

Recursos Hídricos

Revista da Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos

MAIO 2013
{vol.34#01}



Proprietário

Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos

Diretor

José Simão Antunes do Carmo

Subdiretora

Maria Manuela Portela

Conselho de Direção

António Betâmio de Almeida
António de Carvalho Quintela
Luís Veiga da Cunha

Editores Científicos Associados

António Nascimento Pinheiro, IST, Portugal
João Paulo Lobo Ferreira, LNEC, Lisboa
João Soromenho Rocha, LNEC, Lisboa
José Manuel Pereira Vieira, UM, Portugal
Maria Manuela Portela, IST, Lisboa
Teresa Ferreira Cardoso, ISA, Portugal

Secretariado

Ana Estêvão
André Cardoso
Conceição Martins
Ana Carneiro

Redação e Administração

Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos
a/c LNEC
Av. do Brasil, 101
1700-066 Lisboa
PORTUGAL
Telefone 21 844 34 28 Fax 21 844 30 17
NIF nº 501063706

Periodicidade

Semestral

Design

Flatland Design

Publicação Subsidiada pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia

Os artigos publicados na Recursos Hídricos são identificados com DOI (Digital Object Identifier).

Registo na ERC nº 125584

Depósito legal nº 5838/84

ISSN 0870-1741

RECURSOS HÍDRICOS

Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos

MAIO 2013

vol. 34#01

3

EDITORIAL

José Simão Antunes do Carmo

5

ESPECTROFOTOMETRIA PARA MONITORIZAÇÃO DA QUALIDADE DE ÁGUA RESIDUAL EM DRENAGEM URBANA

Rita S. Brito // Filipa Ferreira // Nídia D. Lourenço // Helena M. Pinheiro // José S. Matos

17

PRODUÇÃO DE NITROGÊNIO E FÓSFORO TOTAIS PROVENIENTES DA EROÇÃO EM CARREADORES DA CULTURA DA CANA-DE-AÇÚCAR

Gustavo D'Almeida Scarpinella // Renato Billia de Miranda // Juliana Moccellin // Frederico Fábio Mauad

25

MÉTODOS CONVENCIONAIS DE PROTEÇÕES CONTRA EROSÕES LOCALIZADAS JUNTO DE PILARES E DE ENCONTROS DE PONTES

Cristina M. S. Fael // António H. Cardoso

43

SIMULAÇÃO DO FLUXO HÍDRICO SUBTERRÂNEO POR ESTIMATIVA DE PARÂMETROS USANDO CARGAS HIDRÁULICAS OBSERVADAS: CASO DO CARIRI CEARENSE, BRASIL

Claudio Damasceno de Souza // Marco Aurélio Holanda de Castro

63

COMPARAÇÃO DOS MODELOS HEC-RAS E LISFLOOD-FP NA DELIMITAÇÃO DE ZONAS INUNDÁVEIS

Paulo Fernandez // Sandra Mourato // Madalena Moreira

Os artigos publicados são da exclusiva responsabilidade dos autores.

Discussões relativas a artigos publicados neste número deverão ser enviadas à APRH até 30 de novembro de 2013.

NORMAS PARA SUBMISSÃO DE ARTIGOS

Os autores interessados em publicar artigos técnico-científicos ou discussões de artigos anteriormente publicados na revista «Recursos Hídricos» deverão respeitar as seguintes normas:

