



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Simulação da Bacia de Retenção na Agualva, Açores

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil
na Especialidade de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente

Autor

Telmo Alexandre Marques Sampaio

Orientadores

Jorge Eduardo Teixeira Leandro

Maria Rita Lacerda Morgado Fernandes de Carvalho

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correcções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

Coimbra, Janeiro, 2013

AGRADECIMENTOS

Aos meus orientadores, Prof. Doutor Jorge Leandro e Prof. Doutora Rita Carvalho, pelo imprescindível e valioso apoio prestado em todas as fases de execução desta dissertação. As reuniões efetuadas ao longo deste semestre na elaboração deste trabalho foram fundamentais para o resultado final aqui apresentado, por isso expresso a minha sincera gratidão e profundo reconhecimento.

Os meus sinceros agradecimentos ao Engenheiro Nuno Melo, pelo apoio incondicional, profissionalismo, disponibilidade e conhecimentos transmitidos ao longo da elaboração deste trabalho.

Queria agradecer também à Engenheira Isménia Alves, pela disponibilização das plantas de implantação da bacia de retenção, permitindo-nos um estudo mais fidedigno da situação na Agualva.

Um agradecimento especial aos meus pais, pelo apoio e motivação que me deram ao longo de toda a minha vida, devo a eles tanto a minha formação como pessoa, como a minha formação académica, pois mesmo em tempos de crise nunca deixaram de me suportar.

Aos colegas e grandes amigos, que me acompanharam ao longo do curso, agradeço-lhes pelo companheirismo, amizade, ajuda, preocupação, e bons momentos de convívio.

Expresso também aqui o meu agradecimento a todos os professores e funcionários do Departamento de Engenharia Civil, que contribuíram direta ou indiretamente para a minha formação como Engenheiro.

RESUMO

Na manhã de 15 de Dezembro de 2009, a Vila da Agualva localizada na costa norte da Ilha Terceira do arquipélago dos Açores, sofreu uma severa inundação causada por uma intensa chuvada de curta duração.

A vila encontra-se na parte inferior da bacia hidrográfica da Agualva, com a maioria dos edifícios e estradas situados junto ao curso natural da água, o que juntamente com as diversas pontes existentes diminuiu drasticamente a secção transversal do fluxo de água. Durante esta inundação várias áreas ficaram inacessíveis devido ao excesso de água nas estradas e ao colapso de pontes.

Após este evento foi projectada e construída uma bacia de retenção na Vila da Agualva, de forma a encaixar algum volume de água, bem como reduzir o teor de sólidos em suspensão e de matéria orgânica, tentando assim prevenir ou pelo menos atenuar danos causados por uma futura inundação.

O objectivo deste trabalho foi então analisar o impacto da implementação da bacia de retenção na bacia hidrográfica da Agualva. Para isso foram estudadas duas situações distintas, sendo a primeira situação sem bacia, e a segunda com bacia de retenção.

Este estudo foi realizado utilizando o software Storm Water Management Model (SWMM) versão 5.0, desenvolvido pela Environmental Protection Agency (EPA), testando diferentes eventos de precipitação.

Com este trabalho conclui-se que a bacia de retenção foi dimensionada com um objectivo principal de retenção de grandes matérias sólidas como pedras, lamas e troncos de árvores, deixando a capacidade de amortecimento de caudais de ponta em segundo plano. A construção da bacia juntamente com o canal na ribeira não contribuiu significativamente para a redução das alturas de água nas estradas.

ABSTRACT

On the morning of 15 December 2009, the Village of Agualva located on the northern coast of Terceira Island from the Açores archipelago, suffered a severe flash flood caused by a short but intense precipitation.

The village lies at the bottom of Agualva watershed, with the majority of buildings and roads situated near the natural watercourse, which together with the various existing bridges dramatically decreases the cross section of the water flow. During this flood many areas were inaccessible due to the excess of water on the roads and bridge collapses.

After this event a contention basin was projected and constructed on the Village of Agualva, in order to store some volume of water, as well as to reduce the content of suspended solids and organic matter, trying to prevent or at least attenuate the damage caused by future floods.

The goal of this work was to analyze the impact of the construction of a contention basin on the watershed of Agualva. For this two situations have been studied, the first one was without and the second with contention basin.

This study was performed using the software Storm Water Management Model (SWMM) version 5.0, developed by the Environmental Protection Agency (EPA), testing different precipitation events.

With this study it is concluded that the contention basin is dimensioned with a primary purpose of retaining large solids such as rocks, sludge and tree trunks, leaving the capacity of flow peak reduction on the background. The construction of the contention basin along with the channel in the stream does not contribute significantly to reduce the heights of water on the roads.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Enquadramento e objectivos da dissertação.....	1
1.2	Estrutura da Dissertação	2
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1	Sistemas de drenagem urbana.....	4
2.2	Impactos da Urbanização	6
2.3	Inundações Urbanas	9
2.4	Sistemas de drenagem urbana sustentáveis.....	11
2.4.1	Descrição dos princípios dos SUDS.....	11
2.4.2	Bacias de Retenção	13
2.4.3	Telhados Verdes.....	16
2.4.4	Valas revestidas com cobertura vegetal	17
2.5	Modelos Hidrológicos.....	18
2.6	Modelos utilizados na drenagem urbana.....	20
2.6.1	Nota prévia.....	20
2.6.2	Descrição do SWMM	20
2.6.3	Métodos Computacionais no SWMM.....	22
3	CONSTRUÇÃO DO MODELO	24
3.1	Localização da área de estudo.....	24
3.2	Implementação da bacia hidrográfica e da rede de drenagem no SWMM	25
3.3	Sub-Bacias	26
3.4	Nós e Troços	29
3.5	Bacia de retenção e órgãos de descarga	29
3.6	Canal da ribeira	32
3.7	Tempo de concentração da bacia hidrográfica.....	32
3.8	Hietogramas de Projecto	33
3.9	Conclusões do capítulo	35
4	RESULTADOS	36
4.1	Cenários de estudo	36
4.2	Situação Actual:.....	37
4.2.1	Período de Retorno 10 anos:.....	37
4.2.2	Período de Retorno 20 anos:.....	40
4.2.3	Período de Retorno 50 anos:.....	43
4.2.4	Período de Retorno 100 anos:.....	47
4.3	Testes para melhoria da eficiência da Bacia de Retenção.....	51

4.3.1	Breve nota.....	51
4.3.2	Teste nº1	51
4.3.3	Teste nº 2	52
4.3.4	Teste nº3	53
4.3.5	Teste nº 4	54
4.3.6	Teste nº 5	55
4.3.7	Alturas de água nas estradas	56
5	DISCUSSÃO DE RESULTADOS.....	60
6	CONCLUSÕES	62
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	63
	ANEXO A	66

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Ciclo Hidrológico da Água (FISRWG 1998)	7
Figura 2.2 - Efeito da urbanização no caudal de ponta (Butler & Davies, 2004).....	8
Figura 2.3 - Inundação urbana em Bangalore, Índia (indiawaterportal.org@2012).....	10
Figura 2.4 – Abordagem dos sistemas Convencionais e Integrados (Ciria, 2009).....	11
Figura 2.5 – À esquerda bacia de retenção de Porcheville França, à direita Bacia de retenção de Melun-Sénart França (STU 1994)	14
Figura 2.6 – Hidrogramas das fases de urbanização.....	15
Figura 2.7 – Composição de um telhado verde do tipo extensivo (roofsystemsconsultants.com@2012).....	16
Figura 2.8 – Vala revestida com cobertura vegetal (CIRIA 2009).....	18
Figura 3.1 – Localização da Bacia Hidrográfica da Aqualva	24
Figura 3.2 – Sub-bacias da ribeira da Aqualva (Nuno Melo 2011).....	25
Figura 3.3 – Representação final do sistema de drenagem da Aqualva em SWMM.....	26
Figura 3.4 – Valores das áreas e ocupações de solo das sub-bacias (Leandro et al. (2012))....	27
Figura 3.5 – Danos causados pela chuvada de 15 de Dezembro de 2009	29
Figura 3.6 – Hidrograma das sub bacias da Aqualva	30
Figura 3.7 – Bacia de retenção na Vila da Aqualva, Açores	31
Figura 3.8 – Vista do interior da bacia e descarregador de emergência.	31
Figura 3.9 – Canal construído a jusante da bacia de retenção	32
Figura 3.10 – Hidrograma dos caudais afluentes ao nó de saída da bacia hidrográfica	33
Figura 3.9 – a) Hietograma de precipitação, b) curva cumulativa da precipitação.....	33
Figura 3.12 – Hietograma de projecto proposto por Matos (1987) em David (2005).....	34
Figura 4.1 – Hietograma de projecto para um período de retorno 10 anos	37
Figura 4.2 – Hidrograma de caudais afluentes à bacia de retenção e nó de jusante para um período de retorno 10 anos.	38
Figura 4.3 – Volume de caudal armazenado dentro da bacia de retenção ao longo de 17 horas para um tempo de retorno 10 anos.....	39
Figura 4.4 – Caudal em descarga no descarregador trapezoidal para um tempo de retorno 10 anos 39	
Figura 4.5 – Hietograma de projecto para um período de retorno 20 anos	40
Quadro 4.6 – Hidrograma de caudais afluentes à bacia de retenção e nó de jusante para um período de retorno 20 anos.	41

Figura 4.7 – Volume de caudal armazenado dentro da bacia de retenção ao longo de 17 horas para um tempo de retorno 20 anos.....	42
Figura 4.8 – Caudal em descarga no descarregador trapezoidal para um tempo de retorno 20 anos	42
Figura 4.9 – Hietograma de projecto para um período de retorno 50 anos	43
Figura 4.10 – Hidrograma de caudais afluentes à bacia de retenção e nó de jusante para um período de retorno 50 anos.	44
Figura 4.11 – Volume de caudal armazenado dentro da bacia de retenção ao longo de 17 horas para um tempo de retorno 50 anos.....	45
Figura 4.12 – Caudal em descarga no descarregador trapezoidal para um tempo de retorno 50 anos	45
Figura 4.13 – Caudal em descarga no descarregador de topo para um tempo de retorno 50 anos	46
Figura 4.14 – Caudal em descarga no descarregador de emergência para um tempo de retorno 50 anos.....	46
Figura 4.15 – Hietograma de projecto para um período de retorno 100 anos	47
Figura 4.16 – Hidrograma de caudais afluentes à bacia de retenção e nó de jusante para um período de retorno 100 anos.	48
Figura 4.17 – Volume de caudal armazenado dentro da bacia de retenção ao longo de 17 horas para um tempo de retorno 100 anos.....	49
Figura 4.18 – Caudal em descarga no descarregador trapezoidal para um tempo de retorno 100 anos	49
Figura 4.19 – Caudal em descarga no descarregador de topo para um tempo de retorno 100 anos	50
Figura 4.20 – Caudal em descarga no descarregador de emergência para um tempo de retorno 100 anos.....	50
Figura 4.21 – Caudal afluente à bacia de retenção e nó jusante para o caso do teste nº 1.....	51
Figura 4.22 – Caudal afluente à bacia de retenção e nó jusante para o caso do teste nº 2.....	52
Figura 4.23 – Caudal afluente à bacia de retenção e nó jusante para o caso do teste nº 3.....	53
Figura 4.24 – Caudal afluente à bacia de retenção e nó jusante para o caso do teste nº 4.....	54
Figura 4.25 – Caudal afluente à bacia de retenção e nó jusante para o caso do teste nº 5.....	55
Figura 4.26 – Alturas de água nas estradas para o caso sem bacia de retenção.....	56
Figura 4.27 – Alturas de água nas estradas para o caso com bacia de retenção	57
Figura 4.28 – Alturas de água nas estradas mais inundadas (sem bacia de retenção)	58
Figura 4.29 – Alturas de água nas estradas mais inundadas (com bacia de retenção).....	58
Figura E.1 – Caudal afluente ao nó de saída da bacia hidrográfica, para um período de retorno 100 anos.....	66

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 4.1 – Quadro com os valores das constantes relativos aos períodos de retorno	35
Quadro 4.2 – Quadro resumo com os valores de volumes e intensidades de precipitação para um tempo de retorno 10 anos	36
Quadro 4.3 – Quadro resumo do amortecimento de caudal e retardamento do pico de cheia para um tempo de retorno 10 anos.	37
Quadro 4.4 – Quadro resumo com os valores de volumes e intensidades de precipitação para um tempo de retorno 20 anos	39
Quadro 4.5 – Quadro resumo do amortecimento de caudal e retardamento do pico de cheia para um tempo de retorno 20 anos.	40
Quadro 4.6 – Quadro resumo com os valores de volumes e intensidades de precipitação para um tempo de retorno 50 anos	42
Quadro 4.7 – Quadro resumo do amortecimento de caudal e retardamento do pico de cheia para um tempo de retorno 50 anos.	43
Quadro 4.8 – Quadro resumo com os valores de volumes e intensidades de precipitação para um tempo de retorno 100 anos	46
Quadro 4.9 – Quadro resumo do amortecimento de caudal e retardamento do pico de cheia para um tempo de retorno 100 anos.	47
Quadro 4.10 – Quadro resumo do amortecimento de caudal e retardamento do pico de cheia para o caso do teste nº 2	51
Quadro 4.11 – Quadro resumo do amortecimento de caudal e retardamento do pico de cheia para um tempo de retorno 100 anos.	52
Quadro 4.12 – Quadro resumo do amortecimento de caudal e retardamento do pico de cheia para um tempo de retorno 100 anos	53
Quadro 4.13 – Quadro resumo do amortecimento de caudal e retardamento do pico de cheia para um tempo de retorno 100 anos	54
Quadro 4.14 – Quadro resumo com as alturas máximas de água (metros) nas estradas mais inundadas	

ABREVIATURAS

BMP – Best Management Practices

CIRIA – *Construction Industry Research and Information Association*

IDF – Intensidade Duração e Frequência

EEA - *European Environmental Agency*

EUA - Estados Unidos da América

EPA – *Environmental Protection Agency*

FISRWG – *Federal Interagency Stream Restoration Working Group*

NRCS - *National Resources Conservation Service*

SCS – *Soil Conservation Service*

SUDS - *Sustainable Urban Drainage System*

SWMM – *Storm Water Management Model*

PR – Período de Retorno

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento e objectivos da dissertação

Apesar de as alterações climáticas terem sempre existido como um fenómeno cíclico e natural, as fortes chuvadas em especial, têm vindo cada vez mais a receber atenção por parte da comunidade científica, pois estas estão muitas vezes ligadas ao aparecimento de inundações urbanas, que actualmente representam um dos mais sérios desastres ambientais, causando graves repercussões na gestão da água, na saúde pública, e mesmo nos ecossistemas, colocando em causa a segurança da população, e provocando um impacto negativo no seu quotidiano e nas suas actividades económicas.

É muito comum considerar uma inundação como um fenómeno natural equivalente a uma cheia, porém a engenharia hidráulica é clara quanto à distinção entre cheia e inundação, sendo que a primeira é de origem natural e a segunda por razões de ocupação humana.

Botelho (1985) afirma: “Notar que rios e riachos sempre têm enchentes periódicas. Só ocorrem inundações quando a área natural de passagem da enchente de um rio foi ocupada para conter uma avenida (avenida de fundo de vale) ou foi ocupada por prédios”.

É assim devido ao crescente desenvolvimento das zonas urbanas, que a impermeabilização do solo e a sua conseqüente redução da infiltração, se tornam numa problemática face à ocorrência de grandes chuvadas. Relacionado com este facto está o escoamento superficial que tende assim a aumentar.

Durante a ocorrência de fortes chuvadas, as zonas antigas do aglomerado poderão ser mais susceptíveis a inundar, uma vez que os novos caudais de ponta gerados pelas urbanizações mais recentes, ultrapassam a capacidade da rede de drenagem inicial.

Para contornar este tipo de problemas, podem ser tomadas dois tipos de medidas para o controlo de inundações, medidas estruturais e não estruturais. As medidas estruturais estão ligadas à construção de infraestruturas tais como barragens, reservatórios, ou melhoramento de redes de drenagem de águas, resguardando a população de possíveis inundações. As medidas não estruturais dizem respeito ao um planeamento urbanístico, e análise de situações de inundação, que assim evitem que populações se estabeleçam em locais de risco.

A Vila da Aqualva ao não dispor de uma rede enterrada de drenagem, obriga a que escoamento das águas pluviais seja feito superficialmente através das próprias estradas, actuando estas como canais abertos. Este trabalho consistiu numa primeira fase, na modelação desta rede de estradas através do programa SWMM, onde se pode obter uma melhor percepção sobre o comportamento das águas pluviais, nomeadamente quanto às suas alturas e velocidades. Numa segunda abordagem foi inserida no modelo uma bacia de retenção que terá sido mesmo construída no local de estudo, de forma a verificar e validar as suas capacidades técnicas, e também para comparar as alturas e velocidades de água nas estradas antes e depois da sua construção.

De forma resumida, o objectivo deste estudo foi verificar a capacidade da bacia de retenção em amortecer caudais de ponta para vários períodos de retorno, perceber para que período de retorno ela foi dimensionada, sem utilizar os seus descarregadores de emergência, e quais foram as vantagens da sua construção. Este trabalho teve ainda a finalidade de comparar alturas de águas nas estradas para a situação com e sem bacia de retenção. Para tal foram utilizados alguns hietogramas de projecto propostos para Portugal, por Matos (1987) em David (2005), e foi ainda usada nas simulações a chuvada histórica que ocorreu na Aqualva em Dezembro de 2009.

1.2 Estrutura da Dissertação

No primeiro capítulo é feito o enquadramento geral do tema, introduzindo uma breve descrição da problemática subjacente às inundações urbanas, e fazendo também referência às suas medidas mitigadoras. Neste capítulo são também apresentados os objetivos da dissertação, bem como a forma com que esta se encontra organizada.

No segundo capítulo é feita uma revisão bibliográfica, a qual inclui uma síntese de conhecimentos relativos à problemática das inundações urbanas, que são essenciais para a abordagem do tema de estudo.

O terceiro capítulo destina-se à apresentação do caso de estudo, com uma descrição da zona analisada, bem como a discretização do modelo criado e dos parâmetros necessários à sua simulação.

No quarto capítulo serão apresentados os resultados finais das simulações, e os resultados das propostas de melhorias de capacidade da bacia de retenção, que serão analisados e comparados para as diversas situações estudadas.

No quinto capítulo é feita uma crítica e discussão dos resultados obtidos no quarto capítulo.

Por fim no sexto capítulo apresentam-se as conclusões, assim como sugestões para o desenvolvimento de futuros trabalhos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Sistemas de drenagem urbana

Desde a antiguidade que grandes cidades foram construídas perto de água. Londres tem o Rio Tamisa, Paris tem o Rio Sena, Roma tem o Rio Tibre, Dubai está situado no golfo pérsico. Seja um rio, um lago ou mesmo o oceano, cidades e comunidades foram-se estabelecendo junto desta fonte de vida. Esta proximidade permitia um desenvolvimento da agricultura, favorecia o comércio e aumentava a higiene da população.

As práticas de drenagem urbana eram muito limitadas justamente porque a maioria da população vivia junto a cursos de água. Algumas civilizações como os persas, os gregos, os egípcios e os chineses, foram pioneiras na construção de sistemas de drenagem urbana bem planeados com a perspectivas de combate a fogos, inundações, controlo de poluição, e como forma de reserva do recurso natural água para uso doméstico e público.

Com o aparecimento do Império Romano, foram notáveis os avanços tecnológicos nos sistemas de drenagem urbana. Alguns exemplos dignos de atenção foram o desenvolvimento da uniformização do pavimento de estradas, e a construção de uma grande rede enterrada de condutas ligadas entre si, dando origem a uma complexa rede de esgotos, tendo como intuito a mitigação de inundações e o escoamento das terras baixas.

De acordo com Hill (1984) os romanos foram a única civilização em toda a Europa e Ásia ocidental, que desde os tempos remotos até aos anos 1800, construíram uma rede de estradas cuidadosamente planeada com as apropriadas condições de drenagem. Em adição à componente da drenagem urbana incorporada no design e construção do sistema viário, os romanos usavam extensivamente a colheita de água no seu sistema de drenagem. A água da chuva caída sobre telhados era recolhida em cisternas dentro das casas (Hodge, 1992), e a restante caída em área urbana era armazenada para uso local.

Embora os romanos não tenham sido a primeira civilização a dispor de um sistema de abastecimento e drenagens de águas urbanas, eles foram no entanto os primeiros a estabelecer uma ligação entre o abastecimento de água e a drenagem urbana, através da ligação dos aquedutos aos esgotos, estabelecendo um início de um ciclo de água urbano.

Com a queda do Império Romano, a população da maioria das cidades europeias começa a diminuir com a migração dos seus residentes para fora dos centros urbanos (Bishop, 1968). Esta redução de população teve como consequência o abandono dos sistemas de esgotos, e abastecimento de água, que com a falta de manutenção levou à sua deterioração, resultando em acumulação de resíduos nos esgotos devido ao fraco fluxo, e em questões de insalubridade da água.

O aparecimento de grandes epidemias durante o século XIX, forçou uma revolução nos sistemas de drenagem e de recolha de resíduos sólidos, que se traduziu no início de práticas modernas de drenagem urbana. Burian (et al. 1999) sumarizou os principais avanços na drenagem urbana nos Estados Unidos da América durante os séculos XIX e XX, e agrupou-as nas seguintes categorias:

- Aperfeiçoamento dos materiais das condutas, do seu método de construção e práticas de manutenção.
- Sistema de transporte e remoção de resíduos.
- Sistemas separativos versus sistemas unitários de drenagem.
- Avanços na hidrologia urbana
- Avanços computacionais
- Identificação de doenças relacionadas com a água
- Introdução ao tratamento de efluentes
- Sensibilização ambiental.

