de acordo com as especificidades do local e critérios priorizados no projeto.

Tabela 1: Técnicas x Critérios de escolha

CRITÉRIOS DE ESCOLHA		TECNICAS					
		VALOS DE INFILTRAÇÃO	TRINCHERAS DE INFILTRAÇÃO	JARDINS DE CHUVA	PAVIMENTOS PERMEÁVEIS	TELHADOS VERDES	
QUANTIDADE E QUALIDADE DA ÁGUA	TRATAMENTO DE QUALIDADE DA ÁGUA	REMOÇÃO DE SÓLIDOS SUSPENSOS	A	A	A	A	n/a
		REMOÇÃO DE METAIS PESADOS	M	A	A	A	n/a
		REMOÇÃO DE NUTRIENTES	M	A	A	A	n/a
CAPACIDADE DE TRATAMENTO DE SEDIMENTOS FINOS SUSPENSOS E DISSOLUÇÃO DE POLUENTES	CONTROLE DE VAZÃO	1 - 2 ANOS	A	A	A	A	A
		10 - 30 ANOS	A	A	M	A	A
		100 ANOS	A	B	B	B	B
		REDUÇÃO DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL	M	A	B	A	A
		IMPERMEÁVEL	S	N	S	S	S
CARACTERÍSTICAS DO LOCAL	SOLO	PERMEÁVEL	S	S	S	S	S
		0 - 10.000 m ²	S	S	S	S	S
	ÁREA DE DRENAGEM	> 10.000 m ²	N	N	N	S	N
		0 - 1 m	N	N	N	N	S
	PROF. DO LENÇOL FREÁTICO	> 1 m	S	S	S	S	S
		0 - 5 %	S	S	S	S	S
	DECLIVIDADE DO SOLO	> 5 %	N	S	N	N	S
		MENOR	N	S	N	S	S
	ESPAÇO DISPONÍVEL	MAIOR	S	S	S	S	S
		MANUTENÇÃO	B	B	A	M	A
COMUNIDADE E MEIO-AMBIENTE OPERACIONALIDADE	ACEITAÇÃO DA COMUNIDADE	M*	M	A	M	A	
	CUSTO	B	B	M	M	A	
POTENCIAL CRIAÇÃO DE ECOSISTEMA	POTENCIAL CRIAÇÃO DE ECOSISTEMA	M	B	A	B	A	

A = ALTO

M = MÉDIO

B = BAIXO

S = SIM

N = NÃO

n/a = não aplicável

Para uma determinada área, podem existir vários arranjos formados pelas técnicas compensatórias, configurando uma sequência de tratamentos. Dependerá da equipe de projeto e do gestor a seleção do sistema a ser utilizado pela importância dada por eles a cada um destes critérios. Por isso, Baptista, Nascimento e Barraud (2011, p.48) afirmam que a dificuldade na concepção das propostas está ligada aos seguintes aspectos:

[...] **A escolha das técnicas adequadas**, passíveis de serem utilizadas em um determinado projeto e a **avaliação das diferentes alternativas de sistemas viáveis incorporando diversas técnicas**, possibilitando a identificação clara dos benefícios e inconvenientes associados às diferentes alternativas estudadas.

Quando um único sistema não cumprir os requisitos necessários do critério de escolha, é possível que possa ser utilizado associado a outro tipo de sistema que possa complementá-lo.

4. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE MEDIDAS COMPENSATÓRIAS DE INFILTRAÇÃO

Os métodos empregados para o dimensionamento das estruturas de infiltração diferem por sua complexidade. As fórmulas obtidas nos manuais de drenagem e o Método das Chuvas são ditos simplificados porque na sua formulação consideram algumas hipóteses que facilitam o cálculo. O Critério de Conservação ou Balanço de massa por ser mais conceitual, busca representar o comportamento real da estrutura, envolvendo um número maior de variáveis. Neste estudo serão dimensionados:

- ✓ Os jardins de chuva ou áreas de biorretenção pelas fórmulas de manuais e pelo critério de Balanço de Massa;
- ✓ As trincheiras de infiltração, o valo de infiltração pelo método das chuvas e pelo Balanço de Massa;
- ✓ Para efeito de projeto o piso permeável será considerado impermeável, mas será apresentado como dimensiona-lo pelo Método das Chuvas e pelo Balanço de Massa.

4.1.1. DIMENSIONAMENTO DE ÁREA DE BIORRETENÇÃO

Para o dimensionamento das áreas de bioretenção, também chamadas de jardins de chuva utilizaram-se equações dos manuais de drenagem CIRIA, 2007 e Maryland, 2000. Alternativamente, foi utilizada a equação da continuidade, fazendo referência ao conceito clássico que relaciona a variação do volume no dispositivo com a vazão de entrada e de saída, durante um intervalo de tempo, utilizando o princípio de conservação de massa.

✓ MANUAIS

Recomenda-se que em condições normais, o período de tempo que a água permanece sobre a superfície deve ser limitado e o sistema de bioretenção esvazie no prazo de 24 a 48 horas. Isso fornece tempo de contato suficiente para remover os poluentes, mas garante que o sistema esteja pronto para receber eventos

subsequentes. O volume de água a ser tratado para remoção de poluentes antes da infiltração, pode ser estabelecido pela equação 4 (CIRIA, 2007).

$$V_t = f \times A_{EFET} \times h_i \quad \text{Eq.4}$$

Onde:

V_t - volume de água a ser tratado (m^3)

f - fator de segurança para uso no projeto hidráulico de sistemas de infiltração (tabela 12)

A_{EFET} – área de drenagem efetiva

h_i – altura de chuva, entre 10 e 20 mm

Tabela 12. Fator de segurança para uso no projeto hidráulico de sistemas de infiltração.

TAMANHO DA ÁREA A SER DRENADA	CONSEQUÊNCIAS DE FALHA		
	NENHUM DANO	PEQUENO DANO	GRANDE DANO
< QUE 100 m ²	1,5	2	10
100 – 1000 m ²	1,5	3	10
>1000 m ²	1,5	5	10

Fonte: Modificado CIRIA, 2007.

A área de superfície necessária para o jardim de chuva pode ser calculado usando a equação 5 (CIRIA, 2007; Maryland, 2000).

$$A_f = \frac{V_t \times L}{k(h + L) t} \quad \text{Eq.5}$$

Onde:

A_f = área da projeção do leito filtrante (m^2)

V_t = volume de água a ser tratado (m^3)

L = profundidade leito filtrante (m)

k = coeficiente de permeabilidade do solo (m/s)

h = altura média de água acima de leito filtrante (metade da altura máxima - m)

t = tempo necessário para o volume de água infiltrar (s)

A área encontrada utilizando-se a equação 5 pode ser ajustada em função do espaço disponível variando a profundidade do leito filtrante (L) e o tempo (t).

✓ CONSERVAÇÃO DE MASSA

Pelo princípio de conservação de massa, onde a variação do volume de água dentro do reservatório em um dado intervalo de tempo é igual a vazão que entra subtraída da vazão que sai neste mesmo intervalo, obtemos a equação 6:

$$\frac{dV}{dt} = Q_e - Q_s \quad \text{Eq.6}$$

Onde:

dV/dt – variação de volume em função do tempo

Q_e – vazão de entrada

Q_s – vazão de saída

A partir desta concepção de cálculo, o foco recai no controle da quantidade da água. A figura 37 representa o jardim de chuva e sua respectiva área de contribuição, a área de armazenagem é formada por um reservatório superior sem material de enchimento e um inferior com solo de plantio com porosidade de 0,2 (arenoso). Logo, substituindo valores na equação 6 têm-se:

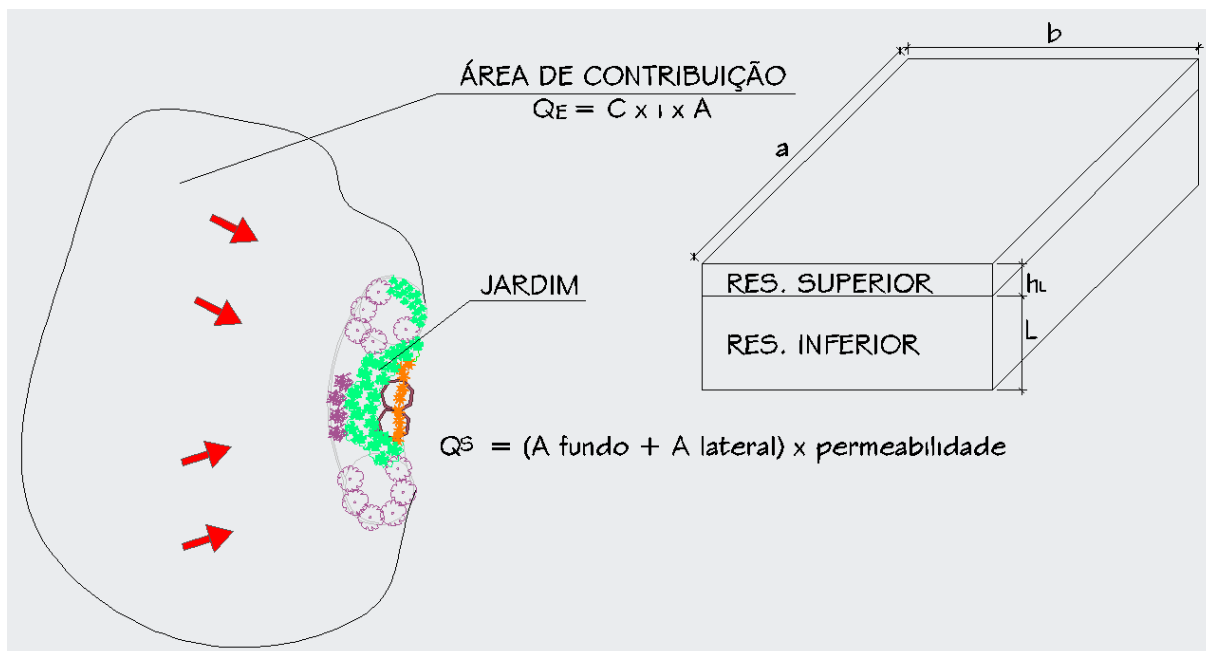


Figura 37: Representação do jardim de chuva com a área de contribuição e armazenagem.

$$A_F \times 0,2 \times \frac{dh}{dt} = Q_e - Q_s \quad \text{Eq.7}$$

ou:

$$\frac{dh}{dt} = \frac{Q_e - Q_s}{0,2A_F} \quad \text{Eq.8}$$

ou ainda:

$$\frac{h^{t+1} - h^t}{\Delta t} = \frac{Q_e - Q_s}{0,2A_F} \quad \text{Eq.9}$$

Para uma altura no tempo t+1:

$$h^{t+1} = h^t + \Delta t \times \frac{Q_e - Q_s}{0,2A_F} \quad \text{Eq.10}$$

Onde:

$Q_e = C \times i \times A$ – Método Racional

$Q_s = [A_F(\text{área do fundo}) + A_L(\text{área lateral})] \times k_{sat}(\text{permeabilidade})$

$A_L = a \times (L + h_L) \times 2 + b \times (L + h_L) \times 2$

a – área do lado menor

b – área do lado maior

h_L = altura da lâmina d'água

L = profundidade do leito filtrante

Por este critério, estimam-se valores iniciais para as dimensões do jardim que vão se ajustando até que a área da estrutura seja suficiente para o pretendido. Um valor inicial estimado que possa ser utilizado como ponto de partida, é uma relação de 5% da área de drenagem multiplicada pelo coeficiente de escoamento, quando as áreas de biorretenção incluem uma camada de areia, ou 7% para aqueles sem (CIRIA, 2007). A partir destes dados, uma planilha é elaborada com as seguintes variáveis:

T (min)	t (h)	I (mm/h)	Pt (mm)	P incremental (mm)	i por dt (mm/h)	Qe (m ³ /s)	Qs (m ³ /s)	ht (m)	ht+1 (m)
------------	----------	-------------	------------	-----------------------	--------------------	---------------------------	---------------------------	-----------	-------------

Onde:

T ou t – tempo, aparece em minutos retirado da tabela 11 e em horas.

I – intensidade pluviométrica, valor já calculado na tabela 11.

Pt = i x t – altura em milímetros da precipitação.

P incremental – variação da chuva neste instante, ou seja, diferença entre Pt atual e Pt anterior.

I por dt – taxa de variação de P incremental dividido pelo intervalo de tempo.

Qe = C x i por dt x A (Método Racional)

Qs = (área lateral + área do fundo) x permeabilidade

ht – altura da lâmina d'água no instante t, que é igual a altura da lâmina d'água no instante t+1 anterior.

ht (m)	ht+1 (m)
	0
0	Resultado A
Resultado A	Resultado B

$h^{t+1} = h^t + \Delta t \times \frac{Qe - Qs}{0,2A_F}$, altura da lâmina d'água no instante t+1, calculado pela aplicação da equação 10.

4.1.2. DIMENSIONAMENTO DAS TRINCHEIRAS DE INFILTRAÇÃO

Para o dimensionamento das trincheiras de infiltração, também foram utilizados dois critérios, um considerado simplificado, denominado método das chuvas e outro baseado no balanço de massa ou princípio de conservação de

massa, onde a variação do volume de água dentro do reservatório, em um dado intervalo de tempo, é igual a vazão de entrada menos a vazão de saída, neste mesmo intervalo de tempo, exatamente igual ao utilizado no dimensionamento dos jardins de chuva, particularizado para as trincheiras. A equação da Continuidade é sempre uma alternativa de cálculo, por representar um princípio geral.

✓ MÉTODO DAS CHUVAS

O método das chuvas é construído a partir das curvas IDF – intensidade, duração e frequência, determinada no item 7.2. para um período de recorrência de 10 anos, que são obtidas da análise estatística de séries longas dos dados registrado em um pluviógrafo. A partir dela, transforma-se intensidade $i(D,T)$ em alturas $P(D,T)$, onde as alturas são representadas pelo produto da duração do evento pela intensidade, obtendo-se as curvas PDF – precipitação, duração e frequência. A curva PDF, revela para as diferentes durações as alturas precipitadas. Este método pressupõe que a vazão de saída é constante e sua aplicação limita-se a pequenas áreas de drenagem.

Segundo a Lei de Darcy, a vazão no solo é expressa pela equação 11 em regime de escoamento laminar, como deve ser considerado o escoamento na maioria dos solos naturais, sem considerar a influencia do lençol freático.

$$Q = k \cdot R_h \cdot A \quad \text{Eq.11}$$

Onde:

K = coeficiente de permeabilidade

$R_h = \left(\frac{h_2 - h_1}{L}\right)$ = gradiente hidráulico

A = área da amostra de solo

No caso de estruturas de infiltração, a determinação da vazão de saída é função da capacidade de infiltração do solo. Hipóteses como, capacidade de absorção do solo igual a condutividade hidráulica e gradiente hidráulico igual a 1, permitem a determinação da vazão de saída por intermédio da equação 12.

Gradiente hidráulico é a razão entre as variações de carga hidráulica ($h_2 - h_1$) e comprimento percorrido (L), na direção do fluxo. O gradiente hidráulico igual a 1, é possível admitindo-se que a diferença de cargas de entrada e saída ($h_2 - h_1$) seja igual ao comprimento (L).

$$Q_s = \alpha q_{as} S \quad \text{Eq.12}$$

Onde:

Q_s - vazão de saída

α - coeficiente de segurança

q_{as} - capacidade de absorção por unidade de superfície de infiltração

S – superfície de infiltração

Quando a estrutura possuir outro tipo de descarga que não a infiltração, esta deverá ser considerada na vazão de saída. A tabela 13 mostra as estruturas de descarga simples mais utilizadas (Baptista et al, 2011).

Considerando a vazão de saída Q_s constante como pressupõe o método das chuvas, ela pode ser expressa sob forma de vazão específica (PROSAB, 2009)

$$q_s = \frac{Q_s}{Aa} \quad \text{Eq.13}$$

Onde:

q_s – vazão específica

Q_s – vazão de saída

Aa – área de drenagem efetiva = coeficiente de escoamento x área total da bacia drenada

A partir destes dados, é possível elaborar uma tabela que mostra em suas colunas as seguintes variáveis: altura precipitada; volume específico de saída¹³; altura específica DH, resultante da diferença entre a precipitação e o volume específico de saída.

¹³ Produto da vazão específica pela duração do evento chuvoso.

O mesmo resultado pode ser obtido através de resolução gráfica traçando-se no mesmo gráfico, a altura precipitada (curva PDF) e a curva que representa o comportamento da saída das águas da estrutura, ambas em função do tempo. A altura específica máxima, $DH_{m\acute{a}x}$, será o ponto onde a diferença entre os dois traçados for maior.

O volume de água máximo a armazenar pode ser calculado pelo produto da altura específica máxima encontrada ($DH_{m\acute{a}x}$) pela área de drenagem efetiva (A_a), como mostra a equação 14:

$$V_{max} = DH_{max}(q_{s,t}) \times A_a \quad \text{Eq.14}$$

O resultado da equação 11 deve ser comparado com a capacidade de armazenamento da trincheira, o qual deve considerar a redução de volume exigida pelo material utilizado para o preenchimento da sua estrutura, originando a equação 15.

$$S_{M\acute{A}X} = n \times l \times p \times L \quad \text{Eq.15}$$

Onde:

n = porosidade do material de enchimento

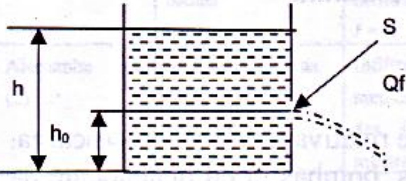
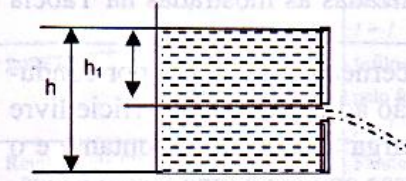
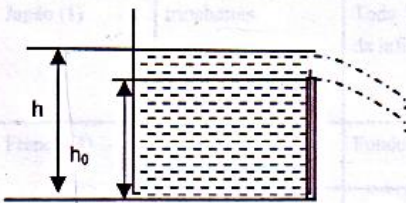
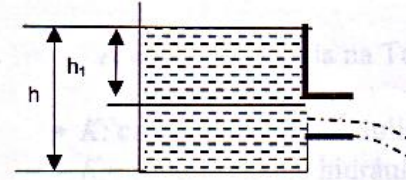
l = largura

p = profundidade

L = comprimento

Quando o volume máximo de água encontrado é menor que a capacidade de armazenamento da trincheira ($S_{1,max} > V_{1,max}$), significa que ela é capaz de armazenar a água sem transbordar, para os parâmetros utilizados no projeto.

Tabela 13. Vazões de saída de acordo com a descarga empregada.

Configuração da estrutura de descarga	Leis de descarga
<p>Escoamento por um pequeno orifício (parede fina)</p> 	$Q = m.S.\sqrt{2g(h - h_0)}$ <p>m: coeficiente de contração, usualmente tomado igual a 0,60 S: Seção do orifício h: altura de água h₀: altura de posicionamento do orifício (em relação ao eixo do orifício) g: aceleração da gravidade</p>
<p>Escoamento por um grande orifício lateral</p> 	$Q = m.S.\sqrt{2g(h^{3/2} - h_1^{3/2})}$ <p>m: coeficiente de contração S: Seção do orifício h: altura de água h₁: altura da parte superior do orifício g: aceleração da gravidade</p>
<p>Escoamento por um vertedor retangular</p> 	$Q = \frac{2}{3} m.L.(h - h_0).\sqrt{2g(h - h_0)}$ <p>m: coeficiente de contração h: altura de água h₀: altura da soleira do orifício L: largura do vertedor g: aceleração da gravidade</p>
<p>Escoamento por um conduto</p> 	$Q = m.S.\sqrt{2.g.h_1}$ <p>m: coeficiente de escoamento resultante da diminuição da velocidade, variando de 0,60 a 0,95 em função da relação entre o comprimento e o diâmetro S: Seção do orifício h: altura de água h₁: altura de água acima do eixo do conduto g: aceleração da gravidade</p>

Fonte: Baptista et al, 2011.

É aconselhável que o tempo de esvaziamento não ultrapasse 24 horas. Para tanto, faz-se uma verificação através da equação 16, na qual o tempo que a estrutura gasta para esvaziar é o quociente entre a altura de água máxima na trincheira pela vazão específica. Quando o resultado gerado for menor ou igual a 24 horas, atende as condições de projeto.

$$T_{ESV} = \frac{V_{max}}{Q_s} = \frac{DH_{max} \times A_a}{q_s \times A_a} = \frac{DH_{max}}{q_s} \quad \text{Eq.16}$$

Sempre que, $S_{max} < V_{max}$ e/ou o tempo de esvaziamento ultrapassar 24 horas, a trincheira deverá ser redimensionada a fim de que atenda as condições do projeto.

✓ CONSERVAÇÃO DE MASSA

Para o dimensionamento da trincheira, por meio do critério de conservação de massa, utiliza-se a equação 6, a mesma empregada para a determinação das dimensões do jardim de chuva, porém com o valor da porosidade do material de enchimento igual a 0,3, que mudou de solo arenoso para brita. A figura 38 é uma representação da trincheira em que figura a elevação de água dentro dela ao longo do tempo.

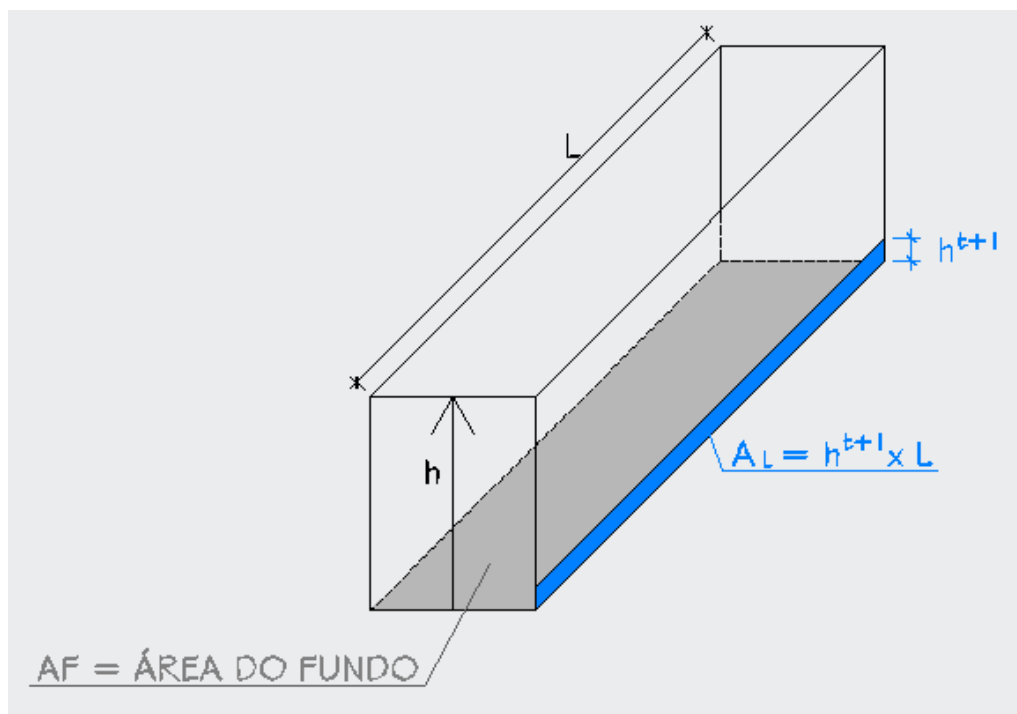


Figura 38: Detalhe da trincheira de infiltração.

Substituindo os valores na equação 6.

$$0.3 \times A_F \times \frac{dh}{dt} = Q_e - Q_s$$

Eq.17

ou:

$$\frac{dh}{dt} = \frac{Qe - Qs}{0,3 \times A_F} \quad \text{Eq.18}$$

ou ainda:

$$\frac{h^{t+1} - h^t}{\Delta t} = \frac{Qe - Qs}{0,3 \times A_F} \quad \text{Eq.19}$$

Para uma altura no tempo t+1:

$$h^{t+1} = h^t + \Delta t \times \frac{Qe - Qs}{0,3 \times A_F} \quad \text{Eq.20}$$

Sendo:

$Qe = C \times i \times A$ – Método Racional

$Qs = A_L$ (área lateral) $\times K_{sat}$ (permeabilidade)

$A_L = h \times L$ (comprimento da trincheira) $\times 2$ (lados)

Neste método, as vazões de entrada e saída variam de forma distinta do método das chuvas, que, simplificando, considera as vazões constantes. Por isso os modelos conceituais são mais complexos, por se assemelharem ao fenômeno, tal qual ele ocorre na natureza. A partir destes dados, monta-se uma planilha com as seguintes variáveis:

T (min)	t (h)	i (mm/h)	Pt (mm)	P incremental (mm)	i por dt (mm/h)	Qe (m ³ /s)	Qs (m ³ /s)	Ht (m)	ht+1 (m)
------------	----------	-------------	------------	-----------------------	--------------------	---------------------------	---------------------------	-----------	-------------

Onde:

T ou t – tempo, aparece em minutos retirado da tabela 11 e em horas.

I – intensidade pluviométrica, valor já calculado na tabela 11.

Pt = i \times t – altura em milímetros da precipitação.

P incremental – variação da chuva neste instante, ou seja, diferença entre Pt atual e Pt anterior.

I por dt – taxa de variação de P incremental dividido pelo intervalo de tempo.

Qe = C \times i por dt \times A (Método Racional)

Qs = área lateral \times permeabilidade

ht – altura da lâmina d'água no instante t, que é igual a altura da lâmina d'água no instante t+1 anterior.

ht (m)	ht+1 (m)
	0
0	Resultado A
Resultado A	Resultado B

$h^{t+1} = h^t + \Delta t \times \frac{Q_e - Q_s}{0,2A_F}$, altura da lâmina d'água no instante t+1, calculado pela aplicação da equação 20.

4.1.3. DIMENSIONAMENTO DE VALOS DE INFILTRAÇÃO

Para o dimensionamento dos valos de infiltração, assim como nas trincheiras foi utilizado o método das chuvas e o princípio de conservação de massa, particularizado para os valos de infiltração. Embora os valos de infiltração possuam pequena profundidade, é recomendada a proporção de 3:1 aproximadamente para a inclinação de suas paredes, independente do tipo de solo. Esta medida visa manter a estabilidade da estrutura. Neste estudo será adotado um ângulo de 18° das paredes do valo com o terreno.

✓ MÉTODO DAS CHUVAS

Assim como foi feito para as trincheiras, no dimensionamento dos valos de infiltração pelo método das chuvas, determina-se a vazão de saída por meio da equação 12 e a vazão específica pela equação 13. A área de infiltração considerada neste caso é a do fundo do valo mais as paredes. Neste caso, não foi empregado nenhum coeficiente de segurança, porque como os valos não possuem material de enchimento e são revestidos de grama, facilitam as ações corretivas empregadas, para corrigir os efeitos da colmatação. O volume de água máximo a armazenar pode ser calculado pela equação 14, e também é comparado ao volume real armazenado, que para os valos corresponde a equação 21. Para o tempo de esvaziamento utiliza-se a equação 16.

$$S_{MÁX} = (B + b) / 2 \times p \times L$$

Eq.21

Onde:

B = base maior

b = base menor

p = profundidade

L = comprimento

✓ CONSERVAÇÃO DE MASSA

Novamente, utiliza-se a equação 6 para o dimensionamento do valo de infiltração pelo critério de conservação de massa, só que a estrutura não contém material de enchimento. A figura 39 exemplifica o valo e seu funcionamento. Cabe salientar que a base maior do trapézio que representa o armazenamento por metro varia com a altura da lâmina d'água em seu interior.

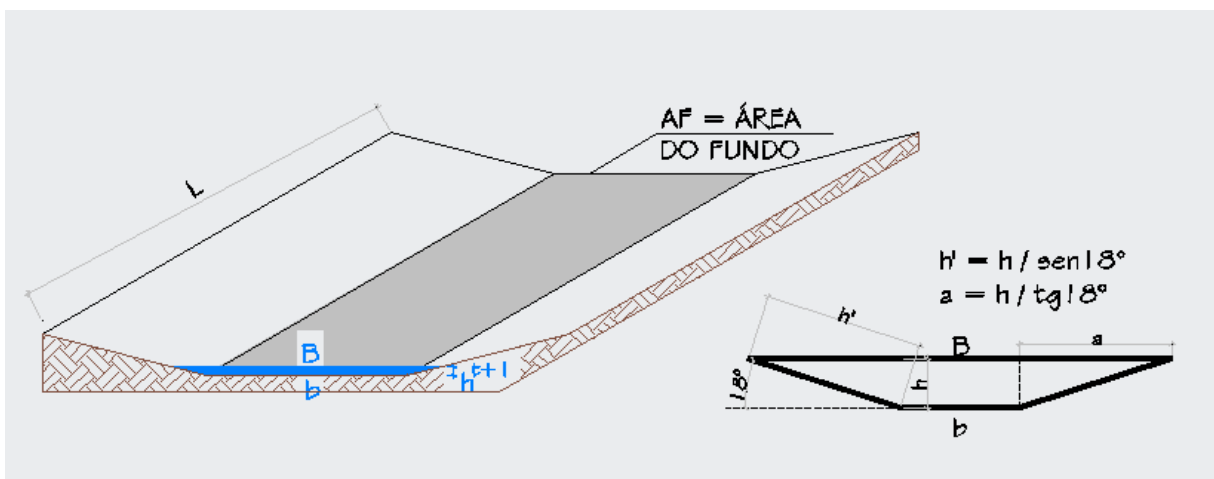


Figura 39: Detalhe do valo de infiltração.

Substituindo os valores na equação 6.

$$A_{\text{seção transversal}} \times L / \Delta t = Q_e - Q_s \quad \text{Eq.22}$$

OU:

$$\frac{B+b}{2} \times dh = \Delta t \times \frac{Q_e - Q_s}{L} \quad \text{Eq.23}$$

ou ainda:

$$dh = \frac{\Delta t(Q_e - Q_s)}{B+b/2 \times L} \quad \text{Eq.24}$$

Para uma altura no tempo $t+1$:

$$h^{t+1} = h^t + \Delta t \times \frac{Q_e - Q_s}{B + b/2 \times L} \quad \text{Eq.25}$$

Sendo:

$Q_e = C \times i \times A$ - Método Racional

$Q_s = (A_F + A_L) \times K_{sat}$

$A_L = 2 \times L \times h / \text{sen } 18^\circ$

$B = b + 2 \times h^t / \text{tg } 18^\circ$

4.1.4. DIMENSIONAMENTO DE PISOS PERMEÁVEIS

Os pisos permeáveis podem ser assentados sobre um colchão de brita que cumpre a função de reservatório para armazenar a água que cai sobre sua superfície liberando-a para o solo através de infiltração. Este tipo de estrutura pode ainda combinar na vazão de saída, infiltração e descarga. Para o seu dimensionamento será apresentado dois métodos: Método das Chuvas e Conservação de Massa.