1. Deve ser apresentado um original em papel A4 e em suporte informático do artigo redigido em língua portuguesa, utilizando a forma impessoal. O processador de texto a utilizar deverá ser Word (Microsoft). O título, o nome do(s) autor(es) e o texto do artigo devem ser guardados num ficheiro único e devidamente identificado (por exemplo, artigo.doc). As imagens devem ser entregues em separado (TIF ou GIF) com qualidade para impressão offset (300 dpi). O texto deve conter a indicação acerca da inserção das imagens. Os gráficos, esquemas e tabelas devem ser também apresentados em separado e editáveis, ou quando possível, no caso dos gráficos, devem ser apresentadas as tabelas numéricas que lhes deram origem. De preferência deve também ser apresentado um PDF do artigo completo de forma a esclarecer dúvidas face aos documentos recebidos.
2. O texto deve ser corrido a uma coluna, com espaçamento normal, e ter uma extensão máxima de 20 mil caracteres.
3. O título do artigo não deve exceder os 76 caracteres, devendo ser apresentado também em inglês.
4. A seguir ao título deve ser indicado o nome do(s) autor(es) e um máximo de 3 referências aos seus graus académicos ou cargos profissionais, assim como o número de associado, caso seja membro da APRH.
5. O artigo deverá ser antecedido de resumos em português e inglês (abstract) que não deverão exceder mil caracteres cada.
6. Devem ser indicados, de forma clara, os locais onde se pretendem inserir as figuras (desenhos ou fotografias, de preferência a cores). Os desenhos devem, de preferência, ser fornecidos em suporte magnético, em ficheiros individuais devidamente identificados (por exemplo, Figura1.doc, etc.) e numa cópia em papel A4. As fotografias devem ser enviadas no papel original ou em diapositivos, devidamente identificados.
7. As referências bibliográficas no meio do texto devem ser feitas de acordo com a norma portuguesa NP-405 de 1996, indicando o nome do autor (sem iniciais) seguido do ano de publicação entre parêntesis. No caso de mais de uma referência relativa ao mesmo autor e ao mesmo ano, devem ser usados sufixos a), b), etc.
8. Os artigos devem terminar por uma lista de referências bibliográficas organizada por ordem alfabética do nome (apelido) do primeiro autor, seguido dos nomes dos outros autores, caso os haja, do título da obra, editor, local e ano de publicação (ou referência completa da revista em que foi publicada).
9. Só serão aceites discussões de artigos publicados até dois meses após a publicação do número da revista onde esse artigo se insere. As discussões serão enviadas ao autor do artigo, o qual poderá responder sob a forma de réplica. Discussões e réplica, caso exista, serão, tanto quanto possível, publicados conjuntamente.
10. O título das discussões e da réplica é o mesmo do artigo original acrescido da indicação Discussão ou Réplica. Seguidamente, deve constar o nome do autor da discussão ou da réplica de acordo com o indicado no ponto 4.
11. As normas para publicação de discussões e réplicas são as mesmas do que para a publicação de artigos.
12. Os artigos e as discussões (texto, disquete e ilustrações respectivas) devem ser enviados para a sede da APRH

Secretariado da APRH
A/c LNEC – Av. do Brasil, 101
1700-066 Lisboa
Portugal

EDITORIAL

No ano de 2012 procedeu-se à assinatura de um “*Protocolo de colaboração entre a Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos (APRH) e a Associação Brasileira de Recursos Hídricos (ABRH)*”, tendo como objetivo imediato a internacionalização da *Recursos Hídricos* e, a médio prazo, a integração desta *Revista* na base de dados *Science Citation Index (SCI)* do *Institute for Scientific Information (ISI)*.

É claro que importa valorizar este ato, pois constitui um marco histórico no já longo percurso da *Recursos Hídricos*. Acredita-se que com o processo de internacionalização da *Recursos Hídricos* se abre o caminho que poderá garantir sustentabilidade e crescimento para a *Revista*; assim sejam cumpridos os compromissos assumidos por ambas as Associações.

Contudo, por razões de oportunidade, ou insuficiente motivação, posteriormente à assinatura daquele protocolo pouco se avançou na implementação conjunta dos processos de divulgação e promoção da *Revista*. Mantemos a convicção de que não será possível garantir sustentabilidade para a *Recursos Hídricos* num universo restrito e num contexto particularmente avesso a publicações em revistas nacionais. Esta constatação é ainda mais preocupante para publicações em Língua Portuguesa, mesmo que indexadas a bases de dados internacionais.