A partir do século XX a drenagem urbana passou a fazer parte fundamental das obras públicas. Com o crescente desenvolvimento das cidades e primeiros estudos de redes durante o século passado, começam a surgir os primeiros sistemas separativos, onde as águas pluviais e as águas domésticas e industriais são drenadas através de redes de coletores distintas, ao contrário dos tradicionais sistemas unitários onde todas as águas são drenadas pela mesma rede de coletores. Esta inovação é devida à capacidade de transporte dos sistemas unitários, que em períodos chuvosos pode ser excedida, levando assim a elevados encargos para a construção destes sistemas e elevados custos nos sistemas de tratamento destas águas.

Nesta época surgiram também os primeiros modelos computacionais, que permitiram analisar e projetar os sistemas de drenagem urbana com técnicas mais avançadas, fornecendo a engenheiros e técnicos uma visão mais abrangente sobre a proteção de ecossistemas e sustentabilidade urbana.

2.2 Impactos da Urbanização

O fenómeno da urbanização tem sido alvo de estudo de diversas ciências como a antropologia, a geografia e a sociologia, com o objectivo de tentar perceber como ela se processa e, com intuito de propor soluções aos problemas que lhe estão inerentes. A urbanização pode ser descrita como um processo onde uma determinada localidade com características rurais, sofre uma transformação que geralmente está ligada ao desenvolvimento de avanços tecnológicos, ganhando assim características urbanas.

Do ponto de vista demográfico, a urbanização pode ocorrer com as migrações em grande escala das populações das zonas rurais para os centros urbanos. Outro conceito que se pode aplicar na caracterização de uma urbanização, é o de equipar uma determinada zona com equipamentos e ou serviços que melhorem a qualidade de vida e conforto da população. Estes equipamentos e serviços podem ser hospitais, escolas, teatros, cinemas, ou serviços de águas, luz e esgotos que podem contribuir para uma expansão física da cidade.

O ser humano desde os tempos antigos, talhou o meio que o envolve de forma a suprir as suas necessidades mais básicas, construindo abrigos, fazendo fogueiras, praticando a agricultura. Se nesses tempos os homem procurava quase exclusivamente a sua sobrevivência, o homem de hoje vai mais longe e pretende alcançar o maior conforto e comodidade possível. Esta procura insaciável de conforto e comodidade tem efeitos colaterais com impactos negativos na flora, na fauna, no relevo, nas fontes de água e mesmo numa alteração significativa do clima. Como consequência os resíduos industriais, a produção de grandes volumes de lixo, a poluição das águas, dos solos e da atmosfera são uns dos maiores desafios que as autoridades mundiais deste século têm vindo a enfrentar.

Segundo dados da Agência Europeia do Ambiente (EEA), pela primeira vez na história, mais de 50% da população mundial vive atualmente em zonas urbanas, percentagem esta que pode chegar aos 70% no ano 2050.

As grandes cidades de hoje em dia começam a atingir dimensões nunca antes vistas, colocando uma enorme tensão sobre os seus recursos naturais de suporte, embora do ponto de vista ambiental, a velocidade ainda maior de crescimento das pequenas e médias cidades poderá ser eventualmente mais preocupante. Isto é resultado do investimento, da promoção do crescimento económico, e das oportunidades de emprego que as cidades oferecem, atraindo as populações de zonas rurais que buscam uma melhor qualidade de vida.

Numa cidade, cada área inocuada é altamente propensa a ser urbanizada, a não ser que esta seja uma área verde protegida por exemplo. Esta crescente ocupação territorial alterou significativamente o estado natural dos solos, compactando-os e diminuindo a sua porosidade e a capacidade de infiltração de água. Isto leva a que os solos fiquem saturados muito mais rapidamente, induzindo a um aumento do escoamento superficial.

A total ou parcial impermeabilização dos solos urbanos também tem o mesmo impacto negativo, impedindo assim que o solo cumpra a sua função no ciclo hidrológico.

A figura 2.1 retirada de FISRWG (1998), representa o ciclo hidrológico ideal que a água deve tomar, o que como se pode constatar atrás muitas vezes é difícil de se concretizar em ambiente urbano.

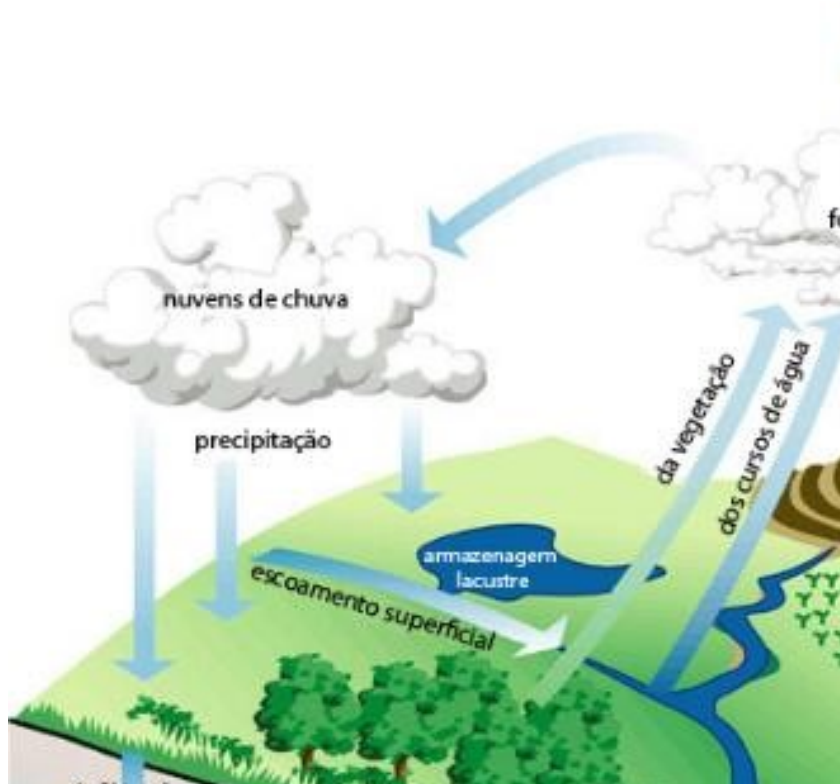


Figura 2.1 - Ciclo Hidrológico da Água (FISRWG 1998)

A capacidade de absorção de água de um solo em áreas rurais pode variar ao longo do ano, conforme o fim da sua utilização, a sua cobertura vegetal e a estação do ano. Já nas áreas urbanas a maioria dos solos deixa de apresentar tais características, devido à adição de impermeabilizantes como o betão, o asfalto, cerâmicas entre outros.

Usualmente durante o processo de urbanização o solo é sujeito a um intenso revolvimento, sofrendo uma grande erosão que resulta na emissão de bastantes sedimentos. Com o tempo esta emissão de sedimentos acaba por se reduzir e estabilizar, devido à impermeabilização do solo, ficando no entanto o seu ciclo hidrológico descaracterizado.

Na figura 2.2 podemos ver três hidrogramas relativos a caudais de escoamento superficiais típicos das zonas rurais, semiurbanas e urbanas.

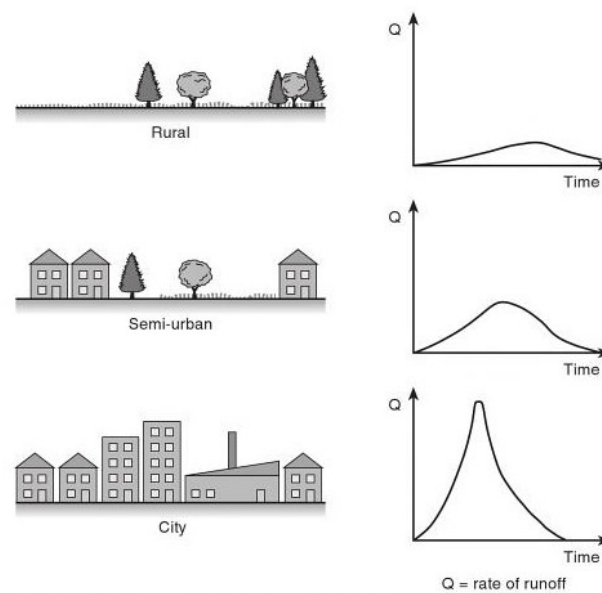


Figura 2.2 - Efeito da urbanização no caudal de ponta (Butler & Davies, 2004)

O hidrograma da zona rural apresenta uma curva bastante suave, com um caudal de ponta relativamente baixo, o que de certa forma é compreensível dado que a vasta vegetação característica desta zona intercepta parte das águas de precipitação, podendo o resto ser infiltrado pelos solos altamente permeáveis ou seguir cursos de água. Contrariamente a este caso, o hidrograma da zona urbana apresenta uma curva acentuada pelo caudal de ponta, que é notavelmente superior ao apresentado pela zona rural. A explicação possível para tal diferença é o facto da maior parte das superfícies urbanas se encontrem impermeabilizadas, o que leva a

que durante uma precipitação se possa acumular um grande volume de água em apenas alguns minutos, que aliado a uma fraca capacidade de infiltração no solo, e a um sistema de drenagem incapaz de escoar estes caudais elevados, facilita o aparecimento de desastres gravosos como deslizamento de terras ou inundações.

2.3 Inundações Urbanas

Com a crescente impermeabilização dos solos causada pelas expansões urbanísticas, a água que antes ficava retida na vegetação e seguidamente se infiltrava no solo, é agora forçada a escoar pela superfície e pelos sistemas de drenagem, levando assim a perdas hidrológicas menores e a bacias hidrográficas com menores tempos de concentração, apresentando hidrogramas com elevados caudais de ponta.

Em muitas cidades o sistema de drenagem não é suficiente para escoar os caudais necessários. Em alguns casos, podem mesmo criar-se zonas de acumulação de água, que são originadas por caudais provenientes de outras partes da cidade.

Os pavimentos tradicionais das áreas urbanas promovem assim o escoamento em vez da tradicional infiltração, induzindo a maiores volumes de água, e a maiores velocidades de escoamento, que ao ultrapassarem a capacidade dos sistemas de drenagem, podem dar origem a pontos de acumulação de água, resultando muitas vezes em inundações geradas em curtos espaços de tempo.

Lin (1999) citado por Bashir (2009) defende que estas inundações rápidas, geralmente designadas por *flash floods* em inglês, são resultantes da combinação de fatores naturais e artificiais. Entre os fatores naturais estão condicionantes como a configuração da bacia, intensidades de precipitação, natureza dos solos, a existência ou não de cobertura vegetal. Ligados aos fatores artificiais estão as obstruções ligadas ao escoamento natural das águas, a artificialização das linhas de água e a impermeabilização das superfícies. Bashir (2009) afirma ainda que flash floods de natureza artificial, podem ser provocadas por falhas estruturais, por exemplo de descargas de barragens.

As inundações causam um grande distúrbio na rotina diária de uma cidade. Estas levam à interrupção do trânsito, as estradas ficam cortadas e as pessoas não conseguem chegar ao local de trabalho. A movimentação dos peões fica também muito limitada devido ao nível da água junto á entrada dos edifícios, passeios e parques de estacionamento. As infraestruturas da cidade assim como bens pessoais da população ficam sujeitos a danos materiais.

Tucci (2002) faz referência a alguns impactos negativos inerentes às inundações urbanas:

- Aumento dos valores dos caudais máximas e da sua ocorrência;
- Perdas de vidas humanas e prejuízos materiais;
- Interrupção das atividades económicas nas áreas afetadas;
- Deterioração da qualidade da água superficial e subterrânea, no caso de transbordos das estações de tratamento, transporte de material sólido;
- Aumento da produção de sedimentos devido a fenómenos erosivos.

Muitas são as cidades em todo o mundo onde este tipo de desastre se torna quase como uma rotina anual, maioritariamente culpa de uma má gestão política no planeamento urbanístico, e das ineficazes ou inexistentes medidas de mitigação deste tipo de desastres.

Bangalore, uma das mais populosas cidades da Índia, considerada uma metrópole em crescimento e com grande desenvolvimento tecnológico, sofreu uma severa inundação em Agosto de 2012 causada por uma forte precipitação de cerca de 47 mm segundo noticiou o website dnaindia.com. A figura 2.1 é uma fotografia relativa a esse acontecimento, e nela são facilmente detetados alguns dos impactos causados pela inundação, referidos anteriormente.



Figura 2.3 - Inundação urbana em Bangalore, Índia (indiawaterportal.org@2012)

2.4 Sistemas de drenagem urbana sustentáveis

2.4.1 Descrição dos princípios dos SUDS

Como foi referido nos pontos atrás, as águas pluviais começam a ser um problema de gestão e planeamento urbanístico na prevenção de possíveis inundações. Com o crescimento das cidades surge no entanto outro problema, as águas pluviais que antes poderiam ser conduzidas superficialmente até ao próximo curso de água, são agora contaminadas pelo contacto com diversos lixos e outras fontes de poluição de origem urbana, podendo ser consideradas uma ameaça à saúde pública.

Os sistemas separativos são hoje em dia a forma mais comum de drenagem de águas dos países mais desenvolvidos segundo relata Czemiell Berndtsson (2004).

Hoje em dia, a drenagem urbana não desempenha apenas o papel de encaminhar e despachar as águas, desempenha também papéis importantes na regulação do fluxo e qualidade de água, e na prevenção e atenuação de possíveis desastres. Foi com base nestes princípios que surgiram os primeiros sistemas de drenagem urbana sustentáveis, vulgarmente conhecidos na Europa como SUDS (Sustainable Urban Drainage System) e nos Estados Unidos por BMP (Best Management Practices).

Na figura 2.4 encontra-se uma representação esquemática da forma como os sistemas tradicionais de drenagem e os SUDS, abordam os temas da quantidade, qualidade e amenização ao meio ambiente.

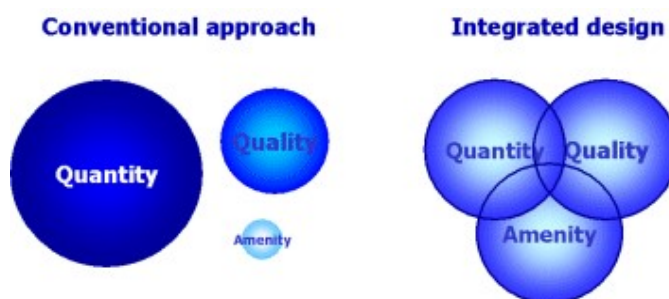


Figura 2.4 – Abordagem dos sistemas Convencionais e Integrados (Ciria, 2009)

O esquema representativo da parte esquerda demonstra que os sistemas tradicionais dão mais ênfase à quantidade do que à qualidade, menosprezando bastante a sua amenização ao meio que o envolve. Por outro lado, os sistemas integrados ou SUDS, têm como conceito básico o

uso de soluções naturais para a drenagem de águas, o que na prática pode ser obtido com a implementação de sistemas semi-naturais tais como valas revestidas com coberturas vegetais, trincheiras de infiltração e lagoas (Butler & Davies, 2004).

Desta forma estes sistemas mantêm um bom equilíbrio entre a quantidade, qualidade e a sua amenização ao meio ambiente. De acordo com Ciria (2009) as principais vantagens dos SUDS em relação aos sistemas convencionais podem ser resumidas a três pontos:

- Uma melhor gestão e controlo de caudais, os SUDS têm um melhor efeito de atenuação, bem como de redução de quantidade de água que é libertada para as suas redondezas.
- Frequentemente fornecem uma melhor qualidade de água.
- Criam ambientes de natureza ambiental em áreas urbanas, que proporcionam valores recreativos a moradores e habitat para vida animal.

De acordo com Stahre (2008) existem várias soluções diferentes que podem ser implementadas nos SUDS, mas todas elas nos providenciam pelo menos uma das três seguintes funções: Infiltração, redução de escoamento, e armazenamento.

Os SUDS podem ser divididos em quatro categorias:

- Controlo origem
- Controlo local
- Redução de transporte
- Controlo Jusante

As medidas de controlo de origem são normalmente tomadas em terrenos privados de forma a prevenir que a água chegue com toda a sua potencialidade a jusante, alguns exemplos destas medidas são os telhados verdes e pequenos jardins.

As medidas de controlo local têm lugar a montante, onde são tomadas medidas de recolha e tratamento das águas provenientes de escoamento superficial. Alguns exemplos destas medidas de controlo local são pavimentos permeáveis, bacias de retenção e jardins de chuva.

Antes de atingir a área de jusante as águas pluviais passam por um sistema de redução de transporte que geralmente é constituído por valas e canais com coberturas vegetais. O objetivo destes sistemas é reduzir a velocidade destas águas para que estas se infiltrem melhor, e

possam sedimentar possíveis sólidos em suspensão, este processo contribui para a atenuação dos picos de caudais de ponta. Finalmente a zona de controlo de jusante recolhe as restantes águas através lagos ou zonas pantanais, até estas depois chegarem aos sistemas de drenagem convencionais (Stahre, 2008).

Seguidamente é feita uma descrição pormenorizada de alguns sistemas de drenagem urbana sustentáveis mais populares, de forma a ser ter uma boa perceção dos impactos positivos que se obtêm através da sua implantação.

2.4.2 Bacias de Retenção

As bacias de retenção são estruturas construídas para o armazenamento de águas pluviais, que têm por função a diminuição e regularização de caudais, com a vantagem de os poder descarregar com valores muito inferiores aos dos caudais de ponta.

As bacias de retenção podem classificar-se, quanto à sua implantação em bacias a céu aberto, e bacias enterradas. As bacias a céu aberto são construídas normalmente em terra, com recurso a diques de proteção lateral ou taludes reforçados. As bacias enterradas são construídas abaixo do nível do solo, tipicamente com materiais como o betão armado, e são bastante indicadas para zonas urbanas densas.

Estas podem ainda ser classificadas quanto à sua localização e disposição, como bacias em paralelo e bacias em serie. As bacias em paralelo estão localizadas na lateral de um coletor ou canal afluente, onde nem todo o escoamento de montante afluí à bacia, sendo feita a passagem do escoamento a entrar na bacia, por um descarregador lateral. As bacias em série localizam-se no alinhamento de um coletor ou canal de drenagem afluente, recebendo todo o caudal vindo de montante, desta maneira este tipo de bacia costuma ter sempre algum nível de água.

O planeamento da drenagem urbana deve ser feito de uma forma integrada, considerando todos os sistemas já existentes e outros possíveis melhoramentos, daí se opte muitas vezes por construir bacias de retenção em zonas urbanas, pois são vistas como uma das formas mais eficazes de evitar obras de remodelação ou reabilitação em sistemas de águas pluviais subdimensionados. Estas bacias quando bem concebidas e exploradas, valorizam o meio urbano, com as suas qualidades e potencialidades.

Neves (2004) defende que muitos dos pequenos e grandes lagos existentes em parques ou jardins do Porto, reúnem condições para atuar como bacias de retenção, permitindo uma fácil

integração às redes de drenagem pluviais já existentes ou previstas. A figura 2.5 demonstra uma aplicação desta ideia, onde se pode ver que estas zonas se podem tornar também em pólos atrativos de carácter recreativo.

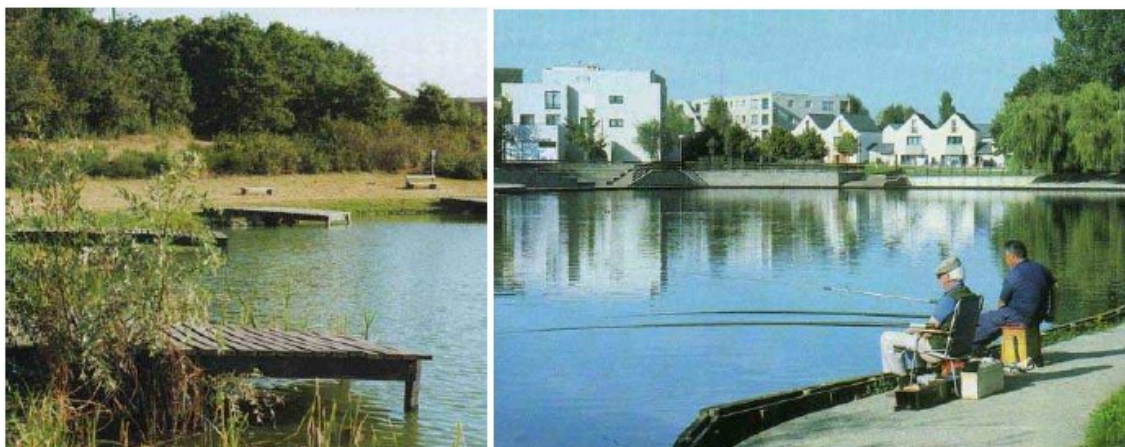


Figura 2.5 – À esquerda bacia de retenção de Porcheville França, à direita Bacia de retenção de Melun-Sénart França (STU 1994)

Após um longo período de tempo seco, os solos e pavimentos encontram-se com bastantes lixos e poluentes, quer sejam partículas arenosas, matérias orgânicas, óleos, gorduras, ou mesmo agentes patológicos. Com o aparecimento das primeiras precipitações, as águas pluviais ficam contaminadas ao entrar em contacto com estas acumulações de agentes poluidores.

Enquanto o transporte de sólidos em suspensão contribui essencialmente para turvação da água, o transporte de corpos flutuantes pode causar a obstrução total ou parcial de equipamentos como coletores ou grades impedindo que estes funcionem a cem por cento. A carência de oxigénio é outro problema causado pela degradação da matéria orgânica condições aeróbias, que ao assumir valores muito elevados coloca em perigo espécies aquáticas.

Assim as bacias de retenção apresentam também características de proteção ambiental, ao aumentarem o nível da qualidade das águas pluviais, nomeadamente através da redução de sólidos em suspensão e matéria orgânica.