✓ MÉTODO DAS CHUVAS

Assim como foi feito para as trincheiras, no dimensionamento dos pisos permeáveis pelo método das chuvas, determina-se a vazão de saída por meio da equação 12 e a vazão específica pela equação 13, onde a área de drenagem efetiva é igual a 1 menos o coeficiente de escoamento superficial multiplicado pela área total da bacia drenada. A área de infiltração considerada neste caso é a do fundo mais as paredes. O volume de água máximo a armazenar pode ser calculado pela equação 14, e também é comparado ao volume real armazenado. Para o tempo de esvaziamento utiliza-se a equação 16.

✓ CONSERVAÇÃO DE MASSA

Pelo critério de conservação de massa considera-se a mesma equação da continuidade (eq. 6) utilizada para as outras estruturas. Então o resultado para uma altura de tempo $t+1$ (h^{t+1}) é o mesmo encontrado na solução para as trincheiras de infiltração, o que muda é como se calcula a vazão de entrada, que não é mais consequência do escoamento superficial e sim da água que infiltra no piso. Logo na equação 20 teremos:

$$h^{t+1} = h^t + \Delta t \times \frac{Q_e - Q_s}{0,3 \times A_F} \quad \text{Eq.20}$$

Onde:

$Q_e = (1 - C) \times i \times A$ - Método Racional

Q_s (infiltração) = $(A_F + A_L) \times K_{sat}$

$A_L = h \times L$ (comprimento do piso) $\times 2$ (lados)

5. ESTUDO DE CASO

A área piloto escolhida como estudo de caso, considerando o contexto de drenagem sustentável, com a aplicação de técnicas compensatórias, foi o Horto Universitário da UFRJ, que está localizada dentro da Cidade Universitária, na Ilha do Fundão (fig. 22). A demanda por um projeto de pavimentação interna e o respectivo sistema de drenagem, induziu à escolha do local, para a aplicação de medidas compensatórias, para evitar a transferência dos efeitos da consequente impermeabilização para o sistema de drenagem.



Figura 22: Localização do Horto na Cidade Universitária

Fonte: Google Earth, 2014.

5.1. DO SURGIMENTO A CIDADE UNIVERSITÁRIA DE HOJE

A construção da Cidade Universitária remonta no início da década de 50, após o aterramento de oito ilhas (fig. 21) que formavam um arquipélago, entre elas estão: a Ilha do Fundão, das Cabras, Baiacu, Catalão, Pindaí do França, Pindaí do

Ferreira, Sapucaia e Bom Jesus. A grande área, em torno de cinco milhões de quilômetros quadrados e de baixa densidade influenciaram na escolha do local. Parte da ilha, mais precisamente onde hoje é a Vila Residencial, abrigou alguns desses moradores desalojados com a unificação dessas ilhas e, posteriormente, os funcionários que trabalharam nas construções da Universidade e da ponte Rio – Niterói. As redes de água potável, esgotos sanitários e drenagem foram implantadas na mesma época.

A figura 23 mostra uma sobreposição de mapas das ilhas originais e do contorno atual da ilha, sugerindo a área que foi aterrada para a formação da configuração consolidada da Cidade Universitária. No que hoje conhecemos como ilha do Fundão, os aterros são constituídos por areias dragadas da Baía de Guanabara e solos de alteração de Gnaisses e migmatitos provenientes do desmonte da Colina do Fundão (Embrapa, 2000 apud UFRJ, 1952).

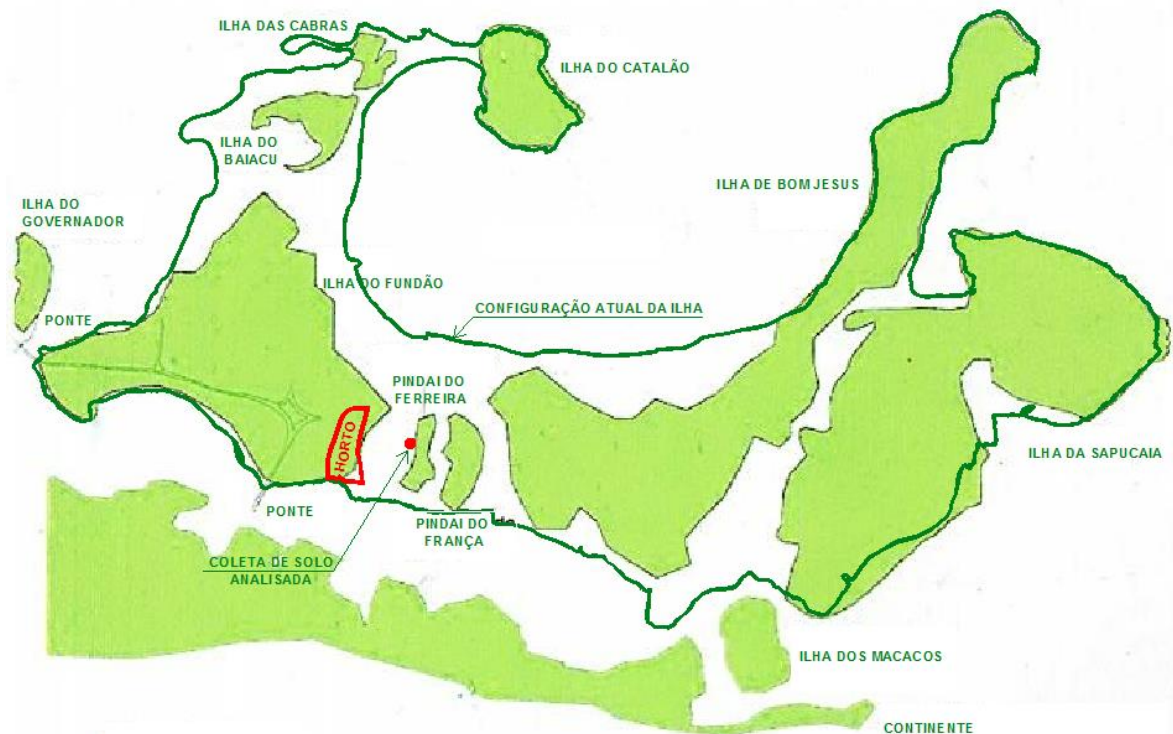


Figura 23: Formação original e após aterro da Cidade Universitária

Fonte: Adaptado da Embrapa, 2000.

A presença de aterros poderia afastar a viabilidade de um projeto de drenagem sustentável com medidas de infiltração. Como descrito anteriormente,

solos que possuem aterros em sua composição tenderiam a tornar estes sistemas inefetivos. Porém, na sobreposição de mapas, das ilhas originais e da configuração atual, inferiu-se que a área de estudo está localizada em solo de uma das ilhas originais, a do Fundão. Além disso, o solo encontrado em escavação recente no local é de aspecto visual predominantemente arenoso. Porém, em estudo feito pela Embrapa (Embrapa, 2000) o ponto analisado mais próximo do local, (indicado na fig. 23) que pelo mapa se encontra em área de aterro, teve esta confirmação pelo resultado que indica se tratar de aterro com calhaus, a partir de 60 cm de profundidade.

A princípio, condutividades hidráulicas compreendidas entre 10^{-3} e 10^{-6} m/s atendem às especificações das estruturas de infiltração, sendo indispensáveis ensaios no local do empreendimento para verificação (Baptista et al, 2011). Se os ensaios de permeabilidade já se fazem necessários normalmente, as dúvidas encontradas reiteram a necessidade de uma investigação acerca da permeabilidade do terreno do Horto Universitário.

A implantação da Universidade se deu durante o período da ditadura militar. Percebe-se que a filosofia do projeto não foi o de integrar, mas sim o de dispersar, ao longo do campus, os Centros Acadêmicos. Essa orientação gerou redes de serviços extensas, contemplando os 5.238.337,82m² da ilha, dificultando e encarecendo a manutenção. As construções são em inúmeras vezes executadas, equivocadamente, sobre as redes urbanas. Neste cenário, se eleva sobremaneira o custo para desvio dessas redes, sem considerá-lo no valor final da obra, justificando eventual omissão de intervenção na rede e inviabilizando a melhor solução técnica de infraestrutura. Quem perde é toda a comunidade acadêmica que, com a falta de acessibilidade a essa infraestrutura de uso comum, perde a oportunidade de utilizá-la de forma adequada.

Em 2009 foi aprovado pelo Conselho Universitário um Plano Diretor com a estratégia de reconceituar e projetar a instituição para cumprir sua missão social e promover simultaneamente dois processos de integração: a intrauniversitária e a universidade-cidade.

5.2. PLANO DIRETOR UFRJ 2020

Em um breve relato do Plano Diretor, da UFRJ, que projeta um horizonte até 2020, destaca-se a filosofia de que a universidade integrada se integra também à cidade e, conseqüentemente, a administração dos espaços e edificações também deve ser integrada. Este modelo muda radicalmente o método que vigora atualmente, que estimula o transporte individual, a separação física das unidades e de seus usos e a baixa densidade. O Plano reconhece que o adequado funcionamento da atividade-fim depende da qualidade e eficácia dos vários serviços e sistemas que compõem a estrutura geral da UFRJ.

Especificamente, na área de drenagem, o plano identifica problemas físicos como assoreamento, caixas bloqueadas e alagamentos. Descreve ações como: diagnóstico e levantamento físico das redes, inclusive com técnicas como sondas com imagens, restituição de trechos danificados, redimensionamento de trechos modificados pelo novo traçado. Neste tópico, ele ainda revela a necessidade urgente do redimensionamento de todas as redes de infraestrutura e privilegia as soluções tecnicamente inovadoras desenvolvidas no âmbito acadêmico. Os mapas da figura 24 mostram a situação atual e após a intervenção proposta no Plano Diretor. As áreas que aparecem em verde são as futuras construções, o que evidencia a grande área a ser impermeabilizada.

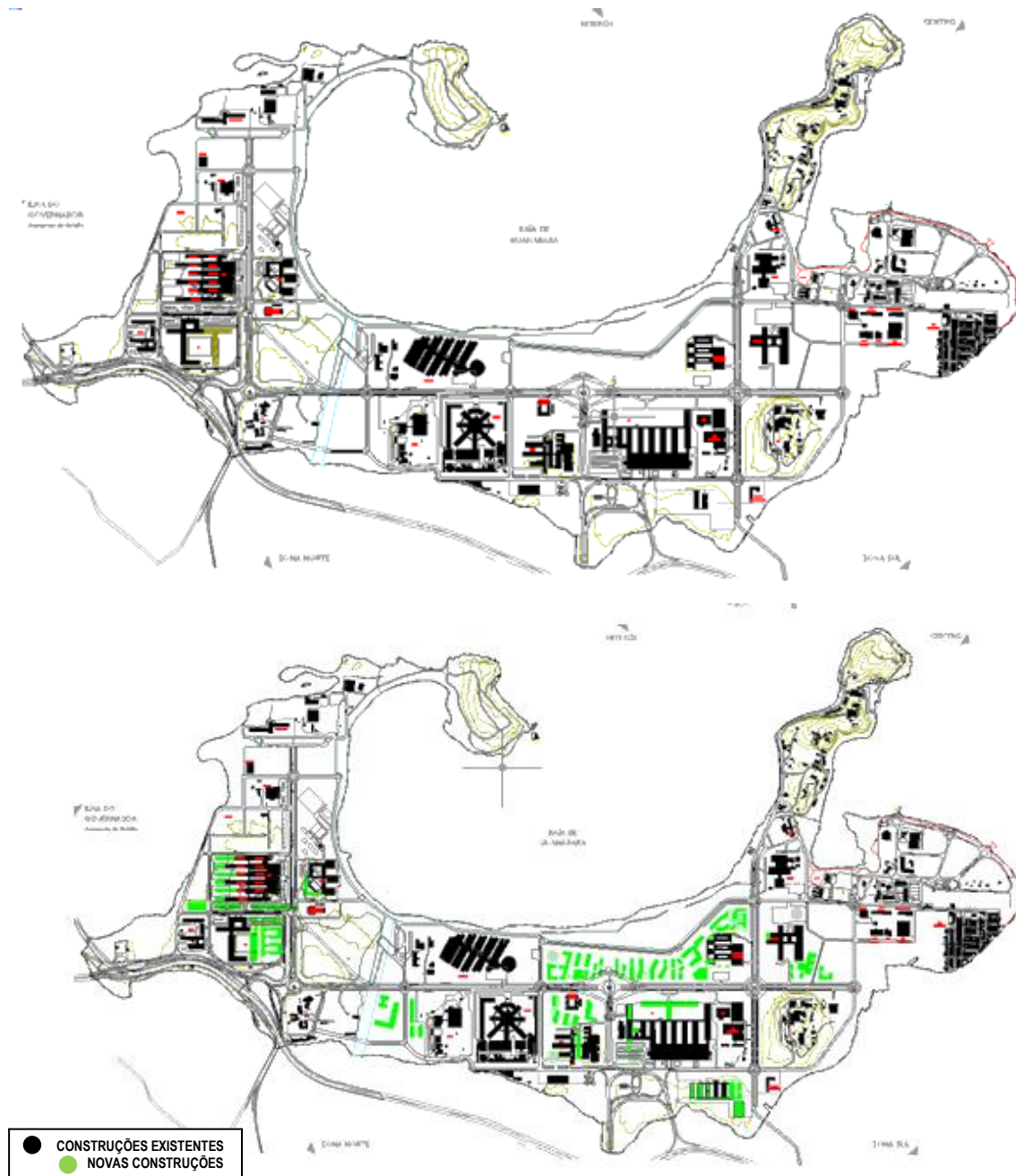


Figura 24: Mapas, atual e após a intervenção do Plano Diretor 2020.

5.3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE INTERVENÇÃO E ESTUDO

No Horto Universitário, são produzidos os insumos necessários para a manutenção das áreas verdes da Cidade Universitária, dos campi da UFRJ e dos Polos de Xerém e Macaé. A área escolhida reúne características ideais para a aplicação de técnicas compensatórias, porque possui baixa ocupação do solo, isto é, sem limitação de espaço, além de acolher com propriedade o apelo de sustentabilidade do local. Com área de 26.500m², faz divisa com o canal do Cunha

pelo lado direito de quem olha de frente para o terreno, onde apresenta uma declividade mais acentuada. As curvas de nível ao longo da área variam de 3,00m até 1,20m e a vegetação se distribui regularmente por toda a área. Alguns pontos de alagamento são registrados em precipitações mais intensas. A figura 25 mostra as áreas comumente alagadas, demarcadas na cor azul, e a figura 26, mostra fotos do local após deflúvio. As fotos da figura 26 se referem aos pontos 1 a 4 marcados na figura 25.

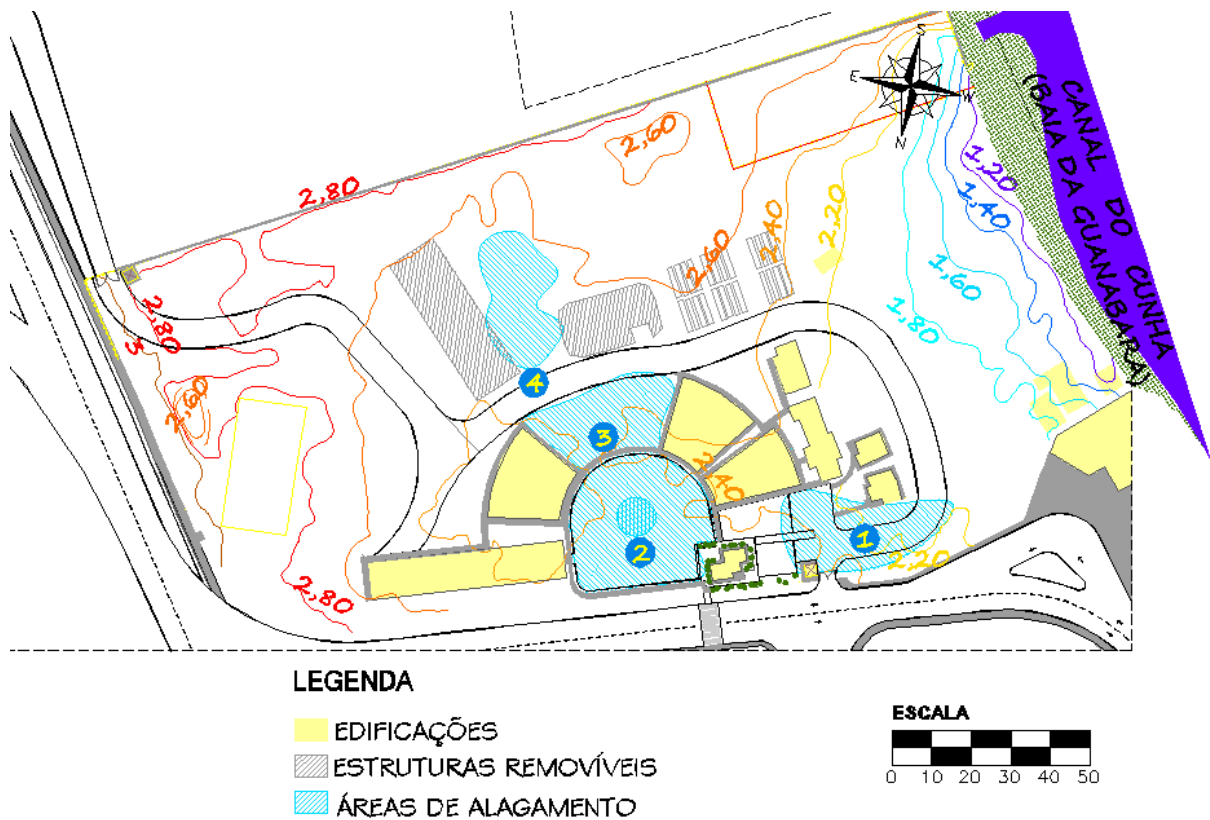


Figura 25: Desenho da área piloto com curvas de nível e áreas de alagamento



Ponto de Alagamento - 1



Ponto de Alagamento - 2



Ponto de Alagamento - 3



Pontos de Alagamento - 4

Figura 26: Fotos das áreas alagadas

A profundidade do lençol freático é de aproximadamente 2,80 m. As intervenções antrópicas se concentram na camada de solo mais superficial com pequenos aterros para regularização de nível (menores que 1 metro).

5.4. DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Para a verificação da condutividade hidráulica do lote, o equipamento utilizado foi o permeâmetro de Guelph Modelo 2800K1, sua escolha se deve a característica de executar medições em profundidades que variam entre 15 a 75 cm, permitindo a definição dos valores de condutividade hidráulica ao logo do furo. Este aparelho é utilizado para medições de campo, na região do solo não atingida pelo lençol freático e trabalhando com uma carga constante. O permeâmetro de Guelph (fig. 27) é dividido em quatro seções básicas: tripé; tubo de suporte e tubo de ar inferiores; reservatório na parte central e tubo superior de entrada de ar.

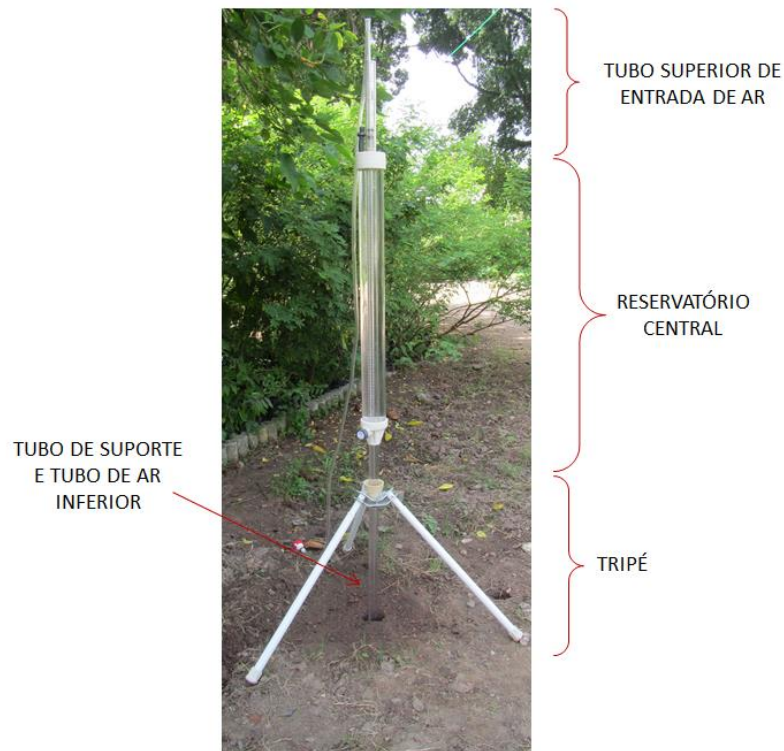


Figura 27: Permeâmetro de Guelph

O ensaio consiste na perfuração do solo com trado manual (fig. 28a) na profundidade desejada, em seguida troca-se a ponteira do trado para uma cilíndrica a fim de regularizar o fundo, por último faz-se a aplicação de escova no furo para retirada de solo compactado devido à rotação do trado. O aparelho após montado é posicionado sobre o furo e o corpo de acrílico é preenchido com água.

O ensaio é iniciado quando é aplicada uma carga de pressão constante por intermédio do tubo superior de entrada de ar, (fig. 28b) quando este é posicionado em posição diferente de zero. Com a liberação da água, uma pequena área no fundo do poço fica saturada formando um bulbo (fig. 29) que atingirá uma forma estável depois de determinado tempo. Em intervalos de tempo constantes são feitas leituras que podem ser no reservatório combinado, para solos mais permeáveis, ou no reservatório interior, para solos de permeabilidade mais baixa. O ensaio termina quando a diferença entre as medições, no mínimo de três, atingirem um valor constante.



a



b

Figura 28: Perfuração com trado e tubo superior de entrada de ar

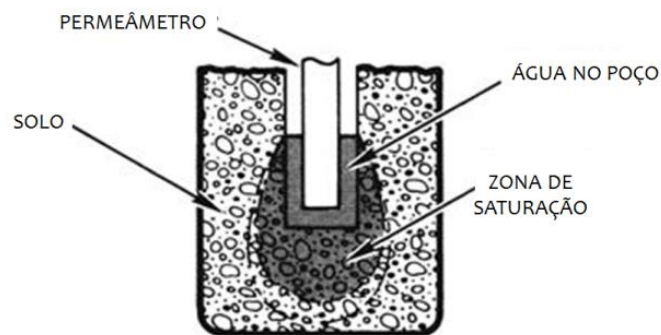


Figura 29: Formação de bulbo dentro do poço

Fonte: SOILMOISTURE, 2012.

Para dirimir a dúvida quanto à permeabilidade do solo, foram escolhidos três pontos dentro do terreno (fig.30) para os ensaios com o permeâmetro. A escolha dos pontos foi feita de forma a produzir o melhor quadro possível, da provável variação da permeabilidade do local da implantação das estruturas de drenagem ao longo da pista. Para cada um dos três pontos foram feitos quatro ensaios com profundidades e cargas de pressão (H_1 e H_2) diferentes. As tabelas 2, 3 e 4 mostram os resultados obtidos.

Um cálculo de campo pode ser feito através da equação 1 para a determinação da condutividade hidráulica saturada (K_{sat}), em que as constantes são dadas pelo fabricante, em função das características do aparelho e diâmetro do furo.

$$K_{sat} = [0,0041 \times AR \times R2] - [0,0054 \times AR \times R1] \quad \text{Eq. 1}$$

Onde:

AR = área do reservatório (interior = 2,16cm² ou combinado = 35,22cm²) onde foi feita a leitura;

R1 e R2 = taxas de infiltração em estado estacionário para os conjuntos de leitura, obtido pela razão entre a variação do nível d'água e o intervalo de tempo da leitura em cm/s.

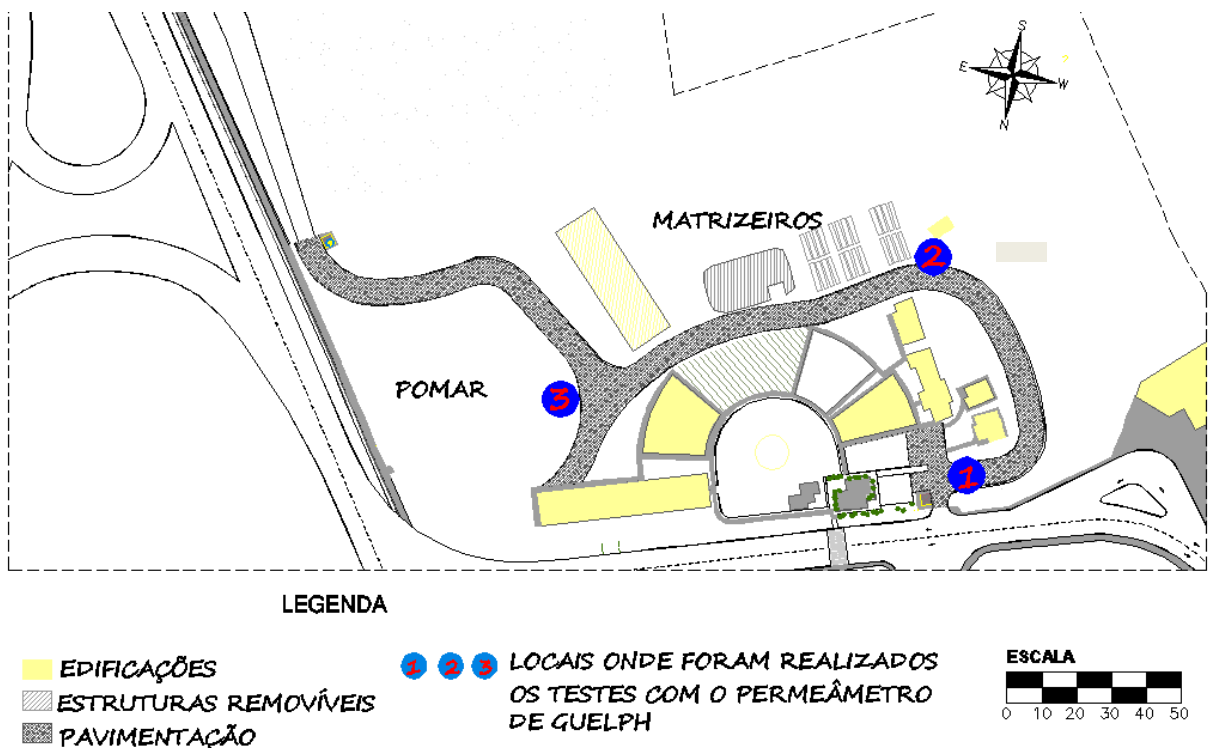


Figura 30: Localização dos pontos para realização dos ensaios

Tabela 2: Leituras de campo com o permeâmetro para o ponto 1

1º CONJUNTO DE LEITURAS				2º CONJUNTO DE LEITURAS			
DATA: 26/12/2013		PONTO 1		DATA: 07/01/2014		PONTO 1	
RESERVATÓRIO INTERNO		AR = 2,14 cm ²		RESERVATÓRIO INTERNO		AR = 2,14 cm ²	
1º ENSAIO -		CARGA H1 = 5 cm PROF. = 17 cm		3º ENSAIO -		CARGA H1 = 5 cm PROF. = 57 cm	
TEMPO min	INTERVALO DE TEMPO min	MEDIÇÃO cm	VARIAÇÃO DO NÍVEL D'ÁGUA	TEMPO min	INTERVALO DE TEMPO min	MEDIÇÃO cm	VARIAÇÃO DO NÍVEL D'ÁGUA
8	2	6,5	1,2	8	2	20,4	1,3
10	2	7,6	1,1	10	2	21,6	1,2
12	2	8,5	0,9	12	2	22,5	0,9
14	2	9,6	1,1	14	2	23,5	1,0
16	2	10,5	0,9	16	2	24,5	1,0
18	2	11,4	0,9	18	2	25,5	1,0
20	2	12,3	0,9				
2º ENSAIO -		CARGA H2 = 20 cm PROF. = 17 cm		4º ENSAIO -		CARGA H2 = 10cm PROF. = 57 cm	
4	2	14,5		4	2	33,7	
6	2	15,2	0,7	6	2	34,4	0,7
8	2	15,9	0,7	8	2	35	0,6
10	2	16,6	0,7	10	2	35,5	0,5
12	2	17,3	0,7	12	2	36,2	0,7
14	2	18	0,7	14	2	36,9	0,7
				16	2	37,6	0,7

Tabela 3: Leituras de campo com o permeâmetro para o ponto 2

3º CONJUNTO DE LEITURAS				4º CONJUNTO DE LEITURAS			
DATA: 06/01/2014		PONTO 2		DATA: 09/01/2014		PONTO 2	
RESERV. COMBINADO		AR = 35,39 cm ²		RESERV. COMBINADO		AR = 35,39 cm ²	
5º ENSAIO -		CARGA H1 = 5 cm PROF. = 17 cm		7º ENSAIO -		CARGA H1 = 5 cm PROF. = 50 cm	
TEMPO min	INTERVALO DE TEMPO min	MEDIÇÃO cm	VARIAÇÃO DO NÍVEL D'ÁGUA	TEMPO min	INTERVALO DE TEMPO min	MEDIÇÃO cm	VARIAÇÃO DO NÍVEL D'ÁGUA
6	2	1,8	1,3	20	2	4,0	0,6
8	2	2,8	1,0	22	2	4,2	0,2
10	2	3,9	0,9	24	2	4,5	0,3
12	2	4,9	1,0	26	2	4,7	0,2
14	2	5,9	1,0	28	2	4,9	0,2
16	2	6,9	1,0	30	2	5,1	0,2
6º ENSAIO -		CARGA H2 = 10 cm PROF. = 17 cm		8º ENSAIO -		CARGA H2 = 10cm PROF. = 50 cm	
4	2	11,2		8	2	5,6	0
6	2	12,2	1,0	10	2	5,7	0,1
8	2	13,2	1,0	12	2	5,9	0,2
10	2	14,2	1,0	14	2	6,0	0,1
				16	2	6,0	0
				18	2	6,1	0,1
				20	2	6,2	0,1
				22	2	6,3	0,1

Tabela 4: Leituras de campo com o permeâmetro para o ponto 3

5º CONJUNTO DE LEITURAS				6º CONJUNTO DE LEITURAS			
DATA: 07/01/2014		PONTO 3		DATA: 07/01/2014		PONTO 3	
RESERVATÓRIO INTERNO		AR = 2,14 cm ²		RESERVATÓRIO INTERNO		AR = 2,14 cm ²	
9º ENSAIO -		CARGA H1 = 5 cm		11º ENSAIO -		CARGA H1 = 5 cm	
		PROF. = 15 cm				PROF. = 61 cm	
TEMPO min	INTERVALO DE TEMPO min	MEDIÇÃO cm	VARIAÇÃO DO NÍVEL D'ÁGUA	TEMPO min	INTERVALO DE TEMPO min	MEDIÇÃO cm	VARIAÇÃO DO NÍVEL D'ÁGUA
4	2	3,0		4	2	1,5	
6	2	4,0	1,0	6	2	2,7	1,2
8	2	5,5	1,5	8	2	4,2	1,5
10	2	6,6	1,1	10	2	5,8	1,6
12	2	7,6	1,0	12	2	7,2	1,6
14	2	8,6	1,0	14	2	8,5	1,3
16	2	9,6	1,0	16	2	9,8	1,3
				18	2	11,2	1,3
10º ENSAIO -		CARGA H2 = 10 cm		12º ENSAIO -		CARGA H2 = 10cm	
		PROF. = 15 cm				PROF. = 61 cm	
4	2	14,2		4	4	17,0	
6	2	15,0	0,8	8	4	19,5	2,5
8	2	15,6	0,6	12	4	21,9	2,4
10	2	16,5	0,9	16	4	24,2	2,3
12	2	17,2	0,7	20	4	26,6	2,4
14	2	17,9	0,7	24	4	29,0	2,4
16	2	18,6	0,7	28	4	31,4	2,4

Para o ponto 1:

1º conjunto de leituras: $R1 = (0,9/2)/60 = 0,0075\text{cm/s} = 0,45\text{cm/min}$ e $R2 = (0,7/2)/60 = 0,0058\text{cm/s} = 0,348\text{cm/min}$.