Importa reconhecer que não bastará a boa vontade das Associações em criar mecanismos conjuntos para divulgação e promoção da *Revista*. Não bastará a ‘bandeira’ da internacionalização. Sem verdadeiros incentivos à valorização e reforço de implantação da Língua Portuguesa em diferentes domínios, a diversos níveis e nas várias instâncias nacionais e internacionais dificilmente passaremos das ‘boas intenções’.

Com efeito, para que esta *Revista* se mantenha como referencial na divulgação dos trabalhos da investigação científica desenvolvida e aplicada no mundo lusófono, particularmente em Portugal, em matérias de Hidráulica e Recursos Hídricos, é essencial valorizar as publicações em Língua Portuguesa.

Para que, também no domínio científico, se aproveite um importante veículo de identidade comum, a produção de documentação científica em Língua Portuguesa terá de ser estimulada, valorizada e apoiada, tendo como objetivo a construção de um espólio de valia inestimável para o reforço dos intercâmbios culturais e científicos entre as comunidades técnicas e científicas dos povos da CPLP.

Infelizmente, na prática, o que se assiste é exatamente ao contrário, a Língua Portuguesa tem vindo a ser paulatinamente desvalorizada como veículo de transmissão de ciência e tecnologia. Quando se recusam, ou são desvalorizadas, publicações em Língua Portuguesa, nomeadamente no mundo académico, e ainda quando as poucas revistas científicas que privilegiam a Língua Portuguesa tendem a desaparecer por falta de incentivos à publicação, como se poderá garantir, nestas condições, sustentabilidade para publicações científicas de qualidade, particularmente nas áreas de Hidráulica e Recursos Hídricos?

A situação atual é muito preocupante e sintomática de um estado geral de grande indiferença e incapacidade para manter e valorizar o importante legado que é a Língua Portuguesa e que os nossos antepassados tanto se esforçaram por enriquecer e difundir.

A dimensão do mundo lusófono, com aproximadamente 280 milhões de falantes e um crescimento acentuado, justificaria mais respeito pela divulgação em Língua comum

da investigação científica produzida neste importante espaço (5º a nível mundial e 1º no hemisfério sul).

Os cinco artigos publicados neste número da *Recursos Hídricos* (três nacionais e dois brasileiros) demonstram alguma promessa de penetração da *Revista* no Brasil, o que poderá indiciar algum conforto futuro em termos de procura com mais artigos e de melhor qualidade.

Queremos acreditar que a *Recursos Hídricos* continuará a ocupar o espaço que conquistou e que com grande esforço tem mantido, sobrevivendo a uma cultura de seguidismo unilingue (anglo-saxónica). A manter-se a situação atual, sem que se vislumbre capacidade para o estabelecimento de rácios

que conduzam a uma efetiva valorização de publicações em Língua Portuguesa, receio que se cumpra mais uma fatalidade chocante e empobrecedora da nossa identidade cultural: *gradual desaparecimento, em quantidade e qualidade, de documentação científica em Língua Portuguesa.*

Naturalmente que é necessário atuar internamente, mas é igualmente necessário estabelecer pontes e concertar ações a nível internacional, e nas mais diversas instâncias, para que não se perca em definitivo o que fundamentalmente une os povos da CPLP.

O Diretor da *Recursos Hídricos*
José Simão Antunes do Carmo

ESPECTROFOTOMETRIA PARA MONITORIZAÇÃO DA QUALIDADE DE ÁGUA RESIDUAL EM DRENAGEM URBANA

SPECTROSCOPY AS A TOOL FOR WASTEWATER QUALITY MONITORING IN URBAN DRAINAGE

Rita S. Brito

Equiparada a Professora Adjunta /// Escola Superior de Tecnologia do Barreiro do Instituto Politécnico de Setúbal /// Rua Américo da Silva Marinho, 2839-001 Lavradio, Portugal /// rita.brito@estbarreiro.ips.pt

Filipa Ferreira

Professora Auxiliar /// Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georrecursos, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa /// Av. Rovisco Pais, 1049 - 001 Lisboa, Portugal /// filipaf@civil.ist.utl.pt