As principais transformações físicas, químicas e microbiológicas que acontecem numa bacia de retenção, podem ser resumidas aos quatro pontos seguintes:

- Decrescimento de águas turvas através da sedimentação dos sólidos em suspensão.
- O armazenamento de águas ao ar livre juntamente com fatores como a temperatura, a radiação solar e sedimentação, ajudam na redução de micro-organismos, particularmente bactérias patogénicas.
- A água em repouso e sem um abastecimento constante de novos caudais, sofre uma variação na concentração dos seus nutrientes.
- O consumo de matéria orgânica existente em processos de oxidação, juntamente com atividades fotossintéticas das espécies vegetais e transferências de oxigénio com a atmosfera provocam uma variação de oxigénio dissolvido na água.

Na figura 2.6 é possível ver hidrogramas tipicamente característicos de três casos distintos.

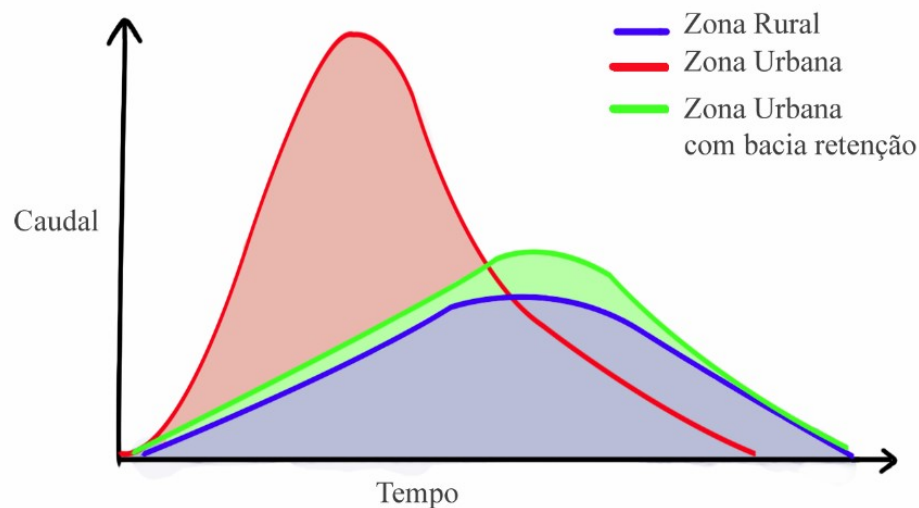


Figura 2.6 – Hidrogramas das fases de urbanização

O hidrograma da zona urbana, comparativamente ao hidrograma da zona rural, apresenta um pico de cheio bastante mais elevado e com origem muito mais rápida.

Esta situação pode no entanto ser atenuada, através da construção de uma bacia de retenção que permite reduzir o caudal de ponta e retardar o seu aparecimento, transformando assim o seu hidrograma num mais parecido ao de uma zona rural.

2.4.3 Telhados Verdes

Com o aumento das expansões urbanísticas, os espaços verdes em áreas urbanas tornam-se cada vez mais escassos, conseqüentemente é necessária a criação de soluções que permitam a sua implementação nos poucos espaços livres existentes. Surgem então os telhados verdes como uma medida compensatória à impermeabilização do solo provocada pelo erguimento de cada novo edifício, ao utilizar a sua cobertura para laminar escoamentos pluviais nele caído.

Os telhados verdes funcionam tipicamente como pequenos reservatórios, recolhendo temporariamente a água das chuvas, para a libertar gradualmente mais tarde na rede pluvial, através de dispositivos específicos para o efeito.

Os telhados verdes podem ser divididos em dois tipos de grupo, extensivo e intensivo. O tipo de vegetação dominante em telhados do tipo extensivo são pequenas plantas como a relva e alguns musgos. Por outro lado os telhados verdes do tipo intensivo podem conter plantas de porte muito superior, tais como arbustos ou mesmo árvores. Para suportar estas plantas é necessária uma camada de solo vegetal com pelo menos 30 cm (Bliss et al., 2009).

Este último tipo de telhado tem alguns inconvenientes, em primeiro lugar necessita de uma estrutura mais resistente no telhado, que seja capaz de suportar o solo com as plantas, e possivelmente com habitantes do edifício, em segundo lugar estes telhados exigem uma maior manutenção com regas e tratamento das plantas. Na figura 2.7 é apresentado um corte transversal de um típico telhado verde do tipo extensivo, onde se podem ver claramente todos os tipos de camada que o constituem.

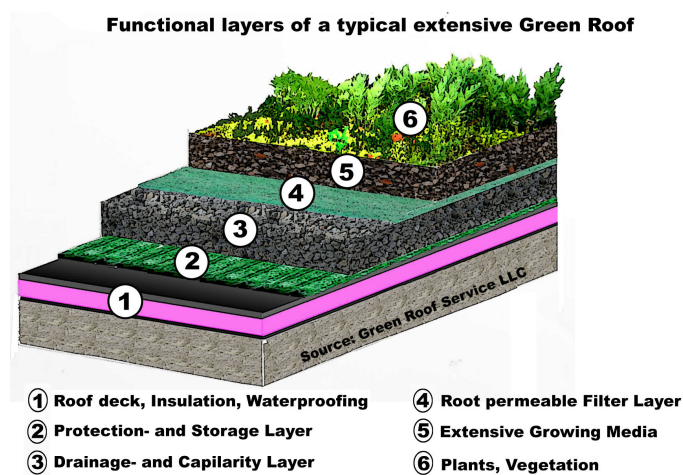


Figura 2.7 – Composição de um telhado verde do tipo extensivo (roofsystemsconsultants.com@2012)

A camada de topo é composta por vegetação que normalmente consiste em espécies adequadas para a zona, sendo sucedida por uma camada de proteção contra a erosão do solo e vento, que embora não esteja representada na figura é muitas vezes utilizada. A camada imediatamente abaixo é constituída por um solo com boas propriedades minerais que pode também conter alguma matéria orgânica que ajuda no estabelecimento das plantas. Geralmente é colocada uma camada de filtragem no topo da cama de drenagem para impedir que o solo seja escoado pela água. Finalmente existe uma membrana de isolamento à prova de água que protege o telhado de possíveis humidades.

Estes sistemas apresentam também benefícios termais, ao reduzirem a necessidade de arrefecimento ou aquecimento de um edifício. Quando a temperatura exterior é inferior à temperatura interior, o telhado revestido com vegetação atua como uma camada extra de isolamento térmico. Os mecanismos de arrefecimento oferecidos por este sistema são providenciados pela evapotranspiração e pelas perdas de calor convectiva segundo defende Sfakianaki (et al., 2009).

2.4.4 Valas revestidas com cobertura vegetal

As valas revestidas com cobertura vegetal, vulgarmente conhecidas por “Swales” na língua inglesa, são um sistema constituído por um largo canal revestido com cobertura vegetal, que apresentam uma inclinação suave, permitindo o transporte e a infiltração parcial dos escoamentos superficiais produzidos por eventos de precipitação.

Este tipo de vala pode transportar grandes volumes de água sem transbordar, com um controlo moderado de caudal devido à inclinação suave das margens. O volume de água que deixa estas valas é geralmente inferior ao que entra devido à infiltração, Stahre (2008) afirma ainda que este tipo de valas são capazes de infiltrar a maior parte das águas provenientes de uma precipitação normal.

A parte final da vala pode ser eventualmente ligada a um sistema convencional de drenagem urbana, ou ser descarregada diretamente num curso de água ou lago.

Tipicamente estas valas são construídas junto a estradas, parques verdes e outros espaços abertos. Na figura 2.8 pode ser visualizado um exemplar de uma vala revestida com cobertura vegetal.



Figura 2.8 – Vala revestida com cobertura vegetal (CIRIA 2009)

Estes sistemas têm como vantagens a sua fácil execução e baixo custo, são facilmente integrados na paisagem, e em situações de não precipitação, podem adicionar um valor recreativo ao tecido urbano, tal como qualquer área verde, ao adicionar arbustos e árvores por exemplo.

2.5 Modelos Hidrológicos

Tucci (1998) define modelo hidrológico como uma ferramenta utilizada para representar os processos que ocorrem na bacia hidrográfica, e prever as consequências das diferentes ocorrências em relação aos valores observados. A modelagem hidrológica requer um conhecimento aprofundado sobre o ciclo hidrológico, e naturalmente, sobre todos os processos físicos que ocorrem durante uma chuva, ou seja, a precipitação, a interceção, a evapotranspiração, a infiltração e o escoamento superficial. Todos esses processos são representados por métodos matemáticos.

Segundo Moradkhani e Sorooshian (2009) a modelação hidráulica-hidrológica exerce um papel importante na previsão de inundações rápidas, permitindo ter um maior conhecimento e compreensão sobre elas.

A modelação hidrológica permite verificar a consistência das informações disponíveis (dados observados), que geralmente são escassas, adquiridas através das observações hidrológicas nas bacias hidrográfica, e com base nesses dados, os modelos hidrológicos podem ser calibrados, permitindo a utilização destes como uma ferramenta de obtenção de dados em bacias não monitoradas.

Mesmo os modelos mais complexos não conseguem simular o mundo real com resultados perfeitos, uma vez que a maioria das equações usadas nos modelos tem origem empírica, funcionando apenas corretamente sobre certas suposições.

A acrescentar, tem-se os parâmetros das equações que quantificam propriedades reais, que não são muitas vezes conhecidas em detalhe.

Existem vários tipos de modelos, mas estes podem diferir essencialmente na estrutura e no tratamento dos diferentes parâmetros dos processos hidrológicos, assim como nos pressupostos de cada. Abulohom (et al 2001) sublinhou que não existe um modelo universal, e como tal a informação disponível, o tipo e quantidade hidrológica a modelar, a escala de operação, e razões económicas são todas considerações importantes a tomar.

Para que um modelo funcione corretamente é necessário que sejam conhecidas as suas limitações, e muitas vezes estes necessitam de ser calibrados, para que o fenómeno a modelar possa ser reproduzido da forma mais próxima ao real possível.

De acordo com Tucci (1998) os modelos podem ser assim classificados:

- **Concentrado ou Distribuído:** o modelo é dito concentrado quando não leva em consideração a variabilidade espacial da bacia. Já o modelo é considerado distribuído quando as suas variáveis e parâmetros dependem do espaço e/ou tempo;
- **Estocástico ou Determinístico:** quando a hipótese de ocorrência das variáveis for levada em consideração, e o conceito de probabilidade é introduzido na formulação do modelo, o processo e o modelo são ditos estocásticos. Ou seja, quando para uma mesma entrada, o modelo produz uma mesma saída (com condições iniciais iguais) o modelo é classificado como determinístico;
- **Conceptual ou Empírico:** os modelos são ditos conceptuais, quando levam em consideração os conceitos físicos relacionados aos processos hidrológicos. Já os modelos empíricos são aqueles que utilizam funções que não tenham relação com os processos físicos envolvidos e são baseados em análises estatísticas, como métodos de correlação e análise de regressão.

Existem ainda modelos fisicamente baseados, também frequentemente designados por modelos hidráulicos. Os modelos fisicamente baseados e distribuídos no espaço são regra geral, de análise evento a evento, ou seja, a simulação é realizada para eventos individuais de precipitação, em que as condições iniciais da simulação têm de ser dadas através de parâmetros de entrada.

Estes modelos requerem maiores informações acerca da bacia, o requisito mínimo para aplicação das mesmas seria recolher todos os dados necessários para uma boa representação dos processos envolvidos.

Esta prática requer tempo e recursos, necessários para a recolha de informação em vários locais da bacia. Este problema é contornado com a recolha dos dados imprescindíveis ao uso do modelo, estimando as outras variáveis (parâmetros) de acordo com trabalhos disponíveis na literatura, onde as equações básicas para representar os processos hidrológicos são as leis de básicas da física tais como o princípio da conservação da massa, energia e quantidade de movimento (equações de Saint Venant).

2.6 Modelos utilizados na drenagem urbana

2.6.1 Nota prévia

Os modelos matemáticos para os sistemas de drenagem urbana estão cada vez mais em uso, tanto para a pesquisa como para a gestão de complexas redes. Segundo Cambez (et al. 2008) os modelos mais utilizados na Europa em estudos de drenagem são o MOUSE e o Infoworks e SWMM, embora existam um grande número de outros modelos que foram desenvolvidos para os mesmos propósitos. Os modelos MOUSE e Infoworks têm no entanto o seu uso muito restrito devido aos custos de software, o que de certa forma afasta os pequenos utilizadores e designers.

Uma vez que o modelo utilizado para a realização deste trabalho foi o SWMM, neste capítulo é feita uma abordagem acerca da sua descrição e finalidade.

2.6.2 Descrição do SWMM

O EPA Storm Water Management Model (SWMM) é um modelo dinâmico de simulação de sistemas de drenagem urbana desenvolvido pela U.S. EPA (Environmental Protection Agency) que teve a sua origem na década de 70, e desde então tem sido alvo de várias e importantes atualizações. Devido à vantagem de ser um software open source, de fácil acesso

e grande popularidade, o SWMM tem sido habitualmente usado por engenheiros e investigadores em milhares de estudos de sistemas de drenagem em todo o mundo.

O primeiro modelo SWMM foi desenvolvido como um modelo muito simples, e mesmo através das atualizações que tem sido alvo ao longo do tempo, este tem mantido a sua simplicidade inicial o quanto possível. A versão mais recente do modelo é a 5.0, de 2005. O modelo é alvo de uma reestruturação nesta última versão, ao ser convertido para o sistema Windows, dando origem a um simples e integrado ambiente de edição e introdução de dados, corrida de simulações hidrológicas, hidráulicas e de qualidade de água, e visualização de resultados.

A EPA atualizou recentemente as capacidades do SWMM 5, para este ser capaz de modelar explicitamente, a performance hidrológica de pequenas medidas de mitigação urbanas, tais como pavimentos permeáveis, áreas de bio-retenção (jardins, telhados verdes, plantas de rua), trincheiras de infiltração, valas revestidas com cobertura vegetal (epa.gov@2012). Esta atualização permite aos engenheiros representar precisamente qualquer combinação de medidas de mitigação numa área de estudo, e determinar a sua eficiência na gestão de águas pluviais com as águas de esgotos.

O SWMM permite modelar vários fenómenos hidrológicos relacionados com o escoamento superficial nas áreas urbanas tais como:

- Chuvadas variáveis no tempo,
- Evaporação das águas superficiais estagnadas,
- Acumulação e degelo da neve,
- Intercepção da precipitação por armazenamento em depressões,
- Infiltração da precipitação em camadas do solo insaturadas,
- Infiltração da água em aquíferos
- Trocas de fluxo entre os aquíferos e o sistema de drenagem.

Para além de modelar a geração e transporte do escoamento superficial, o SWMM também pode estimar a produção e evolução de cargas poluentes associadas a este escoamento.

O SWMM é um modelo complexo, e como tal é recomendada a leitura de manuais como Metcalf e Eddy (1971), para melhor compreender as formulações matemáticas nele incluído. Não sendo o objetivo deste trabalho descrever por completo o processo de modelação do SWMM, é no entanto fundamental perceber como o modelo funciona.

As simulações do SWMM são o resultado da execução sequencial de partes do programa referenciadas como blocos operacionais. Alguns dos mais importantes blocos são: precipitação, escoamento superficial, transporte e águas subterrâneas. Cada um destes blocos executa uma parte do ciclo hidrológico, que combinados aumentam a capacidade do SWMM simular um maior número de casos de estudo. De seguida é apresentada uma pequena descrição acerca dos blocos operacionais atrás referidos.

- **Bloco Precipitação:** onde se analisa a precipitação e os poluentes depositados sobre a superfície terrestre.
- **Bloco escoamento superficial:** onde a chuva ou neve gerada pelo bloco de precipitação é arrecadada, dando origem a caudais de saída, em que parte é recebida por infiltração no bloco de água subterrânea, sendo o resto adquirido pelo bloco de transporte nomeadamente os escoamentos superficiais e cargas poluentes.
- **Bloco água subterrânea:** Transfere uma parcela do caudal arrecadado por infiltração para o bloco de transporte.
- **Bloco transporte:** é constituído por rede composta de elementos de transporte (tubos, canas, bombas e reguladores) que canalizam a água para os seus locais de descarga ou instalações de tratamento. A de entrada de caudais neste bloco podem ser oriundos do escoamento superficial, da interação com o escoamento subterrâneo, dos caudais de águas residuais e de períodos de tempo seco ou de hidrogramas de entrada, definidos pelo utilizador.

2.6.3 Métodos Computacionais no SWMM

A componente hidrológica do programa SWMM nomeadamente o escoamento superficial em cada sub-bacia, é simulado através do recurso a modelos conceptuais, já a componente hidráulica da rede de coletores é simulada através de modelos distribuídos e fisicamente baseados.

A simulação do transporte de águas através da rede de colectores é guiada pelas equações de Saint Venant que podem ser observadas de seguida.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0$$

(2.1)

$$\frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_0 - S_f) = 0$$

As equações de Saint Venant são assim duas equações diferenciais às derivadas parciais, onde uma é a equação da continuidade, e outra a equação da conservação da quantidade de movimento. O método de resolução hidráulica do modelo é assim baseado nestas equações, podendo este ser assim classificado como cinemático, ou dinâmico completo.

3 CONSTRUÇÃO DO MODELO

3.1 Localização da área de estudo

A zona de estudo deste trabalho situa-se na Vila da Agualva, que se encontra localizada na costa norte da Ilha Terceira do arquipélago dos Açores.

A Agualva, vila de importância histórica e económica devido ao seu elevado número de moinhos de água, sofreu entre os séculos XVI e XIX um processo de desenvolvimento urbano que seguiu muito de perto as margens da Ribeira da Agualva. Esta ribeira representa o maior curso de água da ilha Terceira, com cerca de 8 km de extensão, tem o seu início no Pico Alto, ponto mais alto da ilha com cerca de 797 m de altitude e termina no oceano. A sua inclinação varia entre os 6% e 30% com uma média de 10%, e sua bacia hidrográfica tem uma área aproximada de 9 km², estando ela representada na figura 3.1 que se segue.

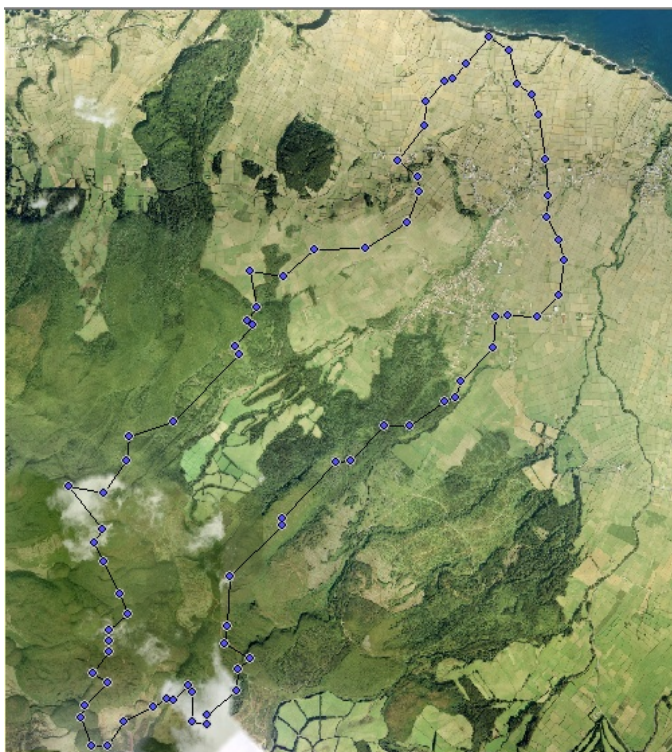


Figura 3.1 – Localização da Bacia Hidrográfica da Agualva

3.2 Implementação da bacia hidrográfica e da rede de drenagem no SWMM

Este trabalho teve como base de estudo o modelo SWMM concebido por Nuno Melo (2011), onde foram analisados a bacia hidrográfica da Agualva dividida em 10 sub-bacias, a sua ribeira e alguns dos principais troços de estradas junto ao curso de água.

A figura 3.2 contém duas representações da bacia hidrográfica da Agualva, à esquerda encontram-se as sub-bacias divididas por cores e padrões para facilmente serem distinguidas, nessa mesma figura está ainda localizado o troço da ribeira a azul. Na direita está a representação da bacia hidrográfica no SWMM.

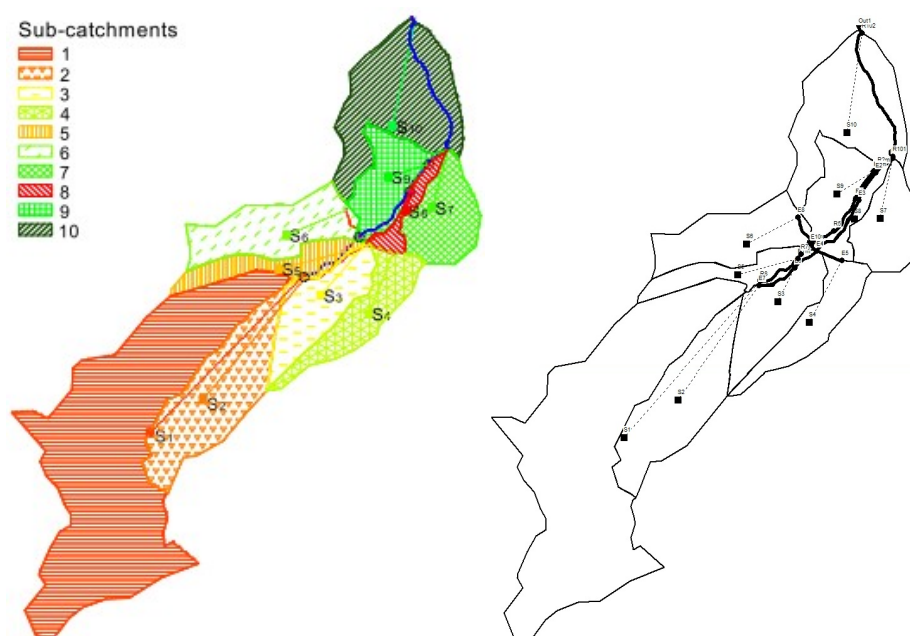


Figura 3.2 – Sub-bacias da ribeira da Agualva (Nuno Melo 2011)

Nesta fase o modelo é composto por 10 sub-bacias, 24 nós, 24 troços de estrada e um nó outfall. O presente trabalho complementa assim o modelo anterior com a adição de novos troços de estradas e respectivos nós de ligação, e ainda com a divisão de algumas das sub-bacias anteriores. Esta nova divisão das sub-bacias tem como intuito a obtenção de áreas com características mais semelhantes às do terreno de estudo, para assim se poderem obter com mais fiabilidade valores de alturas de águas nas estradas, que serão úteis na criação de mapas de acessibilidade e caminhos de evacuação para situações de inundação.