2º conjunto de leituras: $R1 = (1/2)/60 = 0,0083\text{cm/s} = 0,498\text{cm/min}$ e $R2 = 0,0058\text{cm/s} = 0,348\text{cm/min}$.

Para o ponto 2:

3º conjunto de leituras: $R1 = R2 = 0,0083\text{cm/s} = 0,498\text{cm/min}$.

4º conjunto de leituras: $R1 = (0,2/2)/60 = 0,00166\text{cm/s} = 0,0996\text{cm/min}$ e $R2 = (0,1/2)/60 = 0,000833\text{cm/s} = 0,04998\text{cm/min}$.

Para o ponto 3:

5º conjunto de leituras: $R1 = 0,0083\text{cm/s} = 0,498\text{cm/min}$ e $R2 = 0,0058\text{cm/s} = 0,348\text{cm/min}$.

6º conjunto de leituras: $R1 = (1,3/2)/60 = 0,0108\text{cm/s} = 0,648\text{cm/min}$ e $R2 = (2,4/4)/60 = 0,01\text{cm/s} = 0,6\text{cm/min}$.

Portanto, quando introduzidos os valores na equação 1 surgem valores negativos. Segundo SOILMOISTURE, (2012) leituras em solos altamente heterogêneos podem levar a valores negativos, isto ocorre porque a base teórica do permeâmetro de Guelph assume que o solo que rodeia a base do permeâmetro possui propriedades características de solos homogêneos. O manual do aparelho, ainda esclarece que, para obter os dados válidos, o procedimento pode ser feito com apenas uma carga de pressão, o que o torna mais simples e gera sempre resultados positivos, embora menos precisos. Como os valores são muito pequenos, variando a partir da segunda casa decimal, para aplicações de engenharia, este nível de precisão é suficiente. Foram necessários cinco dias sem precipitação pluviométrica para a realização de todos os ensaios. Para o ponto 1, foram feitos oito ensaios e apenas quatro foram validados. Embora o equipamento seja de fácil manuseio, requer alguma prática do operador e, por isso, nos ensaios do ponto 3, por exemplo, foram necessários apenas cinco ensaios para os quatro válidos.

A condutividade hidráulica, por meio da técnica para uma altura de carga pode ser então descrita como:

$$K_{sat} = \frac{C_{1;2} \times Q_{1;2}}{2\pi H_{1;2}^2 + a^2\pi C_{1;2} + 2\pi\left(\frac{H_{1;2}}{\alpha^*}\right)} \quad \text{Eq. 2}$$

Onde,

$C_{1;2}$ = fator de forma do bulbo de saturação, variando com o tipo de solo e consequentemente com α^*

$Q_{1;2}$ = vazão

$H_{1;2}$ = nível de água correspondente as leituras

a = raio do furo do trado

α^* = constante que depende do tipo de solo, relativas a porosidade, indicadas na tabela 5

Tabela 5: Valores do parâmetro α^*

TIPO DE SOLO (CATEGORIA-ESTRUTURA)	$\alpha^* \text{ cm}^{-1}$
materiais argilosos ou siltosos, materiais compactados	0,01
solos de textura fina (argilosos ou siltosos) e alguns areias finas.	0,04
Argilas até areias finas, com alta a moderada quantidade de macroporos	0,12
areias grossas e solos estruturados com grandes e / ou numerosas fissuras, macroporos	0,36

Fonte: SOILMOISTURE, 2012.

O fabricante do aparelho disponibiliza planilhas para os cálculos de K_{sat} , para as técnicas de duas ou para uma altura de carga. Em razão dos resultados negativos com a fórmula de campo, utilizou-se a planilha para uma altura de carga. A figura 31 apresenta os resultados obtidos para o 1º conjunto de leituras do ponto 1, quando utilizada a planilha do fabricante. Para cada conjunto de leituras a planilha gera uma média (canto superior direito da fig. 31).

Para cada ponto escolhido para a realização dos testes, foram gerados 2 conjuntos de leituras, cada conjunto com dois ensaios, que introduzidos na planilha do fabricante resultam um valor médio. O valor da condutividade hidráulica final é a média aritmética dos valores encontrados nos três pontos. A figura 32 apresenta a sequência de cálculo empregada para a obtenção do valor final da condutividade hidráulica.

Input
Result

Single Head Method (1)

Reservoir Cross-sectional area in cm^2
(enter "35.22" for Combined and "2.16" for Inner reservoir): **2.14**

Enter water Head Height ("H" in cm): **5**

Enter the Borehole Radius ("a" in cm): **3**

Enter the soil texture-structure category (enter one of the below numbers): **3**

1. Compacted, Structure-less, clayey or silty materials such as landfill caps and liners, lacustrine or marine sediments, etc.
2. Soils which are both fine textured (clayey or silty) and unstructured; may also include some fine sands.
3. Most structured soils from clays through loams; also includes unstructured medium and fine sands. The category most frequently applicable for agricultural soils.
4. Coarse and gravelly sands; may also include some highly structured soils with large and/or numerous cracks, macropores, etc

Steady State Rate of Water Level Change ("R" in cm/min): **0.4500**

Res Type	2,14
H	5
a	3
H/a	1.667
a*	0.12
C	0.803154
Q	0.01605
K_{fs}	2.92E-05 cm/sec
	1.75E-03 cm/min
	2.92E-07 m/sec
	6.90E-04 inch/min
	1.15E-05 inch/sec
Φ_m	2.43E-04 cm²/min

Single Head Method (2)

Reservoir Cross-sectional area in cm^2
(enter "35.22" for Combined and "2.16" for Inner reservoir): **2.14**

Enter water Head Height ("H" in cm): **20**

Enter the Borehole Radius ("a" in cm): **3**

Enter the soil texture-structure category (enter one of the below numbers): **3**

1. Compacted, Structure-less, clayey or silty materials such as landfill caps and liners, lacustrine or marine sediments, etc.
2. Soils which are both fine textured (clayey or silty) and unstructured; may also include some fine sands.
3. Most structured soils from clays through loams; also includes unstructured medium and fine sands. The category most frequently applicable for agricultural soils.
4. Coarse and gravelly sands; may also include some highly structured soils with large and/or numerous cracks, macropores, etc

Steady State Rate of Water Level Change ("R" in cm/min): **0.3480**

Res Type	2,14
H	20
a	3
H/a	6.66667
a*	0.12
C	1.980192
Q	0.012412
K_{fs}	6.80E-06 cm/sec
	4.08E-04 cm/min
	6.80E-08 m/sec
	1.61E-04 inch/min
	2.68E-06 inch/sec
Φ_m	5.66E-05 cm²/min

Average

K_{fs} = **1.80E-05 cm/sec**
1.08E-03 cm/min
1.80E-07 m/s
4.25E-04 inch/min
7.08E-06 inch/sec

Φ_m = **1.50E-04 cm²/min**

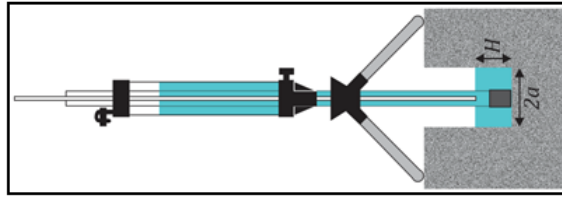


Figura 31: Planilha de cálculo para o 1º conjunto de leituras do ponto 1.

Fonte: SOILMOISTURE, 2012.

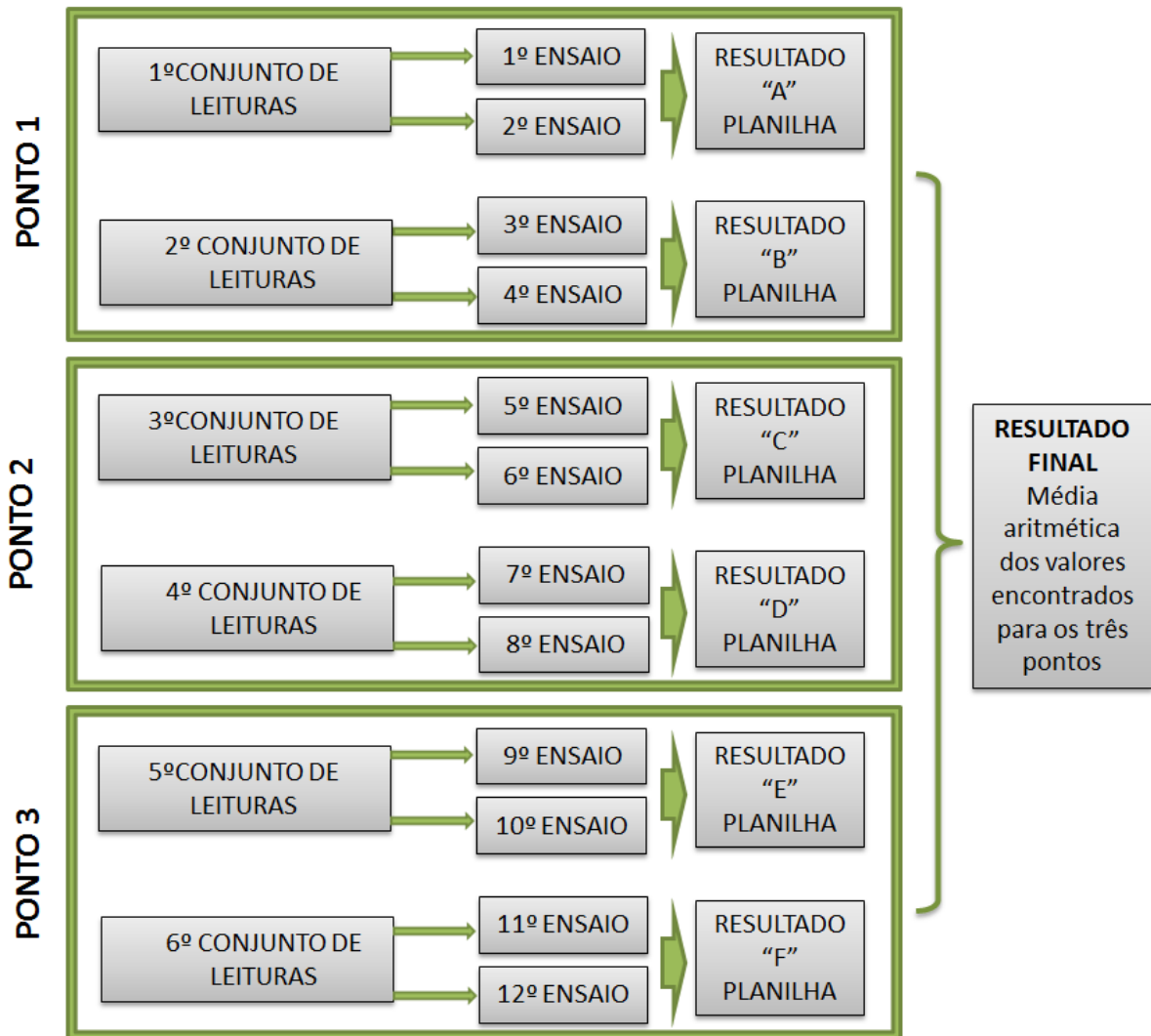


Figura 32: Sequência utilizada para a obtenção do valor da condutividade hidráulica.

Outro método para a determinação da capacidade de infiltração no solo foi realizado, com o propósito de comparar os resultados com os do permeâmetro de Guelph. O ensaio escolhido foi o do infiltrômetro de anéis concêntricos, ou de duplo anel, pela fácil leitura das medições e manuseio. O teste consiste em cravar no solo dois anéis metálicos de diâmetros de 30 cm e 60 cm, ambos com 30 cm de altura, até aproximadamente um terço de sua profundidade. Após a instalação dos anéis, coloca-se água nos dois anéis e com o auxílio de uma régua, em intervalos de tempo determinados, efetuam-se as medidas da infiltração vertical no cilindro interno. A cada medida, volta-se a condição inicial, completando o cilindro interno com água (fig. 33). O cilindro externo foi mantido cheio durante todo o ensaio de forma a manter uma coluna d'água constante.



Figura 33: Colocação de água nos anéis no teste do infiltrômetro de duplo anel.

O ensaio com o infiltrômetro de duplo anel foi realizado no ponto 2, em razão da maior variação entre os resultados exibidos para a taxa de infiltração calculada com o Guelph. O teste teve início com medições em intervalos de 5 minutos e, gradativamente, de 7, 10, 15 e 20 minutos, conforme valores mostrados na tabela 6. A taxa de infiltração se torna constante depois de um determinado tempo de estabilização, sendo obtida pela razão da diferença da lâmina de água infiltrada Δh , pelo intervalo de tempo Δt , durante cada leitura.

Tabela 6: Valores do ensaio com o infiltrômetro de duplo anel.

Δt (min)	h_1 (cm)	h_2 (cm)	Δh (cm)	Taxa de Infiltração. (cm/min)
5	11,50	10,90	0,60	0,12
5	11,50	11,00	0,50	0,10
5	11,50	11,00	0,50	0,10
7	11,50	10,90	0,60	0,086
7	11,50	11,00	0,50	0,07
7	11,50	11,00	0,50	0,07
10	11,50	10,80	0,70	0,07
10	11,50	10,90	0,60	0,06
15	11,50	10,60	0,90	0,06
15	11,50	10,80	0,70	0,047
15	11,50	10,90	0,60	0,04
15	11,50	10,70	0,80	0,053
15	11,50	10,90	0,60	0,04
15	11,50	10,90	0,60	0,04
15	11,50	10,90	0,60	0,04
20	11,50	10,70	0,80	0,04

A tabela 7 foi elaborada com todos os resultados encontrados, pelo permeâmetro de Guelph e pelo infiltrômetro de duplo anel, de forma facilitar a comparação entre os pontos onde os testes foram realizados. O resultado da taxa de infiltração encontrado com o infiltrômetro foi próximo ao do obtido no ensaio “D” com o Guelph, com carga de pressão 10cm.

Tabela 7: Resultado dos ensaios de infiltração realizados.

		TX DE INFILTRAÇÃO (cm/min)	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA (cm/s)
PONTO 1	RESULTADO “A” GUELPH	0,45	$1,80 \times 10^{-5}$
		0,35	
	RESULTADO “B” GUELPH	0,50	$2,29 \times 10^{-5}$
		0,35	
PONTO 2	RESULTADO “C” GUELPH	0,50	$4,26 \times 10^{-4}$
		0,50	
	RESULTADO “D” GUELPH	0,10	$6,94 \times 10^{-5}$
		0,05	
DUPLO ANEL	0,04	-	
PONTO 3	RESULTADO “E” GUELPH	0,50	$2,29 \times 10^{-5}$
		0,35	
	RESULTADO “F” GUELPH	0,65	$3,26 \times 10^{-5}$
		0,60	
RESULTADO FINAL			$9,86 \times 10^{-5} = 0,986 \times 10^{-4}$

Os valores encontrados nos testes de campo variaram de 10^{-4} a 10^{-5} cm/s e a média encontrada foi de $9,86 \times 10^{-5}$ cm/s ou $0,986 \times 10^{-4}$ cm/s, ou $0,986 \times 10^{-6}$ m/s, aproximadamente 10^{-6} m/s que a princípio, poderia ser declarado dentro dos parâmetros estabelecidos para a utilização das estruturas de infiltração, ainda que limítrofe ao valor que indica a mais baixa condutividade hidráulica recomendada.

Santos (2005), em testes no município de Londrina - Paraná, com o permeâmetro de Guelph, na profundidade de 45 cm, encontrou resultados para a condutividade hidráulica que variam entre $1,7 \times 10^{-3}$ a $2,9 \times 10^{-5}$ cm/s. Também em Londrina, com uso do Guelph, Celligoi et al. (2006) realizou testes próximo a uma área com atividade destinada a lixão não controlado, onde encontrou resultados que variaram entre $2,5 \times 10^{-3}$ a $4,0 \times 10^{-4}$ cm/s, justificando a diferença dos valores obtidos pelas diferentes condições em que os solos se encontravam.

Em estudo realizado por Scherpinski et al. (2010), em uma área de cultivo agrícola, de aproximadamente 20 ha, observou-se que a leitura média foi de $0,19692 \text{ m/h} = 5,47 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$. Entre a maior e a menor leituras, ocorreu uma variação de 110,24%. A condutividade hidráulica varia bastante para um mesmo tipo de solo, devido às variações estruturais. Jury et al.(1991) apud Scherpinski et al.(2010), indicaram que a condutividade hidráulica pode variar de 48 a 320%. Abreu et al.(2003) apud Scherpinski et al.(2010), encontrou o valor de 62,7% para a variação da condutividade hidráulica, também utilizando o permeâmetro de Guelph.

Sousa e Celligoi (2009) mencionam resultados negativos e variações no resultado entre 10^{-3} e 10^{-5} cm/s , com a técnica de duas alturas de carga, e 10^{-4} e 10^{-5} cm/s com a utilização da técnica com uma altura de carga.

Apesar da variação, confrontando as duas técnicas, concluiu-se que, na área de estudo, ambas apresentam resultados muito próximos e médias praticamente iguais. O mesmo estudo aponta para a necessidade de se levar em conta as características do conjunto dos resultados e não de pontos isolados.

Aguiar (2001) obteve os seguintes resultados em três ensaios realizados no campus da UFRJ na Cidade Universitária com o permeâmetro de Guelph: $3,76 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$, $6,43 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ e $1,64 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$. Na análise de solo do local, constatou-se o predomínio de areia em sua composição, seguido de argila e silte.

Outras análises de solo foram coletadas na ilha do Fundão pela Embrapa (2000), uma delas próxima a Prefeitura Universitária (Horto). Trata-se da amostra AC nº10 (tabela 8), que confirma a análise de aspecto visual como predominantemente arenoso, conforme citado anteriormente. A porcentagem de argila confere ao solo analisado características de maior compressibilidade, coesão e plasticidade, diminuindo a permeabilidade.

Tabela 8: Resultado da análise do solo na amostra AC10.

Perfil	Camada de solo (cm)	C g kg ⁻¹	Areia	Silte	Argila	PH	Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺	K ⁺	Na ⁺	Al ⁺⁺⁺	H ⁺	T [*]	V [*]	M [*]	P
			g kg ⁻¹			água	cmol _e /kg ⁻¹					%	mg/kg ⁻¹			
AC Nº06	0-10	16,0	648	149	203	7,2	8,2	1,1	0,34	0,05	0	1,1	10,8	90	0	130
	10-30		625	152	223	8,3	7,4	0,7	0,20	0,09	0	0	8,4	100	0	86
	30-50		618	118	264	8,3	8,4	0,7	0,19	0,06	0	0	9,3	100	0	24
AC Nº09	0-20	7,8	614	144	242	7,6	3,8	0,7	0,21	0,02	0	0	4,7	100	0	26
	20-40		850	49	101	8,5	4,7	0,7	0,24	0,18	0	0	5,8	100	0	270
AC Nº10	0-20	19,1	710	88	202	7,8	4,6	0,9	0,48	0,03	0	0	6,0	100	0	160
	20-30		712	86	202	7,9	5,0	0,5	0,40	0,02	0	0	5,9	100	0	53
	30-50		774	64	162	8,0	6,9	0,7	0,22	0,08	0	0	7,9	100	0	17
AC Nº13	0-20	10,8	687	151	162	7,6	5,0	0,8	0,33	0,04	0	0,8	7,0	90	0	36
	20-50		733	64	203	8,1	6,2	1,0	0,21	0,04	0	0	7,4	100	0	18
AC Nº18	0-20	6,9	572	185	243	8,0	6,5	1,3	0,34	0,11	0	0	8,2	100	0	50
	20-40		583	173	244	8,4	5,7	0,8	0,25	0,08	0	0	6,8	100	0	36
AC Nº19	0-20	5,7	523	151	326	8,0	5,8	0,8	0,73	0,05	0	0	7,4	100	0	17
	20-40		495	159	346	7,7	4,8	0,9	0,41	0,06	0	0,2	6,4	97	0	9

Fonte: Embrapa, 2000.

Bielschowsky et al. (2012) realizaram ensaio em 2005, também na UFRJ, porém, em área afastada do Horto Universitário. O tipo de solo encontrado foi o Neossolo quartzarênico, de textura arenosa, composição predominante quartzosa, pouco compacto e sem presença de matéria orgânica. Os valores de condutividade hidráulica variaram entre 1.03×10^{-2} e 1.64×10^{-2} cm/s. Ainda pode-se concluir que, tanto maior é a variação dos resultados de campo quanto maior a porcentagem de argila e siltes (finos) no solo, apresentando comportamento heterogêneo.

Como referência, uma vez que o tipo de material do solo influencia na permeabilidade, a tabela 9 apresenta a classificação de condutividade hidráulica associada ao grau de permeabilidade, segundo Terzaghi & Peck (1967), e ao tipo de solo conforme Mello & Teixeira (1967), que contribuirá para o entendimento dos valores encontrados nos testes de campo.

Tabela 9: Classificação da condutividade hidráulica no solo

Coefficiente de Permeabilidade K (cm/s)	Grau de Permeabilidade Terzaghi & Peck (1967)	Tipo de Solo Mello & Teixeira (1967)
10^9 a 1	Alta	Pedregulhos
1 a 10^{-1}		Areias
10^{-1} a 10^{-3}	Média	Areias finas siltosas e argilosas, siltes argilosos
10^{-3} a 10^{-5}	Baixa	
10^{-5} a 10^{-7}	Muito Baixa	
$< 10^{-7}$	Praticamente Impermeável	Argilas

Fonte: Santos, 2005.

Os ensaios realizados apresentaram resultados regulares e o k_{sat} médio encontrado de 10^{-6} m/s ou 10^{-4} cm/s, mesmo atendendo as especificações das estruturas de infiltração, segundo a classificação de Terzaghi e Peck (vide tabela 9), está dentro da faixa considerada baixa. A mesma tabela confere ao resultado obtido classificação quanto ao tipo de solo, como areia fina siltosa e argilosa, compatível com os resultados de amostra analisada pela Embrapa (próxima ao Horto). Se analisado de forma pontual, os resultados mostram alguma distância entre eles, porém será o resultado de todos os testes que indicará uma representatividade maior do solo para a determinação da condutividade hidráulica.

Dentre os trabalhos pesquisados, valores negativos são comuns e, nestes casos, optou-se pelo teste com uma carga de pressão, que apresentaram resultados aceitáveis. A permeabilidade está ligada às condições do solo como: compactação, propriedades físicas (porosidade, tamanho, distribuição, forma e arranjo das partículas, viscosidade) e tipo de uso. Logo, em uma área como o Horto Universitário caracterizado pela produção de mudas e intenso manejo, o solo é constantemente processado atribuindo as suas camadas propriedades heterogêneas.

5.5. CONCEPÇÃO PRELIMINAR DE PROJETO

A concepção do projeto para a área de estudo adota a proposta de drenagem sustentável, considerando a inserção de pavimentação e técnicas que privilegiem a infiltração no solo. Os dispositivos aplicados deverão ser capazes de remover os poluentes normalmente encontrados nos deflúvios para que estes não contaminem o lençol freático. A área de aplicação está sujeita a concentração de sedimentos da vegetação encontrada no local e carreamento do solo exposto. Por se tratar de uma área de acesso restrito, não está sujeita ao lixo convencional, mas existe eventual locomoção de insumos para abastecer a produção de mudas, que podem ocasionar acidentalmente derramamento de carga.

É importante determinar se existem propriedades do local, que possam restringir ou impedir a utilização de uma técnica de SUDS em particular. As características do local, que podem influenciar na concepção do projeto são:

- ✓ Tipo de solo
- ✓ Nível das águas subterrâneas
- ✓ Topografia
- ✓ Disponibilidade de espaço

O local não apresenta declividades significativas na implantação da via, o desnível é mais acentuado com a proximidade do canal, mas o terreno é de topografia suave. O nível do lençol freático é de aproximadamente 2,80 m abaixo da superfície do terreno e a área livre disponível é suficiente para a inserção dos dispositivos de infiltração, que podem ser projetados longe das fundações existentes. O manual da Philadelphia, (2011) recomenda que todas as práticas de infiltração devam estar localizadas, no mínimo, a aproximadamente 3 metros de todas as fundações do edifício. Os solos em presença de água alteram as condições de estabilidade do terreno, influenciando diretamente na solidez das fundações das edificações existentes ou futuras. A permeabilidade¹⁴, em conjunto com todas as características citadas, possibilita a aplicação das medidas estruturais não convencionais. A atividade exercida no local e a paisagem reforçam a vocação do

¹⁴ Conforme demonstrado no item 5.4

empreendimento para a utilização de técnicas sustentáveis. Portanto, não existem características que impeçam a utilização de SUDS.

Os custos de implantação dos sistemas deverão atender a uma verba já disponibilizada, aprovada pela Prefeitura Universitária, de forma a viabilizar a implantação do projeto.

A manutenção deverá ser simples visando atender a baixa qualificação dos trabalhadores que atuam no local. Supervisão adequada deverá ser prestada até que os trabalhadores se familiarizem com a manutenção dos sistemas empregados.

Como parte integrante do projeto, foram realizadas reuniões com os usuários do setor para esclarecimentos e sugestões.

Após a avaliação desses critérios, se formulou uma lista com as técnicas possíveis de serem aplicadas, para tanto, tomou-se por base a tabela 1, a saber:

- ✓ Valos e Valetas de infiltração;
- ✓ Trincheiras de infiltração;
- ✓ Jardins de chuva;
- ✓ Telhados verdes;
- ✓ Pavimentos permeáveis.

O reservatório para reaproveitamento de águas pluviais é uma técnica que pode ser utilizada no projeto, ela não consta na tabela porque não é uma estrutura de infiltração.

Tabela 1: Técnicas adequadas segundo os critérios de escolha.

CRITÉRIOS DE ESCOLHA		TÉCNICAS						
		VALOS DE INFILTRAÇÃO	TRINCHEIRAS DE INFILTRAÇÃO	JARDINS DE CHUVA	PAVIMENTOS PERMEÁVEIS	TELHADOS VERDES		
QUANTIDADE E QUALIDADE DA ÁGUA	TRATAMENTO DE QUALIDADE DA ÁGUA	REMOÇÃO DE SÓLIDOS SUSPENSOS	A	A	A	A	n/a	
		REMOÇÃO DE METAIS PESADOS	M	A	A	A	n/a	
		REMOÇÃO DE NUTRIENTES	M	A	A	A	n/a	
		TRATAMENTO DE SEDIMENTOS FINOS SUSPENSOS E DISSOLUÇÃO DE POLUENTES	A	A	A	A	A	
	CONTROLE HIDRÁULICO	REDUÇÃO DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL	M	A	B	A	A	
		CONTROLE DE VAZÃO	1 - 2 ANOS	A	A	A	A	A
			10 - 30 ANOS	A	A	M	A	A
		100 ANOS	A	B	B	B	B	
		IMPERMEÁVEL	S	N	S	S	S	
		PERMEÁVEL	S	S	S	S	S	
CARACTERÍSTICAS DO LOCAL	ÁREA DE DRENAGEM	0 - 10.000 m ²	S	S	S	S	S	
		> 10.000 m ²	N	N	N	S	N	
	PROF. DO LENÇOL FREÁTICO	0 - 1 m	N	N	N	N	S	
		> 1 m	S	S	S	S	S	
	DECLIVIDADE DO SOLO	0 - 5 %	S	S	S	S	S	
		> 5 %	N	S	N	N	S	
COMUNIDADE E MEIO-AMBIENTE OPERACIONALIDADE	ESPAÇO DISPONÍVEL	MENOR	N	S	N	S	S	
		MAIOR	S	S	S	S	S	
	MANUTENÇÃO	B	B	A	M	A		
	ACEITAÇÃO DA COMUNIDADE	AM	M	A	M	A		
CUSTO		B	B	M	M	A		
	POTENCIAL CRIAÇÃO DE ECOSISTEMA	M	B	A	B	A		

O projeto em sua concepção subdividiu o terreno, onde em cada fração do lote foi adotada uma solução diferenciada de drenagem. A figura 34 mostra o anteprojeto do empreendimento e as soluções individualizadas de cada região.

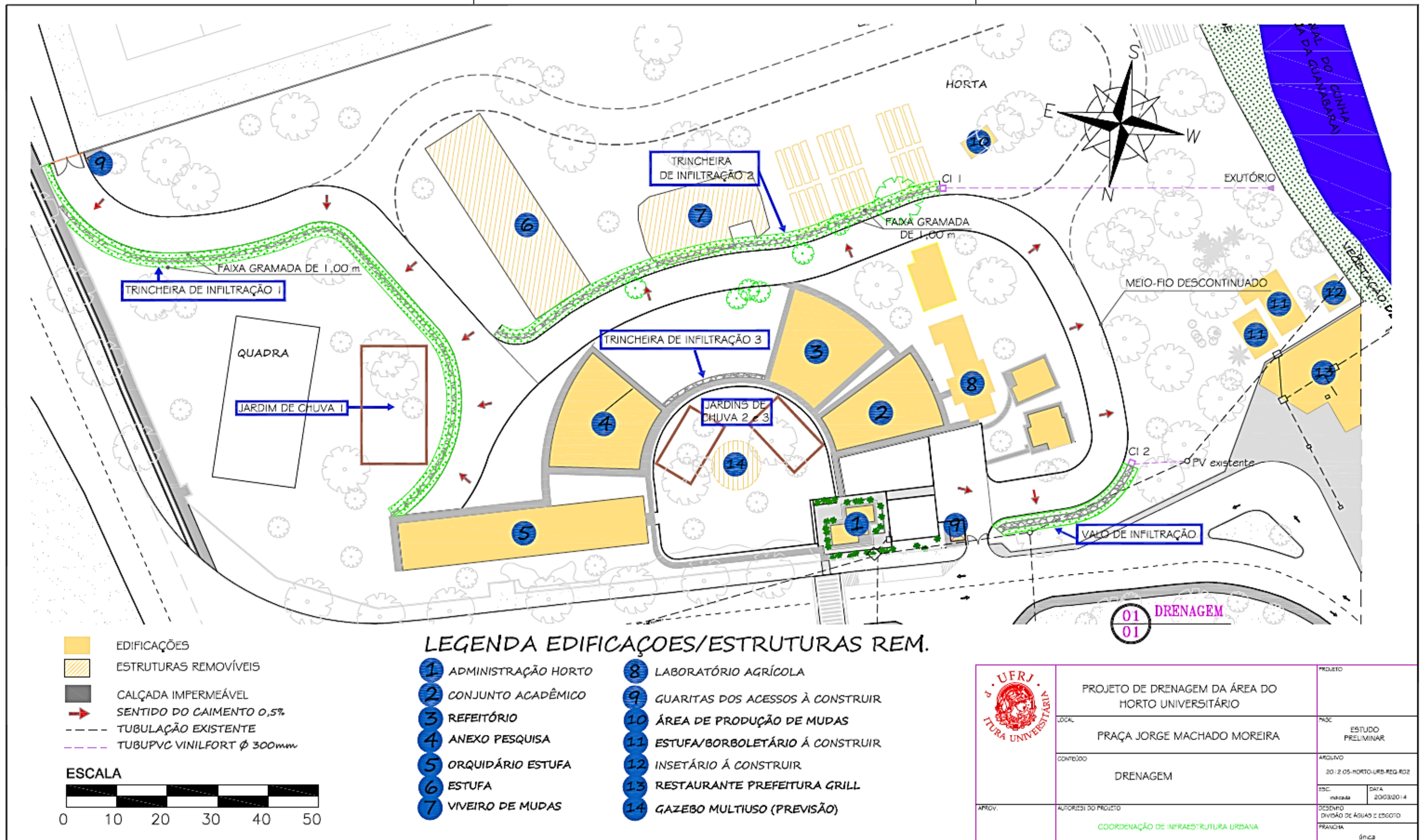


Figura 34: Projeto de Drenagem.