Nídia D. Lourenço

Investigadora Doutorada /// Centro de Engenharia Biológica e Química, Instituto de Biotecnologia e Bioengenharia (IBB), Departamento de Bioengenharia, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa /// Av. Rovisco Pais, 1049-001, Lisboa, Portugal /// nidia.lourenco@ist.utl.pt

Helena M. Pinheiro

Professora Auxiliar /// Centro de Engenharia Biológica e Química, Instituto de Biotecnologia e Bioengenharia (IBB), Departamento de Bioengenharia, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa /// Av. Rovisco Pais, 1049-001, Lisboa, Portugal /// helena.pinheiro@ist.utl.pt

José S. Matos

Professor Catedrático /// Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georrecursos, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa /// Av. Rovisco Pais, 1049 - 001 Lisboa, Portugal /// jose.saldanha.matos@ist.utl.pt

RESUMO: A monitorização da qualidade das águas residuais, em sistemas de drenagem, não é usual e, quando efetuada, baseia-se em campanhas pontuais e de curta duração. No entanto, a caracterização da qualidade dos efluentes é fundamental para a avaliação de eventuais impactos no meio receptor, quando ocorrem descargas diretas, e para apoiar a operação das estações de tratamento de águas residuais (ETAR).

O recurso a técnicas espectrofotométricas possibilita a monitorização em contínuo da qualidade das águas residuais, e tem sido aplicada no controlo processual de ETAR. Considera-se que a utilização desta tecnologia em sistemas de drenagem urbana, abordada neste artigo, constitui um avanço significativo. Foi avaliado o potencial desta metodologia para deteção de aflúências anómalas e para estimativa de Sólidos Suspensos Totais (SST) e Carência Química de Oxigénio (CQO), com sucesso, através da aquisição de espectros nas gamas ultravioleta e visível, em 5 secções distintas. O artigo incide também sobre aspetos práticos relativos à utilização de uma sonda submersível em drenagem urbana.

Palavras-chave: espectrofotometria, monitorização, qualidade da água, sistemas de saneamento.

ABSTRACT: *Monitoring of wastewater quality in drainage systems is not usual and, when performed, is based on occasional, short duration campaigns. However, the characterization of effluent quality is crucial to the assessment of the impacts on the receiving waters, in case of direct discharges, and to support the operation of wastewater treatment plants (WWTP).*

Ultraviolet-visible (UV-Vis) spectroscopy is a promising tool for fast and simple evaluation of wastewater quality that has been mostly used in WWTP. Its application to drainage systems, reported in the present paper, is a step forward in water quality monitoring. UV-Vis spectra were acquired in 5 sites to evaluate the potential for detection of anomalous inflows and to estimate values of Total Suspended Solids (TSS) and Chemical Oxygen Demand (COD). The overall results indicate UV-Vis spectra to be reliable for TSS and COD estimation in sewer systems. The paper also refers practical aspects relating to the use of a submersible probe in urban drainage.

Keywords: *monitoring, water quality, wastewater systems, spectroscopy.*

1. INTRODUÇÃO

A proteção das águas superficiais dos efeitos das descargas de águas residuais tem assumido uma importância crescente no contexto da drenagem urbana e essa preocupação consta, naturalmente, em normas e recomendações diversas presentes na legislação. A Diretiva Quadro da Água [Diretiva 2000/60/CE], por exemplo, estabelece que devem ser implementadas as medidas necessárias para que se alcance um bom estado físico-químico e ecológico de massas de água superficiais. As ligações indevidas entre as redes separativas doméstica e pluvial e as descargas de excedentes sem tratamento nos meios recetores podem refletir-se em impactos significativos nas massas de água. Podem verificar-se descargas indevidas por afluência excessiva de caudal, seja por ocorrência de precipitação ou por limitação temporária da capacidade de transporte do sistema de drenagem. Nem sempre estas ocorrências são previsíveis ou podem ser antecipadas e em regra dispõe-se de pouco tempo para reagir de forma adequada. Apesar da caracterização da qualidade das águas residuais ser fundamental para a avaliação de eventuais impactos no meio recetor, bem como para a determinação das cargas poluentes afluentes às ETAR, não é comum proceder-se à monitorização da sua qualidade no interior da rede de drenagem.