Neste trabalho foi ainda implementada a bacia de retenção que terá sido construída na Agualva após a última grande inundação de 2009, com a finalidade de validar e verificar os benefícios adjacentes à sua construção. Na figura 3.3 é assim possível ver a representação final do sistema de drenagem da Agualva no SWMM com todas as adições referidas anteriormente, estando a bacia de retenção localizada no ponto a azul.

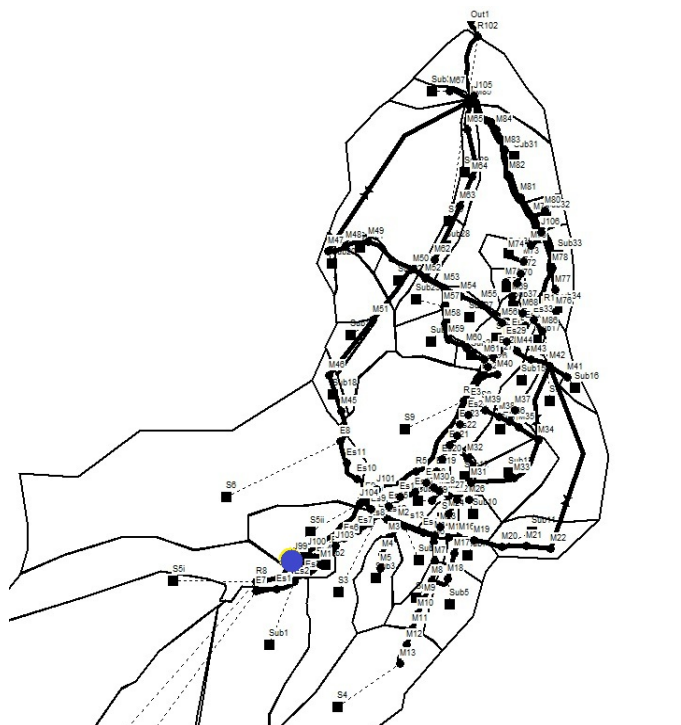


Figura 3.3 – Representação final do sistema de drenagem da Agualva em SWMM

Nesta fase final o modelo conta assim com 48 sub-bacias, 146 nós, 146 troços de estrada, uma bacia de retenção com orifícios descarregadores, descarregador trapezoidal, de topo e descarregador de emergência, e ainda um nó outfall. Para se garantir o correcto funcionamento deste sistema de drenagem foi necessário definir uma série de parâmetros de entrada para cada um dos seus componentes. Os pontos seguintes apresentam uma descrição sobre cada um desses componentes.

3.3 Sub-Bacias

Para a caracterização das sub-bacias é necessário definir parâmetros de entrada como o seu nó de saída (nó a partir do qual o escoamento superficial gerado na sub-bacia entra no sistema de drenagem), a sua área total, largura, a sua percentagem de área impermeável, o seu declive, coeficiente de rugosidade de Manning, e parâmetros de infiltração.

Para a quantificação dos parâmetros de declive, ocupações de solo, e áreas impermeáveis recorreu-se ao quadro da figura 3.4 retirado de Leandro (et al. (2012)), onde se manteve estes valores para as novas sub-bacias, uma vez que estas resultam da divisão das sub-bacias iniciais, alterando apenas os valores das suas novas áreas e larguras correspondentes.

Sub.catchment ID	Area (km ²)	Aver. slope (%)	Buildings (%)	Roads (%)	Green areas (%)
1	3.3	45	0.0	1.6	98.4
2	1.0	33	0.1	1.1	98.8
3	0.4	33	1.4	3.7	94.8
4	0.6	31	1.9	3.6	94.5
5	0.5	22	3.0	3.5	93.5
6	0.7	18	0.5	4.7	94.9
7	0.5	7	3.3	4.7	92.0
8	0.5	27	5.4	9.1	85.5
9	1.1	14	1.7	4.6	93.7
10	0.1	13	18.8	26.8	54.3

Figura 3.4 – Valores das áreas e ocupações de solo das sub-bacias (Leandro et al. (2012))

Segundo aconselha o manual do SWMM, o valor da largura das novas sub-bacias foi estimado através da divisão da área da sub-bacia pelo valor médio do comprimento máximo de escoamento superficial. O comprimento máximo de escoamento superficial é o comprimento do caminho percorrido pela água superficial do ponto mais longe da sub-bacia até ao ponto onde o escoamento é canalizado.

A infiltração de chuva nas zonas das sub-bacias pode ser descrita através de três modelos diferentes, Horton, Green-Ampt e Soil Conservation Service (SCS). Para o desenvolvimento desta parte do trabalho foi escolhido o método SCS, o qual permite estimar o volume de escoamento gerado por um dado volume de precipitação, a partir de uma precipitação acumulada num determinado intervalo de tempo e em função do número de escoamento da bacia.

O caudal de ponta com base neste método pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$QP = \frac{0.277 * K * A * hu}{tp} \quad (3.1)$$

O Qp representa o caudal de ponta em m³/s, K é um factor de ponta que varia entre 0,5 e 1 para o caso de bacias planas e bacias com declive acentuado respectivamente. A, representa a

área da bacia em km², hu representa a altura de precipitação útil, e tp o tempo para atingir a ponta em horas.

Para uma dada altura de precipitação total P, a altura de precipitação útil (hu) é dada por:

$$hu = \frac{(P - Ia)^2}{(P - Ia) + S'} \quad (P > Ia)$$

$$hu = 0 \quad (P \leq Ia)$$
(3.2)

O termo Ia exprime as perdas iniciais da chuva, que podem ocorrer por captação da vegetação, por infiltração ou por evaporação, mesmo antes de o escoamento superficial se iniciar, e pode ser obtido pela equação (3.3). O termo S' representa o armazenamento potencial máximo do solo em mm.

$$Ia = 0.2 * S' \quad (3.3)$$

O método do SCS define ainda a seguinte relação para o armazenamento potencial máximo do solo:

$$S' = 25.4 * \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad (3.4)$$

CN representa o parâmetro do número de escoamento, que depende do tipo hidrológico do solo, das suas utilizações e condições de superfície. O seu valor varia entre 0 e 100 e pode ser obtido através de consulta da tabela do número de escoamento N que se encontra no manual SWMM, mas requer em primeiro lugar uma classificação do solo quanto ao seu grupo hidrológico, que pode ser um dos quatro tipos seguintes:

- Tipo A – Baixo potencial de escoamento superficial.
- Tipo B – Potencial de escoamento superficial abaixo da média.
- Tipo C – Potencial de escoamento superficial acima da média.
- Tipo D – Elevado potencial de escoamento superficial.
-

Finalmente para a conclusão dos parâmetros das sub-bacias, é feita a introdução do coeficiente de Manning de cada sub-bacia, com os valores recomendados pelo manual SWMM para cada tipo de superfície

3.4 Nós e Troços

Os parâmetros principais que definem os nós no programa SWMM são a sua cota, a sua profundidade e as suas coordenadas (x,y).

Os troços no SWMM podem funcionar como colectores, valas, canais abertos ou fechados, realizando o transporte de caudais de um nó para outro. Os principais parâmetros de entrada dos troços são o seu comprimento, os nós de entrada e saída e suas respectivas cotas, a configuração da sua secção transversal, e o seu coeficiente de rugosidade de Manning.

Os troços de estradas que funcionam como rede de drenagem da Agualva foram representados neste trabalho como canais rectos e abertos com um coeficiente de Manning igual 0,02 segundo as recomendações do manual do SWMM.

3.5 Bacia de retenção e órgãos de descarga

A grande chuvada que ocorreu na Agualva no dia 15 de Dezembro de 2009, causou grandes estragos na vila, muito provocados pelas enxurradas e excessivo arraste de matérias sólidas como lamas, pedras e troncos. Muitas estradas ficaram intransitáveis e até uma ponte de passagem pedonal colapsou.

Na figura 3.5 é possível ver algumas das consequências provocadas por esta chuvada.



Figura 3.5 – Danos causados pela chuvada de 15 de Dezembro de 2009

Esta chuvada foi caracterizada por dois grandes picos, um que se deu as 3 da manhã, e outro que se deu as 6 da manhã, tendo este último sido o maior. A figura 3.6 apresenta os caudais em cada uma das 10 sub bacias que se geraram neste evento, bem como o somatório de todos os caudais. Estes hidrogramas foram obtidos com base no método SCS como descrito no subcapítulo 3.3.

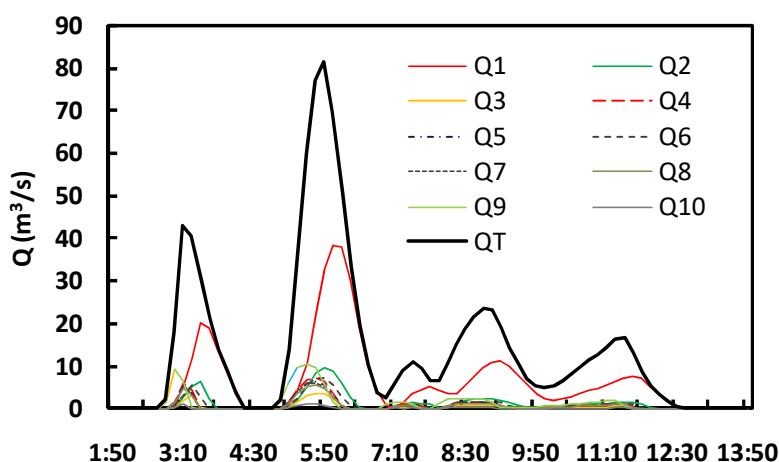


Figura 3.6 – Hidrograma das sub bacias da Aqualva

Após este fenómeno ter ocorrido, sentiu-se a necessidade de construir uma bacia de retenção de forma a reter algumas matérias sólidas de grande dimensão, e também para atenuar algum caudal de ponta.

Esta bacia de retenção foi então modelada no programa SWMM através de uma unidade de armazenamento que tem como principais parâmetros:

- Cota de fundo.
- Altura máxima.
- Tabela que relaciona a área superficial à profundidade.
- Contribuições externas de caudais.
- Factor de evaporação de água.

A bacia de retenção com uma área de implantação de cerca de 1000 m², e uma altura de 2,9 m, dispõe de um descarregador trapezoidal com 7,1 metros de largura, que entra em funcionamento quando a água dentro da bacia atinge os 1,85 metros de altura, podendo assim a água atingir uma altura máxima de 1,05 metros nesse descarregador. Passando esse valor (2,9 metros de altura de água), é considerado um novo descarregador que começa a funcionar a toda a superfície, delimitado pelos muros laterais. Igualmente para esta altura de água

começa a funcionar um descarregador de emergência que serve também como acesso à base da bacia, para trabalhos de limpeza e remoção de sólidos.

A bacia contém ainda dois orifícios situados na sua base com 0,8 metros de diâmetro, que permitem uma passagem contínua do caudal ecológico para a ribeira.

Na figura 3.7 é possível ver uma fotografia tirada à bacia de retenção da Aqualva com vista de montante para jusante, e na figura 3.8 a área interior da bacia e o seu descarregador de emergência.



Figura 3.7 – Bacia de retenção na Vila da Aqualva, Açores



Figura 3.8 – Vista do interior da bacia e descarregador de emergência.

3.6 Canal da ribeira

Construiu-se também um canal com cerca de 435 metros de extensão e 5 de largura, para onde a bacia de retenção descarrega os seus caudais, esta construção acarretou um desvio no curso natural da ribeira. Na figura 3.9 é possível ver o canal referido, e mesmo do lado direito entre os dois muros pode-se ver uma zona de terreno mais baixo que correspondia ao troço do curso natural da ribeira.



Figura 3.9 – Canal construído a jusante da bacia de retenção

Este canal quase no final da sua extensão, atravessa uma zona de passagem hidráulica, que na configuração inicial do curso da ribeira aplicava um estrangulamento ao escoamento, gerando um efeito de bacia de retenção nessa zona. Com a construção deste novo canal, o efeito de estrangulamento desapareceu devido ao alargamento da passagem hidráulica.

3.7 Tempo de concentração da bacia hidrográfica

O tempo de concentração pode ser definido como o tempo necessário para que toda a bacia contribua para o escoamento.

Para determinar o tempo de concentração desta bacia foram testadas duas chuvadas com precipitações de intensidades constantes de 50 e 70 mm ao longo de 4 horas.

Na figura 3.10 está presente o hidrograma dos caudais afluentes ao nó de saída da bacia hidrográfica, onde se pode notar que os valores dos caudais tendem a estabilizar após duas horas do início da precipitação, desta forma o tempo de concentração da bacia é de 2 horas.

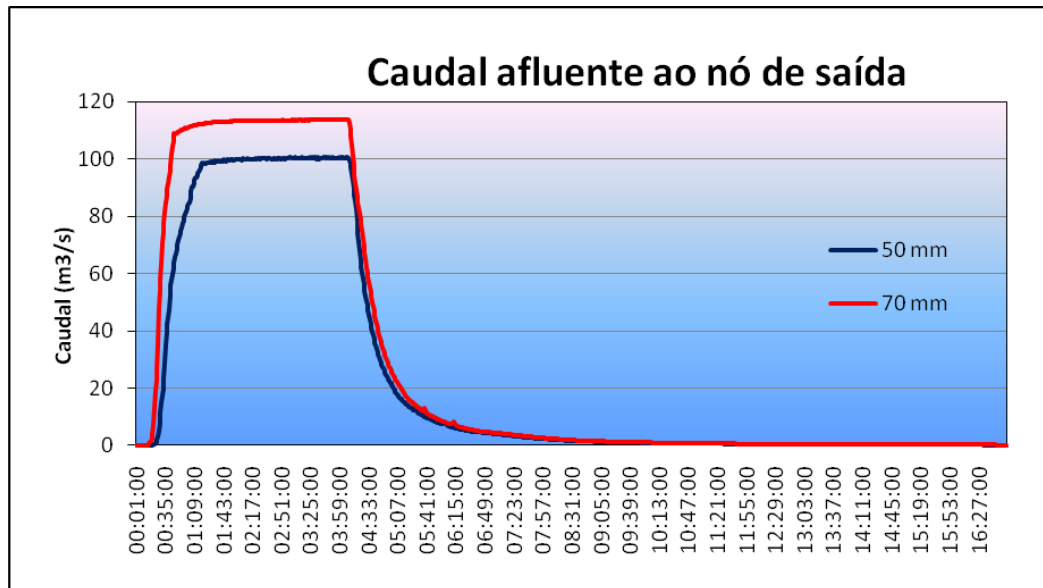


Figura 3.10 – Hidrograma dos caudais afluentes ao nó de saída da bacia hidrográfica

3.8 Hietogramas de Projecto

Um acontecimento pluviométrico pode ser discretizado temporalmente através de diagramas cronológicos que contêm os valores sucessivos de precipitação. Estes diagramas podem ser representados na forma contínua ou discreta.

Na figura 3.11 a) pode ser visto um exemplo de um hietograma de precipitação, e no ponto b) um diagrama adimensional da precipitação acumulada..

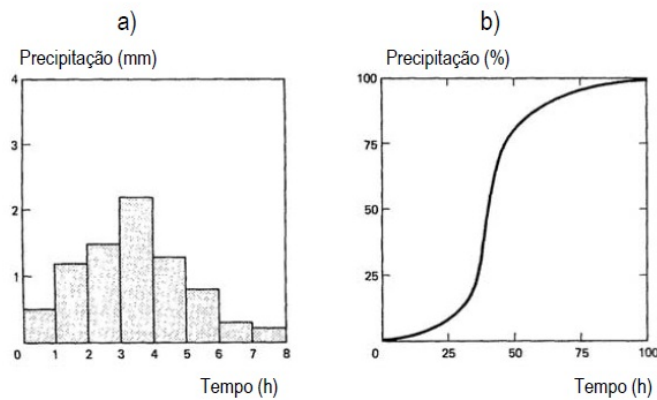


Figura 3.9 – a) Hietograma de precipitação, b) curva cumulativa da precipitação

Os hietogramas podem ser constituídos por blocos de precipitação, igualmente divididos por intervalos de tempo Δt , com valores de precipitação obtidos através das curvas IDF. Estes blocos de precipitação podem ser dispostos segundo um certo modelo de organização e sequência temporal, tomando a forma de blocos de padrão alternado, crescente e decrescente.

Portela (et al (2000)) refere que a obtenção de caudais de ponta de cheia, através de precipitações de intensidade constante e duração igual ao tempo de concentração, pode levar a estimativas de caudais por defeito.

Desta forma a utilização de hietogramas com precipitações não uniformes e duração igual ao tempo de concentração, podem induzir a caudais de ponta de cheia superiores aos registados pelas precipitações de intensidades uniformes para um mesmo período de tempo.

Para avaliar as capacidades da bacia de retenção, foram utilizados hietogramas de projecto propostos para Portugal por Matos (1987) em David (2005). Estes hietogramas apresentam uma organização em padrão de blocos alternados, que admitem que a maior intensidade de precipitação ocorre geralmente a meio da duração do acontecimento pluviométrico.

A figura 3.12 representa um típico hietograma de projecto, com blocos alternados, sendo caracterizado por uma fase inicial crescente, atingindo a intensidade máxima de precipitação a meio do evento, e finalmente decrescendo até zero.

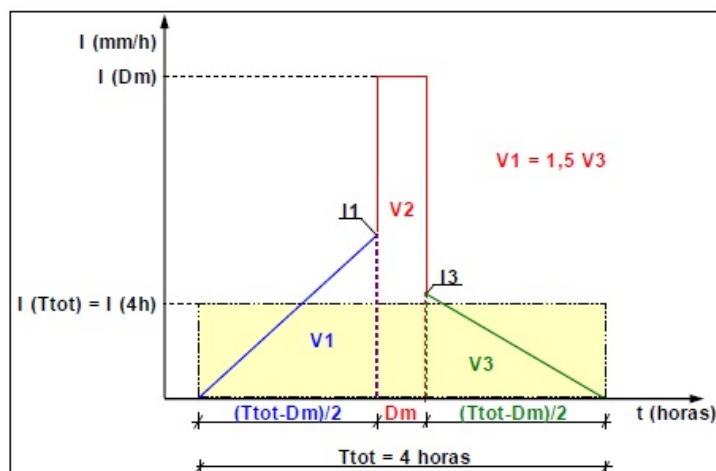


Figura 3.12 – Hietograma de projecto proposto por Matos (1987) em David (2005)

3.9 Conclusões do capítulo

Neste capítulo foi dada a conhecer a grande chuvada que ocorreu na Aqualva no dia 15 de Dezembro de 2009. Foram apresentadas as consequências da sua ocorrência, e os seus valores de caudais de ponta registados. Este foi o principal motivo da construção da bacia de retenção

Foram explicados neste capítulo os diversos parâmetros de entrada utilizados para a caracterização da bacia hidrográfica, do sistema de drenagem e da bacia de retenção, para se poder simular um evento que gere resultados próximos do real.

Ainda neste capítulo foi justificada a escolha dos hietogramas de projecto com blocos alternados por estes serem os mais tipicamente utilizados, e por darem valores de caudais de ponta superiores ao caso de hietogramas de precipitação constante.

4 RESULTADOS

4.1 Cenários de estudo

Para o caso da simulação da bacia de retenção, foram testados hietogramas de projecto com períodos de retorno igual a 10, 20, 50 e 100 anos, com uma duração de intensidade máxima de 15 minutos, e duração total de precipitação 2 horas, o mesmo valor do tempo de concentração da bacia hidrográfica. Foram também testados outras hietogramas de projecto com intensidades máximas de precipitação de 30 e 60 minutos, mas optou-se apenas por exibir os resultados para os 15 minutos pois apresentam valores de ponta mais gravosos (ver Anexo A). As intensidades de precipitação para os diferentes períodos de retorno foram calculadas com base na expressão das curvas IDF, estando os Açores localizados na região C.

$$I = a * t^b \quad (4.1)$$

Onde:

I = intensidade média máxima de precipitação (mm/h) para a duração t (min)

a, b = constantes que dependem do período de retorno (quadro seguinte)

Região	C	
T (Anos)	a	b
2	243.26	-0.577
5	311.11	-0.562
10	348.82	-0.549
20	382.29	-0.538
50	419.45	-0.508
100	434.75	-0.504

Quadro 4.1 – Quadro com os valores das constantes relativos às curvas IDF da Região C em Portugal para diferentes períodos de retorno

Assim para os cenários atrás referidos, serão exibidos hidrogramas de caudais afluentes à bacia de retenção e ao seu nó de jusante, para se perceber qual é a amortização do caudal de ponta, e o retardamento do pico de cheia causada pela bacia de retenção. Vão ser também expostos gráficos para a evolução do caudal retido dentro da bacia ao longo do tempo, e hidrogramas do escoamento dos caudais nos descarregadores, para se ter noção de qual dos tempos de retorno faz entrar em funcionamento o descarregador de emergência. Estas simulações foram feitas ao longo de 17 horas para se poder ter uma boa perspectiva da evolução dos caudais.

4.2 Situação Actual:

4.2.1 Período de Retorno 10 anos:

Na figura 4.1 é apresentado o hietograma de projecto para um período de retorno 10 anos, no quadro 4.2 é feito um resumo dos seus volumes e intensidades de precipitação.