Para o arranjo idealizado na figura 34, a área do lote foi subdividida em subáreas ou sub-bacias, em função da declividade do terreno e da localização da via, conforme figura 35, onde cada uma das seis sub-bacias delimitadas contemplou uma solução diferenciada de drenagem. A delimitação de cada sub-bacia segue as linhas de elevações fornecidas pelo levantamento topográfico e a localização da via a ser implantada, já que esta influencia no escoamento das águas. A área que não aparece hachurada na figura 35, já foi contemplada com um sistema de reaproveitamento de águas pluviais em projeto anterior, por isso não será estudada.

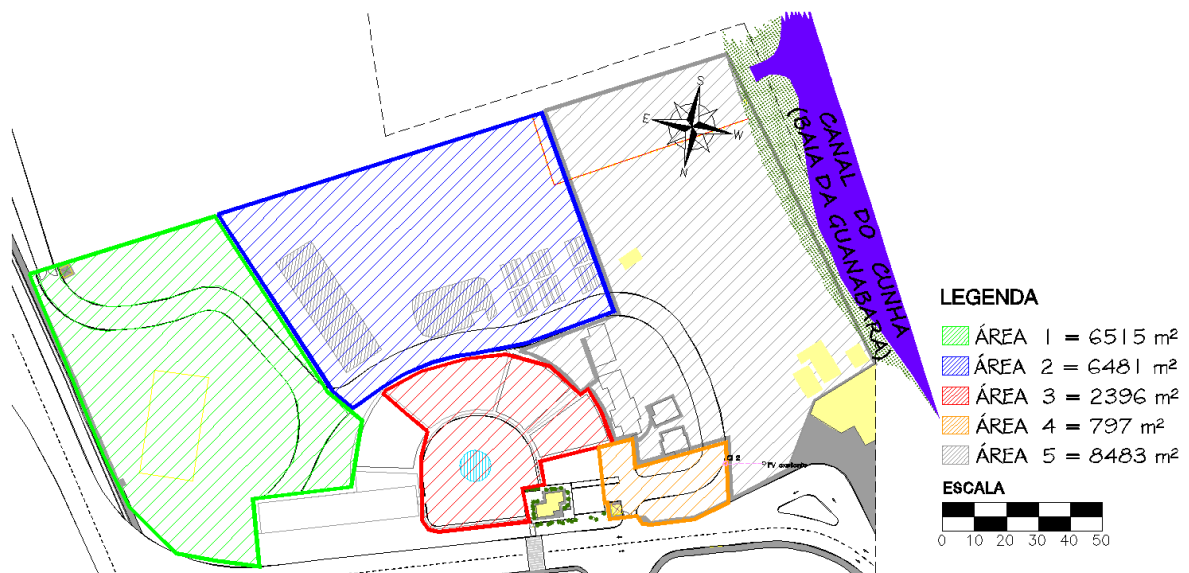


Figura 35: Área das sub-bacias.

Das estruturas selecionadas como aplicáveis ao projeto, foram descartadas o telhado verde e o reservatório de reaproveitamento de águas pluviais pela limitação de verba. É possível, que em uma próxima etapa, a implantação de reservatórios não enterrados para reaproveitamento de águas pluviais seja viabilizada.

Para o pavimento da via foi utilizado o piso intertravado, adequado para suportar o tráfego eventual de caminhões no local. Assentado e rejuntado com areia, permite apenas o controle da água que cai sobre a sua superfície. Este tipo de revestimento, embora permeável, apresenta colmatação rápida, por isso, para efeito de dimensionamento será considerado como piso impermeável.

Para a drenagem da pista, na área 1 e 2, tanto a trincheira como o valo de infiltração poderiam ser usados. Essas estruturas possuem a dimensão longitudinal maior que a largura e profundidade, facilitando moldar-se ao contorno do traçado. Porém, nessas áreas, o espaço é confinado pelas edificações próximas, então, foram projetadas trincheiras de infiltração que ocupam menor largura que os valos. Na área 1, não foi possível projetar uma trincheira que comportasse todo o escoamento, por isso, esta área foi subdividida em três, e será melhor estudada no item dimensionamento. Uma parte da área 1 é passível de alagamento, pois nesta região é feita a compostagem de folhas oriundas da limpeza do campus, e não recebeu nenhuma estrutura de drenagem. Outra parte, a da pista, lança o escoamento na trincheira, e para a área restante, foi projetado um jardim de chuva incorporado ao projeto paisagístico. A área 1 não possui rede de drenagem convencional próxima, por isso, tanto a trincheira como o jardim de chuva foram projetados para vazão de saída por infiltração. Na área 2, foi possível projetar apenas uma trincheira, pois neste caso, existe uma rede de drenagem convencional, na qual, ela foi interligada, aumentando a vazão de saída.

A área 3 é cortada por uma calçada impermeável, dividindo essa região em duas subáreas. Para uma delas, que dispõe de pouco espaço, projetou-se uma trincheira de infiltração paralela a calçada de modo que, a água proveniente do escoamento superficial vinda desta região não alague o calçamento. Para a outra subárea da área 3, foram projetados jardins de chuva. Eles foram escolhidos para facilitar no caso de uma futura implantação de reservatórios de reaproveitamento de águas pluviais, que poderão receber o excedente do captado, e também pela disponibilidade de espaço. A área 3, assim com a área 1, não possui sistema de drenagem convencional, por isso, a vazão de saída das estruturas nela projetadas contemplam apenas infiltração.

Na área 4 foi traçado um valo de infiltração ligado à rede tradicional de drenagem. Neste trecho também se enquadraria uma trincheira, mas optou-se pelo valo por causa do espaço disponível entre a pista e o gradil, pouco aproveitável.

Finalizando, para a área 5, não foi projetada nenhuma estrutura de drenagem em razão da declividade mais acentuada para o canal do Cunha, escoando naturalmente a contribuição desta área.

6. PROJETO DE DRENAGEM SUSTENTÁVEL APLICADO A ÁREA PILOTO

6.1. ESTUDOS HIDROLÓGICOS

O dimensionamento de sistemas de drenagem que aplicam soluções compensatórias necessita de uma análise hidrológica. Essa análise possibilita modelos hidrológicos para simular o desempenho das estruturas. Neste tópico será tratado o coeficiente de escoamento superficial que tem implicação direta no volume estimado de armazenamento e a chuva de projeto, que simula o evento pluvial com as características de duração, intensidade e frequência de acordo com as necessidades do projeto.

6.1.1. COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL

Um componente importante no dimensionamento é a determinação do coeficiente de escoamento superficial. Em bacias muito urbanizadas a determinação do coeficiente de escoamento superficial está diretamente relacionada às áreas impermeáveis. Em bacias heterogêneas e de baixa ocupação do solo, como a da área de estudo, sua determinação está mais associada ao tipo de solo e a umidade anterior. Por exemplo, se o solo passar por um período de estiagem, em consequência, reterá mais água do que um solo que se encontra saturado, devido a precipitações anteriores. Este tipo de consequência tem impacto maior porque a área permeável é maior que a impermeável. A tabela 10 apresenta valores para o coeficiente de escoamento superficial de acordo com a tipologia da área a ser drenada (Rio Águas, 2010).

Tabela 10. Coeficiente de escoamento superficial (runoff) – “C”

TIPOLOGIA DA ÁREA DE DRENAGEM	COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL
ÁREAS COMERCIAIS	
áreas centrais	0,70 – 0,95
áreas de bairros	0,50 – 0,70
ÁREAS RESIDENCIAIS	
residenciais isoladas	0,35 – 0,50
unidades múltiplas, separadas	0,40 – 0,60
unidades múltiplas, conjugadas	0,60 – 0,75
áreas com lotes de 2.000 m ² ou maiores	0,30 – 0,45
áreas suburbanas	0,25 – 0,40
áreas com prédios de apartamentos	0,50 – 0,70
ÁREAS INDUSTRIAIS	
área com ocupação esparsa	0,50 – 0,80
área com ocupação densa	0,60 – 0,90
SUPERFÍCIES	
Asfalto	0,70 – 0,95
Concreto	0,80 – 0,95
Blocket	0,70 – 0,89
Paralelepípedo	0,58 - 0,81
Telhado	0,75 – 0,95
solo compactado	0,59 - 0,79
ÁREAS SEM MELHORAMENTOS OU NATURAIS	
solo arenoso, declividade baixa < 2 %	0,05 – 0,10
solo arenoso, declividade média entre 2% e 7%	0,10 – 0,15
solo arenoso, declividade alta > 7 %	0,15 – 0,20
solo argiloso, declividade baixa < 2 %	0,15 – 0,20
solo argiloso, declividade média entre 2% e 7%	0,20 – 0,25
solo argiloso, declividade alta > 7 %	0,25 – 0,30
grama, em solo arenoso, declividade baixa < 2%	0,05 - 0,10
grama, em solo arenoso, declividade média entre 2% e 7%	0,10 - 0,15
grama, em solo arenoso, declividade alta > 7%	0,15 - 0,20
grama, em solo argiloso, declividade baixa < 2%	0,13 - 0,17
grama, em solo argiloso, declividade média 2% < S < 7%	0,18 - 0,22
grama, em solo argiloso, declividade alta > 7%	0,25 - 0,35
florestas com declividade <5%	0,25 – 0,30
florestas com declividade média entre 5% e 10%	0,30 -0,35
florestas com declividade >10%	0,45 – 0,50
capoeira ou pasto com declividade <5%	0,25 – 0,30
capoeira ou pasto com declividade entre 5% e 10%	0,30 – 0,36
capoeira ou pasto com declividade > 10%	0,35 – 0,42

Fonte: Modificado Rio-Águas, 2010.

6.1.2. EQUAÇÃO DE CHUVAS

Em projetos de obras de drenagem, a chuva de projeto é determinada pelas relações intensidade-duração-frequência. Verifica-se que quanto mais intensa for uma precipitação, menor será a sua duração. Essas relações são obtidas através de uma serie de dados de chuvas representativas do local de projeto. Para esta proposta, a intensidade pluviométrica será calculada a partir da aplicação de equações de chuvas intensas (IDF – equação 3) válidas para o município do Rio de Janeiro (Rio-Águas, 2010), e que variam de acordo com os parâmetros obtidos em cada estação pluviométrica distribuídas pelos bairros da cidade.

$$i = \frac{a Tr^b}{(t+c)^d} \quad \text{Eq.3}$$

onde:

i = intensidade pluviométrica em mm/h;

Tr = tempo de recorrência em anos;

t = tempo de duração da precipitação em minutos.

a, b, c e d , valores segundo área de influência do pluviômetro

Para a área de estudo, o tempo de recorrência adotado será de 10 anos, recomendado por Maryland (2000), para o cálculo de estruturas de infiltração e coerente com a recomendação da Rio-Águas para projetos de micro drenagem. As soluções compensatórias de infiltração, usualmente, não são eficientes para tempos de retorno maiores que 10 anos (Baptista et al, 2011).

Os dados de chuvas obtidos, mais próximos da área piloto, são valores da estação de Irajá, (Rio-Águas, 2010) onde:

a = 5.986,27

b = 0,157

c = 29,70

d = 1,050

Portanto a curva IDF (intensidade-duração-frequência) para um tempo de retorno de 10 anos foi determinada na tabela 11 e traçada no gráfico na figura 36.

Tabela 11: Coordenadas da Curva IDF.

t(min)	i(mm/h)
5	207
10	180
15	159
20	142
25	129
30	117
35	108
40	100
45	93
60	77
120	45
240	24
360	16
480	12
600	10
720	8

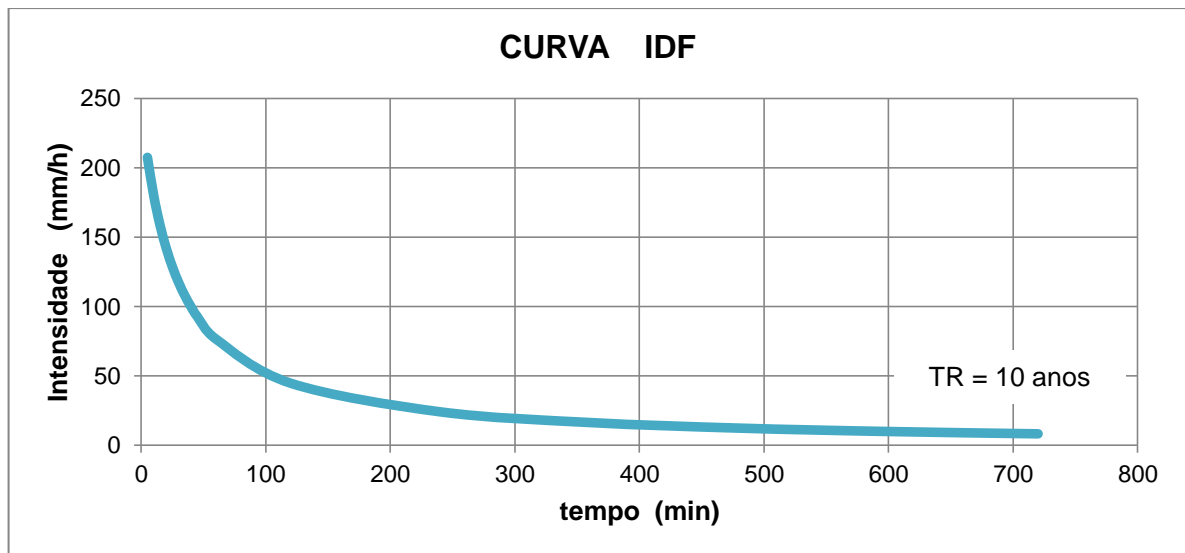


Figura 36: Curva intensidade-duração-frequência para TR= 10 anos.

6.2. PROJETO PARA ÁREA 1

6.2.1. CONCEPÇÃO DE PROJETO

A região que abrange a área 1, não dispõe de sistema de drenagem tradicional, por isso todas as estruturas projetadas adotaram para a vazão de saída

apenas a infiltração. A área 1 foi subdividida em três (fig., 40), em uma delas, designada 1A, foi idealizado um sistema de bioretenção, que foi dimensionado para proporcionar uma área de armazenamento temporário, antes da infiltração. Na outra, designada subárea 1B, uma trincheira de infiltração foi contemplada para coletar as águas oriundas da pista que será implantada. Já na subárea 1C, como o terreno é usado para compostagem das folhas das árvores recolhidas no campus, não foi adotada nenhuma estrutura de drenagem. É aceitável que o local alague facilitando inclusive a decomposição de matéria orgânica. O arranjo para a área 1 ficou como o indicado na figura 41.

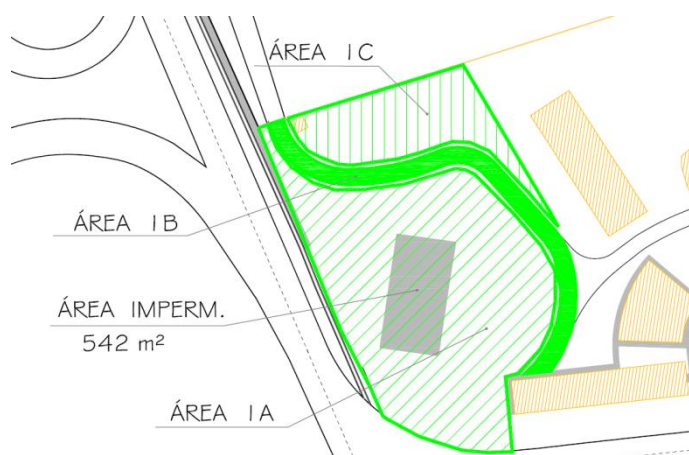


Figura 40: Divisão da sub-bacias da área 1.

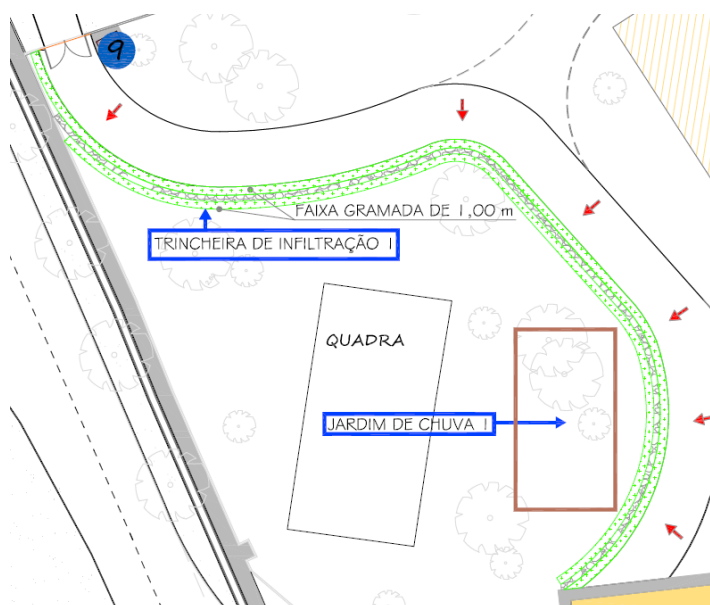


Figura 41: Solução da área 1.

6.2.2. DIMENSIONAMENTO DOS DISPOSITIVOS

✓ JARDIM DE CHUVA

Para o jardim de chuva 1, foi considerada a hipótese de que a profundidade da camada de água na superfície do jardim seja igual a 150 mm, o que favorece a evaporação.

A área efetiva de contribuição foi calculada atribuindo um coeficiente de escoamento superficial às diferentes superfícies encontradas no local. Portanto os valores de runoff para a área 1A são:

$$\text{Área impermeável } 542\text{m}^2 \times 0,80 \text{ (tabela 10)} = 433,6\text{m}^2 \quad \text{Eq.26}$$

$$\text{Área permeável } (4.055,60\text{m}^2 - 542\text{m}^2) \times 0,15 \text{ (tabela 10)} = 527,04\text{m}^2 \quad \text{Eq.27}$$

$$A_{1A\text{-EFET}} = 433,6 + 527,04 = 960,64\text{m}^2 \quad \text{Eq.28}$$

Assim, utilizando a equação 4, fornecida pelos **manuals de drenagem**, o volume de água a ser tratado no jardim será:

$$V_{t_1} = 1,5 \times 960,64 \times 0,015 = 21,61\text{m}^3 \quad \text{Eq.29}$$

Para a área da superfície do leito filtrante, valores foram substituídos na equação 5:

$$A_{f_1} = \frac{21,61 \times 0,80}{10^{-6} \times (0,075 + 0,80) 86400} = 228,72\text{m}^2 \quad \text{Eq.30}$$

A área de biorretenção 1 por este critério será de aproximadamente 20 m x 12 m. As figuras 42 e 43 apresentam corte e seção típicas, respectivamente, do jardim de chuva.

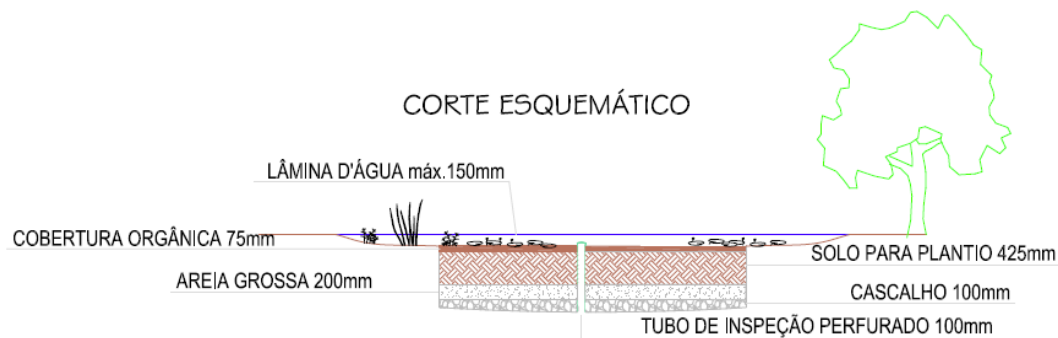


Figura 42: Corte transversal esquemático do jardim de chuva.

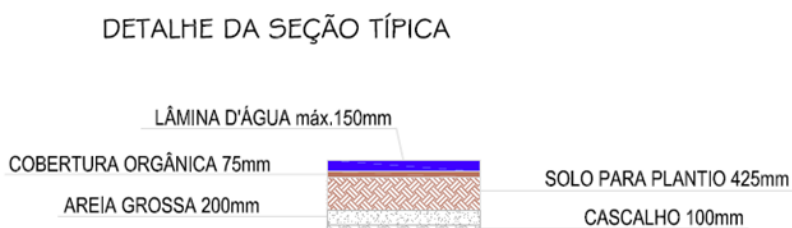


Figura 43: Detalhe da seção típica do jardim de chuva.

Utilizando o critério de **conservação de massa** montou-se a tabela 14, em que constam as variáveis para o cálculo da altura máxima da estrutura de biorretenção, descritas no item 7.3.1.

Tabela 14. Cálculo da altura máxima da estrutura de biorretenção. Balanço de massa.

HORTO UNIVERSITÁRIO

JARDIM DE CHUVA 1

Área de drenagem (m ²)	4055,6	Af jardim de chuva x 0,2 (m ²)	61,1
C=	0,2369	A projeção jardim de chuva (m ²)	305,5
Dimensões do Jardim (m)	a= 23,5	H max (m)	0,95
	b= 13	h sobre jardim (m)	0,15
Altura do Jardim (m)	0,8		
permeabilidade (m/s)	0,000001		

Entrada de Dados
Resultados

T (min)	t (h)	i (mm/h)	Pt(mm)	Pincremental(mm)	i por dt (mm/h)	Qe(m3/s)	Qs(m3/s)	ht (m)	ht+1 (m)
0	0,000	244,21	0	0	0	0,00000	0,00000		0,00000
5	0,083	207,40	17,3	17,3	207,4	0,05535	0,00031	0,00000	0,27027
10	0,167	180,06	30,0	12,7	152,7	0,04076	0,00033	0,27027	0,46881
15	0,250	158,98	39,7	9,7	116,8	0,03117	0,00034	0,46881	0,62020
20	0,333	142,23	47,4	7,7	92,0	0,02455	0,00035	0,62020	0,73900
25	0,417	128,61	53,6	6,2	74,1	0,01979	0,00036	0,73900	0,83438
30	0,500	117,32	58,7	5,1	60,9	0,01625	0,00037	0,83438	0,84998
35	0,583	107,82	62,9	4,2	50,8	0,01356	0,00037	0,84998	0,86293
40	0,667	99,72	66,5	3,6	43,0	0,01147	0,00037	0,86293	0,87383
45	0,750	92,72	69,5	3,1	36,8	0,00981	0,00037	0,87383	0,88310
50	0,833	86,62	72,2	2,6	31,7	0,00847	0,00037	0,88310	0,89106
55	0,917	81,26	74,5	2,3	27,7	0,00738	0,00037	0,89106	0,89794
60	1,000	76,51	76,5	2,0	24,3	0,00648	0,00037	0,89794	0,90394
65	1,083	72,28	78,3	1,8	21,4	0,00572	0,00037	0,90394	0,90919
70	1,167	68,47	79,9	1,6	19,1	0,00509	0,00037	0,90919	0,91382
75	1,250	65,04	81,3	1,4	17,0	0,00455	0,00037	0,91382	0,91792
80	1,333	61,94	82,6	1,3	15,3	0,00408	0,00037	0,91792	0,92156
85	1,417	59,10	83,7	1,1	13,8	0,00368	0,00037	0,92156	0,92481
90	1,500	56,51	84,8	1,0	12,5	0,00333	0,00037	0,92481	0,92772
95	1,583	54,14	85,7	0,9	11,4	0,00303	0,00037	0,92772	0,93033
100	1,667	51,95	86,6	0,9	10,4	0,00276	0,00037	0,93033	0,93268
105	1,750	49,93	87,4	0,8	9,5	0,00253	0,00037	0,93268	0,93479
110	1,833	48,05	88,1	0,7	8,7	0,00232	0,00037	0,93479	0,93670
115	1,917	46,31	88,8	0,7	8,0	0,00213	0,00037	0,93670	0,93843
120	2,000	44,69	89,4	0,6	7,4	0,00197	0,00037	0,93843	0,93999
125	2,083	43,17	89,9	0,6	6,8	0,00182	0,00037	0,93999	0,94141
130	2,167	41,75	90,5	0,5	6,3	0,00168	0,00037	0,94141	0,94269
135	2,250	40,42	91,0	0,5	5,8	0,00156	0,00037	0,94269	0,94385
140	2,333	39,17	91,4	0,5	5,4	0,00145	0,00037	0,94385	0,94491
145	2,417	38,00	91,8	0,4	5,1	0,00135	0,00037	0,94491	0,94587
150	2,500	36,89	92,2	0,4	4,7	0,00126	0,00037	0,94587	0,94674
155	2,583	35,84	92,6	0,4	4,4	0,00118	0,00037	0,94674	0,94752
160	2,667	34,85	92,9	0,3	4,1	0,00110	0,00037	0,94752	0,94824
165	2,750	33,91	93,3	0,3	3,9	0,00103	0,00037	0,94824	0,94888
170	2,833	33,02	93,6	0,3	3,6	0,00097	0,00037	0,94888	0,94946
175	2,917	32,17	93,8	0,3	3,4	0,00091	0,00037	0,94946	0,94998
180	3,000	31,37	94,1	0,3	3,2	0,00085	0,00037	0,94998	0,95045
185	3,083	30,60	94,4	0,3	3,0	0,00080	0,00037	0,95045	0,95087
190	3,167	29,87	94,6	0,2	2,8	0,00076	0,00037	0,95087	0,95124
195	3,250	29,17	94,8	0,2	2,7	0,00071	0,00037	0,95124	0,95157
200	3,333	28,51	95,0	0,2	2,5	0,00067	0,00037	0,95157	0,95186
205	3,417	27,87	95,2	0,2	2,4	0,00063	0,00037	0,95186	0,95212
210	3,500	27,26	95,4	0,2	2,2	0,00060	0,00038	0,95212	0,95234
215	3,583	26,67	95,6	0,2	2,1	0,00057	0,00038	0,95234	0,95253
220	3,667	26,11	95,7	0,2	2,0	0,00054	0,00038	0,95253	0,95269

225	3,750	25,58	95,9	0,2	1,9	0,00051	0,00038	0,95269	0,95282
230	3,833	25,06	96,1	0,2	1,8	0,00048	0,00038	0,95282	0,95292
235	3,917	24,56	96,2	0,1	1,7	0,00046	0,00038	0,95292	0,95300
240	4,000	24,08	96,3	0,1	1,6	0,00043	0,00038	0,95300	0,95306
245	4,083	23,62	96,5	0,1	1,5	0,00041	0,00038	0,95306	0,95309
250	4,167	23,18	96,6	0,1	1,5	0,00039	0,00038	0,95309	0,95311
255	4,250	22,75	96,7	0,1	1,4	0,00037	0,00038	0,95311	0,95310
260	4,333	22,34	96,8	0,1	1,3	0,00035	0,00038	0,95310	0,95308
265	4,417	21,94	96,9	0,1	1,3	0,00034	0,00038	0,95308	0,95304

O resultado encontrado para a altura do jardim de chuva incluindo a lâmina d'água é de 0,95 metros, portanto, considerando que o leito filtrante é de 0,80m a lâmina d'água é de 0.15 metros para uma chuva com tempo de recorrência de 10 anos. As medidas arbitradas para a área do jardim foram 23,5 metros x 13 metros, aproximadamente 30% a mais do que os valores obtidos no primeiro método utilizado, o que é coerente com o fato que as vazões de saída, neste método, são mais realistas e variam com a própria profundidade armazenada, enquanto o método anterior considera uma vazão constante, como se o dispositivo estivesse cheio.

✓ TRINCHEIRA DE INFILTRAÇÃO

Para o dimensionamento da trincheira de infiltração 1 pelo **Método das Chuvas**, admitiu-se declividade nula e área de infiltração representada pelas paredes da trincheira. As dimensões mínimas encontradas que satisfazem as condições de projeto foram: 0,60m para a largura e 1,65m de profundidade. Sendo assim, a área de infiltração, constituída pelas paredes da trincheira, pode ser determinada pela equação 31.

$$S = 2 (L X P) \quad \text{Eq.31}$$

Onde:

S – área de infiltração

L – comprimento da trincheira

P – profundidade da trincheira

Para a área de infiltração da trincheira 1:

$$S_1 = 2(138 \times 1,65) = 455,4 \text{ m}^2 \quad \text{Eq.32}$$

Substituindo os valores na equação 12, obtêm-se a vazão de saída.

$$Q_{S1} = 1 \times 10^{-6} \times 455,4 = 4,554 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{Eq.33}$$

O coeficiente de segurança no cálculo da vazão de saída é um valor adotado para considerar o efeito de colmatação ao longo da vida útil da estrutura. Neste caso o valor utilizado foi igual a 1, porque no cálculo da superfície de infiltração, adotou-se uma área de infiltração reduzida, composta apenas pelas superfícies verticais e o fundo foi desconsiderado. Esta hipótese escolhida é também usualmente adotada na Holanda. No Japão, por exemplo, a área de infiltração considerada, é a de toda a trincheira, paredes e fundo. Na mesma equação, a capacidade de absorção por unidade de superfície de infiltração pode ser considerada como aproximadamente a condutividade hidráulica saturada (Baptista et al, 2011).