Esta carência justifica-se, sobretudo, pelo facto de a monitorização da qualidade dos efluentes assentar, ainda, numa abordagem tradicional, baseada em campanhas pontuais e de curta duração, para recolha de amostras e posterior análise em laboratório. Esta abordagem requer um envolvimento de recursos considerável. Adicionalmente, muitas das análises em laboratório são demoradas, usam reagentes dispendiosos ou tóxicos e produzem resíduos que requerem tratamento posterior (Vanrolleghem e Lee, 2003; Lourenço *et al.*, 2006), não permitindo, também, a tomada de decisão em tempo real. Alguns parâmetros usualmente avaliados (temperatura, pH, condutividade, entre outros) são passíveis de monitorização em contínuo, mas a informação que fornecem é bastante limitada no que respeita à tomada de decisão (Vanrolleghem e Lee, 2003). Não obstante, é possível efetuar a determinação, por estimativa indireta, de outros parâmetros, como carbono orgânico total (COT), sólidos suspensos totais (SST) e carência química de oxigénio (CQO), recorrendo a técnicas espectrofotométricas (Rieger *et al.*, 2006;

Van der Broeke *et al.*, 2006; Torres e Bertrand-Krajewski, 2008). A aquisição *online* de espectros tem sido maioritariamente implementada em ETAR. A espectrofotometria em redes de drenagem tem de lidar com desafios adicionais, devido à variabilidade da matriz de qualidade da água e a questões de segurança associadas às instalações *in situ* (Maribas *et al.*, 2008).

No âmbito do presente artigo avalia-se o potencial da utilização das técnicas espectrofotométricas em sistemas de drenagem urbana, designadamente para deteção de afluições anómalas e para estimativa dos parâmetros SST e CQO. Considera-se que a aplicação desta tecnologia a sistemas de drenagem urbana constitui um avanço significativo para apoio ao seu controlo operacional.

É feita uma apresentação breve do conceito e do respetivo estado-da-arte, e são enquadrados e fundamentados os métodos de processamento de espectros utilizados e os aspetos práticos relativos à utilização de uma sonda submersível em drenagem urbana. São descritos o caso de estudo e os procedimentos implementados e são apresentados exemplos dos resultados mais relevantes, com um resumo de conclusões.

2. ESPECTROFOTOMETRIA *IN SITU* EM DRENAGEM URBANA

A espectrofotometria nas gamas ultravioleta e visível (UV-Vis) permite a obtenção de informação de extrema relevância (Van der Broeke *et al.*, 2006). É uma técnica rápida e simples de implementar, usada para avaliação da qualidade de águas residuais (Thomas *et al.*, 2005), nomeadamente para identificação de componentes da matriz orgânica, uma vez que a maioria dos compostos orgânicos e alguns compostos minerais solúveis (como os nitratos) absorvem radiação na região UV-Vis (Lourenço *et al.*, 2006). O princípio da medida assenta na incidência, numa amostra de água residual com uma espessura (b) bem determinada (contida numa janela ótica), de um feixe de radiação abrangendo a gama UV-Vis, que corresponde aos comprimentos de onda entre 190 e 800 nm. Ao atravessar a amostra de água residual, a radiação incidente (I_0) vai sofrer fenómenos de dispersão (mudança de direção por colisão com partículas sólidas em suspensão) e de absorção (incorporação da radiação nas moléculas presentes na água, de acordo com os diferentes níveis energéticos