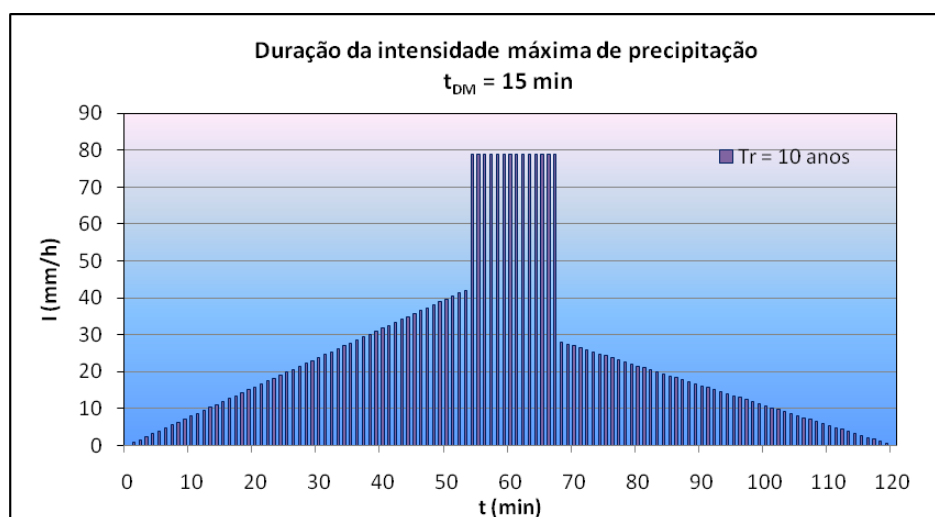


Figura 4.1 – Hietograma de projecto para um período de retorno 10 anos

Quadro 4.2 – Quadro resumo com os valores de volumes e intensidades de precipitação para um tempo de retorno 10 anos

Região Pluviométrica		C
Tempo de Retorno [anos]		10
Parâmetros	a	348.82
	b	-0.549
Duração da máxima precipitação - t_{DM} [min]		15
Duração total da precipitação - t total [min]		120
$t_1 = (t \text{ total} - t_{DM})/2$ [min]		53
$t_3 = t_1 + t_{DM}$ [min]		68
$I(t_{DM})$ [mm/h]		78.87
$I(t_1)$ [mm/h]		42.03
$I(t_3)$ [mm/h]		28.02
$I(t \text{ total})$ [mm/h]		25.18
$V_1(t_1)$ [mm]		18.39
$V_2(t_{DM})$ [mm]		19.72
$V_3(t_3)$ [mm]		12.26
$V(t \text{ total})$ [mm]		50.37

Como se pode ver na figura 4.2 e no quadro 4.3, o caudal de ponta na bacia de retenção ocorre após 1 hora e 17 minutos do início da precipitação com o valor de 19,37 m³/s, uma vez que o caudal de ponta no nó a jusante da bacia é também 19,37 m³/s não houve efeito de amortização de caudal para este caso. No entanto houve um retardamento no caudal de ponta de cerca de 2 minutos.

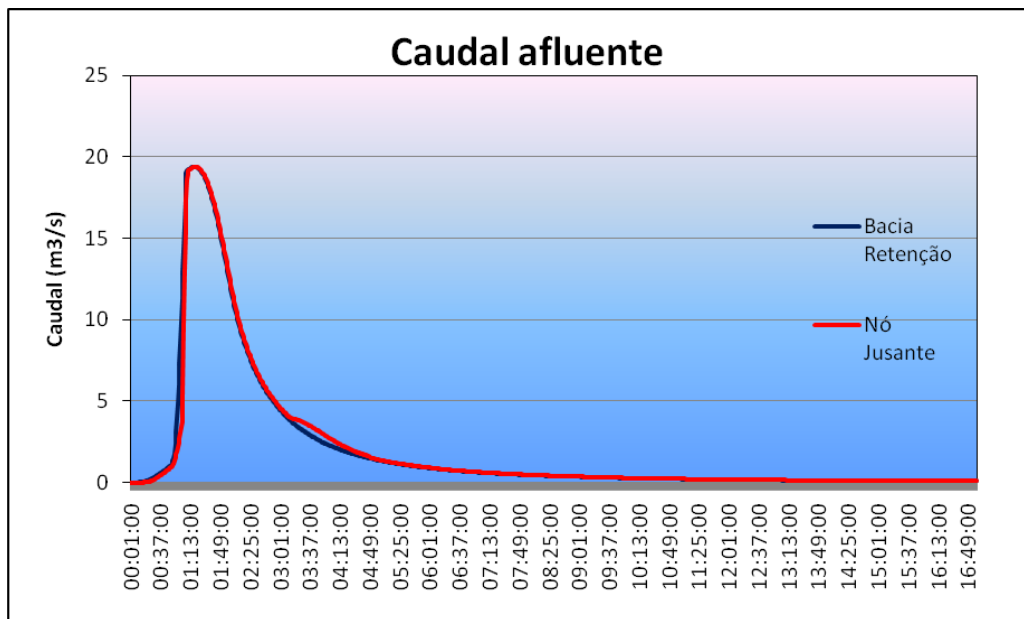


Figura 4.2 – Hidrograma de caudais afluentes à bacia de retenção e nó de jusante para um período de retorno 10 anos.

Quadro 4.3 – Quadro resumo do amortecimento de caudal e retardamento do pico de cheia para um tempo de retorno 10 anos.

Horas	Bacia Caudal (m³/s)	Nó Caudal (m³/s)
01:15:00	19.33	19.31
01:16:00	19.35	19.33
01:17:00	19.37	19.35
01:18:00	19.37	19.36
01:19:00	19.37	19.37
01:20:00	19.36	19.37
01:21:00	19.35	19.36

Amortecimento Caudal	0	m³/s
	0	%

Retardamento Pico de Cheia	00:02	mins
----------------------------	-------	------

Como é visível na figura 4.3, o volume retido na bacia é rapidamente restituído para o nó de jusante, impedindo assim uma suave amortização de caudal. Para este período de retorno, apenas funcionaram os orifícios e o descarregador trapezoidal na descarga de caudal que pode ser visto na figura 4.4.

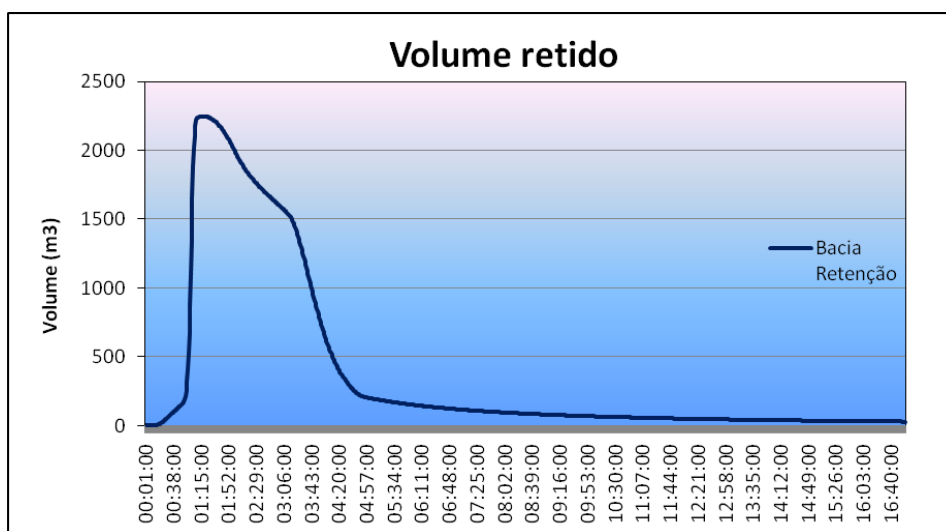


Figura 4.3 – Volume de caudal armazenado dentro da bacia de retenção ao longo de 17 horas para um tempo de retorno 10 anos

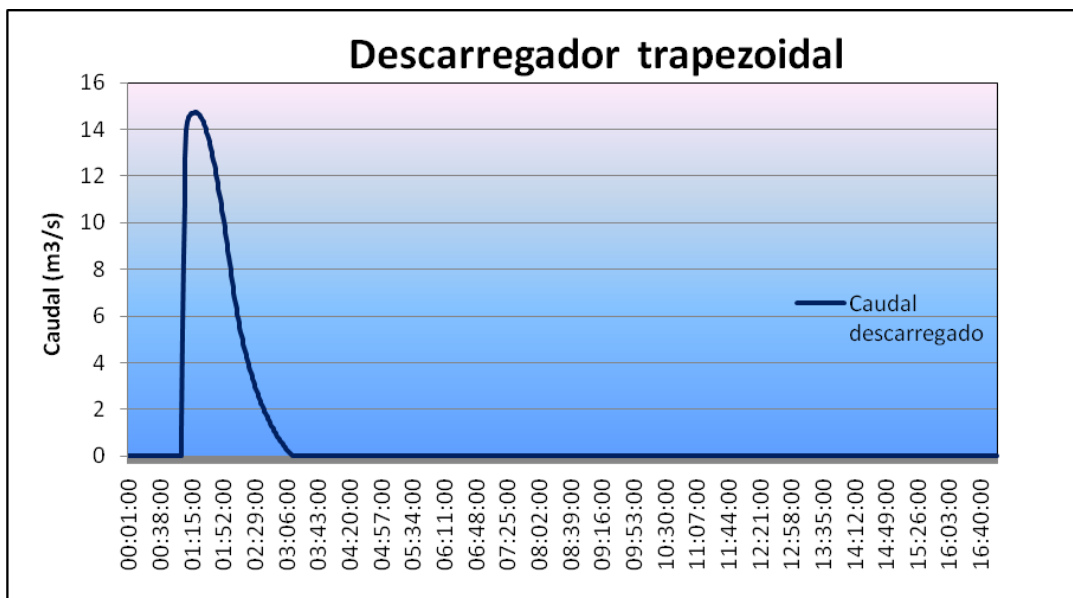


Figura 4.4 – Caudal em descarga no descarregador trapezoidal para um tempo de retorno 10 anos

4.2.2 Período de Retorno 20 anos:

Na figura 4.5 é apresentado o hietograma de projecto para um período de retorno 20 anos, no quadro 4.4 é feito um resumo dos seus volumes e intensidades de precipitação.

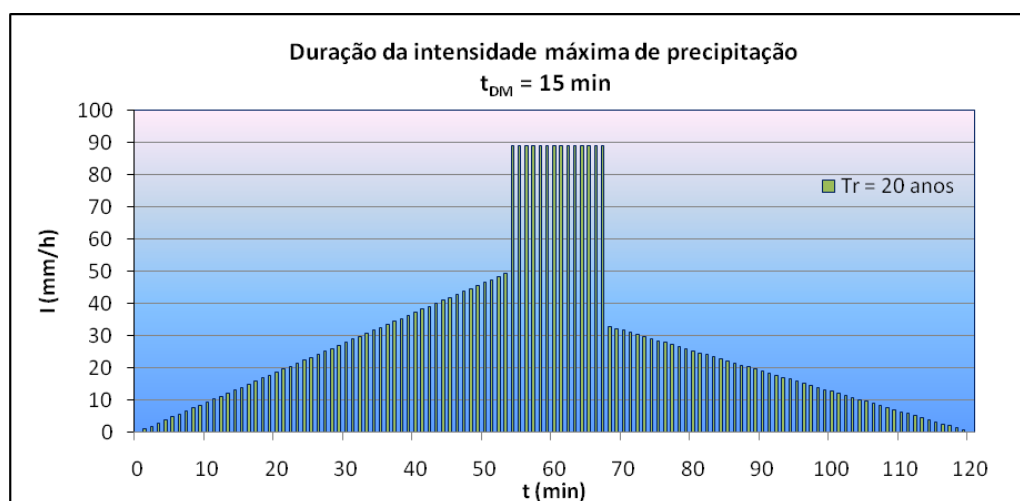
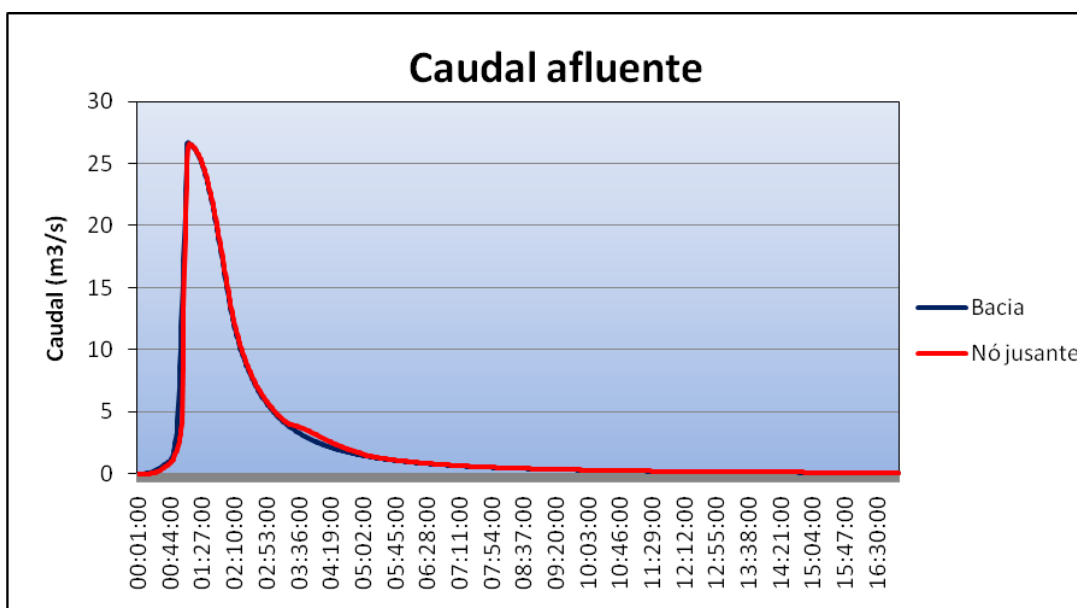


Figura 4.5 – Hietograma de projecto para um período de retorno 20 anos

Quadro 4.4 – Quadro resumo com os valores de volumes e intensidades de precipitação para um tempo de retorno 20 anos

Região Pluviométrica		C
Tempo de Retorno [anos]		20
Parâmetros	a	382.29
	b	-0.538
Duração da máxima precipitação - t_{DM} [min]		15
Duração total da precipitação - t total [min]		120
$t_1 = (t \text{ total} - t_{DM})/2$ [min]		53
$t_3 = t_1 + t_{DM}$ [min]		68
I (t_{DM}) [mm/h]		89.05
I (t_1) [mm/h]		49.27
I (t_3) [mm/h]		32.84
I (t total) [mm/h]		29.09
$V_1 (t_1)$ [mm]		21.55
$V_2 (t_{DM})$ [mm]		22.26
$V_3 (t_3)$ [mm]		14.37
V (t total) [mm]		58.19

Por análise da figura 4.6 e do quadro 4.10, o caudal de ponta na bacia de retenção ocorre após 1 hora e 9 minutos do início da precipitação, enquanto que o caudal de ponta no nó jusante apenas se regista 2 minutos depois. Registou-se também uma amortização de caudal de cerca de 0,11 m³/s.



Quadro 4.6 – Hidrograma de caudais afluentes à bacia de retenção e nó de jusante para um período de retorno 20 anos.

Quadro 4.5 – Quadro resumo do amortecimento de caudal e retardamento do pico de cheia para um tempo de retorno 20 anos.

Horas	Bacia Caudal (m3/s)	Nó Caudal (m3/s)
01:06:00	22.85	21.19
01:07:00	24.75	23.2
01:08:00	26.64	25.16
01:09:00	26.7	26.32
01:10:00	26.63	26.57
01:11:00	26.57	26.59
01:12:00	26.52	26.55

Amortecimento	0.11	m3/s
Caudal	0.4	%

Retardamento		00:02:00
Pico de Cheia	00:02	mins

A figura 4.7 mostra a evolução do caudal retido dentro da bacia de retenção ao longo do tempo, e a figura 4.8 mostra o caudal descarregado pelo descarregador trapezoidal. Para este período de retorno de 20 anos apenas funcionaram os orifícios e descarregador trapezoidal.

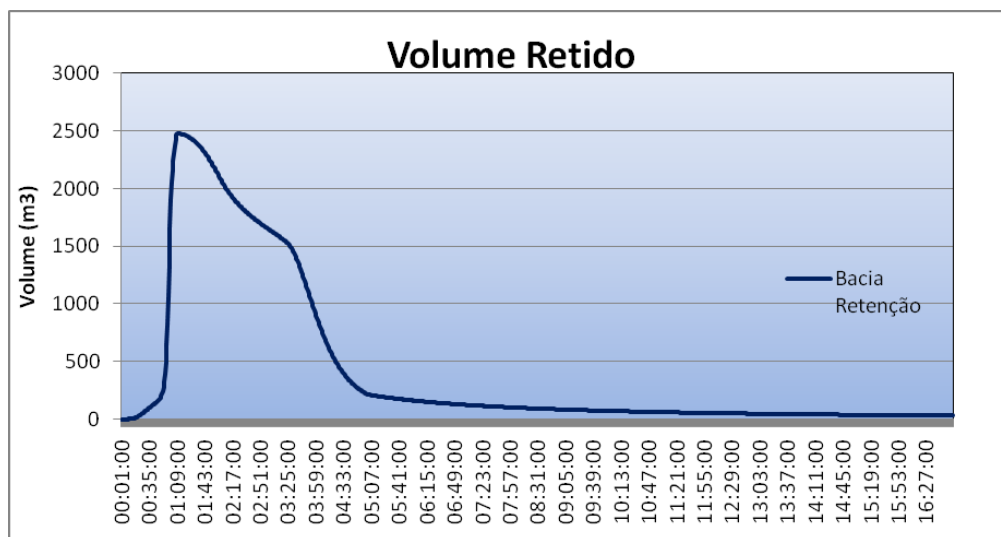


Figura 4.7 – Volume de caudal armazenado dentro da bacia de retenção ao longo de 17 horas para um tempo de retorno 20 anos

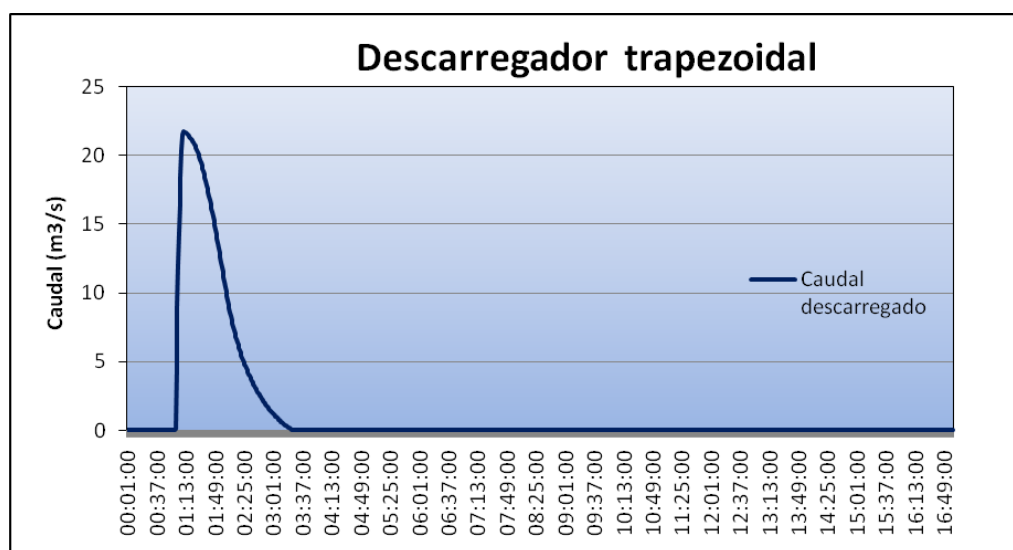


Figura 4.8 – Caudal em descarga no descarregador trapezoidal para um tempo de retorno 20 anos

4.2.3 Período de Retorno 50 anos:

Na figura 4.9 é apresentado o hietograma de projecto para um período de retorno 50 anos, no quadro 4.6 é feito um resumo dos seus volumes e intensidades de precipitação.

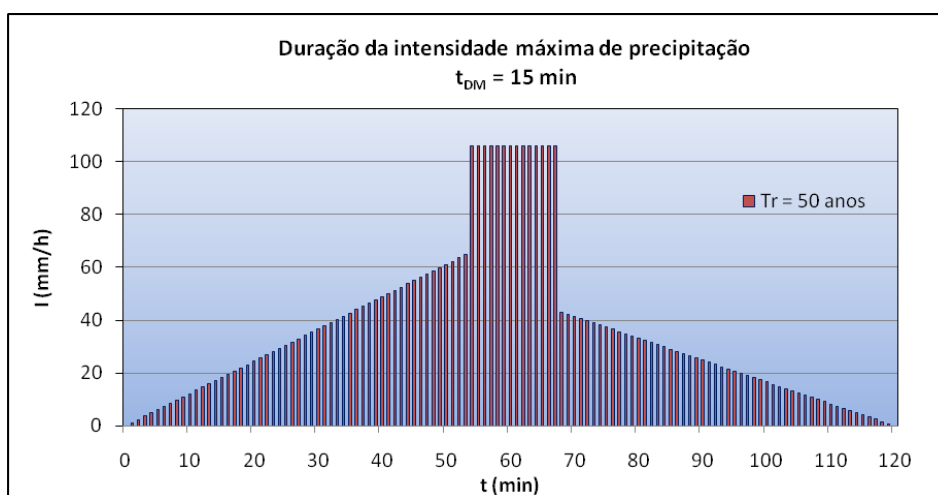


Figura 4.9 – Hietograma de projecto para um período de retorno 50 anos

Quadro 4.6 – Quadro resumo com os valores de volumes e intensidades de precipitação para um tempo de retorno 50 anos

Região Pluviométrica	C
Tempo de Retorno [anos]	50
Parâmetros	a
	b
Duração da máxima precipitação - t_{DM} [min]	15
Duração total da precipitação - t_{total} [min]	120
$t_1 = (t_{total} - t_{DM})/2$ [min]	53
$t_3 = t_1 + t_{DM}$ [min]	68
$I(t_{DM})$ [mm/h]	105.98
$I(t_1)$ [mm/h]	64.74
$I(t_3)$ [mm/h]	43.16
$I(t_{total})$ [mm/h]	36.85
$V_1(t_1)$ [mm]	28.32
$V_2(t_{DM})$ [mm]	26.50
$V_3(t_3)$ [mm]	18.88
$V(t_{total})$ [mm]	73.70

Por análise da figura 4.10 e do quadro 4.7, o caudal de ponta na bacia de retenção ocorre após 1 hora e 8 minutos do início da precipitação, enquanto que o caudal de ponta no nó jusante apenas se regista 2 minutos depois. Registou-se também uma amortização de caudal de cerca de 1,63 m³/s.