Para a determinação da área de drenagem efetiva, considerou-se a área da pista, então para a área efetiva temos:

$$A_{1B-EFET} = 595,08 \text{ (pista)} \times 0,8 = 476,06 \text{ m}^2 \quad \text{Eq.34}$$

Substituindo os valores da vazão de saída e da área efetiva na equação 13, obtêm-se a vazão efetiva.

$$q_{S1} = \frac{4,554 \times 10^{-4}}{476,06} \times 3.600.000 = 3,44 \text{ mm/h} \quad \text{Eq.35}$$

A tabela 15, com os dados de chuva para período de retorno de 10 anos, já mencionados, mostra em suas colunas as variáveis para a obtenção da altura máxima específica DHmáx. O resultado encontrado para a altura máxima de

armazenamento foi de 85,56 mm, que garantirá que a estrutura não transborde. O tempo necessário para que a trincheira fique repleta de água é de 4 horas

Tabela 15: Cálculo da altura máxima da trincheira 1 – Método das chuvas.

HORTO UNIVERSITÁRIO

TRINCHEIRA DE INFILTRAÇÃO 1

largura (m)	0,6	Área de infiltração (m ²)	455,4
comprimento (m)	138	Qs (m ³ /s)	0,0004554
profundidade (m)	1,65	qs (mm/h)	3,44
permeabilidade (m/s)	0,000001	A efet (m ²)	476,06
Área Contribuição (m ²)	595,08		
C	0,8		

T (min)	t (h)	i (mm/h)	P (mm)	qs1.t (mm)	DH1 = P - qs1.t (mm)
0	0,0000	244,2092	0,0000	0,0000	0,0000
5	0,0833	207,4008	17,2834	0,2870	16,9964
10	0,1667	180,0637	30,0106	0,5740	29,4367
15	0,25	158,9767	39,7442	0,8609	38,8832
20	0,3333	142,2270	47,4090	1,1479	46,2611
25	0,4167	128,6085	53,5869	1,4349	52,1520
30	0,5	117,3230	58,6615	1,7219	56,9396
35	0,5833	107,8219	62,8961	2,0089	60,8872
40	0,6667	99,7153	66,4769	2,2958	64,1810
45	0,75	92,7192	69,5394	2,5828	66,9566
60	1	76,5111	76,5111	3,4437	73,0673
120	2	44,6862	89,3724	6,8875	82,4849
240	4	24,0841	96,3366	13,7750	82,5616
360	6	16,3640	98,1840	20,6625	77,5215
480	8	12,3446	98,7566	27,5500	71,2066

V1 max (m ³)	39,30	S max > V max
S1 max (m ³)	40,99	
T esv (h)	23,97	Tesv < 24 h

Entrada de Dados
Resultados

O mesmo resultado pode ser obtido através de resolução gráfica como mostra a figura 44, traçando no mesmo gráfico, a altura precipitada e a curva que

representa o comportamento da saída das águas da estrutura, ambas em função do tempo. A altura específica DHmax será a diferença máxima entre os dois traçados.

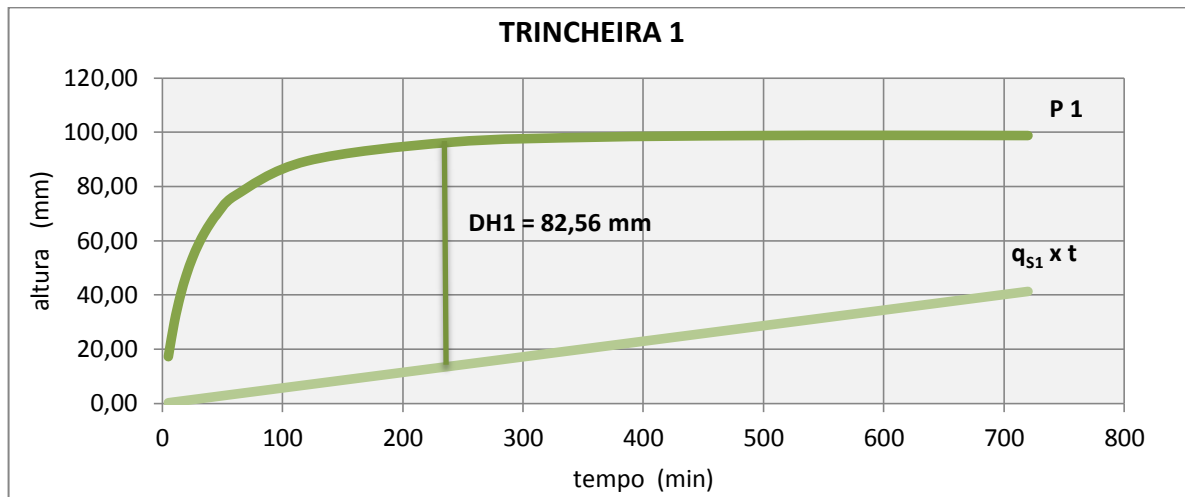


Figura 44: Altura específica máxima para a trincheira 1.

Para o valor de DHmax (altura específica máxima) encontrado, o volume de água máximo a armazenar será encontrado substituindo-se os valores na equação 14:

$$V_{1MAX} = 0,0825616 \times 476,06 = 39,30 \text{ m}^3 \quad \text{Eq.36}$$

Adotando para a porosidade do material de enchimento um valor igual a 0,3 (brita), e substituindo valores na equação 15, o volume máximo de armazenamento na trincheira será:

$$S_{1MAX} = 0,3 \times 0,60 \times 1,65 \times 138 = 40,99 \text{ m}^3 \quad \text{Eq.37}$$

Os valores encontrados revelam que o volume máximo de água encontrado, para dados de chuva de tempo de recorrência de 10 anos, é menor que a capacidade de armazenamento da trincheira ($S_{1max} > V_{1max}$). Isto é, a trincheira é capaz de armazenar a água nos vazios do material granular, para uma situação de chuva de projeto com tempo de recorrência de 10 anos.

Finalizando, o valor encontrado através da equação 16 para o tempo de esvaziamento, deve ser menor que 24 horas.

$$T_{ESV} = 82,5616 / 3,44374 = 23,97 \text{ h} \quad \text{Eq.38}$$

Subsequentemente, será exemplificado o dimensionamento da trincheira, utilizando o critério de **Conservação de Massa**. A tabela 16 mostra as variáveis para o cálculo da altura máxima da trincheira. O resultado encontrado da altura da trincheira para que não ocorra transbordamento é de 1,02 metros, para a chuva de tempo de recorrência de 10 anos. Adotou-se neste dimensionamento o valor de 1 m para a largura do dispositivo.

Tabela 16: Cálculo da altura máxima da trincheira 1 – Balanço de massa.

HORTO UNIVERSITÁRIO TRINCHEIRA DE INFILTRAÇÃO 1

Área de drenagem (m ²)	595,08	0,3 X Af trincheira (m ²)	41,4
C=	0,8	H máx (m)	1,02
permeabilidade (m/s)	0,000001		
largura (m)	1		
comprimento (m)	138		

Entrada de Dados
Resultado

T (min)	t (h)	i (mm/h)	Pt(mm)	Pincremental (mm)	i por dt (mm/h)	Qe(m3/s)	Qs(m3/s)	ht (m)	ht+1 (m)
0	0,000	244,209	0	0	0	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000
5	0,083	207,401	17,3	17,3	207,4	0,0274	0,0000	0,00000	0,19874
10	0,167	180,064	30,0	12,7	152,7	0,0202	0,0001	0,19874	0,34470
15	0,250	158,977	39,7	9,7	116,8	0,0154	0,0001	0,34470	0,45594
20	0,333	142,227	47,4	7,7	92,0	0,0122	0,0001	0,45594	0,54316
25	0,417	128,608	53,6	6,2	74,1	0,0098	0,0001	0,54316	0,61312
30	0,500	117,323	58,7	5,1	60,9	0,0081	0,0002	0,61312	0,67024
35	0,583	107,822	62,9	4,2	50,8	0,0067	0,0002	0,67024	0,71760
40	0,667	99,715	66,5	3,6	43,0	0,0057	0,0002	0,71760	0,75734
45	0,750	92,719	69,5	3,1	36,8	0,0049	0,0002	0,75734	0,79104
50	0,833	86,621	72,2	2,6	31,7	0,0042	0,0002	0,79104	0,81987
55	0,917	81,260	74,5	2,3	27,7	0,0037	0,0002	0,81987	0,84473
60	1,000	76,511	76,5	2,0	24,3	0,0032	0,0002	0,84473	0,86630

65	1,083	72,275	78,3	1,8	21,4	0,0028	0,0002	0,86630	0,88511
70	1,167	68,474	79,9	1,6	19,1	0,0025	0,0002	0,88511	0,90161
75	1,250	65,045	81,3	1,4	17,0	0,0023	0,0002	0,90161	0,91613
80	1,333	61,935	82,6	1,3	15,3	0,0020	0,0003	0,91613	0,92895
85	1,417	59,104	83,7	1,1	13,8	0,0018	0,0003	0,92895	0,94031
90	1,500	56,514	84,8	1,0	12,5	0,0017	0,0003	0,94031	0,95040
95	1,583	54,137	85,7	0,9	11,4	0,0015	0,0003	0,95040	0,95938
100	1,667	51,948	86,6	0,9	10,4	0,0014	0,0003	0,95938	0,96738
105	1,750	49,925	87,4	0,8	9,5	0,0013	0,0003	0,96738	0,97452
110	1,833	48,051	88,1	0,7	8,7	0,0011	0,0003	0,97452	0,98090
115	1,917	46,309	88,8	0,7	8,0	0,0011	0,0003	0,98090	0,98659
120	2,000	44,686	89,4	0,6	7,4	0,0010	0,0003	0,98659	0,99167
125	2,083	43,171	89,9	0,6	6,8	0,0009	0,0003	0,99167	0,99621
130	2,167	41,753	90,5	0,5	6,3	0,0008	0,0003	0,99621	1,00026
135	2,250	40,423	91,0	0,5	5,8	0,0008	0,0003	1,00026	1,00386
140	2,333	39,173	91,4	0,5	5,4	0,0007	0,0003	1,00386	1,00706
145	2,417	37,997	91,8	0,4	5,1	0,0007	0,0003	1,00706	1,00989
150	2,500	36,888	92,2	0,4	4,7	0,0006	0,0003	1,00989	1,01239
155	2,583	35,840	92,6	0,4	4,4	0,0006	0,0003	1,01239	1,01459
160	2,667	34,849	92,9	0,3	4,1	0,0005	0,0003	1,01459	1,01651
165	2,750	33,910	93,3	0,3	3,9	0,0005	0,0003	1,01651	1,01817
170	2,833	33,019	93,6	0,3	3,6	0,0005	0,0003	1,01817	1,01961
175	2,917	32,172	93,8	0,3	3,4	0,0004	0,0003	1,01961	1,02082
180	3,000	31,367	94,1	0,3	3,2	0,0004	0,0003	1,02082	1,02184
185	3,083	30,601	94,4	0,3	3,0	0,0004	0,0003	1,02184	1,02268
190	3,167	29,870	94,6	0,2	2,8	0,0004	0,0003	1,02268	1,02334
195	3,250	29,172	94,8	0,2	2,7	0,0004	0,0003	1,02334	1,02385
200	3,333	28,506	95,0	0,2	2,5	0,0003	0,0003	1,02385	1,02421
205	3,417	27,869	95,2	0,2	2,4	0,0003	0,0003	1,02421	1,02444
210	3,500	27,259	95,4	0,2	2,2	0,0003	0,0003	1,02444	1,02455
215	3,583333	26,674	95,6	0,2	2,1	0,0003	0,0003	1,02455	1,02453
220	3,667	26,114	95,7	0,2	2,0	0,0003	0,0003	1,02453	1,02441
225	3,750	25,576	95,9	0,2	1,9	0,0003	0,0003	1,02441	1,02418

As dimensões da trincheira 1 calculada pelo método de balanço de massa ficaram com 1m x 1,02m. O volume encontrado para a trincheira 1, empregando os dois métodos, podem ser considerados iguais.

Três dispositivos de pré-tratamento foram utilizados para administrar os efeitos de colmatação causados pelos sedimentos e outros detritos a montante da estrutura. Como dito anteriormente, é uma recomendação dos manuais CIRIA (2007), Maryland (2000), Melbourne Water (2005) e Tennessee (2006). Os pré-tratamentos destinam-se a prolongar a vida útil da estrutura, evitando o entupimento, reduzindo e facilitando a manutenção. O primeiro dispositivo será uma faixa

gramada (filtro), que proporciona o tratamento dos fluxos com baixas velocidades, por intermédio da vegetação. O fluxo entra distribuído e com pouca profundidade, o que maximiza o contato com a vegetação, proporcionando a sedimentação de partículas grossas. Os outros dois, dentro da própria trincheira, formados por uma camada de areia envolvida no geotêxtil, colocado na base da trincheira e que prorroga a vida útil do fundo da estrutura e uma camada de agregado miúdo envolvida em geotêxtil como primeira camada, já que a maior parte dos sólidos suspensos fica retida ali. Um corte transversal da trincheira e detalhe pode ser visto nas figuras 45 e 46 respectivamente.

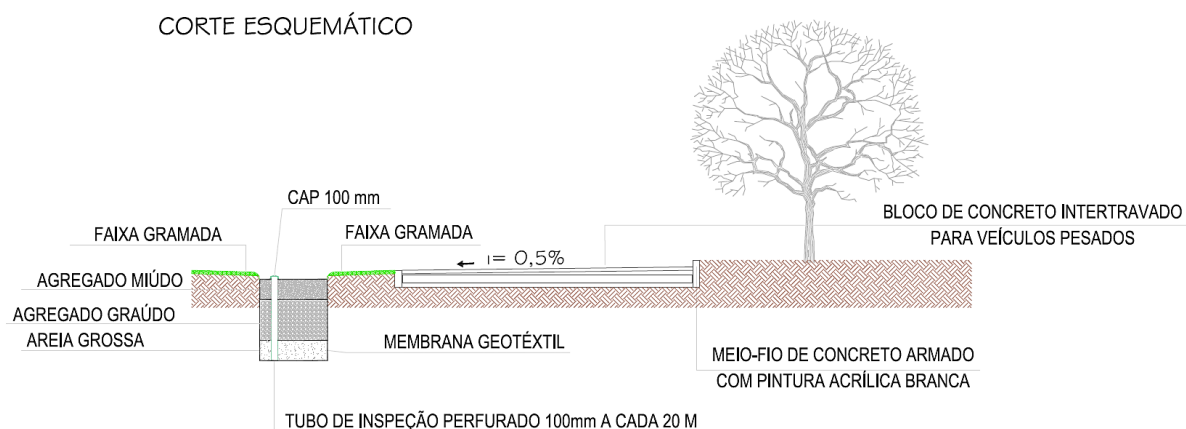


Figura 45: Corte transversal esquemático da trincheira de infiltração.

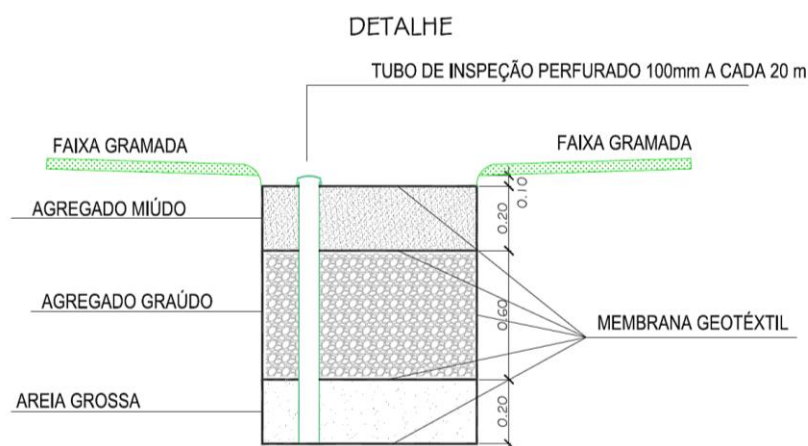


Figura 46: Detalhe da trincheira de infiltração.

Os resultados finais para a área 1 estão resumidos na figura 47.



Figura 47: Resultados encontrados para a área 1.

6.3. PROJETO PARA ÁREA 2

6.3.1. CONCEPÇÃO DE PROJETO

Para a região 2 foi adotada uma solução de drenagem utilizando uma trincheira de infiltração interligada a um sistema de drenagem convencional, com exutório para o Canal do Cunha (fig. 48). Para a interligação dos sistemas foram feitas duas simulações: a primeira através de um orifício e a segunda por um vertedor.

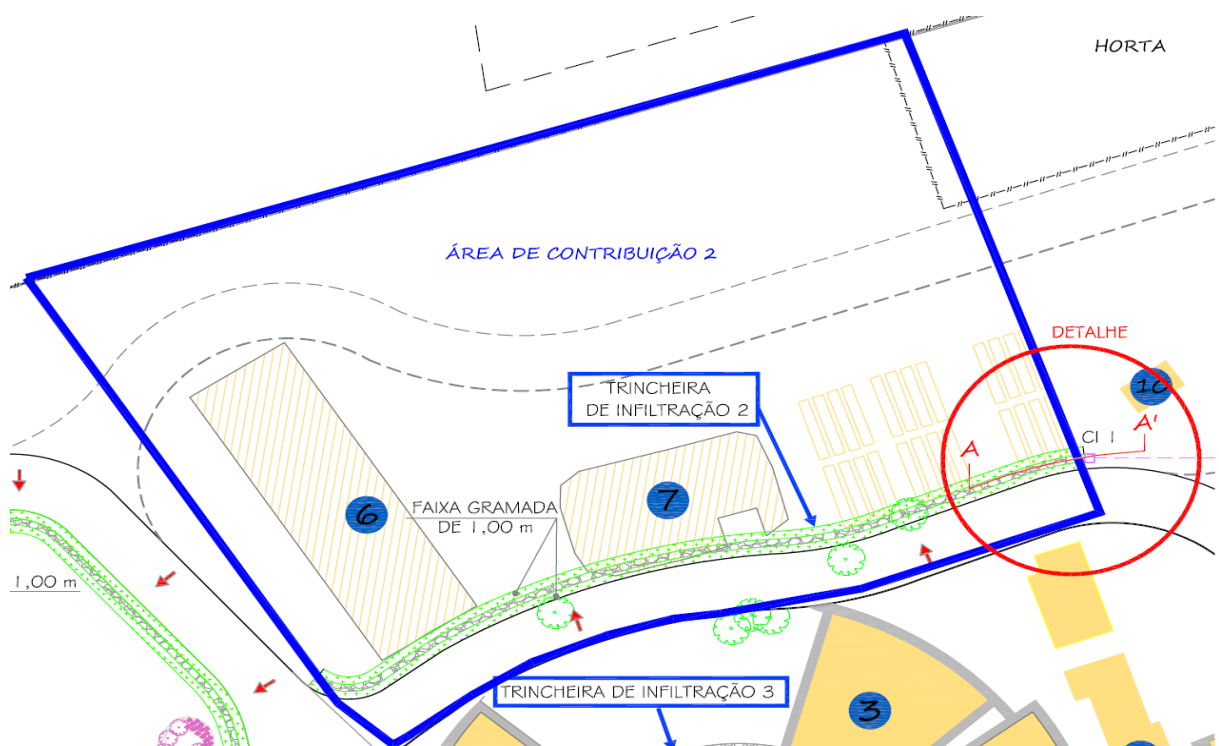


Figura 48: Área de contribuição e solução de drenagem adotada para a região 2.

6.3.2. DIMENSIONAMENTO DOS DISPOSITIVOS

✓ TRINCHEIRA COM ORIFÍCIO

Para o dimensionamento da trincheira de infiltração 2 com descarga por orifício, aplicando o **Método das Chuvas**, as dimensões mínimas encontradas foram de 2,30m de profundidade por 0,60m de largura. A descarga da trincheira se dará por infiltração até que a água atinja o tubo quando então passará a ser efetuada pela soma da descarga por infiltração com a descarga do tubo. Pelo método das chuvas tem-se então:

Para a área de infiltração.

$$S_2 = 2(95,019 \times 2,30) = 437,09 \text{ m}^2 \quad \text{Eq.39}$$

Para a vazão de saída por infiltração.

$$Q_{S2 \text{ inf}} = 1 \times 10^{-6} \times 437,09 = 4,37 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{Eq.40}$$

Para a vazão de saída pelo orifício utilizando a equação 41 (vide tabela 13).

$$Q_s = m S_o \sqrt{2gh} \quad \text{Eq.41}$$

Onde:

S_o = área da seção transversal do orifício (m^2);

g = aceleração da gravidade (m/s^2);

h = altura da água desde a superfície até o centro do orifício (m)

m = coeficiente empírico com valor próximo a 0,6.

Então:

$$Q_{S2 \text{ tubo}} = 0,6 \times 0,03142 \times \sqrt{2 \times 9,18 \times 0,47} = 0,057 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{Eq.42}$$

A vazão de saída é a soma da vazão de saída por infiltração com a vazão de saída do orifício.

$$Q = Q_{S2 \text{ inf}} + Q_{S2 \text{ tubo}} = 0,058 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{Eq.43}$$

O cálculo da drenagem efetiva é o produto da área pelo respectivo coeficiente de escoamento superficial. Os coeficientes de escoamento superficial utilizados foram retirados da tabela 10. Para o cálculo da área de drenagem efetiva considerou-se como impermeável as áreas da pista e das edificações, e para a área permeável o restante, como mostra o cálculo a seguir:

- Área impermeável da pista: $95,02 \times 4,30 \times 0,8 = 326,8688\text{m}^2$.
- Área impermeável da edificação 6: $527,05\text{m}^2 \times 0,80 = 421,64\text{m}^2$.
- Área impermeável da edificação 7: $318,05\text{m}^2 \times 0,80 = 254,44\text{m}^2$.
- Área permeável: $[6481\text{m}^2$ (área total da região 2) $- 408,586\text{m}^2$ (pista) $- 527,05\text{m}^2$ (edificação 6) $- 318,05\text{m}^2$ (edificação 7)] $\times 0,15 = 784,0971\text{m}^2$.

Portanto, para a área de drenagem efetiva ($A_{2A-EFET}$) encontrou-se o valor de $1.786,8\text{m}^2$.

Para a vazão específica de infiltração.

$$qs_{2 \text{ inf}} = \frac{4,37 \times 10^{-4}}{1.786,8} \times 3.600.00 = 0,88 \text{ mm/h} \quad \text{Eq.44}$$

Pra a vazão específica orifício.

$$qs_{2 \text{ tubo}} = \frac{0,05721}{1.786,8} \times 3.600.000 = 115,26\text{mm/h} \quad \text{Eq.45}$$

A vazão específica final é dada pela soma da vazão específica de infiltração e da vazão específica do orifício.

$$qs = 116,15\text{mm/h}$$

A tabela 17 mostra as variáveis para a obtenção da altura máxima específica DH_2 máx. O resultado encontrado para a altura máxima de armazenamento foi de 21mm. Para esta resolução, foi acrescentada uma coluna contendo o volume acumulado. Quando o volume acumulado for maior que o volume de água máximo a armazenar ($V_2\text{max}$), altera-se manualmente, deste ponto em diante, a fórmula da vazão específica, acrescentando o orifício.

Tabela 17: Cálculo da altura máxima da trincheira 2 com orifício. Método das chuvas.

HORTO UNIVERSITÁRIO
TRINCHEIRA DE INFILTRAÇÃO 2 - versão com orifício

largura (m)	0,6	Área Contribuição (m ²)	6481
comprimento (m)	95,02	C	0,275
profundidade (m)	2,30	Diâmetro do tubo (m)	0,2
permeabilidade (m/s)	0,000001	h carga sobre orifício (m)	0,47

Área de infiltração (m ²)	437,0874	Aefet (m ²)	1786,8117	Área do Tubo (m ²)	0,031
Qs (m ³ /s)	0,058	Qs inf (m ³ /s)	0,00044	Qs tubo (m ³ /s)	0,057
qs (mm/h)	116,15	qs inf (mm/h)	0,88	qs tubo (mm/h)	115,266

T (min)	t (h)	i (mm/h)	P (mm)	Volume acumulado (m ³)	qs2.t (mm)	DH2 = P - qs2.t (mm)
0	0,0000	244,2092	0,0000	0	0,0000	0,0000
0,5	0,0083	239,9656	1,9997	3,6	0,0073	1,9924
1	0,0167	235,8636	3,9311	7,0	0,0147	3,9164
1,5	0,025	231,8964	5,7974	10,4	0,0220	5,7754
2	0,0333	228,0574	7,6019	13,6	0,0294	7,5726
2,5	0,0417	224,3405	9,3475	16,7	0,0367	9,3108
3	0,05	220,7401	11,0370	19,7	0,0440	10,9930
3,5	0,0583	217,2508	12,6730	22,6	0,0514	12,6216
4	0,0667	213,8676	14,2578	25,5	0,0587	14,1991
4,5	0,075	210,5857	15,7939	28,2	0,0660	15,7279
5	0,08333333	207,4008	17,2834	30,9	0,0734	17,2100
5,5	0,09166667	204,3085	18,7283	33,5	0,0807	18,6476
6	0,1	201,3051	20,1305	36,0	0,0881	20,0424
6,5	0,10833333	198,3866	21,4919	38,4	0,0954	21,3965
7	0,11666667	195,5496	22,8141	40,8	0,1027	21,5814
7,5	0,125	192,7908	24,0988	43,1	0,1100	23,0988

V2max (m ³)	38,23	Smax > Vmax
S2max (m ³)	39,34	
Tesv (h)	19,37	Tesv < 24 h

Entrada de Dados
Resultados

Para o valor de DH_{max} (altura específica máxima) encontrado, o volume de água máximo a armazenar será encontrado substituindo-se os valores na equação 14:

$$V_{2max} = 21,3965 / 1000 \times 1786,8117 = 38,23 \text{ m}^3 \quad \text{Eq.46}$$

Adotando para a porosidade do material de enchimento um valor igual a 0,3 (brita), e substituindo valores na equação 15, o volume máximo de armazenamento na trincheira será:

$$S_{2max} = 0,3 \times 0,6 \times 2,30 \times 95,02 = 39,34 \text{ m}^3 \quad \text{Eq.47}$$

Os valores encontrados revelam que o volume máximo de água encontrado, para dados de chuva de tempo de recorrência de 10 anos, é menor que a capacidade de armazenamento da trincheira ($S_{2max} > V_{2max}$). Isto é, a trincheira é capaz de armazenar a água nos vazios do material granular, para uma situação de chuva de projeto com tempo de recorrência de 10 anos.

Finalizando, o tempo de esvaziamento, que não deve ser superior a 24 horas, é proporcional as descargas de infiltração e orifício.

$$T_{esv} = DH_{max} \times \frac{p-h_{carga}}{p} / q_{S_{inft}} + DH_{max} \times \frac{h_{carga}}{p} / q_{S_{tubo}} = 19,37 \text{ h} \quad \text{Eq.48}$$

A figura 49 representa o detalhe da fig. 44 para a trincheira com orifício.

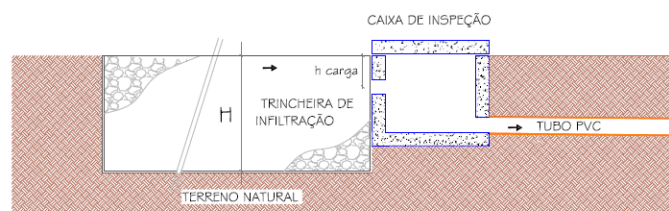


Figura 49: Detalhe da caixa de inspeção. Corte A-A' da trincheira de infiltração com orifício.

Para o cálculo da mesma trincheira utilizando o critério de **Conservação de Massa**, montou-se a tabela 18, que mostra as variáveis para o cálculo da altura

máxima da trincheira. Para este dimensionamento, foi arbitrado o valor de 1m para a largura que resultou em uma profundidade de 1,39m. A área exclusiva de infiltração foi arbitrada de modo que a carga sobre o orifício resultasse no mesmo valor que a utilizada no método das chuvas de forma a facilitar possíveis comparações.

Tabela 18: Cálculo da altura máxima da trincheira 2 com orifício – Balanço de massa.