O texto deste artigo foi submetido para revisão e possível publicação em março de 2013, tendo sido aceite pela Comissão de Editores Científicos Associados em abril de 2013. Este artigo é parte integrante da *Revista Recursos Hídricos*, Vol. 34, Nº 1, 5-16, maio de 2013.
© APRH, ISSN 0870-1741 | DOI 10.5894/rh34n1-1

que aquelas podem assumir). Depois de atravessar a amostra, a radiação remanescente (I) é analisada num detetor e comparada com a radiação incidente (I_0). Para cada comprimento de onda (λ), é calculado um grau de atenuação da radiação (absorvência, $A_\lambda = -\log_{10} (I/I_0)$), obtendo-se um espectro. O espectro é, assim, uma impressão digital da qualidade da amostra, refletindo a sua composição química e física. A absorvência é tanto maior quanto maior for a distância (b) percorrida pelo feixe de radiação (lei de Lambert) e quanto maior for a concentração (C) dos componentes da amostra por ele atravessada (lei de Beer). No caso mais simples, a absorvência para um determinado comprimento de onda e para um determinado componente pode ser determinada através da lei de Lambert-Beer (equação 1), dentro da gama de valores de b e C em que é válida. Esta gama é estabelecida por medidas de A_λ efectuadas nas amostras em causa, para diferentes valores de C .

$$A_\lambda = \epsilon_\lambda b C \quad (1)$$

em que:

- A_λ : absorvência para o comprimento de onda λ
- ϵ_λ : absorvidade molar do componente para o comprimento de onda λ
- b : percurso ótico, espessura da amostra
- C : concentração do componente

Para múltiplos componentes, o valor de A_λ irá resultar da soma das contribuições de cada componente, segundo a equação 1, acrescida de efeitos de alteração dos valores de ϵ_λ por interação físico-química entre os componentes.

Os espectrofotómetros mais utilizados para aquisição de espectros na região UV-Vis são equipamentos de varrimento, medindo a intensidade da radiação transmitida através da amostra a um comprimento diferente a cada instante. No entanto, este tipo de equipamento não é adequado para medições *online* devido à existência de componentes óticos móveis e delicados e também devido ao tempo necessário para a aquisição de um espectro. Os espectrofotómetros que utilizam uma matriz de fotodíodos (*photodiode array*, PDA) como detetores não contêm partes óticas móveis e permitem a aquisição instantânea do espectro completo. Estes equipamentos, quando comparados com outras soluções idênticas, apresentam uma geometria compacta e um baixo custo (cerca de 10.000 euros) e podem ser utilizados com fibra ótica para aplicações *online*. Recentemente, foram desenvolvidos equipamentos submersíveis bastante robustos e com

sistemas de autolimpeza, que poderão generalizar a monitorização espectrofotométrica *online* e *in situ* a coletores. Embora ainda não seja comum, já existem exemplos da utilização de espectrofotómetros submersíveis em coletores, com obtenção do espectro completo, para efeitos de investigação (OTHU, 2009; Hulsmann, 2011; Brito, 2012). Este tipo de equipamento apresenta custos mais elevados, da ordem de grandeza dos 20.000 euros para as opções mais simples. Dependendo do tipo de substâncias presentes (valores de ϵ_λ) estes instrumentos podem detetar e quantificar teores destas na ordem de grandeza do miligramma por litro. O erro da medida depende contudo fortemente da presença de outras substâncias (efeitos de matriz), pelo que a sua determinação é efetuada caso a caso, num processo de calibração prévio.

Em sistemas unitários ou separativos domésticos com afluência de caudais pluviais, a composição da água residual varia com a ocorrência de eventos de precipitação. A afluência de caudais de origem pluvial caracteriza-se, geralmente, por diluição de matéria dissolvida e pelo aumento do teor de sólidos suspensos, cuja natureza varia ao longo do evento, sendo em regra maioritariamente orgânica em tempo seco e mineral por ocorrência do evento (Thomas *et al.*, 2005). A forma do espectro UV-Vis de uma água residual, que depende fortemente do tipo de efluente em análise (Pouet *et al.*, 2004), pode ser utilizada para a deteção qualitativa de alterações na sua composição. Na Figura 1 apresentam-se alguns exemplos de espectros característicos de águas residuais, evidenciando a variabilidade da forma do espectro entre diferentes tipos de água residual (doméstica, industrial ou comercial).