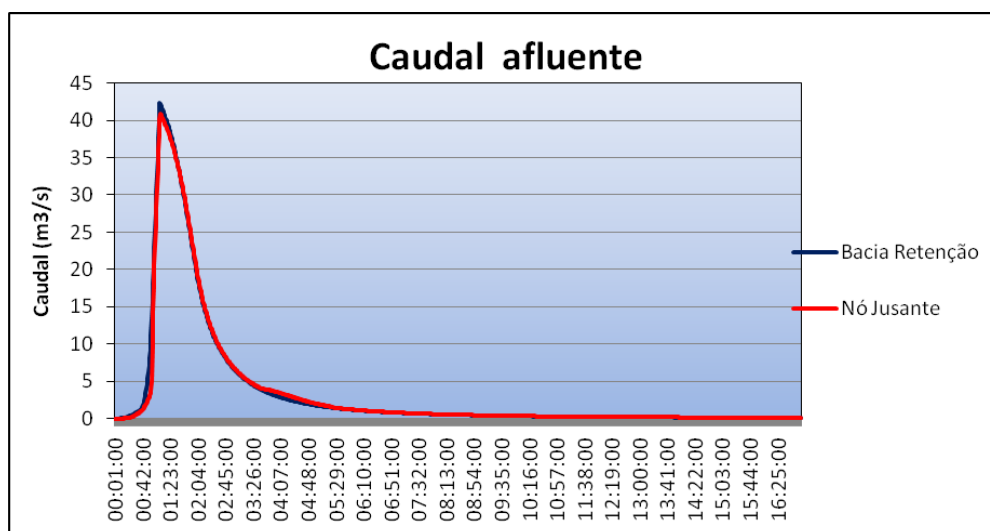


Figura 4.10 – Hidrograma de caudais afluentes à bacia de retenção e nó de jusante para um período de retorno 50 anos.

Quadro 4.7 – Quadro resumo do amortecimento de caudal e retardamento do pico de cheia para um tempo de retorno 50 anos.

Horas	Bacia caudal (m3/s)	Nó caudal (m3/s)
01:05:00	35.17	33.59
01:06:00	37.6	35.9
01:07:00	39.99	38.08
01:08:00	42.36	40.18
01:09:00	42.21	40.9
01:10:00	41.94	40.73
01:11:00	41.68	40.51

Amortecimento	1.63	m3/s
Caudal	3.84	%

Retardamento		
Pico Cheia	00:02	mins

Para este período de retorno de 50 anos, os dispositivos de descarga, orifícios e descarregador trapezoidal, não são suficientes para escoar todo o caudal que entra na bacia de retenção, desta forma o descarregador de topo e o descarregador de emergência que se encontram à mesma cota, começam a funcionar. A figura 4.11 mostra a evolução do caudal retido dentro da bacia de retenção ao longo do tempo, e a figura 4.12 mostra o caudal descarregado pelo descarregador trapezoidal.

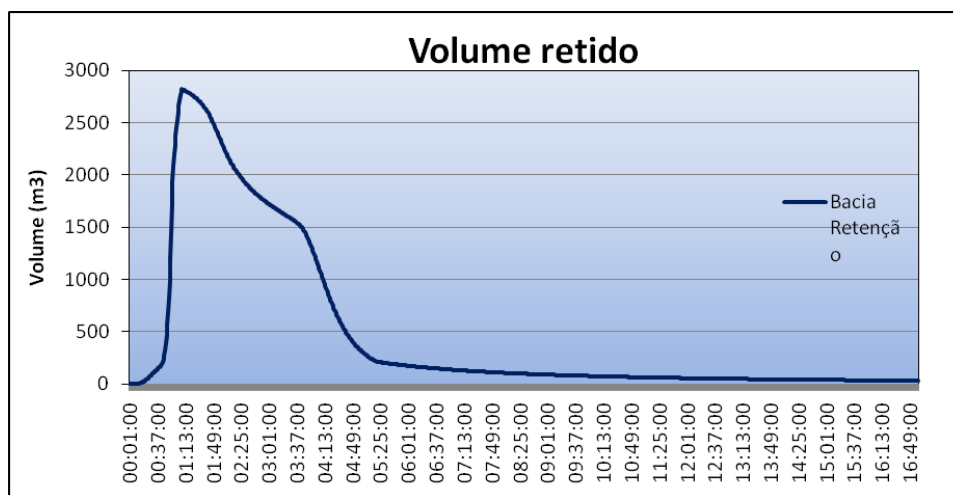


Figura 4.11 – Volume de caudal armazenado dentro da bacia de retenção ao longo de 17 horas para um tempo de retorno 50 anos

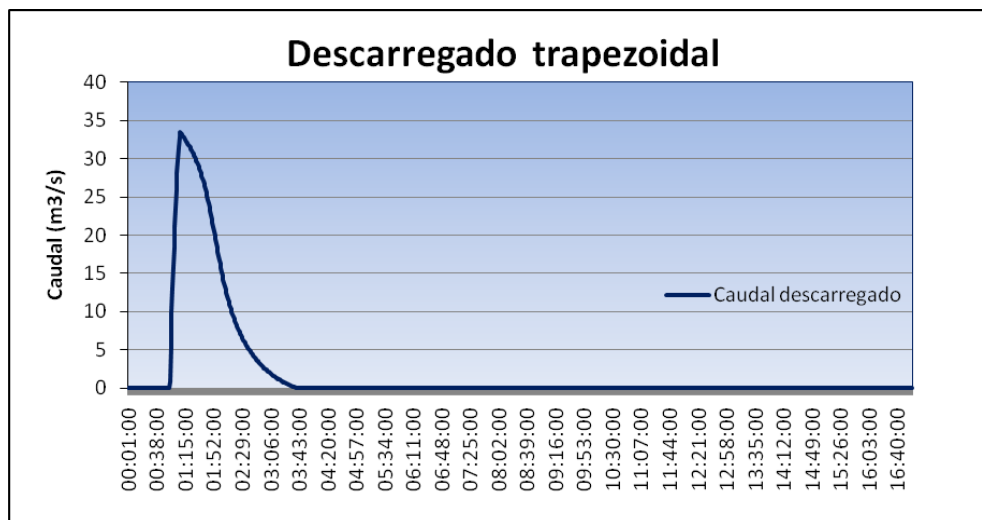


Figura 4.12 – Caudal em descarga no descarregador trapezoidal para um tempo de retorno 50 anos

As figuras 4.13 e 4.14 mostram os caudais descarregados através dos descarregadores de topo e de emergência respectivamente .

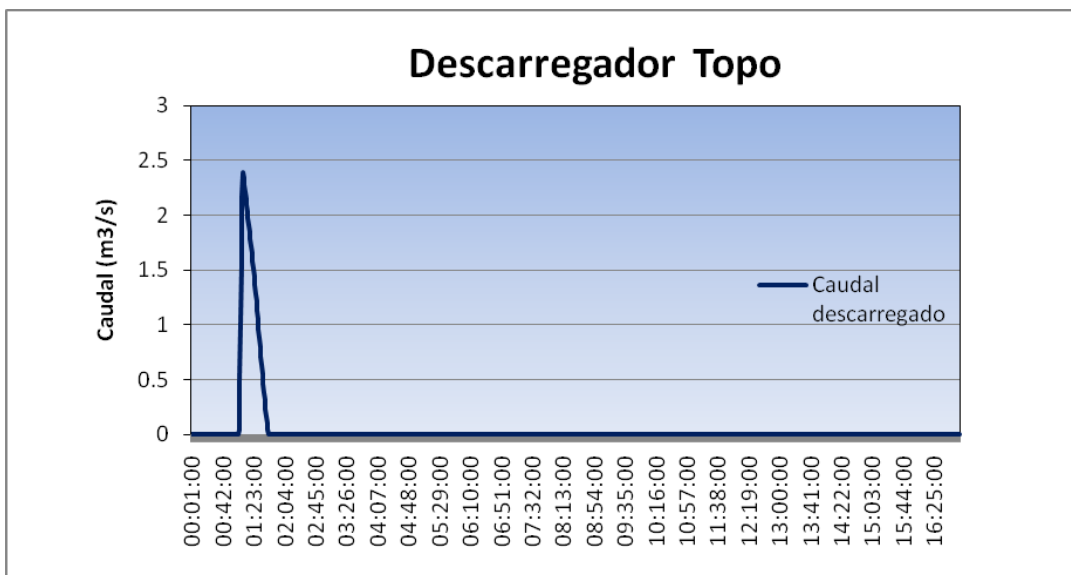


Figura 4.13 – Caudal em descarga no descarregador de topo para um tempo de retorno 50 anos

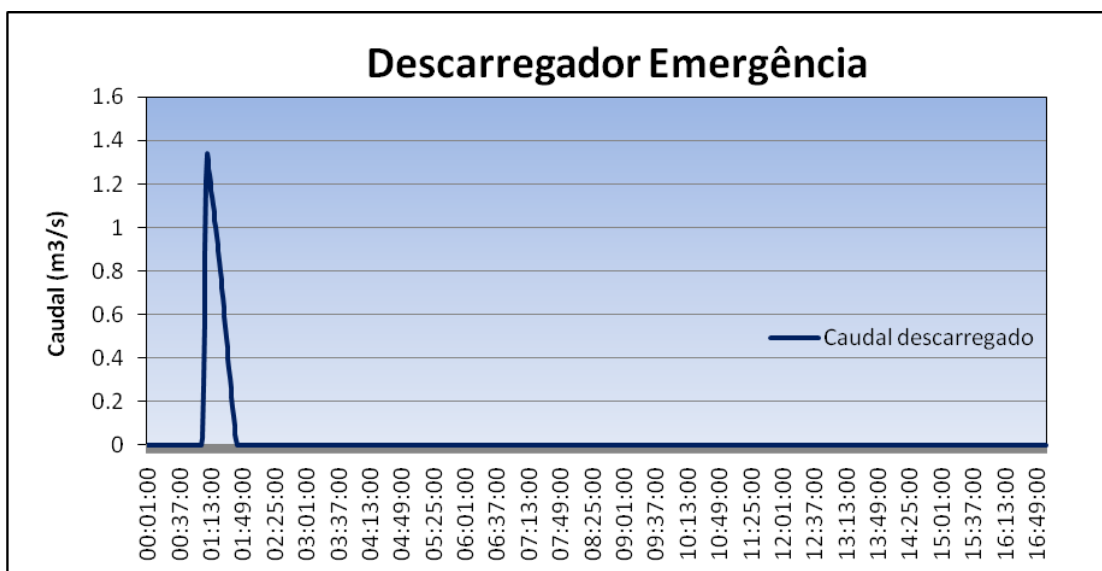


Figura 4.14 – Caudal em descarga no descarregador de emergência para um tempo de retorno 50 anos

4.2.4 Período de Retorno 100 anos:

Na figura 4.15 é apresentado o hietograma de projecto para um período de retorno 100 anos, no quadro 4.8 é feito um resumo dos seus volumes e intensidades de precipitação.

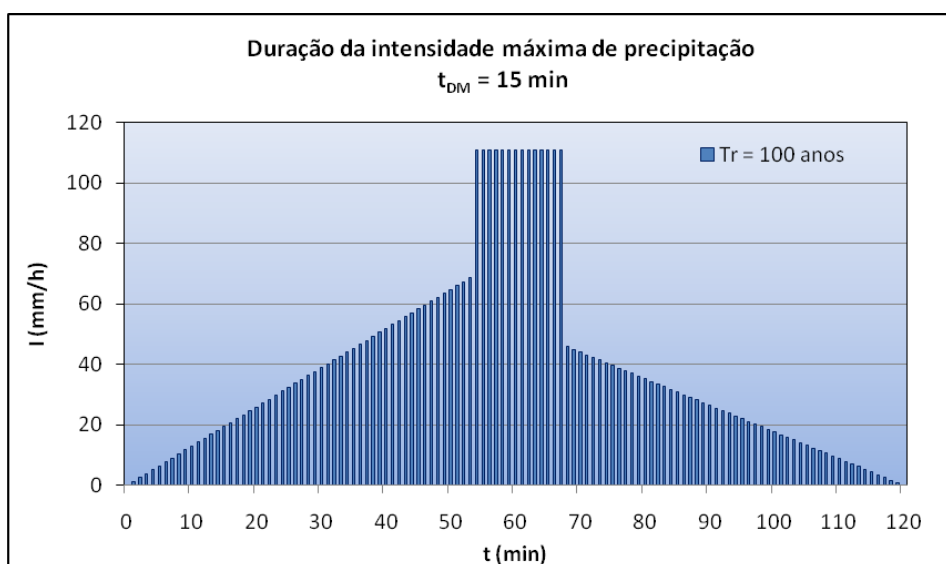


Figura 4.15 – Hietograma de projecto para um período de retorno 100 anos

Quadro 4.8 – Quadro resumo com os valores de volumes e intensidades de precipitação para um tempo de retorno 100 anos

Região Pluviométrica		C
Tempo de Retorno [anos]		100
Parâmetros	a	434.75
	b	-0.504
Duração da máxima precipitação - t_{DM} [min]		15
Duração total da precipitação - t total [min]		120
$t_1 = (t \text{ total} - t_{DM})/2$ [min]		53
$t_3 = t_1 + t_{DM}$ [min]		68
$I(t_{DM})$ [mm/h]		111.04
$I(t_1)$ [mm/h]		68.72
$I(t_3)$ [mm/h]		45.81
$I(t \text{ total})$ [mm/h]		38.93
$V_1(t_1)$ [mm]		30.06
$V_2(t_{DM})$ [mm]		27.76
$V_3(t_3)$ [mm]		20.04
$V(t \text{ total})$ [mm]		77.87

Por análise da figura 4.16 e do quadro 4.9, o caudal de ponta na bacia de retenção ocorre após 1 hora e 8 minutos do início da precipitação, enquanto que o caudal de ponta no nó jusante apenas se regista 1 minuto depois. Registou-se também uma amortização de caudal de cerca de 2,16 m³/s.

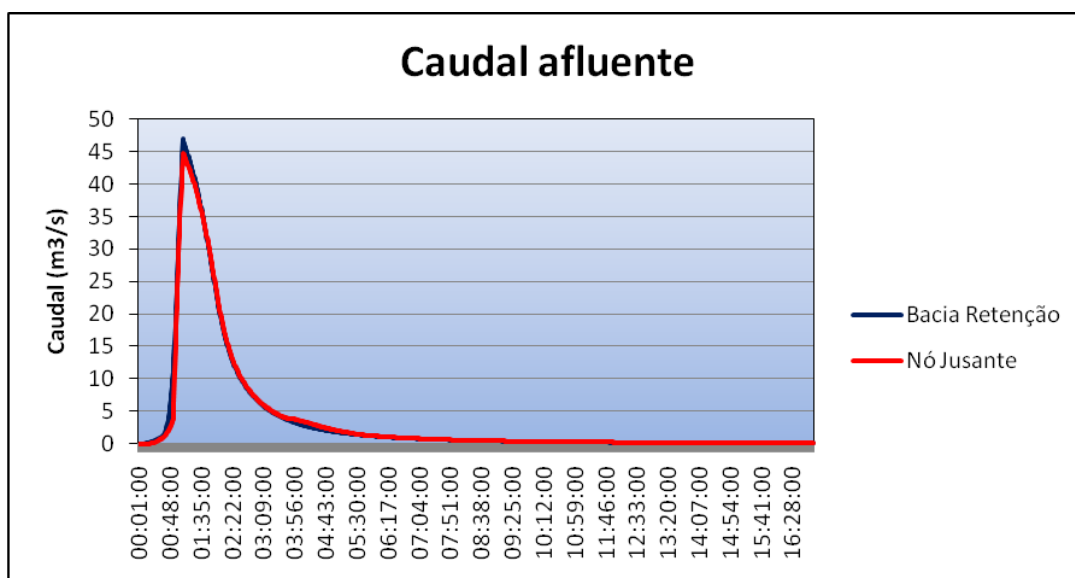


Figura 4.16 – Hidrograma de caudais afluentes à bacia de retenção e nó de jusante para um período de retorno 100 anos.

Quadro 4.9 – Quadro resumo do amortecimento de caudal e retardamento do pico de cheia para um tempo de retorno 100 anos.

Horas	Bacia Caudal (m3/s)	Nó Caudal (m3/s)
01:05:00	39.28	37.36
01:06:00	41.85	39.66
01:07:00	44.39	41.9
01:08:00	46.88	44.07
01:09:00	46.66	44.72
01:10:00	46.3	44.47
01:11:00	45.96	44.18

Caudal	2.16	m3/s
Amortecido	4.6	%

Retardamento		
Pico de Cheio	00:01	mins

Tal como tinha acontecido para o período de retorno 50 anos, também para estes caso todos os órgãos de descarga da bacia estiveram em funcionamento. A figura 4.17 mostra a evolução do caudal retido dentro da bacia de retenção ao longo do tempo, e a figura 4.18 mostra o caudal descarregado pelo descarregador trapezoidal.

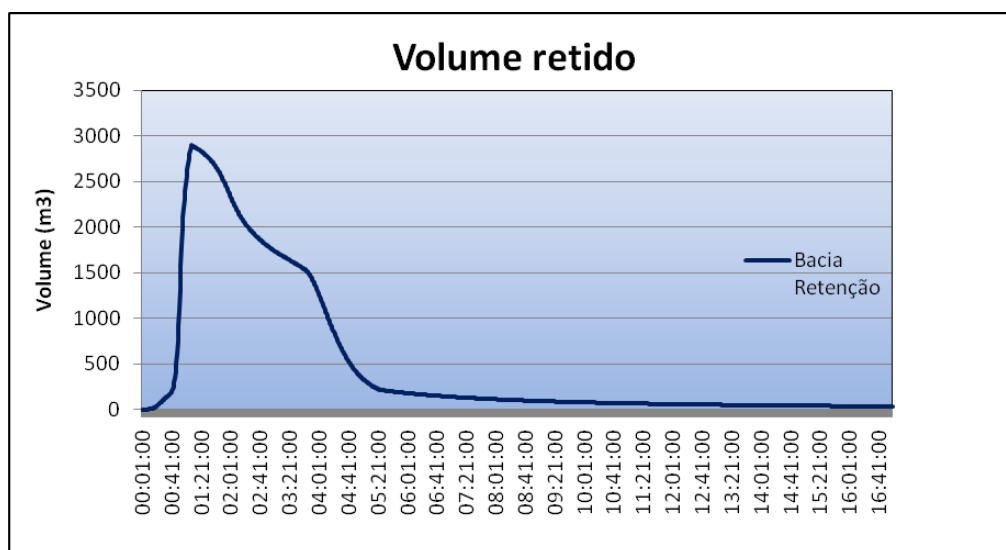


Figura 4.17 – Volume de caudal armazenado dentro da bacia de retenção ao longo de 17 horas para um tempo de retorno 100 anos

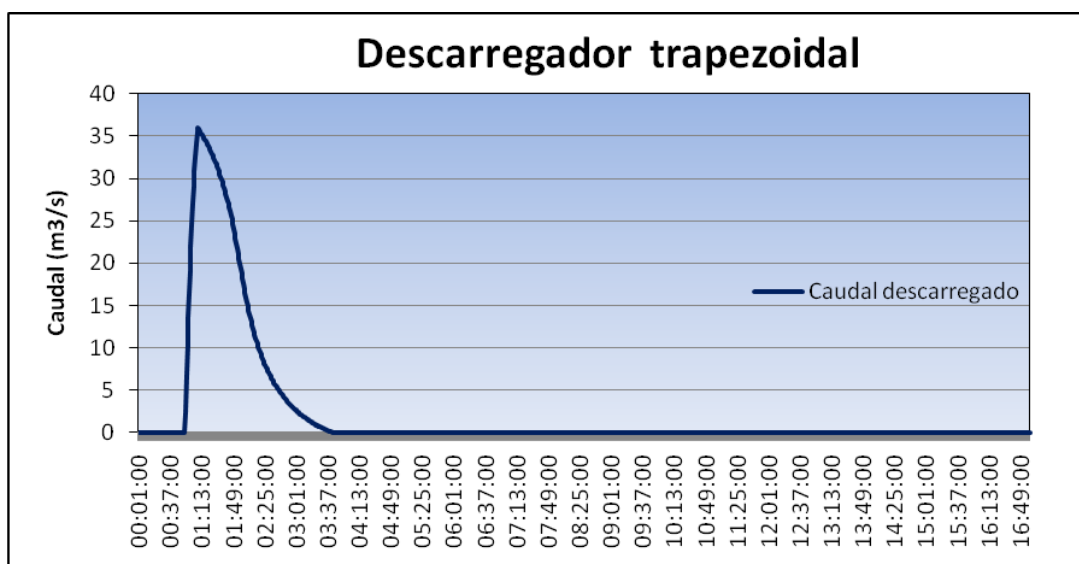


Figura 4.18 – Caudal em descarga no descarregador trapezoidal para um tempo de retorno 100 anos

As figuras 4.13 e 4.14 exibem os caudais descarregados através dos descarregadores de topo e de emergência respectivamente .