HORTO UNIVERSITÁRIO

TRINCHEIRA DE INFILTRAÇÃO 2 – versão com orifício

Área de drenagem (m ²)	6481	Área do Tubo (m ²)	0,0314
C=	0,2757	h carga sobre orifício (m)	0,47
permeabilidade (m/s)	0,000001	0,3 X Af trincheira (m ²)	28,506
largura (m)	1	H máx (m)	1,39
comprimento (m)	95,019		
Número de orifícios	1		
Diâmetro do Tubo (m)	0,2		
h' exclusiva inf. (m)	0,92		

■	Entrada de Dados
■	Resultado

T (min)	t (h)	i (mm/h)	Pt(mm)	P/dt(mm)	i por dt (mm/h)	Qe(m ³ /s)	Qs(m ³ /s)	ht (m)	ht+1 (m)
0,2	0,003	242,494	0,8	0,8	242,5	0,1204	0,00000	0,00000	0,05067
0,4	0,007	240,803	1,6	0,8	239,1	0,1187	0,00001	0,05067	0,10062
0,6	0,010	239,134	2,4	0,8	235,8	0,1170	0,00002	0,10062	0,14988
0,8	0,013	237,488	3,2	0,8	232,5	0,1154	0,00003	0,14988	0,19846
1	0,017	235,864	3,9	0,8	229,4	0,1138	0,00004	0,19846	0,24637
1,2	0,020	234,261	4,7	0,8	226,2	0,1123	0,00005	0,24637	0,29362
1,4	0,023	232,679	5,4	0,7	223,2	0,1108	0,00006	0,29362	0,34023
1,6	0,027	231,119	6,2	0,7	220,2	0,1093	0,00006	0,34023	0,38621
1,8	0,030	229,578	6,9	0,7	217,3	0,1078	0,00007	0,38621	0,43158
2	0,033	228,057	7,6	0,7	214,4	0,1064	0,00008	0,43158	0,47633
2,2	0,037	226,556	8,3	0,7	211,5	0,1050	0,00009	0,47633	0,52049
2,4	0,040	225,074	9,0	0,7	208,8	0,1036	0,00010	0,52049	0,56407
2,6	0,043	223,611	9,7	0,7	206,1	0,1023	0,00011	0,56407	0,60708
2,8	0,047	222,167	10,4	0,7	203,4	0,1009	0,00012	0,60708	0,64953
3	0,050	220,740	11,0	0,7	200,8	0,0996	0,00012	0,64953	0,69143
3,2	0,053	219,331	11,7	0,7	198,2	0,0984	0,00013	0,69143	0,73278
3,4	0,057	217,940	12,3	0,7	195,7	0,0971	0,00014	0,73278	0,77361
3,6	0,060	216,566	13,0	0,6	193,2	0,0959	0,00015	0,77361	0,81392
3,8	0,063	215,208	13,6	0,6	190,8	0,0947	0,00015	0,81392	0,85371
4	0,067	213,868	14,3	0,6	188,4	0,0935	0,00016	0,85371	0,89301

4,2	0,070	212,543	14,9	0,6	186,0	0,0923	0,00017	0,89301	0,93181
4,4	0,073	211,234	15,5	0,6	183,8	0,0912	0,00018	0,93181	0,97013
4,6	0,077	209,941	16,1	0,6	181,5	0,0901	0,00018	0,97013	1,00797
4,8	0,080	208,663	16,7	0,6	179,3	0,0890	0,00019	1,00797	1,04535
5	0,083	207,401	17,3	0,6	177,1	0,0879	0,02974	1,04535	1,06983
5,2	0,087	206,153	17,9	0,6	175,0	0,0868	0,03251	1,06983	1,09270
5,4	0,090	204,920	18,4	0,6	172,9	0,0858	0,03489	1,09270	1,11413
5,6	0,093	203,701	19,0	0,6	170,8	0,0848	0,03698	1,11413	1,13425
5,8	0,097	202,496	19,6	0,6	168,8	0,0838	0,03884	1,13425	1,15316
6	0,100	201,305	20,1	0,6	166,8	0,0828	0,04051	1,15316	1,17095
6,2	0,103	200,128	20,7	0,5	164,8	0,0818	0,04203	1,17095	1,18769
6,4	0,107	198,964	21,2	0,5	162,9	0,0808	0,04340	1,18769	1,20346
6,6	0,110	197,813	21,8	0,5	161,0	0,0799	0,04466	1,20346	1,21829
6,8	0,113	196,675	22,3	0,5	159,1	0,0790	0,04581	1,21829	1,23226
7	0,117	195,550	22,8	0,5	157,3	0,0781	0,04687	1,23226	1,24539
7,2	0,120	194,437	23,3	0,5	155,5	0,0772	0,04784	1,24539	1,25774
7,4	0,123	193,336	23,8	0,5	153,7	0,0763	0,04874	1,25774	1,26934
7,6	0,127	192,248	24,4	0,5	152,0	0,0754	0,04956	1,26934	1,28023
7,8	0,130	191,172	24,9	0,5	150,3	0,0746	0,05033	1,28023	1,29044
8	0,133	190,107	25,3	0,5	148,6	0,0737	0,05104	1,29044	1,30000
8,2	0,137	189,054	25,8	0,5	146,9	0,0729	0,05169	1,30000	1,30894
8,4	0,140	188,012	26,3	0,5	145,3	0,0721	0,05229	1,30894	1,31729
8,6	0,143	186,981	26,8	0,5	143,7	0,0713	0,05285	1,317286	1,32506
8,8	0,147	185,961	27,3	0,5	142,1	0,0705	0,05336	1,32506	1,33229
9	0,150	184,952	27,7	0,5	140,6	0,0698	0,05384	1,33229	1,33899
9,2	0,153	183,954	28,2	0,5	139,0	0,0690	0,05427	1,33899	1,34520
9,4	0,157	182,966	28,7	0,5	137,5	0,0683	0,05467	1,34520	1,35092
9,6	0,160	181,989	29,1	0,5	136,0	0,0675	0,05504	1,35092	1,35617
9,8	0,163	181,021	29,6	0,4	134,6	0,0668	0,05537	1,35617	1,36098
10	0,167	180,064	30,0	0,4	133,2	0,0661	0,05568	1,36098	1,36537
10,2	0,170	179,116	30,4	0,4	131,7	0,0654	0,05595	1,36537	1,36934
10,4	0,173	178,178	30,9	0,4	130,3	0,0647	0,05620	1,36934	1,37292
10,6	0,177	177,250	31,3	0,4	129,0	0,0640	0,05642	1,37292	1,37611
10,8	0,180	176,331	31,7	0,4	127,6	0,0633	0,05662	1,37611	1,37894
11	0,183	175,421	32,2	0,4	126,3	0,0627	0,05680	1,37894	1,38142
11,2	0,187	174,521	32,6	0,4	125,0	0,0620	0,05695	1,38142	1,38356
11,4	0,190	173,629	33,0	0,4	123,7	0,0614	0,05708	1,38356	1,38538
11,6	0,193	172,746	33,4	0,4	122,4	0,0608	0,05719	1,38538	1,38689
11,8	0,197	171,872	33,8	0,4	121,2	0,0601	0,05728	1,38689	1,38809
12	0,200	171,007	34,2	0,4	119,9	0,0595	0,05736	1,38809	1,38901
12,2	0,203	170,150	34,6	0,4	118,7	0,0589	0,05741	1,38901	1,38964
12,4	0,207	169,301	35,0	0,4	117,5	0,0583	0,05745	1,38964	1,39002
12,6	0,210	168,461	35,4	0,4	116,4	0,0578	0,05748	1,39002	1,39013
12,8	0,213	167,629	35,8	0,4	115,2	0,0572	0,05748	1,39013	1,39000
13	0,217	166,804	36,1	0,4	114,0	0,0566	0,05748	1,39000	1,38964
13,2	0,220	165,988	36,5	0,4	112,9	0,0560	0,05745	1,38964	1,38904

13,4	0,223	165,179	36,9	0,4	111,8	0,0555	0,05742	1,38904	1,38824
13,6	0,227	164,378	37,3	0,4	110,7	0,0549	0,05737	1,38824	1,38722

Os valores encontrados pelos dois métodos apresentaram o mesmo volume.

✓ TRINCHEIRA COM VERTEDOR

Para o dimensionamento da trincheira de infiltração 2, com descarga por vertedor, aplicando o **Método das Chuvas**, as dimensões mínimas encontradas foram de 1,00m de profundidade por 0,60m de largura. A descarga da trincheira se dará por infiltração até que a água atinja o vertedor quando então passará a ser efetuada pela soma da descarga por infiltração com a descarga do vertedor. Analogamente ao cálculo com orifício, as vazões de saída e específicas foram divididas em: de infiltração e pelo vertedor, onde a vazão de saída pelo vertedor é dada pela equação 49.

$$Q_{s\text{ vertedor}} = \frac{2}{3} m \times L \times (h - h_0) \times \sqrt{2g(h - h_0)} \quad \text{Eq.49}$$

Os valores encontrados estão relacionados na tabela 19. Neste caso, também foi acrescida uma coluna contendo o volume acumulado. Quando o volume acumulado for maior que o volume de água máximo a armazenar ($V_2\text{max}$), altera-se deste ponto em diante a fórmula da vazão específica, acrescentando o vertedor.

Tabela 19: Cálculo da altura máxima da trincheira 2 com vertedor. Método das chuvas.

HORTO UNIVERSITÁRIO

TRINCHEIRA DE INFILTRAÇÃO 2 -versão com vertedor

largura (m)	0,6	Área Contribuição (m ²)	6481
comprimento (m)	95,02	C	0,2757
profundidade (m)	1,00	h" do vert.	0,15
permeabilidade (m/s)	0,000001		

Área de infiltração (m ²)	190,04	Aefet (m ²)	1786,81		
Qs (m ³ /s)	0,0619	Qs inf (m ³ /s)	0,00019	Qs vert. (m ³ /s)	0,0617
qs (mm/h)	124,748	qs inf (mm/h)	0,3829	qs vert. (mm/h)	124,365

T(min)	t(h)	i(mm/h)	P (mm)	Volume acumulado (m ³)	qs2.t(mm)	DH2 = P - qs2.t(mm)
0	0,000	244,2092	0,0000	0	0,0000	0,0000
0,5	0,008	239,9656	1,9997	3,57	0,0032	1,9965
1	0,017	235,8636	3,9311	7,02	0,0064	3,9247
1,5	0,025	231,8964	5,7974	10,36	0,0096	5,7878
2	0,033	228,0574	7,6019	13,58	0,0128	7,5891
2,5	0,042	224,3405	9,3475	16,70	0,0160	9,3316
3	0,050	220,7401	11,0370	19,72	6,2374	4,7996

V2 max (m ³)	16,67	S max > V max
S2 max (m ³)	17,10	
Tesv (h)	20,73	Tesv < 24 h

Entrada de Dados
Resultados

Aplicando o princípio de **Conservação de Massa** (tabela 20), obtiveram-se resultados para o dimensionamento mínimo que correspondem a 0,85m para a largura e 0,85m para a profundidade, respeitando as condições de projeto.

Tabela 20: Cálculo da altura máxima da trincheira 2 com vertedor. Balanço de massa.

HORTO UNIVERSITÁRIO

TRINCHEIRA DE INFILTRAÇÃO 2 – versão com vertedor

Área de drenagem (m ²)	6481
C=	0,2757
permeabilidade (m/s)	0,000001
largura (m)	0,85
comprimento (m)	95,02
h' exclusiva inf. (m)	0,7

h" vertedor (m)	0,15
0,3 X Af trincheira (m ²)	24,23
H máx (m)	0,85

Entrada de Dados
Resultado

T (min)	t (h)	i (mm/h)	Pt(mm)	Pincremental(mm)	i por dt (mm/h)	Qe(m3/s)	Qs(m3/s)	ht (m)	ht+1 (m)
0	0,000	244,209	0	0	0	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000
0,2	0,003	242,494	0,8	0,8	242,5	0,1204	0,0000	0,00000	0,05961
0,4	0,007	240,803	1,6	0,8	239,1	0,1187	0,0000	0,05961	0,11838
0,6	0,010	239,134	2,4	0,8	235,8	0,1170	0,0000	0,11838	0,17633
0,8	0,013	237,488	3,2	0,8	232,5	0,1154	0,0000	0,17633	0,23348
1	0,017	235,864	3,9	0,8	229,4	0,1138	0,0000	0,23348	0,28984
1,2	0,020	234,261	4,7	0,8	226,2	0,1123	0,0001	0,28984	0,34543
1,4	0,023	232,679	5,4	0,7	223,2	0,1108	0,0001	0,34543	0,40026
1,6	0,027	231,119	6,2	0,7	220,2	0,1093	0,0001	0,40026	0,45434
1,8	0,030	229,578	6,9	0,7	217,3	0,1078	0,0001	0,45434	0,50771
2	0,033	228,057	7,6	0,7	214,4	0,1064	0,0001	0,50771	0,56035
2,2	0,037	226,556	8,3	0,7	211,5	0,1050	0,0001	0,56035	0,61230
2,4	0,040	225,074	9,0	0,7	208,8	0,1036	0,0001	0,61230	0,66356
2,6	0,043	223,611	9,7	0,7	206,1	0,1023	0,0001	0,66356	0,71415
2,8	0,047	222,167	10,4	0,7	203,4	0,1009	0,0027	0,71415	0,76283
3	0,050	220,740	11,0	0,7	200,8	0,0996	0,0238	0,76283	0,80037
3,2	0,053	219,331	11,7	0,7	198,2	0,0984	0,0480	0,80037	0,82531
3,4	0,057	217,940	12,3	0,7	195,7	0,0971	0,0669	0,82531	0,84026
3,6	0,060	216,566	13,0	0,6	193,2	0,0959	0,0792	0,84026	0,84852
3,8	0,063	215,208	13,6	0,6	190,8	0,0947	0,0863	0,84852	0,85266
4	0,067	213,868	14,3	0,6	188,4	0,0935	0,0899	0,85266	0,85443
4,2	0,070	212,543	14,9	0,6	186,0	0,0923	0,0915	0,85443	0,85484
4,4	0,073	211,234	15,5	0,6	183,8	0,0912	0,0919	0,85484	0,85451
4,6	0,077	209,941	16,1	0,6	181,5	0,0901	0,0916	0,85451	0,85376
4,8	0,080	208,663	16,7	0,6	179,3	0,0890	0,0909	0,85376	0,85280

A figura 50 representa o detalhe da fig. 44 para a trincheira com vertedor.

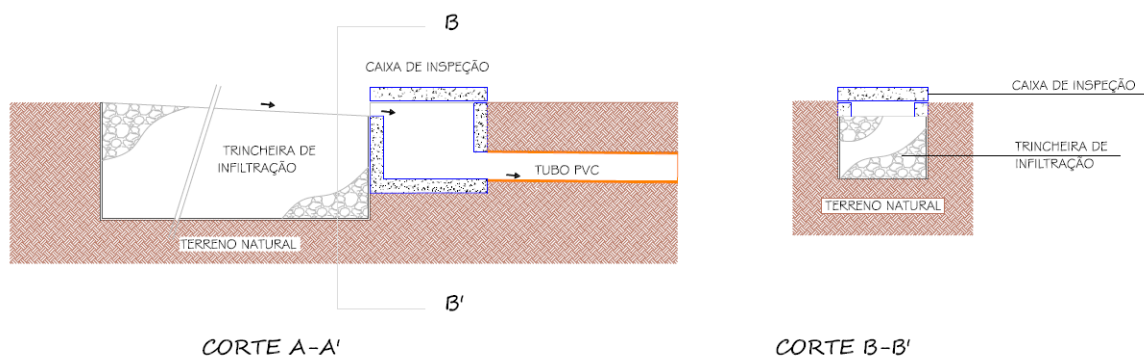


Figura 50: Detalhe da caixa de inspeção. Corte A-A' e B-B' da trincheira de infiltração com vertedor.

Os resultados finais para a área 2 estão resumidos na figura 51.

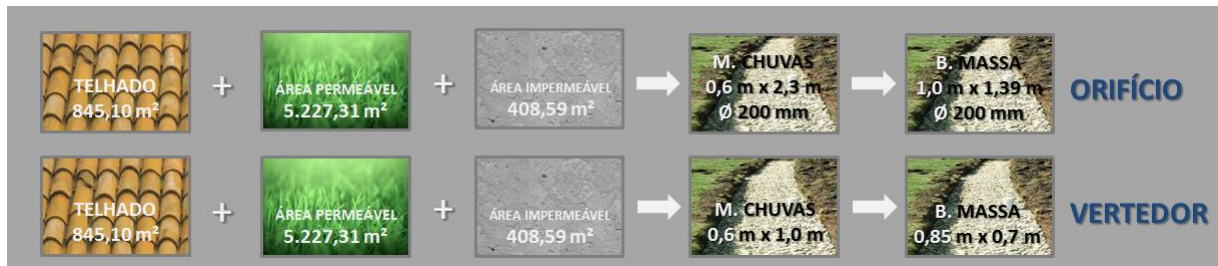


Figura 51: Resultados encontrados para a área 2.

6.4. PROJETO PARA ÁREA 3

6.4.1. CONCEPÇÃO DE PROJETO

Para a região 3 foi adotada uma solução similar a da região 1, parte da área será drenada para uma trincheira de infiltração e parte para jardins de chuva, conforme o arranjo da figura 52. A figura 53 mostra as áreas de contribuição para o dimensionamento da trincheira de infiltração 3 e para os jardins de chuva desta região.

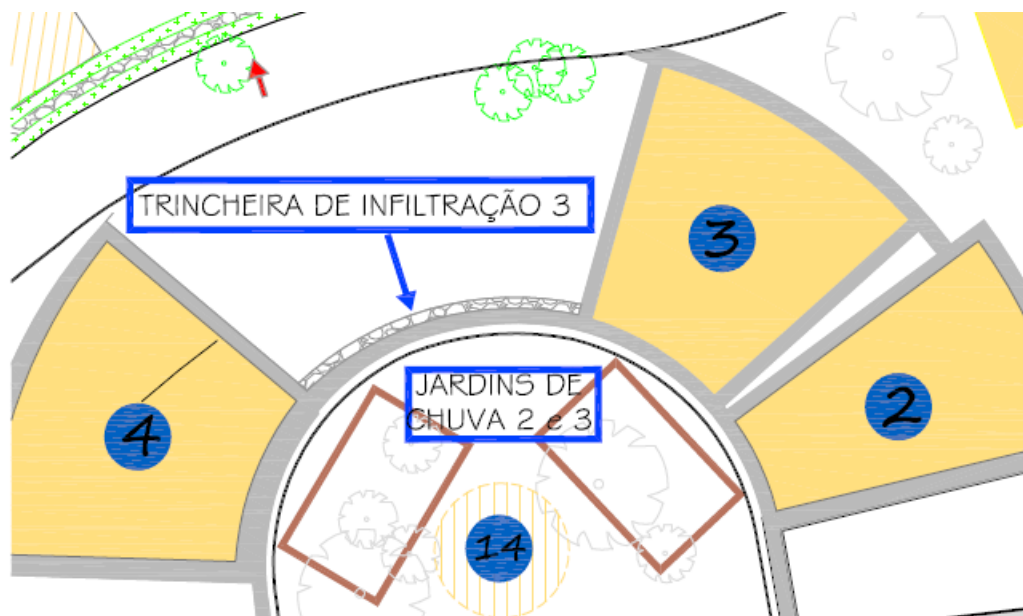


Figura 52: Solução de drenagem adotada para a região 3.

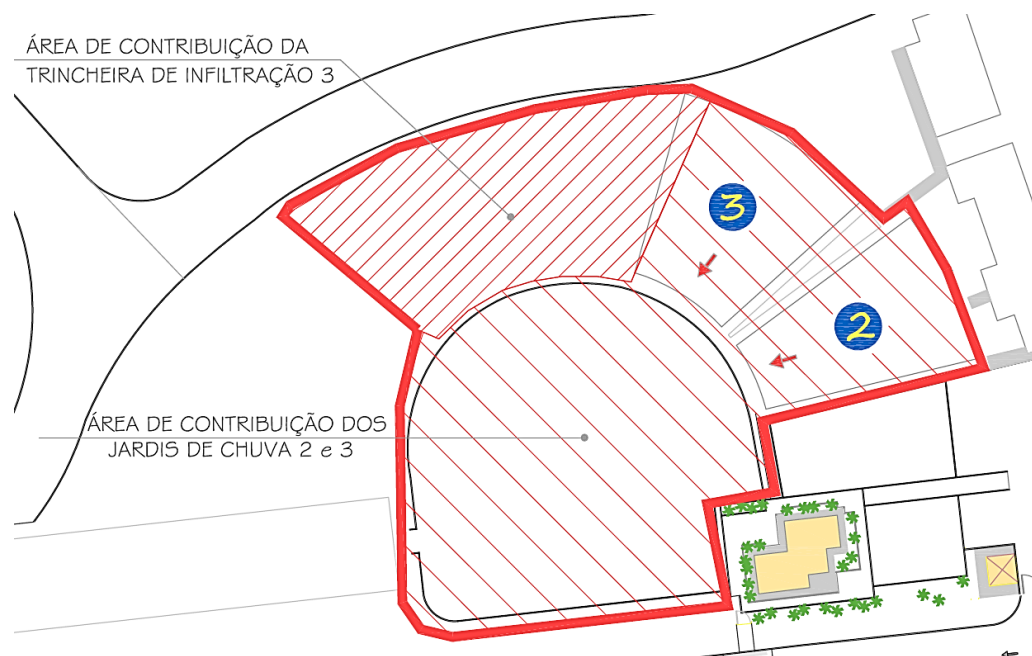


Figura 53: Áreas de contribuição da região 3.

6.4.2. DIMENSIONAMENTO DOS DISPOSITIVOS

✓ JARDIM DE CHUVA

As mesmas hipóteses formuladas para o jardim de chuva 1 foram consideradas para os jardins de chuva 2 e 3, onde a profundidade da camada de água na superfície do jardim será igual a 150 mm de profundidade e o leito filtrante será de 800m.

A área efetiva foi calculada atribuindo um coeficiente de escoamento superficial às diferentes superfícies encontradas no local. Portanto, os valores de runoff para a área de contribuição dos jardins são:

- Área impermeável da edificação 2: $254,29\text{m}^2 \times 0,80$ (tabela 10) = $203,43\text{m}^2$.
- Área impermeável da edificação 3: $298,92\text{m}^2 \times 0,80$ (tabela 10) = $239,14\text{m}^2$.
- Área permeável: $[2396\text{m}^2$ (área total da região 3) - $254,29\text{m}^2$ (edificação 2) - $298,92\text{m}^2$ (edificação 3) - 557m^2 (área de contribuição da trincheira 3)] $\times 0,15$ (tabela 10) = $192,86\text{m}^2$

Portanto, para a área de drenagem efetiva ($A_{3\text{-EFET}}$) encontrou-se o valor de $635,44\text{m}^2\text{m}^2$.

Assim, substituindo valores na equação 4, fornecida pelos **manuals de drenagem**, temos para o volume de água a ser tratado no jardim:

$$V_t = 1,5 \times 635,44 \times 0,015 = 14,30\text{m}^3 \quad \text{Eq.50}$$

E para a área da superfície do leito filtrante, valores foram substituídos na equação 5, obtendo a soma das áreas dos dois jardins da região 3:

$$A_{f_{3/4}} = \frac{14,30 \times 0,80}{10^{-6} \times (0,075 + 0,80)86400} = 151,32\text{m}^2 \quad \text{Eq.51}$$

As áreas de biorretenção 3 e 4, dimensionadas, serão de aproximadamente 12,80 m x 6 m, cada.

Utilizando o princípio de **Conservação de Massa**, montou-se a tabela 21, que mostra a planilha de cálculo com as variáveis para a obtenção da altura máxima da estrutura de biorretenção.

Tabela 21: Cálculo da altura máxima dos jardins de chuva da região 3. Balanço de massa.

HORTO UNIVERSITÁRIO

JARDIM DE CHUVA 2 e 3

Área de drenagem (m ²)	919,5
C=	0,3455
Dimensões do Jardim (m) a=	13,2
b=	8
Altura do Jardim (m)	0,8
permeabilidade (m/s)	0,000001

Af jardim de chuva x 0,2 (m ²)	21,12
A projeção jardim de chuva (m ²)	105,6
H max (m)	0,97
h sobre jardim (m)	0,17

 Entrada de Dados
 Resultado

T (min)	t (h)	i (mm/h)	Pt(mm)	Pincremental(mm)	i por dt (mm/h)	Qe(m3/s)	Qs(m3/s)	ht (m)	ht+1 (m)
0	0,0000	244,21	0	0	0	0	0,000000		0
5	0,0833	207,40	17,3	17,3	207,4	0,018302	0,000106	0,00000	0,25848
10	0,1667	180,06	30,0	12,7	152,7	0,013478	0,000117	0,25848	0,44826
15	0,2500	158,98	39,7	9,7	116,8	0,010307	0,000125	0,44826	0,59291
20	0,3333	142,23	47,4	7,7	92,0	0,008117	0,000131	0,59291	0,70634
25	0,4167	128,61	53,6	6,2	74,1	0,006542	0,000136	0,70634	0,79735
30	0,5000	117,32	58,7	5,1	60,9	0,005374	0,000139	0,79735	0,87170
35	0,5833	107,82	62,9	4,2	50,8	0,004484	0,000140	0,87170	0,88404
40	0,6667	99,72	66,5	3,6	43,0	0,003792	0,000140	0,88404	0,89442
45	0,7500	92,72	69,5	3,1	36,8	0,003243	0,000140	0,89442	0,90323
50	0,8333	86,62	72,2	2,6	31,7	0,002801	0,000140	0,90323	0,91080
55	0,9167	81,26	74,5	2,3	27,7	0,00244	0,000140	0,91080	0,91733
60	1,0000	76,51	76,5	2,0	24,3	0,002142	0,000140	0,91733	0,92302
65	1,0833	72,28	78,3	1,8	21,4	0,001892	0,000140	0,92302	0,92800
70	1,1667	68,47	79,9	1,6	19,1	0,001682	0,000140	0,92800	0,93238
75	1,2500	65,04	81,3	1,4	17,0	0,001503	0,000140	0,93238	0,93625
80	1,3333	61,94	82,6	1,3	15,3	0,00135	0,000140	0,93625	0,93969
85	1,4167	59,10	83,7	1,1	13,8	0,001217	0,000140	0,93969	0,94276
90	1,5000	56,51	84,8	1,0	12,5	0,001102	0,000140	0,94276	0,94549
95	1,5833	54,14	85,7	0,9	11,4	0,001002	0,000140	0,94549	0,94794
100	1,6667	51,95	86,6	0,9	10,4	0,000914	0,000140	0,94794	0,95014
105	1,7500	49,93	87,4	0,8	9,5	0,000836	0,000140	0,95014	0,95212
110	1,8333	48,05	88,1	0,7	8,7	0,000766	0,000140	0,95212	0,95390
115	1,9167	46,31	88,8	0,7	8,0	0,000705	0,000140	0,95390	0,95550
120	2,0000	44,69	89,4	0,6	7,4	0,00065	0,000140	0,95550	0,95695
125	2,0833	43,17	89,9	0,6	6,8	0,0006	0,000140	0,95695	0,95826
130	2,1667	41,75	90,5	0,5	6,3	0,000556	0,000140	0,95826	0,95945
135	2,2500	40,42	91,0	0,5	5,8	0,000516	0,000140	0,95945	0,96052
140	2,3333	39,17	91,4	0,5	5,4	0,000479	0,000140	0,96052	0,96148
145	2,4167	38,00	91,8	0,4	5,1	0,000446	0,000140	0,96148	0,96235
150	2,5000	36,89	92,2	0,4	4,7	0,000416	0,000140	0,96235	0,96314
155	2,5833	35,84	92,6	0,4	4,4	0,000389	0,000140	0,96314	0,96385
160	2,6667	34,85	92,9	0,3	4,1	0,000364	0,000140	0,96385	0,96449
165	2,7500	33,91	93,3	0,3	3,9	0,000341	0,000140	0,96449	0,96506
170	2,8333	33,02	93,6	0,3	3,6	0,000319	0,000140	0,96506	0,96557
175	2,9167	32,17	93,8	0,3	3,4	0,0003	0,000140	0,96557	0,96602
180	3,0000	31,37	94,1	0,3	3,2	0,000282	0,000140	0,96602	0,96643
185	3,0833	30,60	94,4	0,3	3,0	0,000265	0,000140	0,96643	0,96678
190	3,1667	29,87	94,6	0,2	2,8	0,00025	0,000140	0,96678	0,96710
195	3,2500	29,17	94,8	0,2	2,7	0,000235	0,000140	0,96710	0,96737
200	3,3333	28,51	95,0	0,2	2,5	0,000222	0,000140	0,96737	0,96760
205	3,4167	27,87	95,2	0,2	2,4	0,00021	0,000140	0,96760	0,96780
210	3,5000	27,26	95,4	0,2	2,2	0,000198	0,000140	0,96780	0,96797
215	3,5833	26,67	95,6	0,2	2,1	0,000187	0,000140	0,96797	0,96811
220	3,6667	26,11	95,7	0,2	2,0	0,000177	0,000140	0,96811	0,96821

225	3,7500	25,58	95,9	0,2	1,9	0,000168	0,000140	0,96821	0,96829
230	3,8333	25,06	96,1	0,2	1,8	0,000159	0,000140	0,96829	0,96835
235	3,9167	24,56	96,2	0,1	1,7	0,000151	0,000140	0,96835	0,96838
240	4,0000	24,08	96,3	0,1	1,6	0,000143	0,000140	0,96838	0,96839
245	4,0833	23,62	96,5	0,1	1,5	0,000136	0,000140	0,96839	0,96838
250	4,1667	23,18	96,6	0,1	1,5	0,000129	0,000140	0,96838	0,96835
255	4,2500	22,75	96,7	0,1	1,4	0,000123	0,000140	0,96835	0,96831

As áreas de biorretenção 3 e 4 dimensionadas pelo critério de balanço de massa serão de aproximadamente 13,20 m x 8 m, cada.

✓ TRINCHEIRAS DE INFILTRAÇÃO

Para a trincheira de infiltração 3 dimensionada pelo **Método das Chuvas** formulou-se a planilha mostrada na tabela 22, onde os valores mínimos encontrados foram de 0,60m de largura e 2,20m de profundidade. E para a área de drenagem efetiva temos:

$$A_{3\text{-EFET}} = 530 \text{ (área permeável)} \times 0,15 + 27 \text{ (área impermeável, parte da edificação 3)} \times 0,80 = 101,1 \text{ m}^2 \quad \text{Eq.52}$$

Tabela 22: Dimensionamento da trincheira de infiltração 3. – Método das Chuvas.

HORTO UNIVERSITÁRIO TRINCHEIRA DE INFILTRAÇÃO 3

largura (m)	0,6	Área Contribuição (m ²)	557
comprimento (m)	22,2	C	0,183
profundidade (m)	2,20		
permeabilidade (m/s)	0,000001		

Área de infiltração (m ²)	97,68	Aefet (m ²)	101,10
Qs (m ³ /s)	0,00010		
qs (mm/h)	3,478		

T (min)	t (h)	i (mm/h)	P (mm)	qs3.t (mm)	DH3 = P - qs3.t (mm)
0	0,0000	244,2092	0,0000	0,0000	0,0000
5	0,0833	207,4008	17,2834	0,2899	16,9935
10	0,1667	180,0637	30,0106	0,5797	29,4309
15	0,25	158,9767	39,7442	0,8696	38,8746

20	0,3333	142,2270	47,4090	1,1594	46,2496
25	0,4167	128,6085	53,5869	1,4493	52,1376
30	0,5	117,3230	58,6615	1,7391	56,9224
35	0,5833	107,8219	62,8961	2,0290	60,8671
40	0,6667	99,7153	66,4769	2,3188	64,1581
45	0,75	92,7192	69,5394	2,6087	66,9307
60	1	76,5111	76,5111	3,4782	73,0328
120	2	44,6862	89,3724	6,9564	82,4160
240	4	24,0841	96,3366	13,9129	82,4237
360	6	16,3640	98,1840	20,8693	77,3147
480	8	12,3446	98,7566	27,8258	70,9308

V3max (m³)	8,33	
S3max (m³)	8,79	Smax > Vmax
Tesv (h)	23,70	Tesv < 24 h

Entrada de Dados
Resultados

Solução através de resolução gráfica, conforme figura 54.

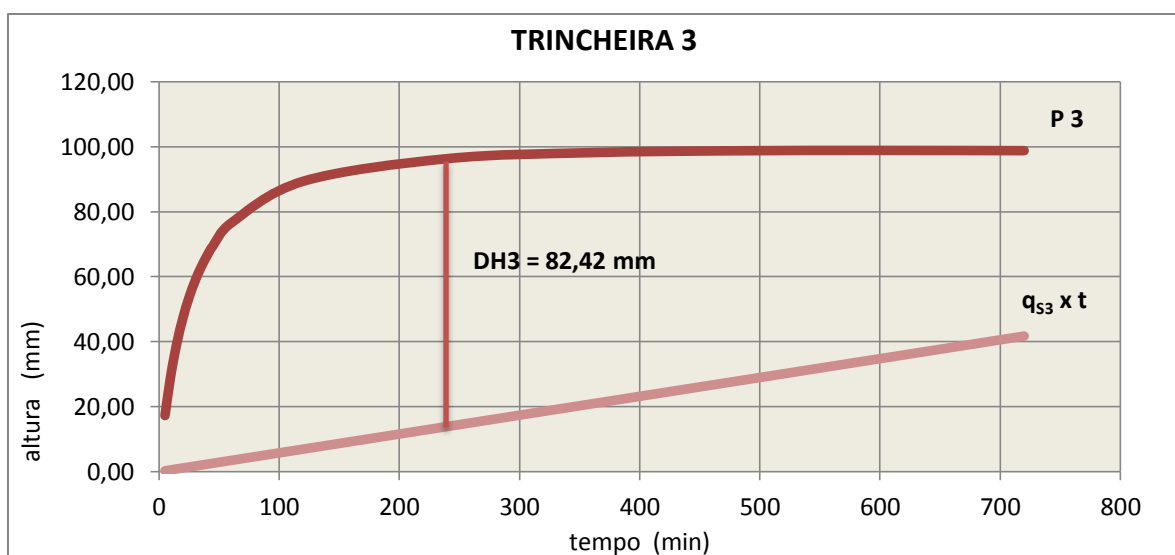


Figura 54: Altura específica máxima para a trincheira 3

Utilizando o critério de **Conservação de Massa** para a trincheira 3, montou-se a planilha mostrada na tabela 23. O resultado encontrado foi de uma trincheira com 1m de largura, por 1,33 m de profundidade.

Tabela 23: Variáveis para o cálculo da altura da trincheira 3 – Balanço de massa

HORTO UNIVERSITÁRIO
TRINCHEIRA DE INFILTRAÇÃO 3

Área de drenagem (m ²)	557
C=	0,1815
permeabilidade (m/s)	0,000001
largura (m)	1
comprimento (m)	22,5

0,3 X Af trincheira (m ²)	6,75
H máx (m)	1,33

	Entrada de Dados
	Resultado

T (min)	t (h)	i (mm/h)	Pt(mm)	Pincremental(mm)	i por dt (mm/h)	Qe(m3/s)	Qs(m3/s)	ht (m)	ht+1 (m)
5	0,083	207,401	17,3	17,3	207,4	0,0058	0,0000	0,00000	0,25887
10	0,167	180,064	30,0	12,7	152,7	0,0043	0,0000	0,25887	0,44897
15	0,250	158,977	39,7	9,7	116,8	0,0033	0,0000	0,44897	0,59386
20	0,333	142,227	47,4	7,7	92,0	0,0026	0,0000	0,59386	0,70748
25	0,417	128,608	53,6	6,2	74,1	0,0021	0,0000	0,70748	0,79859
30	0,500	117,323	58,7	5,1	60,9	0,0017	0,0000	0,79859	0,87300
35	0,583	107,822	62,9	4,2	50,8	0,0014	0,0000	0,87300	0,93468
40	0,667	99,715	66,5	3,6	43,0	0,0012	0,0000	0,93468	0,98644
45	0,750	92,719	69,5	3,1	36,8	0,0010	0,0000	0,98644	1,03034
50	0,833	86,621	72,2	2,6	31,7	0,0009	0,0000	1,03034	1,06790
55	0,917	81,260	74,5	2,3	27,7	0,0008	0,0000	1,06790	1,10027
60	1,000	76,511	76,5	2,0	24,3	0,0007	0,0000	1,10027	1,12836
65	1,083	72,275	78,3	1,8	21,4	0,0006	0,0001	1,12836	1,15287
70	1,167	68,474	79,9	1,6	19,1	0,0005	0,0001	1,15287	1,17436
75	1,250	65,045	81,3	1,4	17,0	0,0005	0,0001	1,17436	1,19327
80	1,333	61,935	82,6	1,3	15,3	0,0004	0,0001	1,19327	1,20997
85	1,417	59,104	83,7	1,1	13,8	0,0004	0,0001	1,20997	1,22477
90	1,500	56,514	84,8	1,0	12,5	0,0004	0,0001	1,22477	1,23792
95	1,583	54,137	85,7	0,9	11,4	0,0003	0,0001	1,23792	1,24961
100	1,667	51,948	86,6	0,9	10,4	0,0003	0,0001	1,24961	1,26003
105	1,750	49,925	87,4	0,8	9,5	0,0003	0,0001	1,26003	1,26933
110	1,833	48,051	88,1	0,7	8,7	0,0002	0,0001	1,26933	1,27764
115	1,917	46,309	88,8	0,7	8,0	0,0002	0,0001	1,27764	1,28505
120	2,000	44,686	89,4	0,6	7,4	0,0002	0,0001	1,28505	1,29167
125	2,083	43,171	89,9	0,6	6,8	0,0002	0,0001	1,29167	1,29758
130	2,167	41,753	90,5	0,5	6,3	0,0002	0,0001	1,29758	1,30285
135	2,250	40,423	91,0	0,5	5,8	0,0002	0,0001	1,30285	1,30754

140	2,333	39,173	91,4	0,5	5,4	0,0002	0,0001	1,30754	1,31171
145	2,417	37,997	91,8	0,4	5,1	0,0001	0,0001	1,31171	1,31540
150	2,500	36,888	92,2	0,4	4,7	0,0001	0,0001	1,31540	1,31866
155	2,583	35,840	92,6	0,4	4,4	0,0001	0,0001	1,31866	1,32152
160	2,667	34,849	92,9	0,3	4,1	0,0001	0,0001	1,32152	1,32402
165	2,750	33,910	93,3	0,3	3,9	0,0001	0,0001	1,32402	1,32619
170	2,833	33,019	93,6	0,3	3,6	0,0001	0,0001	1,32619	1,32805
175	2,917	32,172	93,8	0,3	3,4	0,0001	0,0001	1,32805	1,32964
180	3,000	31,367	94,1	0,3	3,2	0,0001	0,0001	1,32964	1,33096
185	3,083	30,601	94,4	0,3	3,0	0,0001	0,0001	1,33096	1,33205
190	3,167	29,870	94,6	0,2	2,8	0,0001	0,0001	1,33205	1,33292
195	3,250	29,172	94,8	0,2	2,7	0,0001	0,0001	1,33292	1,33358
200	3,333	28,506	95,0	0,2	2,5	0,0001	0,0001	1,33358	1,33406
205	3,417	27,869	95,2	0,2	2,4	0,0001	0,0001	1,33406	1,33435
210	3,500	27,259	95,4	0,2	2,2	0,0001	0,0001	1,33435	1,33449
215	3,583	26,674	95,6	0,2	2,1	0,0001	0,0001	1,33449	1,33447
220	3,667	26,114	95,7	0,2	2,0	0,0001	0,0001	1,33447	1,33431
225	3,750	25,576	95,9	0,2	1,9	0,0001	0,0001	1,33431	1,33402

Os resultados finais para a área 3 estão resumidos na figura 55.



Figura 55: Resultados encontrados para a área 3.

6.5. PROJETO PARA ÁREA 4

6.5.1. CONCEPÇÃO DE PROJETO

Na área 4, para a área que será drenada, foi adotado um valo de infiltração interligado a um sistema de drenagem convencional, conforme indicado na figura 56. A figura 57 mostra as áreas de contribuição utilizadas para o dimensionamento.

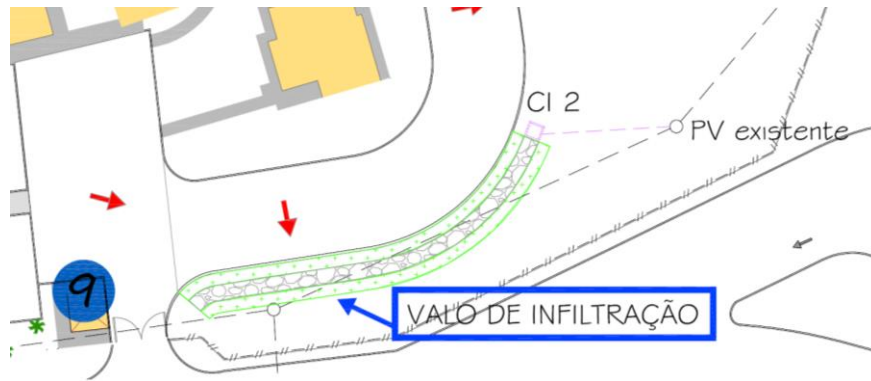


Figura 56: Solução de drenagem adotada para a região 4.

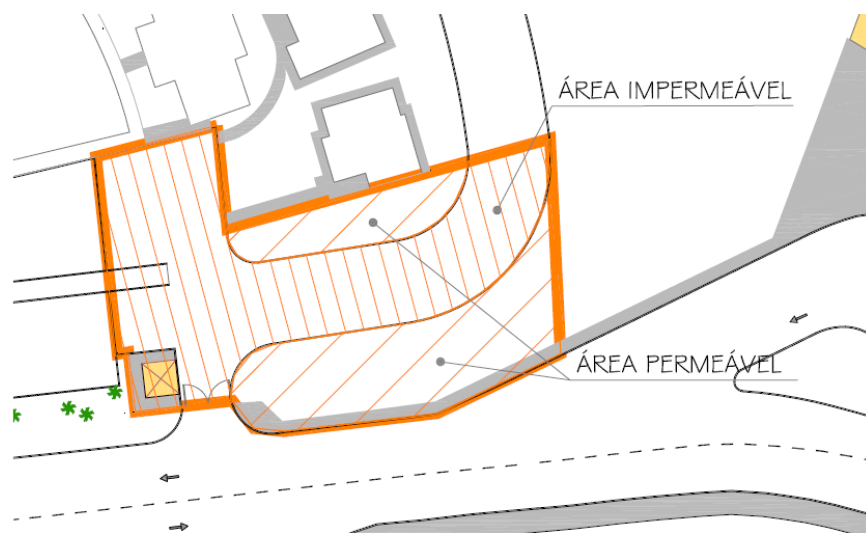


Figura 57: Áreas de contribuição da região 4

6.5.2. DIMENSIONAMENTO DOS DISPOSITIVOS

Para o dimensionamento do valão de infiltração, admitiu-se 3,10m para a base maior, 1,25m para a base menor e 0,30m de profundidade. Onde, a área de drenagem efetiva foi calculada assim:

$$A_{4-EFET} = 327,90 \text{ (área permeável)} \times 0,15 + 469,10 \text{ (área impermeável, pista)} \times 0,80 = 424,465 \text{ m}^2 \quad \text{Eq.53}$$

A tabela 24 mostra os resultados do dimensionamento, empregando o **Método das Chuvas**.

Tabela 24: Dimensionamento do valo de infiltração - Método da Chuvas

HORTO UNIVERSITÁRIO**VALO DE INFILTRAÇÃO**

base menor (m)	1,25	Área Contribuição (m ²)	797
comprimento (m)	28,24	C	0,5326
profundidade (m)	0,30	Diâmetro do tubo (m)	0,1
permeabilidade (m/s)	0,000001	h carga sobre orifício (m)	0,15

Área de infiltração (m ²)	90,13	A efet (m ²)	424,48	Área do Tubo (m ²)	0,00785
Qs (m ³ /s)	0,00817	Qs inf (m ³ /s)	9,01319E-05	Qs tubo (m ³ /s)	0,00808
qs (mm/h)	69,2908	qs inf (mm/h)	0,7644	qs tubo (mm/h)	68,5264
B (base maior)	3,10				

T (min)	t (h)	i (mm/h)	P (mm)	Volume acumulado (m ³)	qs.t (mm)	DH = P - qs.t (mm)
0	0,0000	244,2092	0,0000	0	0,0000	0,0000
0,5	0,0083	239,9656	1,9997	0,85	0,0064	1,9933
1	0,0167	235,8636	3,9311	1,67	0,0127	3,9183
1,5	0,025	231,8964	5,7974	2,46	0,0191	5,7783
2	0,0333	228,0574	7,6019	3,23	0,0255	7,5764
2,5	0,0417	224,3405	9,3475	3,97	0,0319	9,3157
3	0,05	220,7401	11,0370	4,69	0,0382	10,9988
3,5	0,0583	217,2508	12,6730	5,38	0,0446	12,6284
4	0,0667	213,8676	14,2578	6,05	0,0510	14,2069
4,5	0,075	210,5857	15,7939	6,70	0,0573	15,7366
5	0,08333333	207,4008	17,2834	7,34	0,0637	17,2197
5,5	0,09166667	204,3085	18,7283	7,95	0,0701	18,6582
6	0,1	201,3051	20,1305	8,55	0,0764	20,0541
6,5	0,10833333	198,3866	21,4919	9,12	0,0828	21,4091
7	0,11666667	195,5496	22,8141	9,68	0,0892	22,7249
7,5	0,125	192,7908	24,0988	10,23	0,0956	24,0033
8	0,13333333	190,1069	25,3476	10,76	0,1019	25,2457
8,5	0,14166667	187,4950	26,5618	11,28	0,1083	26,4535
9	0,15	184,9523	27,7428	11,78	0,1147	27,6282
9,5	0,15833333	182,4761	28,8920	12,26	0,1210	28,7710
10	0,16666667	180,0637	30,0106	12,74	0,1274	29,8832
10,5	0,175	177,7129	31,0998	13,20	0,1338	30,9660
11	0,18333333	175,4212	32,1606	13,65	0,1401	32,0204
11,5	0,19166667	173,1866	33,1941	14,09	0,1465	33,0476
12	0,2	171,0068	34,2014	14,52	0,1529	34,0485
12,5	0,20833333	168,8800	35,1833	14,93	0,1593	35,0241

13	0,21666667	166,8042	36,1409	15,34	0,1656	35,9753
13,5	0,225	164,7777	37,0750	15,74	15,5904	21,4845
14	0,23333333	162,7986	37,9864	16,12	16,1678	21,8185

V max (m ³)	15,27	S max > V max
S max (m ³)	18,41	
Tesv (h)	23,79	Tesv < 24 h

Entrada de Dados
Resultados

Pelo princípio de **Conservação de Massa**, as dimensões encontradas para o valo foram iguais às do Método das Chuvas. A tabela 25 apresenta os resultados encontrados.

Tabela 25: Dimensionamento do valo de infiltração – Balanço de massa

HORTO UNIVERSITÁRIO

VALO DE INFILTRAÇÃO

Área de drenagem (m ²)	797
C=	0,5326
permeabilidade (m/s)	0,000001
base menor (m)	1,25
comprimento (m)	28,24
Número de orifícios	1
Diâmetro do Tubo (m)	0,1
h exclusivo inf. (m)	0,1

h carga sobre orifício (m)	0,15
Área do Tubo (m ²)	0,0079
base maior	3,09
H máx (m)	0,30

Entrada de Dados
Resultado

T (min)	t (h)	i (mm/h)	Pt(mm)	Pincremental(mm)	i por dt (mm/h)	Qe(m3/s)	Qs(m3/s)	ht (m)	ht+1 (m)
0	0,000	244,21	0	0	0	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000
0,2	0,003	242,49	0,8	0,8	242,5	0,0286	0,0000	0,00000	0,01942
0,4	0,007	240,80	1,6	0,8	239,1	0,0282	0,0000	0,01942	0,03651

0,6	0,010	239,13	2,4	0,8	235,8	0,0278	0,0000	0,03651	0,05193
0,8	0,013	237,49	3,2	0,8	232,5	0,0274	0,0000	0,05193	0,06603
1	0,017	235,86	3,9	0,8	229,4	0,0270	0,0000	0,06603	0,07908
1,2	0,020	234,26	4,7	0,8	226,2	0,0267	0,0000	0,07908	0,09126
1,4	0,023	232,68	5,4	0,7	223,2	0,0263	0,0001	0,09126	0,10269
1,6	0,027	231,12	6,2	0,7	220,2	0,0260	0,0001	0,10269	0,11348
1,8	0,030	229,58	6,9	0,7	217,3	0,0256	0,0001	0,11348	0,12372
2	0,033	228,06	7,6	0,7	214,4	0,0253	0,0001	0,12372	0,13345
2,2	0,037	226,56	8,3	0,7	211,5	0,0249	0,0001	0,13345	0,14274
2,4	0,040	225,07	9,0	0,7	208,8	0,0246	0,0001	0,14274	0,15162
2,6	0,043	223,61	9,7	0,7	206,1	0,0243	0,0067	0,15162	0,15781
2,8	0,047	222,17	10,4	0,7	203,4	0,0240	0,0069	0,15781	0,16369
3	0,050	220,74	11,0	0,7	200,8	0,0237	0,0071	0,16369	0,16931
3,2	0,053	219,33	11,7	0,7	198,2	0,0234	0,0073	0,16931	0,17467
3,4	0,057	217,94	12,3	0,7	195,7	0,0231	0,0074	0,17467	0,17979
3,6	0,060	216,57	13,0	0,6	193,2	0,0228	0,0076	0,17979	0,18469
3,8	0,063	215,21	13,6	0,6	190,8	0,0225	0,0077	0,18469	0,18939
4	0,067	213,87	14,3	0,6	188,4	0,0222	0,0079	0,18939	0,19390
4,2	0,070	212,54	14,9	0,6	186,0	0,0219	0,0080	0,19390	0,19822
4,4	0,073	211,23	15,5	0,6	183,8	0,0217	0,0081	0,19822	0,20238
4,6	0,077	209,94	16,1	0,6	181,5	0,0214	0,0082	0,20238	0,20637
4,8	0,080	208,66	16,7	0,6	179,3	0,0211	0,0083	0,20637	0,21021
5	0,083	207,40	17,3	0,6	177,1	0,0209	0,0084	0,21021	0,21390
5,2	0,087	206,15	17,9	0,6	175,0	0,0206	0,0085	0,21390	0,21745
5,4	0,090	204,92	18,4	0,6	172,9	0,0204	0,0086	0,21745	0,22088
5,6	0,093	203,70	19,0	0,6	170,8	0,0201	0,0087	0,22088	0,22417
5,8	0,097	202,50	19,6	0,6	168,8	0,0199	0,0088	0,22417	0,22735
6	0,100	201,31	20,1	0,6	166,8	0,0197	0,0089	0,22735	0,23041
6,2	0,103	200,13	20,7	0,5	164,8	0,0194	0,0089	0,23041	0,23336
6,4	0,107	198,96	21,2	0,5	162,9	0,0192	0,0090	0,23336	0,23620
6,6	0,110	197,81	21,8	0,5	161,0	0,0190	0,0091	0,23620	0,23895
6,8	0,113	196,67	22,3	0,5	159,1	0,0188	0,0091	0,23895	0,24159
7	0,117	195,55	22,8	0,5	157,3	0,0185	0,0092	0,24159	0,24414
7,2	0,120	194,44	23,3	0,5	155,5	0,0183	0,0093	0,24414	0,24661
7,4	0,123	193,34	23,8	0,5	153,7	0,0181	0,0093	0,24661	0,24898
7,6	0,127	192,25	24,4	0,5	152,0	0,0179	0,0094	0,24898	0,25127
7,8	0,130	191,17	24,9	0,5	150,3	0,0177	0,0094	0,25127	0,25348
8	0,133	190,11	25,3	0,5	148,6	0,0175	0,0095	0,25348	0,25561
8,2	0,137	189,05	25,8	0,5	146,9	0,0173	0,0095	0,25561	0,25767
8,4	0,140	188,01	26,3	0,5	145,3	0,0171	0,0096	0,25767	0,25965
8,6	0,143	186,98	26,8	0,5	143,7	0,0169	0,0096	0,259651	0,26156
8,8	0,147	185,96	27,3	0,5	142,1	0,0168	0,0097	0,26156	0,26341
9	0,150	184,95	27,7	0,5	140,6	0,0166	0,0097	0,26341	0,26518
9,2	0,153	183,95	28,2	0,5	139,0	0,0164	0,0098	0,26518	0,26690
9,4	0,157	182,97	28,7	0,5	137,5	0,0162	0,0098	0,26690	0,26855
9,6	0,160	181,99	29,1	0,5	136,0	0,0160	0,0098	0,26855	0,27014

9,8	0,163	181,02	29,6	0,4	134,6	0,0159	0,0099	0,27014	0,27167
10,0	0,167	180,06	30,0	0,4	133,2	0,0157	0,0099	0,27167	0,27314
10,2	0,170	179,12	30,4	0,4	131,7	0,0155	0,0099	0,27314	0,27456
10,4	0,173	178,18	30,9	0,4	130,3	0,0154	0,0100	0,27456	0,27592

A figura 58 apresenta a configuração final do valo de infiltração projetado para a área 4.

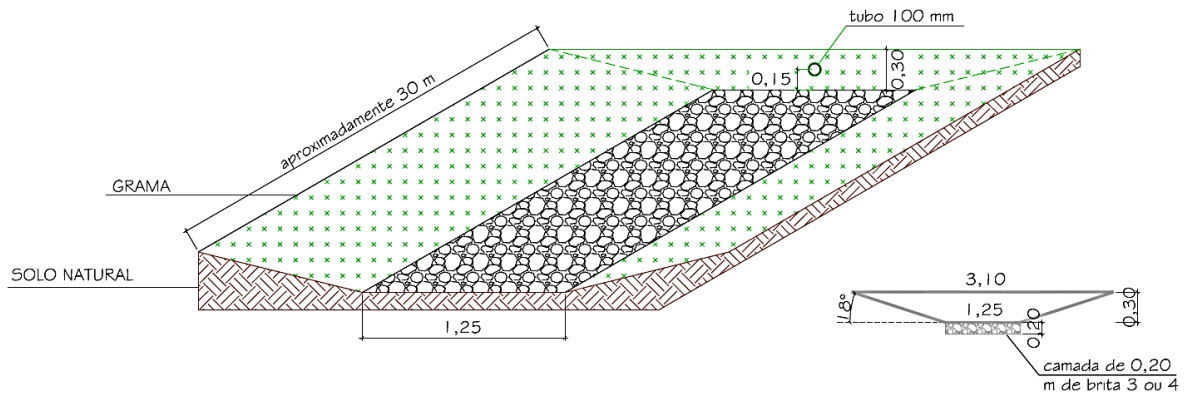


Figura 58: Valo de infiltração.

Os resultados finais para a área 4 estão resumidos na figura 59.



Figura 59: Resultados encontrados para a área 4.

6.6. ANÁLISE DE RESULTADOS

Os principais dados de entrada e os resultados obtidos para o dimensionamento das estruturas de drenagem utilizadas no projeto estão compilados na tabela 26.

De acordo com as informações da tabela 26, é possível perceber que as estruturas calculadas tanto pelo método das chuvas como pelo balanço de massa apresentaram volumes praticamente iguais. Houve diferença nas seções transversais das trincheiras e o valo de infiltração permaneceu com a mesma seção nos dois métodos empregados.

Tabela 26: Tabela com os resultados do dimensionamento das estruturas de drenagem.

	DADOS		ÁREA (m ²)		TAMANHO (m)		VOLUME (m ³ /m)		M.CHUVAS/MANUAL		B. MASSA	
	ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO (m ²)	COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL	MANUAL	B. MASSA	M.CHUVAS / MANUAL	B. MASSA	M.CHUVAS	B. MASSA	T ench.	T esv.	T ench.	T esv.
JARDIM DE CHUVA 1	4055,6	0,237	228,72	305,5	20 x 12	23,5 x 13	—	—	—	2 dias	4h	≅ 3 dias
JARDIM DE CHUVA 2 E 3	919,5	0,346	75,66	105,6	12,8 x 6	13,2 x 8	—	—	—	2 dias	4h	≅ 3 dias
TRINCHEIRA 1	595,079	0,8	—	—	0,60 x 1,65	1,00 x 1,02	0,99	1,02	≅ 4 h	24 h	3 h 35 min	≅ 4 dias
TRINCHEIRA 2 C/ ORIFÍCIO h = 0,47 m	6.481	0,276	—	—	0,60 x 2,30 Ø 200mm	1,00 x 1,39 Ø 200mm	1,26	1,28	6,5 min	≅ 20 h	13 min	≅ 3 dias
TRINCHEIRA 2 C/ VERTEADOR h= 0,15m	6.481	0,276	—	—	0,60 x 1,00	0,85 x 0,70	0,6	0,6	2,5 min	≅ 20 h	≅ 5 min	≅ 3 dias
TRINCHEIRA 3	557	0,182	—	—	0,60 x 2,20	1,00 x 1,33	1,32	1,33	4 h	≅ 24 h	3 h 35 min	≅ 4,5 dias
VALO C/ ORIFÍCIO	797	0,533	—	—	3,10x1,25x0,30 Ø 100mm	3,09x1,25x0,30 Ø 100mm	0,65	0,65	13 min	≅ 24 h	10 mim	≅ 6 h

AC – área de contribuição

C – coeficiente de escoamento superficial

B.M. – balanço de massa

M.C. – método das chuvas

T ench. – tempo de enchimento

T esv. – tempo de esvaziamento

No que concerne ao tempo de esvaziamento, no método das chuvas os valores permaneceram em torno de 24 horas, enquanto que pelo balanço de massa as estruturas chegam a demorar dias para esvaziar. No balanço de massa considera-se o sistema vazio quando a água atinge os últimos 10 cm. Na realidade, esse tempo seria menor caso fosse considerado o fundo ou parte dele como área de infiltração. Quanto menor a água dentro da estrutura, menor é a área de infiltração, tardando o esvaziamento. Por outro lado, o método das chuvas não traduz a realidade, quando afirma que a estrutura esvazia em um dia, uma vez que este método considera a área de infiltração constante, por toda a parede da trincheira, mesmo quando a trincheira não está cheia de água.

As maiores desigualdades encontradas estão nas áreas de biorretenção apuradas, onde os métodos utilizados para o dimensionamento foram baseados nos manuais de drenagem e balanço de massa. Essa diferença ficou em torno de 35%. Pode-se alegar que essa diferença provém do cálculo do volume de água a ser tratado (V_t), que utiliza fórmulas empíricas desenvolvidas para regiões específicas. V_t é função das características locais hidrológicas, tipo de solo e o nível de impermeabilidade da captação. A equação 4 é uma simplificação para a obtenção deste volume onde os valores de precipitação requeridos equivalem a alturas que variam de 10 a 20 mm. Para os resultados encontrados na concepção das áreas dos jardins foi adotado um valor médio de 15 mm. Mediante a diferença encontrada, foram refeitos os cálculos empregando o valor máximo recomendado de 20 mm, que resultaram nos seguintes valores:

- Para o jardim de chuva 1, o volume de água a ser tratado (V_t) resultou em 28,82 m³ e a área da superfície do jardim (A_f) em 304 m².
- Para os jardins de chuva 2 e 3, o volume de água a ser tratado (V_t) resultou em 19,06 m³ e a superfície do jardim (A_f) em 201,73m², sendo 100,87m² para cada jardim.

Pode-se considerar que os novos valores encontrados são aproximadamente iguais aos valores obtidos no balanço de massa. É previsível que valores maiores de lâmina d'água se enquadrem melhor às características brasileiras, já que nossos índices pluviométricos são superiores aos dos países do Reino Unido e aos Estados Unidos, de onde se originam os manuais consultados. Para a confiabilidade destes números, deverão ser desenvolvidos estudos que traduzam as condições brasileiras.

Os jardins de chuvas podem ter ainda um terceiro reservatório, além dos reservatórios inferior e superior já mencionados, que esvazie mais rápido, quando a área de contribuição ou a intensidade da precipitação for maior. Normalmente, este terceiro reservatório é interligado a uma rede de drenagem tradicional.

Os reservatórios, superior e inferior, calculados pelas fórmulas dos manuais de drenagem são dimensionados para tratarem a qualidade da água, enquanto que

no cálculo pelo balanço de massa, objetiva amortecer o pico de vazão. Neste estudo a área de contribuição é pequena, por isso, os volumes encontrados pelos dois métodos apresentaram resultados iguais, isto significa que o volume encontrado no balanço de massa para amortecer do pico de vazão é também o volume suficiente para tratar a água.

Após análise dos resultados, confirma-se a utilidade dos métodos mais simples, como o Método das Chuvas, mas percebe-se como mais realista o conjunto de resultados obtidos através do modelo conceitual ou balanço de massa. Eles se revelaram mais adequados e confiáveis, por traduzirem melhor a realidade física das estruturas empregadas. Além disso, no caso dos jardins de chuva, os resultados obtidos pelas fórmulas dos manuais indicaram alguma incerteza. Estes manuais têm uma preocupação grande com o controle da qualidade. Por fim, na condição de projeto das trincheiras, o método das chuvas registrou larguras muito estreitas, com grandes profundidades, dificultando a sua construção.

As figuras 60 e 61 apresentam hidrogramas de entrada e saída e o gráfico do comportamento da altura (profundidade) nas trincheiras 1 e 3 respectivamente, a partir do método de balanço de massa. As duas trincheiras apresentaram desempenho semelhante, mostrando serem capazes de reduzir significativamente, quase zerar, o pico de vazão para chuvas com tempo de recorrência de 10 anos. O método dimensiona o tamanho ideal para que, no pico de vazão, a trincheira possa amortecer a vazão, devolvendo-a aos poucos ao lençol freático, por meio da infiltração. O comportamento da profundidade através dos gráficos h^{t+1} ratifica a altura máxima que a trincheira deverá possuir para comportar volume suficiente capaz de armazenar temporariamente a chuva do evento de referência.

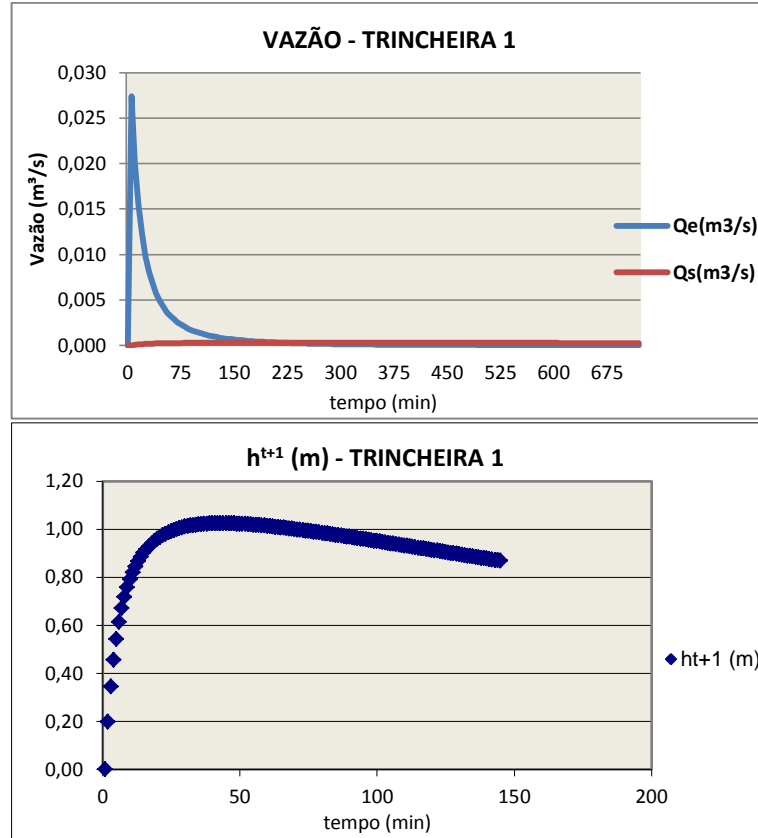


Figura 60: Hidrograma de entrada e saída e comportamento da profundidade da trincheira 1.