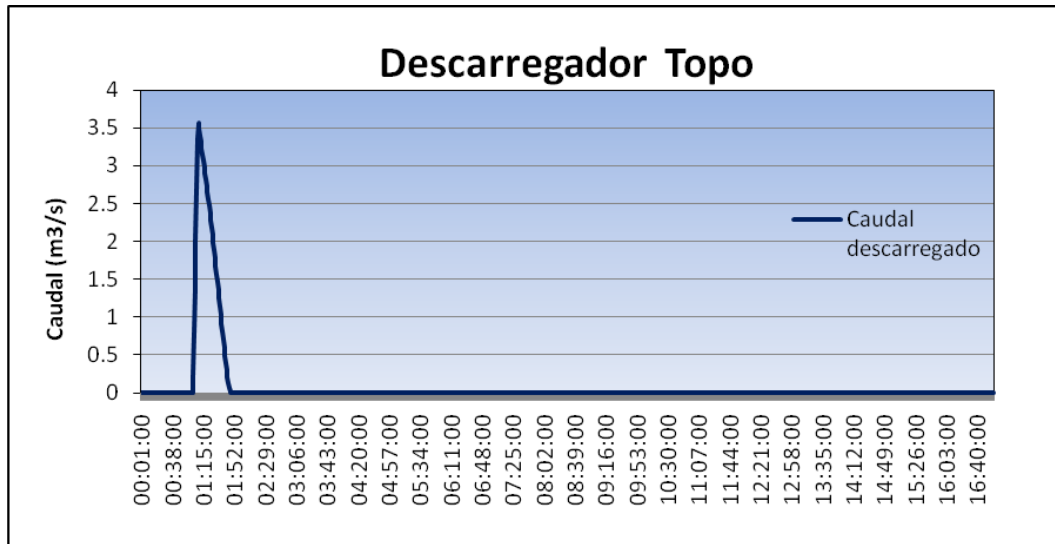


Figura 4.19 – Caudal em descarga no descarregador de topo para um tempo de retorno 100 anos

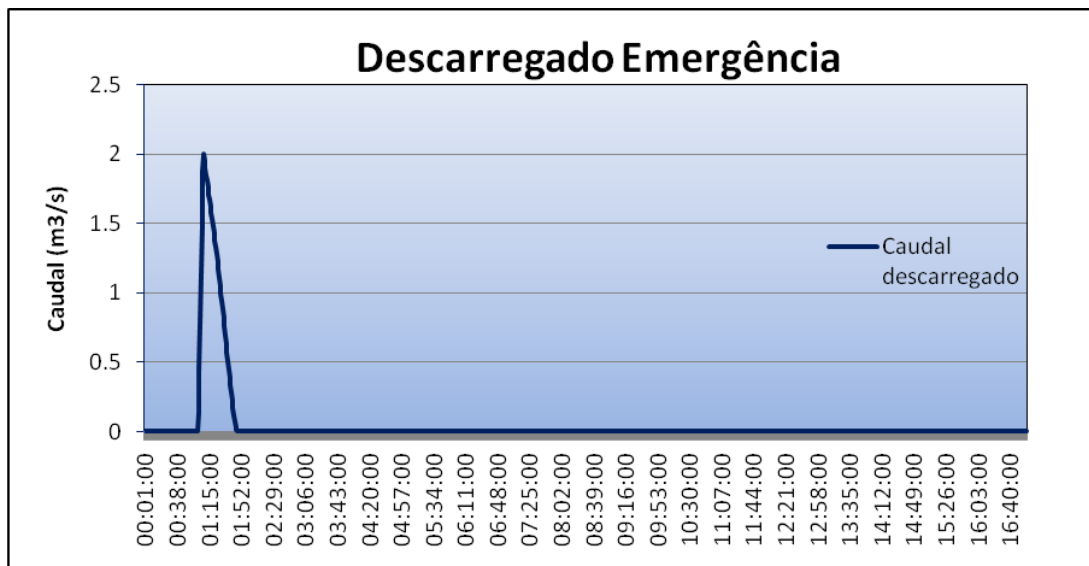


Figura 4.20 – Caudal em descarga no descarregador de emergência para um tempo de retorno 100 anos

4.3 Testes para melhoria da eficiência da Bacia de Retenção

4.3.1 Breve nota

Com intuito de melhorar a eficiência da bacia de retenção, no que diz respeito a amortizações de caudal, foram efectuados vários testes, onde os órgãos descarregadores da bacia foram alvo de modificações. Para tal foi utilizada a chuvada histórica que ocorreu na Agualva em 2009, com a finalidade de se obter as alturas de água nas estradas para a melhor proposta de melhoria de eficiência da bacia, e compara-las com as alturas de água para o caso sem bacia.

4.3.2 Teste nº1

Para o teste nº1 foi simulado um evento em que os dois orifícios de fundo foram removidos. Na figura 4.21 encontram-se os valores dos caudais afluentes à bacia de retenção e ao seu nó de jusante, pode-se verificar o previsível, o nó a jusante não recebe qualquer caudal até a água dentro da bacia chegar ao nível do descarregador trapezoidal.

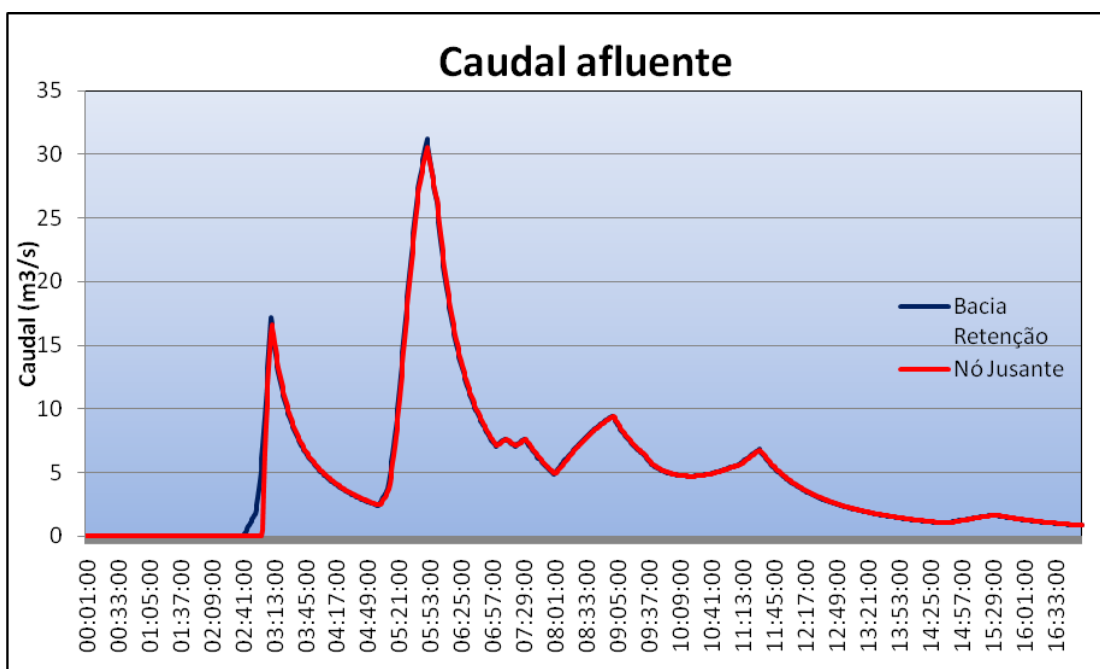


Figura 4.21 – Caudal afluente à bacia de retenção e nó jusante para o caso do teste nº 1

4.3.3 Teste nº 2

Para o caso do teste nº 2 foi simulada uma situação em que o descarregador trapezoidal foi removido, passando assim a bacia a descarregar caudal pelos seus orifícios de fundo e pelos seus descarregadores de topo e de emergência que se encontram a 2,9 metros de altura do fundo da bacia. Na Figura 4.22 é possível ver os caudais afluentes à bacia de retenção e ao seu nó de jusante, onde se observa uma amortização de caudal significativa, que o quadro 4.10 mostra com mais exactidão.

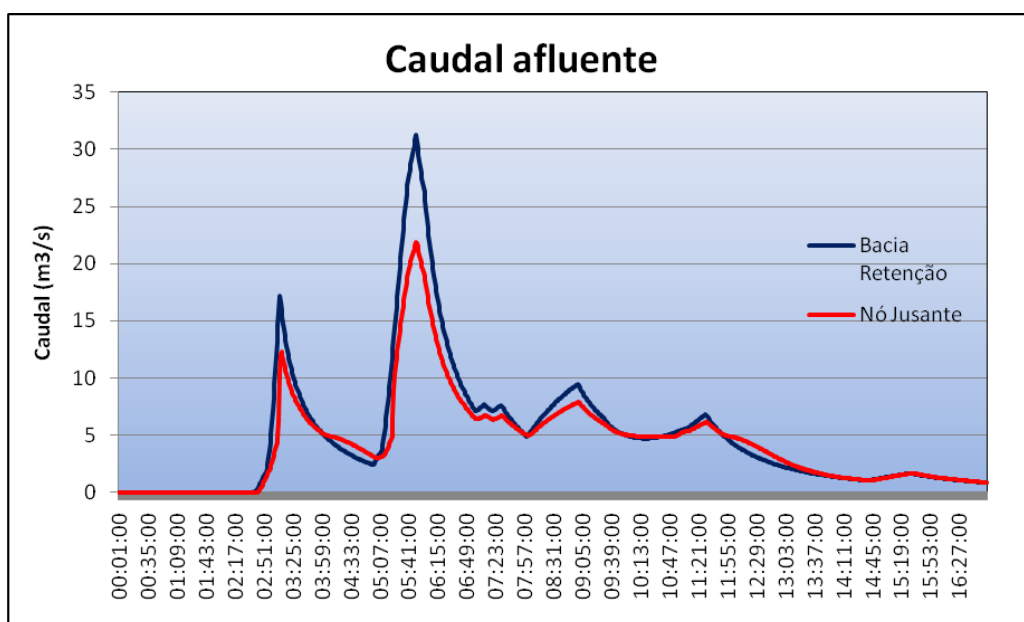


Figura 4.22 – Caudal afluente à bacia de retenção e nó jusante para o caso do teste nº 2

Quadro 4.10 – Quadro resumo do amortecimento de caudal e retardamento do pico de cheia para o caso do teste nº 2

Horas	Bacia Caudal (m3/s)	Nó Caudal (m3/s)
05:48:00	30.41	21.32
05:49:00	30.82	21.59
05:50:00	31.22	21.85
05:51:00	30.65	21.79
05:52:00	30.04	21.45
05:53:00	29.47	21.08

Caudal	9.37	m3/s
Amortizado	30.0	%

Retardamento		
Pico Cheia	00:00	mins

4.3.4 Teste nº3

Como para os testes anteriores se testou a remoção individual do descarregador trapezoidal e dos orifícios de fundo, neste teste nº 3 efectuou-se a remoção simultânea destes dois órgãos. A figura 4.23 mostra assim a afluência de caudais à bacia de retenção e ao seu nó de jusante, onde se pode verificar que houve um ligeiro aumento de amortização de caudal relativo ao teste nº2, no quadro 4.11 é possível ver mais em concreto estes valores.

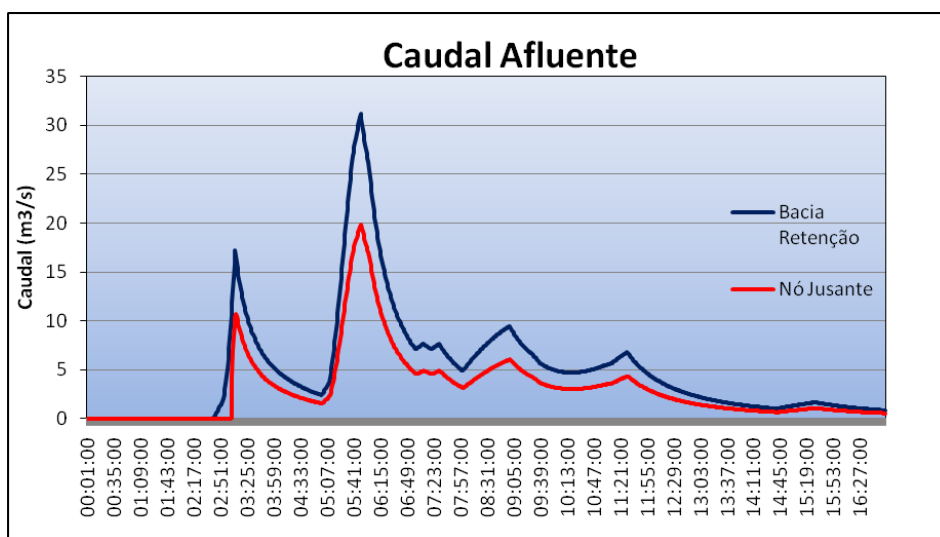


Figura 4.23 – Caudal afluente à bacia de retenção e nó jusante para o caso do teste nº 3

Quadro 4.11 – Quadro resumo do amortecimento de caudal e retardamento do pico de cheia para um tempo de retorno 100 anos.

Horas	Bacia Caudal (m3/s)	Nó Caudal (m3/s)
05:48:00	30.41	19.35
05:49:00	30.82	19.61
05:50:00	31.22	19.87
05:51:00	30.65	19.81
05:52:00	30.04	19.46
05:53:00	29.47	19.09
05:54:00	28.94	18.74

Amortecimento	11.35	m3/s
Caudal	36.35	%

Retardamento		
Pico de Cheia	00:00	mins

4.3.5 Teste nº 4

Para o teste nº4 não foi removido nenhum órgão de descarga da bacia, foi apenas alterada a cota de soleira do descarregador trapezoidal, que inicialmente estava a 1,85 metros do fundo da bacia, passando a estar a 2,5 metros para o caso deste teste. A figura 4.24 mostra assim a afluência de caudais à bacia de retenção e ao seu nó de jusante, onde se pode verificar que a amortização do caudal de ponta é mais pequena do que nos casos do teste nº 2 e 3, no quadro 4.12 é possível ver esses valores com mais exactidão.

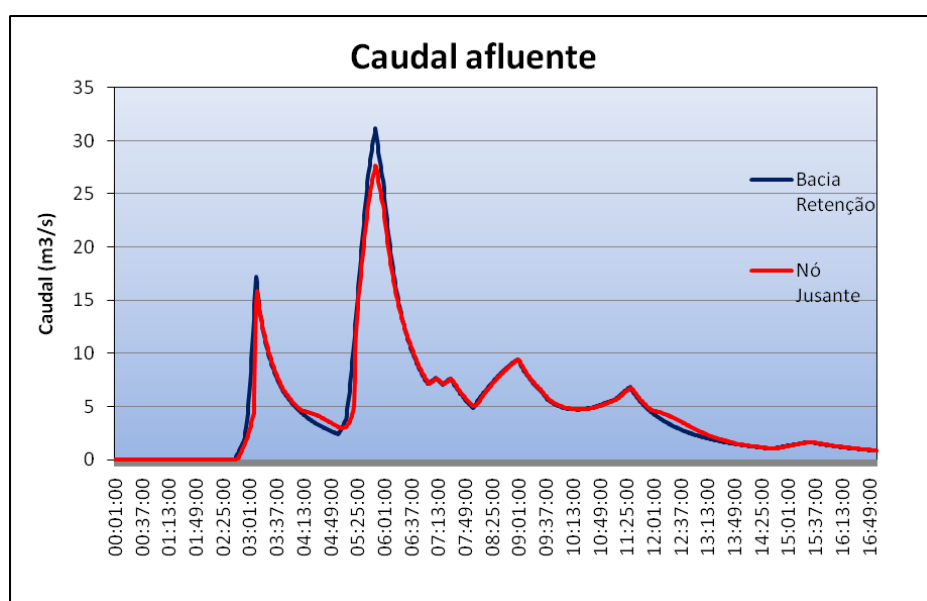


Figura 4.24 – Caudal afluente à bacia de retenção e nó jusante para o caso do teste nº 4

Quadro 4.12 – Quadro resumo do amortecimento de caudal e retardamento do pico de cheia para um tempo de retorno 100 anos

Horas	Bacia Caudal (m3/s)	Nó Caudal (m3/s)
05:48:00	30.41	27.04
05:49:00	30.82	27.38
05:50:00	31.22	27.7
05:51:00	30.65	27.55
05:52:00	30.04	27.09
05:53:00	29.47	26.62

Caudal	3.52	m3/s
Amortizado	11.3	%

Retardamento Pico Cheia	00:00	mins
----------------------------	-------	------

4.3.6 Teste nº 5

Como no capítulo 4.2 se pode constatar que a bacia de retenção serve maioritariamente para reter matérias sólidas pesadas, podendo estas ser pedras, lamas, troncos e ramos de árvores arrastados pela chuva, é feito neste teste nº5 uma alteração ao descarregador trapezoidal, tornando-o num descarregador rectangular com uma base muito menor (2 metros), de forma a não facilitar a passagem de troncos e outras madeiras flutuantes, para o canal da ribeira. Na figura 4.25 são mostrados os valores dos caudais que afluem á bacia de retenção e ao seu nó de jusante, o quadro 4.13 mostra os valores e percentagem de amortização do caudal de ponta verificada para este teste.

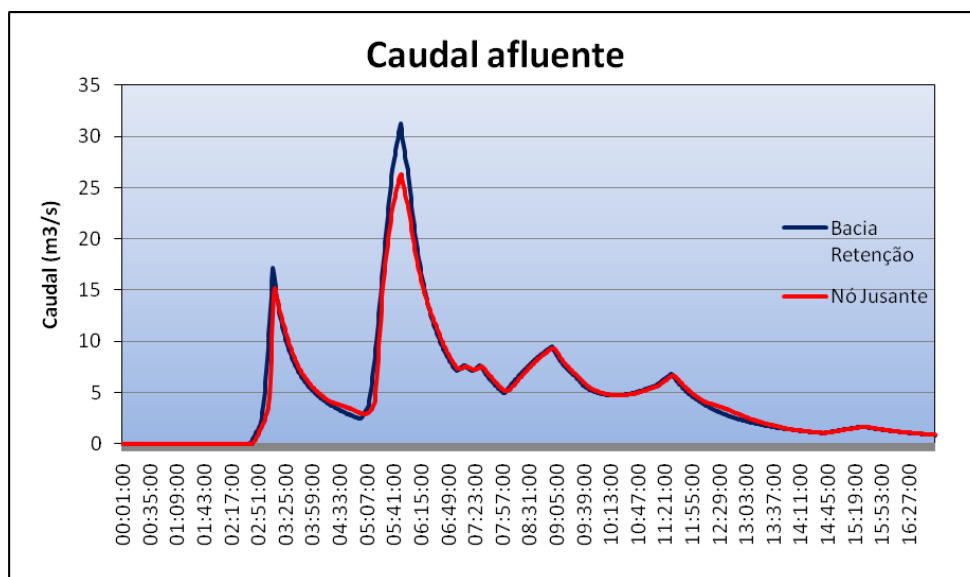


Figura 4.25 – Caudal afluente à bacia de retenção e nó jusante para o caso do teste nº 5

Quadro 4.13 – Quadro resumo do amortecimento de caudal e retardamento do pico de cheia para um tempo de retorno 100 anos

Horas	Bacia Caudal (m3/s)	Nó Caudal (m3/s)
05:48:00	30.41	25.72
05:49:00	30.82	26.03
05:50:00	31.22	26.32
05:51:00	30.65	26.24
05:52:00	30.04	25.85

Caudal	4.9	m3/s
Amortizado	15.7	%

Retardamento		
Pico Cheia	00:00	mins

4.3.7 Alturas de água nas estradas

Neste sub capítulo são exibidas as alturas de água nas estradas para os casos com e sem bacia de retenção. Para o caso com bacia de retenção foram utilizadas as configurações do teste n° 5 (escolha justificada no capítulo 5 discussão de resultados), e o objectivo foi comparar as suas alturas de água nas estradas com as alturas do caso sem bacia de retenção, para se perceber se esta proposta de melhoria da eficiência da bacia de retenção teve algum impacto neste campo. Na figura 4.1 e 4.2 podem ser vistas as alturas de água para os casos sem e com bacia de retenção, para o instante 5 horas e 50 minutos, que apresenta um maior caudal de ponta.