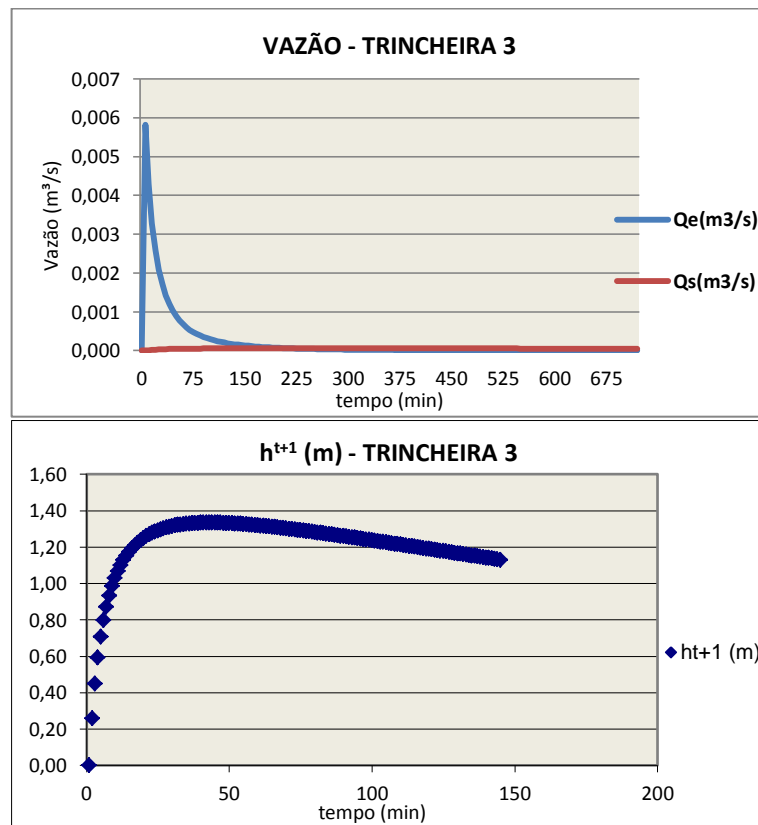


Figura 61: Hidrograma de entrada e saída e comportamento da profundidade da trincheira 3.

Para a trincheira 2, que detém a particularidade de estar interligada com o sistema de drenagem convencional, foram elaboradas duas alternativas, uma com saída por orifício e outra com vertedor. As figuras 62 e 63 revelam hidrogramas de entrada e saída e o comportamento do enchimento, até atingir a altura máxima, na trincheira com orifício e com vertedor, respectivamente.

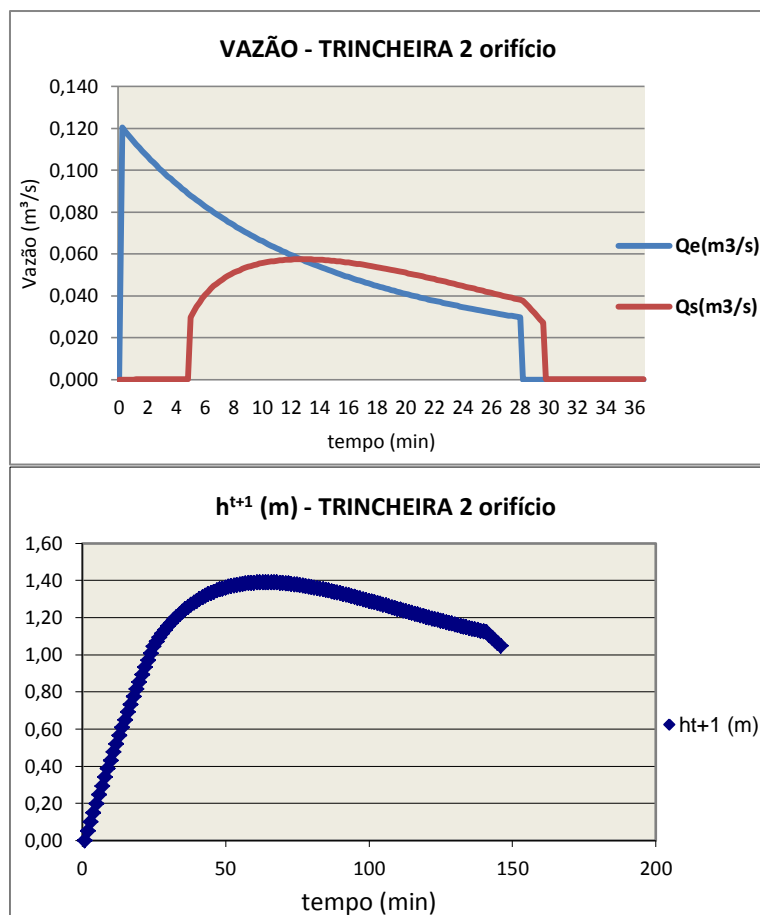


Figura 62: Hidrograma de entrada e saída e comportamento da profundidade da trincheira 2 com orifício.

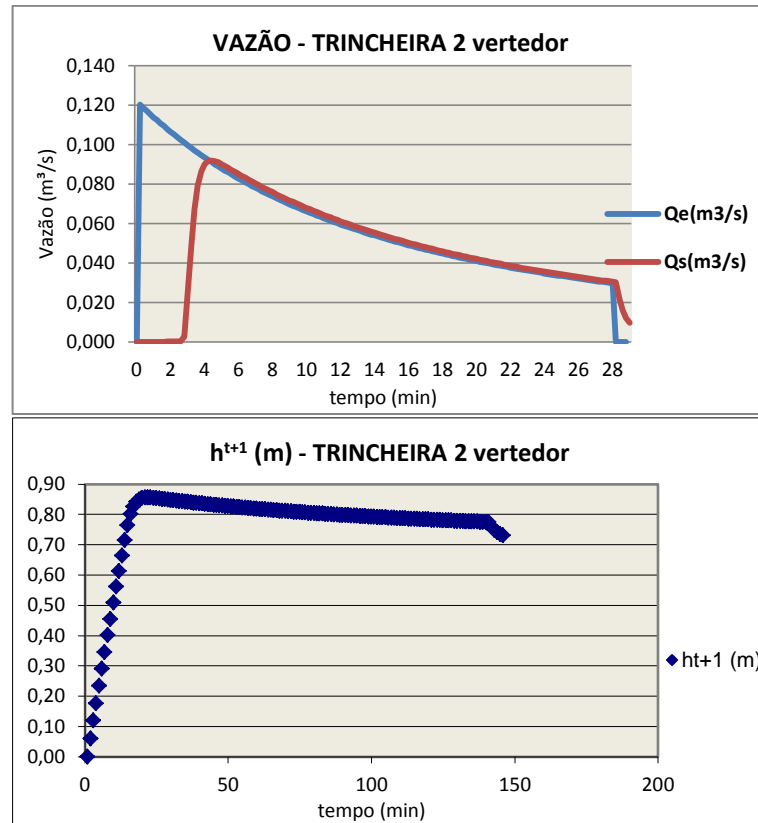


Figura 63: Hidrograma de entrada e saída e comportamento da profundidade da trincheira 2 com vertedor.

O hidrograma da figura 62 indica que a trincheira com orifício foi capaz de abater 50% do pico de vazão, enquanto que o hidrograma da figura 63, que correspondente a trincheira com vertedor, só conseguiu reduzir em 25%. Portanto podemos inferir que o dispositivo com vertedor não é a melhor opção para reduzir os picos de vazão, assim que a água atinge o vertedor toda a água que entra no sistema sai dele de imediato. Já orifício permite o amortecimento das vazões ao longo do tempo. Como a área de estudo é uma ilha, e particularmente o horto é próximo ao exutório, o fato de não reduzir o pico é menos relevante, já que a rede não dispõe de contribuições à jusante. Outra proposta seria dimensioná-la só para infiltração, o que aumentaria a área de armazenamento da trincheira e consequentemente a área de infiltração, e o vertedor só seria utilizado em caso de falha do sistema, para chuvas com tempo de recorrência maiores. A trincheira com vertedor acabou sendo a escolhida porque, das soluções apresentadas, foi a que contemplou uma redução em volume de aproximadamente 52% comparado com a trincheira com orifício, o que poupa o consumo de brita.

A figura 64 apresenta um hidrograma de entrada e saída e a variação da altura do dispositivo para o valo de infiltração dimensionado na área 4. Sua implantação é capaz de reduzir o pico de vazão em aproximadamente 60%.

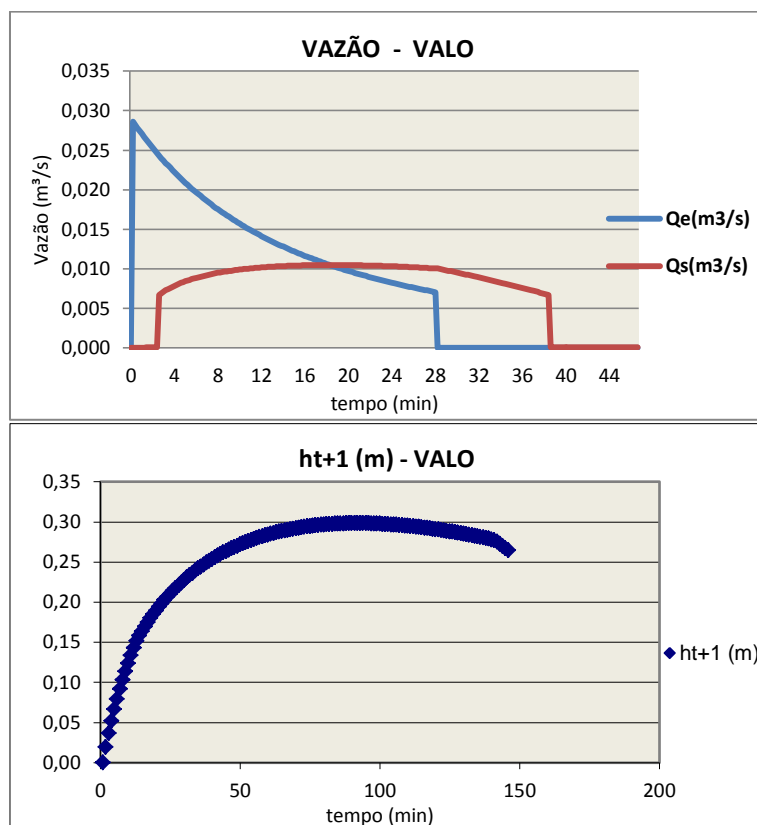


Figura 64: Hidrograma de entrada e saída e comportamento da profundidade do valo de infiltração.

Finalizando a análise, os gráficos da figura 65 mostram os hidrogramas de entrada e saída e o comportamento de h^{t+1} para os jardins de chuva 1, 2 e 3, nesta ordem. Todos apresentaram comportamento semelhante, quase zerando o pico de vazão para as chuvas de projeto.

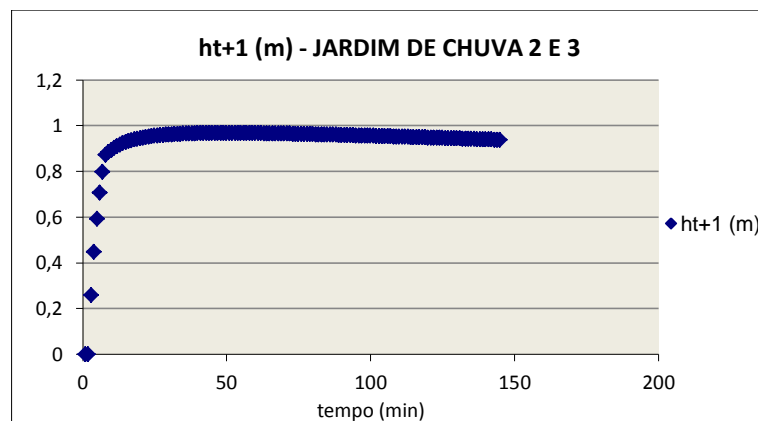
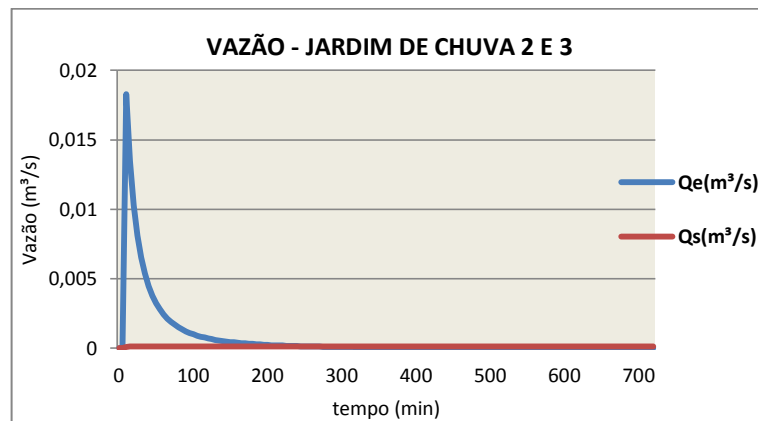
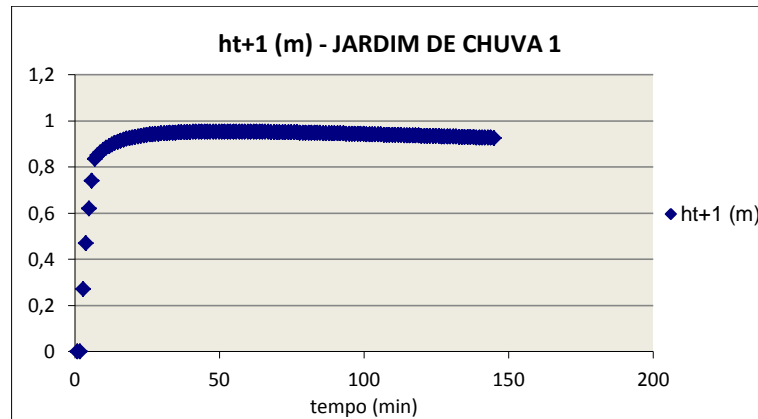
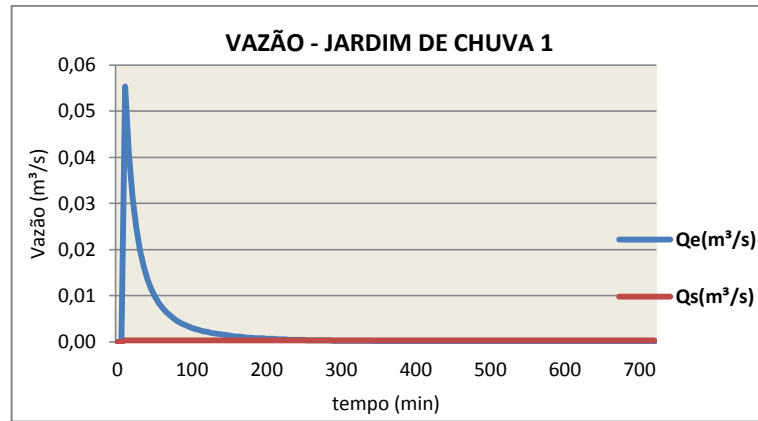


Figura 65: Hidrograma de entrada e saída e comportamento da profundidade nos jardins de chuva.

As medidas finais adotadas no projeto para as estruturas de drenagem estão resumidas na tabela 27.

Tabela 27: Tabela com as dimensões das estruturas de drenagem.

JARDIM DE CHUVA 1 (m)	JARDIM DE CHUVA 2 e 3 (m)	TRINCHEIRA 1 (m)	TRINCHEIRA 2 VERTEADOR (m)	TRINCHEIRA 3 (m)	VALO (m)
23,5 X 13 X 0,8	13,2 X 8 X 0,8	1,00 X 1,02 X 138	0,85 X 0,70 X 95	1,00 X 1,33 X 22,5	3,09 X 1,25 X 0,30 X 28,24

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A presente dissertação teve como objetivo discutir o conceito de drenagem sustentável, introduzindo técnicas compensatórias que priorizam medidas de infiltração no projeto tradicional de micro drenagem aplicado a uma área piloto, bem como formalizar sugestão de procedimentos para novos empreendimentos. As principais técnicas de infiltração para o controle na fonte foram estudadas, e as aplicadas ao projeto foram direcionadas para os jardins de biorretenção, trincheiras de infiltração e os valos de infiltração. O cálculo de medidas de infiltração apareceu com menor frequência na literatura e esta discussão ganhou um espaço de destaque nesta dissertação.

O capítulo 5 analisou os critérios de escolha no emprego de técnicas compensatórias em projetos de drenagem. Quantidade e qualidade da água, características do local e temática, tais como, comunidade, meio ambiente e operacionalidade foram correlacionadas com os sistemas de infiltração e apresentadas na tabela 1. Tal proposta tem por objetivo ajudar na análise de novos empreendimentos para a escolha adequada do sistema de infiltração a ser utilizado, propondo uma análise de forma integrada com o meio no qual está inserido e com a população envolvida com sua utilização e manutenção. É importante a aceitação do projeto pelas pessoas que irão se beneficiar do sistema e executar procedimentos de manutenção. O projeto está fadado ao insucesso se não aceito pelos usuários.

No decorrer do projeto propriamente dito, dois aspectos se revelaram bastante importantes: a permeabilidade e o dimensionamento. Sem a permeabilidade adequada é impossível implantar estruturas de infiltração, por isso ao iniciar o processo de concepção do projeto, testes *in situ* são necessários para direcionar o dimensionamento. Processos de infiltração no solo são multifacetados e podem introduzir incertezas.

Quanto ao dimensionamento em si, ainda é grande a lacuna na literatura que revele o seu “passo a passo”. Os manuais estrangeiros são particularizados para as características locais e, por vezes, pouco aplicáveis as nossas condições climáticas e características do solo. Os dois métodos empregados apresentaram em seus

resultados, volumes de armazenamento praticamente iguais, mas obtidos de forma conceitualmente diferentes. Por isso, é fundamental que o projetista conheça bem o processo e a metodologia empregada em cada um, para que possa formular novas proposições para os diferentes arranjos possíveis. O método das chuvas fixa os resultados dentro de alguns parâmetros, como a comparação entre o valor de armazenamento real da trincheira que deverá ser maior que o valor calculado e o tempo de esvaziamento, de no máximo, 24 horas. O modelo conceitual não coloca limitações, por isso é importante a resolução gráfica que permite avaliar e entender melhor o comportamento da estrutura. Principalmente no balanço de massa a habilidade e vivência do projetista, conta muito. O tratamento objetivo dos dados, informações e resultados das simulações de cada método, só foi possível com a elaboração de tabelas informatizadas criadas em programa de planilha eletrônica. Este recurso permitiu calcular com maior facilidade os resultados obtidos, inclusive com a visualização imediata dos gráficos gerados.

Verifica-se pelos resultados obtidos que cada uma das técnicas estudadas se mostrou eficiente no sentido de reduzir o pico de vazão e a redução do volume transferido para jusante, aumentando a capacidade de infiltração e minimizando os impactos da impermeabilização do lote. As estruturas com vazão de saída exclusivamente por infiltração apresentaram grande volume de armazenamento; no entanto, não chega a comprometer sua aplicação no projeto desenvolvido devido a atividade exercida e a disponibilidade de espaço do local.

Um projeto de drenagem sustentável é algo complexo em razão dos diversos arranjos factíveis e das possíveis escalas de atuação; na fonte, em escala urbana e em escala de bacia. A visão conjunta das soluções de drenagem é relevante em áreas urbanizadas. Em tempos de crise hídrica muito se fala em armazenamento e reaproveitamento das águas de chuva, mas talvez o maior, menos custoso e menos lembrado reservatório, é aquele do subsolo, que através da infiltração recompõe o lençol freático com água de qualidade para o posterior encaminhamento aos cursos d'água superficiais para reaproveitamento. Além disso, infiltrar também significa reduzir os riscos de enchentes urbanas. Por fim, é necessária uma mudança de cultura, disseminação do conhecimento e ação. Ação iniciada, no caso desta dissertação, com a implantação do projeto em escala real, que teve início em abril

de 2015, onde os resultados poderão ser validados em campo com o acompanhamento do comportamento das estruturas projetadas e submetidas as chuvas reais. Poderão ser também avaliadas, as dificuldades encontradas na execução e, ao longo do tempo, na manutenção deste projeto.

Assim, fica a recomendação de acompanhamento das obras implantadas, para validação da eficácia do projeto e compilação posterior de manual de manutenção, bem como, a avaliação dos resultados a longo prazo de funcionamento em condições reais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (BRASIL). *Conjuntura dos recursos hídricos no Brasil: 2013*. Brasília: ANA, 2013, p. 432.

AGUIAR, A. B. *O emprego do permeâmetro de Guelph na determinação da permeabilidade do solo, de camadas de lixo e sua cobertura*. Tese (Doutorado de Eng. Civil) - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2001.

BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. *Técnicas compensatórias em drenagem urbana*. Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre. 266p, 2011.

BIELSCHOWSKY, C.; Barbosa, A. C.; ALVES, L.; SILVA JUNIOR, C. G. *Determinação da condutividade hidráulica saturada de campo em solos com diferentes texturas utilizando o método do permeâmetro IAC*. Caderno de Estudos Geoambientais – CADEGEO, Campos dos Goytacazes. v.03, n.01, p.44-55, 2012.

BRAY, B. et al. *Rain garden guide*. RESET Development. London, 2015.

BRITO, D.S. *Metodologia para seleção de alternativas de sistemas de drenagem*. 131 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Faculdade de Tecnologia, Brasília, 2006.

CELLIGOI, A. et al. *Utilização do permeâmetro Guelph na determinação da condutividade hidráulica da zona não-saturada do aquífero freático nas imediações do lixão de Londrina – PR*. In: 2006, XIV Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas, São Paulo. *Anais...* São Paulo: ABAS, 2006.

CHAHAR, B.R.; GRAILLOT, D.; GAUR, S. Storm-Water Management through Infiltration Trenches. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, v. 138, n. 3, p. 274-281, 2012. <ascelibrary.org>. Acesso em: 05/03/2014.

CIRIA, 2006. *Designing for exceedance in urban drainage – good practice*, by Balmforth, D.; Digman, C.; Kellagher, R.; Butler, D. CIRIA C635. London, 2006.

CIRIA, 2007, *The SUDS Manual* by Woods-Ballard, B.; Kellagher, R.; Martin, P.; Bray, R.; Shaffer, P. CIRIA C697. London, 2007.

CIRIA, 2007. *Site handbook for the construction of SUDS*, by Ballard, B.W.; Kellagher, R.; Martin, P.; Jefferies, C.; Bray, R.; Shaffer, P. CIRIA 698. London, 2007.

CIRIA, 2013. *Water Sensitive Urban Design in the UK - Ideas for built environment practitioners*. C723. London, 2013.

DEARDEN, R.A.; MARCHANT, A.; ROYSE, K. *Development of a suitability map for infiltration sustainable drainage systems (SuDS)*. Environmental Earth Science, New York. v.70, p. 2587-2602, 2013.

Disponível em: <[//keneulie.wordpress.com/](http://keneulie.wordpress.com/)>. Acesso em 10/03/2014.

Disponível em: <[//lafoundation.org/research/landscape-performance-series/case-studies/case-study/617/photos/additional-9782/](http://lafoundation.org/research/landscape-performance-series/case-studies/case-study/617/photos/additional-9782/)> Acesso em 10/03/2014.

Disponível em: <brasilemsintese.ibge.gov.br/populacao/distribuicao-da-populacao-por-situacao-de-domicilio>. Acesso em: 15/03/2014.

Disponível em: <http://obviousmag.org/archives/2009/06/telhados_verdes.html?utm_source=obvious&utm_medium=web&utm_campaign=OB7_SiteSearch>. Acesso em: 16/03/2014.

Disponível em: <<http://www.qfdesign.com.br/canaldofundao/1500-1808.php>>. Acesso em: 23/03/2014.

Disponível em: <www.abbey-associates.com/splash-splash/blue_standards/grassed_swale.html>. Acesso em: 09/03/2014.

Disponível em: <www.apwa.net/Resources/Reporter/Articles/2005/9/Rain-Gardens-Strategic-puddles-for-stormwater-management>. Acesso em 13/03/2014.

Disponível em: <www.mma.gov.br/agua/recursos-hidricos/plano-nacional-de-recursos-hidricos>. Acesso em: 20/04/2014.

Disponível em: www.mma.gov.br/cidades-sustentaveis/residuos-solidos/instrumentos-da-politica-de-residuos/plano-nacional-de-saneamento-basico> Acesso em: 25/04/2014.

Disponível em: www.riversides.org/rainguide/riversides_hgr.php?cat=2&page=39&subpage=92&subpage2=43> Acesso em: 11/03/2014.

Disponível em: www.rhinopisos.com.br/site/produtos/> Acesso em: 18/06/2015.

Disponível em: www.blairremy.com/stormwater-management-planningb> Acesso em: 10/03/2014.

EMBRAPA. *Projeto Parque Frei Veloso: levantamento detalhado dos solos campus da Ilha do Fundão*. Rio de Janeiro: Embrapa Solos. Boletim de Pesquisa; n. 19, 2000.

FAWB (2009) *Adoption Guidelines for Stormwater Biofiltration Systems: Facility for Advancing Water Biofiltration*, Monash University, June 2009.

IBGE, 2013, Resultados do Censo 2010. Disponível em: www.censo2010.ibge.gov.br/resultados>. Acesso em 06/03/2014.

MARYLAND, 2000. *Stormwater design manual*. Volume I e II. Maryland, USA, 2000.

MATIAS, M. *Bacias de retenção: Estudo de métodos de dimensionamento*. 2006. 237 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade do Porto, Porto, 2006.

MELBOURNE WATER, 2005. *WSUD engineering procedures: stormwater*. Melbourne, Australia, 2005.

MELBOURNE WATER, 2012. *Instruction sheet: porous paving*. Melbourne, Australia, 2012.

MELLO, V. F. B; TEIXEIRA, A. H. *Mecânica de solos*. São Carlos: Escola de Engenharia, 1967.

MIGUEZ, M.C. et al. *Megacidades, vulnerabilidades e mudanças climáticas: região metropolitana do Rio de Janeiro*. Rio de Janeiro, v. 1, n.1, p 123-144, 2011.

MINISTÉRIO DO MEIO AMBIENTE (BRASIL). *Vulnerabilidade Ambiental: Desastres naturais ou fenômenos induzidos?*. Brasília: MMA, 2007, p.192.

MOURA, P.M. *Contribuição para a avaliação global de sistemas de drenagem urbana*. 2004. 164 f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

NASCIMENTO, N.O.; BAPTISTA, M.B, 2009, *Manejo de Águas Pluviais Urbanas*. Projeto PROSAB 5, Natal, RN: ABES. Volume IV, Cap. 4, p. 149-197.

OHNUMA JÚNIOR, A.A. *Medidas não convencionais de reservação d'água e controle da poluição hídrica em lotes domiciliares*. 2008. 309 f. Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento) – Universidade de São Paulo, São Carlos. 2008.

PHILADELPHIA, 2011. *Stormwater management guidance manual*. Versão 2.0. Philadelphia, USA, 2011.

POLETO, C. *SUDS (Sustainable Urban Drainage Systems): Uma contextualização histórica*. *Revista Thema*, Rio Grande do Sul, v.8, n.1, 2011. <www.revistathema.ifsul.edu.br> Acesso em 10/02/2014.

POMPÊO, C.A., 2000, “Drenagem Urbana Sustentável”, *Revista Brasileira de Recursos Hídricos / Associação Brasileira de Recursos Hídricos*, Vol. 5., no. 1, pág. Rio de Janeiro (Estado).

RODRIGUES, R.R.; LEITÃO FILHO, H. de F. *Matas Ciliares: conservação e recuperação*. São Paulo: EDUSP/FAPESP, 2004, p.91-99.

SANTOS, M. M. *Avaliação hidrogeológica para determinação da vulnerabilidade natural do aquífero freático em área selecionada na cidade de Londrina*. Dissertação (Mestrado em Geociências) - Universidade Estadual Paulista, Rio Claro –SP, 2005.

SCHERPINSKI, C. et al. *Variabilidade espacial da condutividade hidráulica e da infiltração da água no solo*. *Acta Scientiarum. Agronomy*, Maringá, v. 32, n. 1, p. 7-13, jan./mar. 2010.

SILVA, J. P. *Estudos preliminares para implantação de trincheiras de infiltração*. 2007. 154 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia, Brasília.

SILVA, S. P. da.; BARBASSA, A. P.; TEIXEIRA, B. A. N. *Princípios de sustentabilidade aplicados ao manejo de águas pluviais*. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, XX, 2013, Bento Gonçalves. Anais... Bento Gonçalves: ABRH, 2013.

SOILMOISTURE. Model 2800KI *Guelph permeameter: operating instructions*. Dezembro, 2012.

SOUSA, R.V.B.; CELLIGOI, A. Monitoramento hidrogeológico como ferramenta de avaliação à degradação dos recursos hídricos: estudo realizado no aterro controlado de Londrina – PR1. *Geografia*. SEER: Londrina, v. 18, n. 1, p. 45-63, 2009.

SOUZA, C.F. *Mecanismos técnico-institucionais para a sustentabilidade da drenagem urbana*. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 2005.

SOUZA, V. C. B. et al. Déficit na drenagem urbana: buscando o entendimento e contribuindo para a definição. *Revista Eletrônica de Gestão e Tecnologias Ambientais*, v. 1, n. 2, p. 162-175, 2013. < portalseer.ufba.br/>. Acesso em 10/02/2014.

SOUZA, V. C. B. Gestão da drenagem urbana no Brasil: desafios para a sustentabilidade. *Revista Eletrônica de Gestão e Tecnologias Ambientais*. Bahia, v.1, n.1, p. 057-072, 2013. <www.portalseer.ufba.br>. Acesso em: 20/04/2014.

SOUZA, V. C.B. Estudo experimental de trincheiras de infiltração no controle da geração do escoamento superficial. 2002. 151 p. Tese - (Doutorado de Engenharia) Programa de Pós-graduação em de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2002.

SUBSECRETARIA DE GESTÃO DE BACIAS HIDROGRÁFICAS. *Instruções técnicas para elaboração de estudos hidrológicos e dimensionamento hidráulico de sistemas de drenagem urbana*. Rio de Janeiro: Rio-Águas, 2010. 60p.

SWITCH. *Gestão integrada das águas na cidade do futuro*. 1ª ed. ICLEI Brasil: São Paulo, 2011, Módulo 4. <www.switchtraining.eu>. Acesso em: 29/05/2014.

TENNESSEE, 2006. *Best management practices: stormwater management manual*, by Purcell, B.; Potter, M.S. Volume 4. USA, 2006.

TERZAGUI, K. & PECK, R. B. *Soil Mechanics and Engineering Practice*. Wiley, New York 1967.

THOMAZIELLO, L. *Vulnerabilidade ambiental: desastres naturais ou fenômenos induzidos?*. Brasília: MMA, 2007, p. 25-38.

TUCCI, C.E.M. *Águas doces no Brasil*. In: REBOLÇAS, A. da C.; Braga, B.; TUNDISI, J. G. (Org.). *Água no meio urbano*. 3ª ed. São Paulo: Escrituras Editora, 1997, p 399-432.

UNISDR (Switzerland). *Disaster Risk Reduction in the United Nations: Roles, mandates and results of key UN entities*. Geneva, 2013, p.178.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO. Plano Diretor UFRJ 2020. Rio de Janeiro: UFRJ, abril 2011.

_____. Plano Diretor UFRJ 2020: proposta para discussão. UFRJ, junho 2009.

URBONAS, B.; STAHERE, P. *Stormwater: Best Management Practices and Detention*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1993.

VILLANUEVA, A. O. N. et al. *Gestão de drenagem urbana, da formação à implementação*. REGA. Rio Grande do Sul, v.8, n.1, p. 5-18, 2011. <www.abrh.org.br>. Acesso em: 12/05/2014.