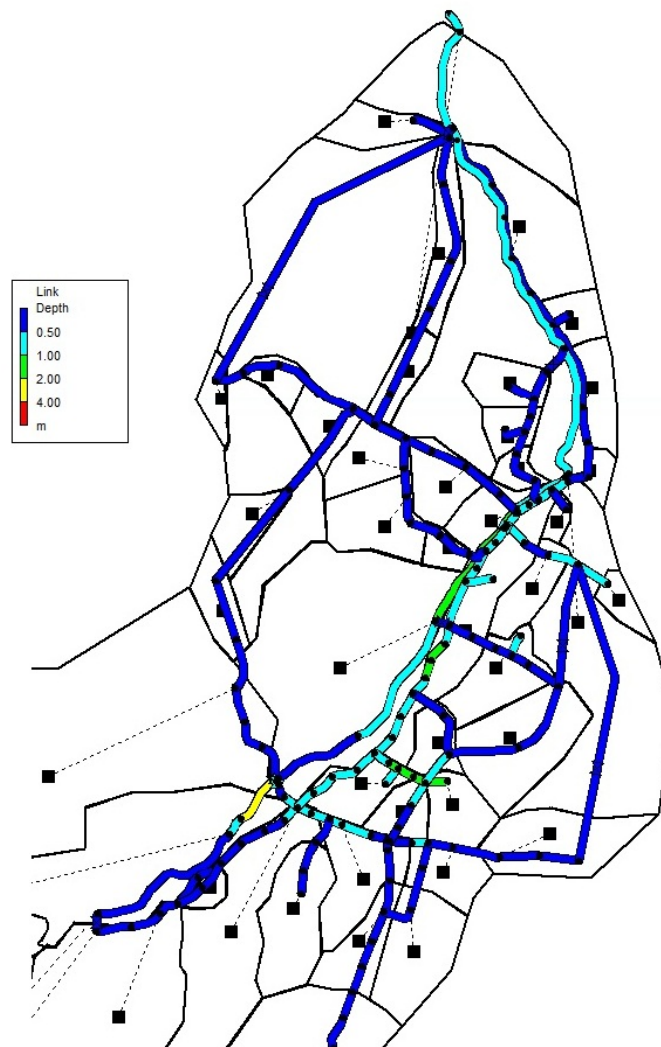


Figura 4.26 – Alturas de água nas estradas para o caso sem bacia de retenção

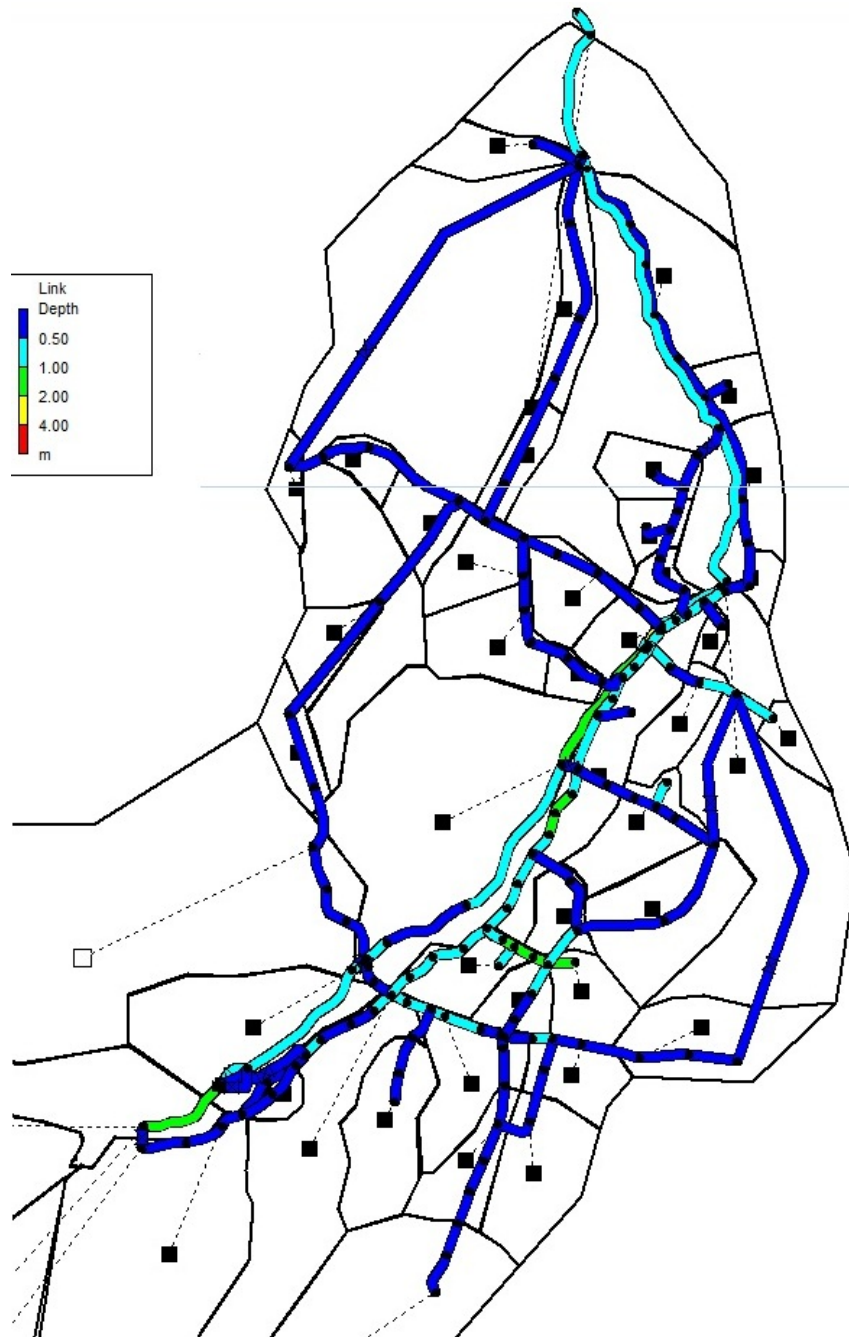


Figura 4.27 – Alturas de água nas estradas para o caso com bacia de retenção

O cruzamento de estradas de cor cinzenta que se encontram mais a sul, foram na situação real as estradas mais inundadas pela ribeira durante a grande chuvada de Dezembro de 2009, como tal é de enorme interesse comparar perfis dessas estradas com as alturas de água para os casos com e sem bacia de retenção. Na figura 4.28 é possível ver as alturas de água para o caso sem bacia e na figura 4.29 as alturas de água para o caso com bacia, e no quadro 4.14 é feito um resumo com as alturas de água máxima obtidas.

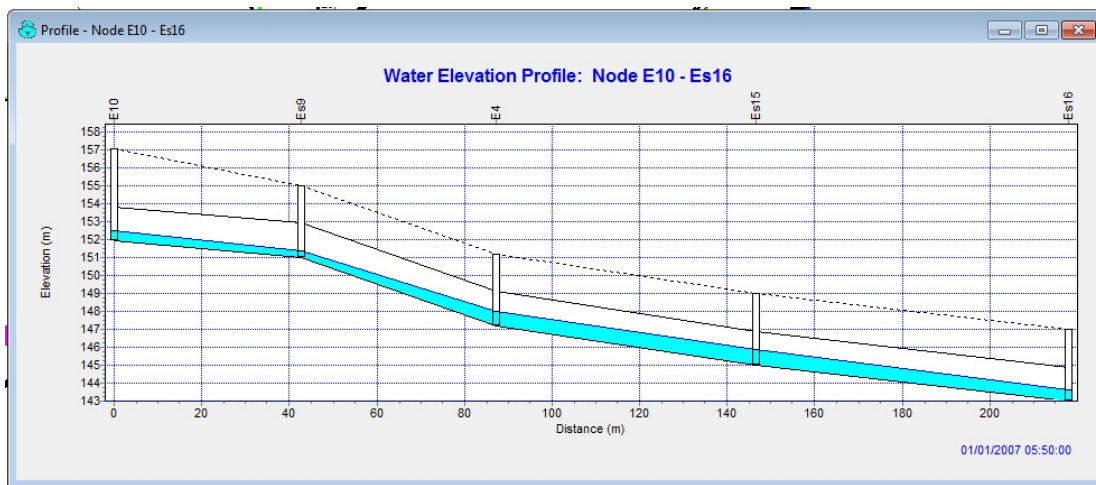


Figura 4.28 – Alturas de água nas estradas mais inundadas (sem bacia de retenção)

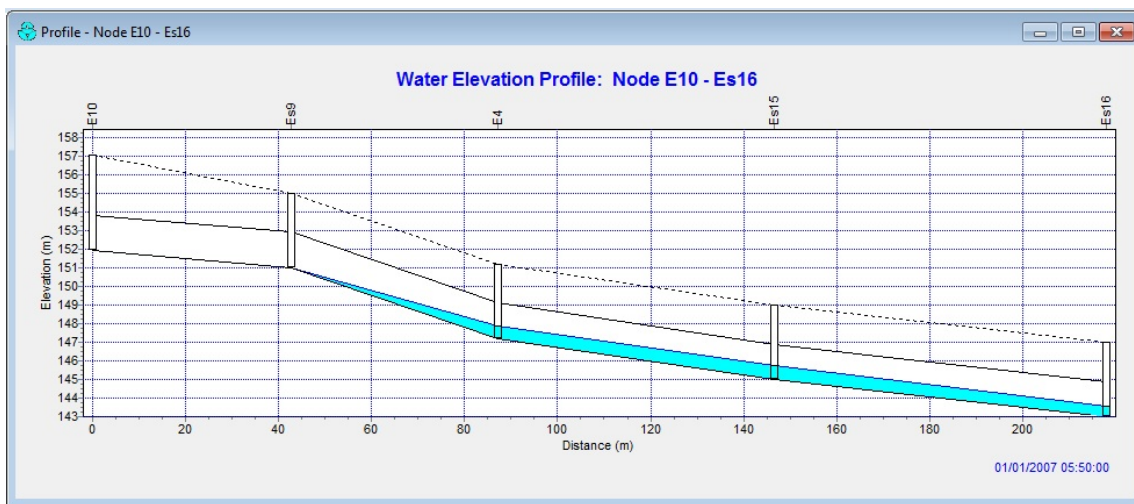


Figura 4.29 – Alturas de água nas estradas mais inundadas (com bacia de retenção)

Quadro 4.14 – Quadro resumo com as alturas máximas de água (metros) nas estradas mais inundadas

Nós	Sem Bacia	Com Bacia
E10	0.56	0
Es9	0.35	0
E4	0.78	0.67
Es15	0.87	0.74
es16	0.65	0.55

5 DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Como se pode verificar no capítulo 4.2, as percentagens de caudal amortecido pela bacia de retenção para os diferentes períodos de retorno foram:

- **Período de Retorno 10 anos:** 0% caudal amortecido
- **Período de Retorno 20 anos:** 0.4 % caudal amortecido
- **Período de Retorno 50 anos:** 3.84 % caudal amortecido
- **Período de Retorno 100 anos:** 4.6 % caudal amortecido

Com estes valores conclui-se que a função principal desta bacia não será o amortecimento de caudais de ponta, a retenção será a sua principal função. A largura do descarregador trapezoidal parece um pouco excessiva pois pode deixar passar facilmente materiais flutuantes como ramos e troncos de árvore para o canal da ribeira.

Conclui-se também que os dispositivos de descarga de emergência começam a funcionar para um período de retorno de 50 anos.

Relativamente aos testes para melhoramento da eficiência da bacia, foram efectuados 5 testes em que foram alteradas as propriedades dos seus órgãos descarregadores, com finalidade de escolher a opção mais realista e vantajosa, para então se poder obter as alturas de águas nas estradas para essa situação e para a situação sem bacia.

No teste nº 1 foram removidos os dois orifícios de fundo, mas como se pode ver pela figura 4.21 esta solução não contribui em nada para uma redução do caudal de ponta no nó a jusante, provocando apenas um pequeno atraso de caudal na situação inicial enquanto a bacia enche.

No teste nº2 foi removido o descarregador trapezoidal, passando a bacia a efectuar descargas de caudal a uma cota de 2.9 metros acima do seu fundo, o que permitiu uma redução do caudal de ponta em 30%, conclui-se então que o amortecimento de caudal é sensível e varia com a cota de soleira do descarregador. Esta solução apesar de apresentar uma boa redução de caudal de ponta não é viável, uma vez que o descarregador de topo e de emergência com a mesma cota, funcionariam ao mesmo tempo e poderiam provocar inundações nas estradas.

O teste nº3 foi feito com a remoção simultânea dos orifícios e descarregador trapezoidal. Como se pode ver na figura 4.23 este teste permitiu um amortecimento de caudal na ordem dos 36%, o que teoricamente é bom, mas tal como o caso do teste nº2 esta hipótese não é viável pelas mesmas razões, e também sem os orifícios a ribeira fica impedida de receber continuamente o seu caudal ecológico.

No teste nº4 a cota de soleira do descarregador foi elevada de 1.85 metros para 2.5 metros, o que resultou numa redução do caudal de ponta de 11.3%. Uma boa solução que à partida poderia ser escolhida, sem uma melhor sugestão.

No teste nº5 o descarregador trapezoidal foi transformado num rectangular e a sua largura foi reduzida para 2 metros, o que permite ao descarregador continuar a escoar água, e de certa forma diminui as hipóteses de passagem de ramos de árvores ou outros materiais de grande porte pela sua boca de descarga. Para além deste motivo, esta situação apresentou um amortecimento de caudal na ordem dos 15%, tendo sido este o caso escolhido para comparar as alturas de água com a situação inicial.

Ao analisar as alturas de água para a situação sem bacia de retenção na figura 4.26, pode-se observar a situação do estrangulamento da ribeira junto à passagem hidráulica que pode ser visto no troço que está a amarelo. Como era de esperar as maiores alturas de água situam-se na própria ribeira e nas estradas junto à ribeira

Para o caso das alturas de água na situação com bacia de retenção, não se nota muitas diferenças para o caso inicial, o que por um lado pode ser justificado pela perda do estrangulamento da ribeira junto à passagem hidráulica que actuava como uma espécie de bacia de retenção, e por outro lado pode ser justificado pela fraca capacidade de armazenamento e amortecimento de caudal da bacia de retenção.

6 CONCLUSÕES

No dia 15 de Dezembro de 2009 a Vila da Agualva foi palco de um grande cenário de destruição provocado por uma chuvada histórica que ocorreu na ilha. Esta chuvada deu origem a grandes enxurradas que arrastaram lamas, pedras e vários outros tipos de materiais sólidos, que arruinaram estradas e pontes, deixando certas zonas completamente alagadas e inacessíveis. Após este evento foi construída uma bacia de retenção com intuito de reter grandes materiais sólidos arrastados pela ribeira, e de forma a regular os caudais de ponta.

O objectivo deste trabalho foi então, testar as capacidades desta bacia, perceber para que período de retorno os seus órgãos de descarga de emergência começam a funcionar, e compreender se a sua construção contribuiu ou não para a diminuição das alturas de água nas estradas da vila.

Por análise do capítulo 4, conclui-se que a bacia de retenção não terá como principal objectivo a redução de caudais de ponta, a sua principal função será a retenção de materiais sólidos.

No capítulo 4.3 foram feitos cinco testes para a melhoria da capacidade da bacia na amortização de caudais de ponta. Concluiu-se que a amortização dos caudais é sensível à cota de soleira do descarregador e à sua geometria.

O teste escolhido como mais vantajoso foi o nº5, onde o descarregador trapezoidal foi transformado em rectangular com uma largura de dois metros. Uma vez que a bacia de retenção servirá principalmente para a retenção de materiais de grande porte arrastados pela ribeira, esta geometria parece adequada pois deixa passar caudal e detém os materiais sólidos.

Finalmente ao comparar as alturas de água do caso bacia de retenção melhorada, com o caso sem bacia de retenção, conclui-se que a construção desta bacia não provoca qualquer alteração significativa nos níveis de água nas estradas, apesar de amortecer os caudais de ponta em cerca de 15%.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abulohom, M. S., Shah, S. M. S. & Ghumman, A. R. (2001). *Development of a Rainfall-Runoff Model, Its Calibration and Validation. Water Resources Management*, 15,149-163.

Bishop, M. (1968). *The middle ages*. Houghton Mifflin Company, Boston

Bliss D. J., Neufeld R.D. & Ries R.J. (2009). *Storm water runoff mitigation using a green roof. Environmental Engineering Science*. 2(26), pp. 407-417

Botelho, Manoel H.C.(1985)., *Águas de chuva: engenharia das águas pluviais na cidade: recolhendo o saber disperso*. São Paulo, Brasil.

Burian, S.J., Nix, S.J., Durans, S.R., Pitt, R.E., C.Y. Fan, and R. Field. (1999). “Historical development of wet-weather flow management.” *Jornal of Water Resources Planning and Management*, 125(1): 3-11.

Butler D. & Davies J. W. (2004), *Urban Drainage*, 2nd ed., London: Spon press.

Cambez M.J., Pinho J., David L.M. (2008). *Using SWMM 5 in the continuous modelling of stormwater hydraulics and quality*. 11th International Conference on Urban Drainage, Edinburgh, Scotland.

CIRIA (Construction Industry Research and Information Association) (2009), *SUDS*, Disponível em <http://www.susdrain.org/delivering-suds/> (acedido em 18/12/2012)

Czemiel Berndtsson J. (2004). *Beneficial use of Stormwater: A Review of possibilities*. Urban Water, Chalmers University of Technology.

David L.M., Carvalho R.F. (2000). “ Dimensionamento de estruturas de retenção para o controlo de cheias” LNEC e FCTUC, Portugal

FISRWG (1998). *Stream Corridor Restoration: Principles, Processes, and Practices*. Federal Interagency Stream Restoration Working Group.

Hill, D. (1984). *A history of engineering in classical and medieval times*. Cromm Helm Ltd., London

Hodge, A.T. (1992). *Roman aqueducts & water supply*. Gerald Duckworth & Co. Ltd, London.

Kelsch M., Lanza, Lanza L., and Caporali E. (2000). *Hydrometeorology of flash floods*, NATO Advanced Study Institute: *Coping With Flash Floods*, E. Grunfest and J Handmer ed., Kluwer Press, The Netherlands.

Leandro J., Leitão J. P. (2010). "The urban flooding case study of ribeira da Aqualva," presented at the International precipitation conference, Coimbra, Portugal

Melo N., Santos B. F., Leitão J. P., Ramos H., Leandro J., (2011). "Accessibility Disruptions in Urban Areas Caused by Extreme Rainfall Events". CCWI, Exeter, UK

Leandro J., Leitão J.P., Lima J.L.M.P. (2012). "Quantifying the uncertainty in the Soil Conservation Service flood hydrographs: a case study in the Azores Islands". *Journal of Flood Risk Management* (1).

Lin, X. (1999)., *Flash floods in arid and semi-arid zones*, IHP-V Technical Documents in Hydrology, no. 23

Melo N. (2011). "Avanços na Modelação Numérica de Escoamentos em Meios Urbanos". FCTUC, Coimbra, Portugal

Moradkhani, H. & Sorooshian, S. 2009). General Review of Rainfall-Runoff Modeling: Model Calibration, Data Assimilation, and Uncertainty Analysis. In Sorooshian, S., Hsu, K:-L., Coppola, E., Tomassetti, B., Verdecchia, M. & Visconti, G. (Eds). *Hydrological Modeling and the water Cycle*.

Neves, Mário Valente (2004) – "Algumas Sugestões Relativas à Gestão da Água na Região do Porto". FEUP, Porto, Portugal.

Portela M. M., Marques P., Freire de Carvalho F. (2000). "Hietogramas de projectos para a análise de cheias baseada no modelo do hidrograma unitário do Soil Conservation Service (SCS) , 5º Congresso da Água, APRH, Lisboa

Rossman L.A. (2007). *Stormwater Management Model User's Manual*, Version 5.0 U.S. Environmental Research Agency. Revised June 2007

Sfakianaki A., Pagalou E., Pavlou K., Santamouris M. & Assimakopoulos M. N. (2009). Theoretical and experimental analysis of the thermal behaviour of a green roof system installed in two residential buildings in Athen, Greece. *International Journal of Energy Research*. 33, pp. 1059-1069.

Stahre P. (2008). *Sustainability in urban storm drainage – Planning and examples*. Stockholm: Svenskt Vatten.

STU, Agences de l'eau (1994) – *Guide Technique des Bassins de Retenue d'Eaux Pluviales*. Rec&Doc, Lavoisier. Paris, França.

Tucci, C.E.M. (1998). *Modelos Hidrológicos*. Editora da Universidade, UFRGS, ABRH. Porto Alegre.

Tucci, C.E.M.; (2002) ; “Gerenciamento da drenagem urbana”; *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, vol.7, nº1; Porto Alegre, Brasil

Tucci, C.E.M (2003) – *A Questao da Drenagem Urbana no Brasil. Uma Contribuição à Discussão na Conferencia das Cidades*. Brasília, Brasil.

ANEXO A

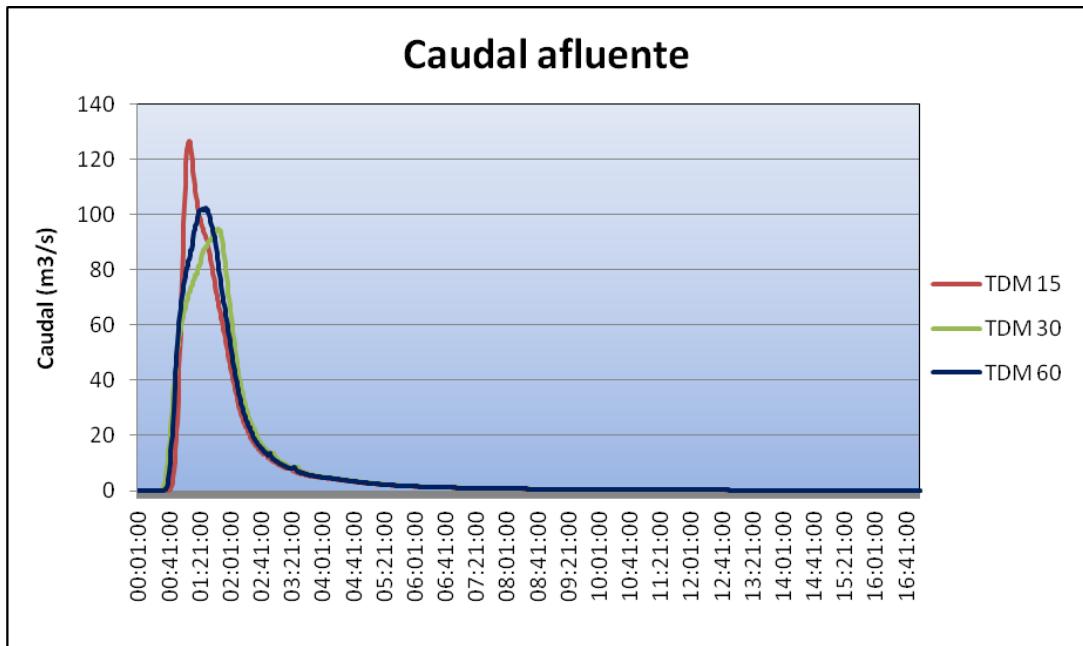


Figura E.1 – Caudal afluyente ao nó de saída da bacia hidrográfica, para um período de retorno 100 anos