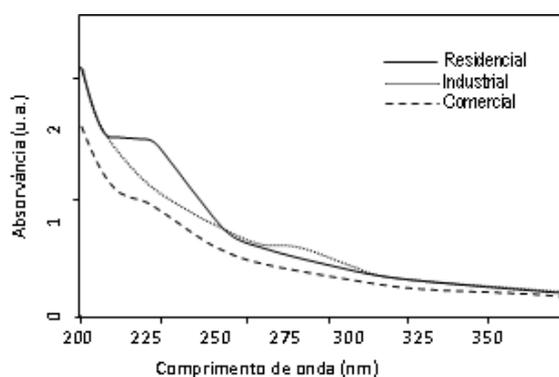


Figura 1 – Exemplos de espectros UV-Vis de água residual de diferentes origens (Baures *et al.*, 2007).

São vários os estudos que sustentam o recurso à informação espectral para efetuar estimativas de valores de CQO, SST ou COT (Rieger *et al.*, 2006; Maribas *et al.*, 2008; Torres e Bertrand-Krajewski, 2008). Pode recorrer-se, por exemplo, a correlações estabelecidas entre os espectros das amostras e os correspondentes valores dos parâmetros analíticos, para posteriormente efetuar estimativa dos valores dos parâmetros analíticos com base nos espectros de novas amostras (Ojeda *et al.*, 2009). Estas correlações são obtidas num processo de calibração prévio, recorrendo a campanhas de amostragem e análise cobrindo, tanto quanto possível, a variabilidade da água residual no ponto a monitorizar. As correlações são estabelecidas utilizando métodos estatísticos com variáveis múltiplas, dado que são incorporados na correlação os valores de absorvência medidos a múltiplos comprimentos de onda (espectro).

Quando se recorre a espectrofotómetros submersíveis, poderá estar disponível uma calibração de fábrica para a composição típica da água residual (Gruber *et al.*, 2006). Esta informação resulta numa calibração efetuada pelo fabricante, recorrendo aos resultados de muitas campanhas de amostragem realizadas em diferentes locais do mundo, pelo que é identificada como calibração global. No entanto, são expectáveis variações na matriz de qualidade de local para local, devido a características diferentes das águas residuais, sendo conveniente proceder a uma calibração local de forma a melhorar a qualidade das estimativas (Langergraber *et al.*, 2004; Gruber *et al.*, 2006; Torres e Bertrand-Krajewski, 2006). Este tipo de calibração, que recorre a espectros e valores de parâmetros analíticos de amostras recolhidas no local, permite o ajuste dos parâmetros do modelo inicialmente construído através de *software* de processamento estatístico incluído no equipamento (Gruber *et al.*, 2006).

Para a mesma secção de monitorização, a matriz de qualidade do efluente pode variar ao longo do tempo e poderá verificar-se que a calibração local não se ajusta a todos os períodos. Nesse caso, pode justificar-se a definição de duas matrizes de calibração, uma para as concentrações mais elevadas, de forma a estimar melhor os valores em condições de ponta, e outra para as concentrações mais baixas, de forma a estimar os mínimos noturnos. Num coletor com afluência pluvial, uma vez que a composição da água residual pluvial varia significativamente com as condições antecedentes do evento e as características da própria chuva, é possível que a calibração associada a um determinado evento seja diferente da de outro (Gruber *et al.*, 2006).

A instalação de instrumentação *online*, em coletores de águas residuais, em condições ambientais

adversas, é substancialmente diferente da utilização em laboratório, num ambiente controlado, ou mesmo em ETAR (Gruber *et al.*, 2005; Ojeda *et al.*, 2009). Deve acautelar-se a ocorrência de fenómenos que podem interferir com a medição da absorvência, nomeadamente a presença de bolhas de ar e a obstrução da janela ótica (Vanrolleghem e Lee, 2003). Para este último problema, recomenda-se a utilização de um sistema de ar comprimido para limpeza periódica *in situ* (Gruber *et al.*, 2006).

Considerando o elevado potencial do recurso a medições *online* em águas residuais, a utilização de sondas submersíveis UV-Vis pode revelar-se de grande utilidade (Lourenço *et al.*, 2006), dado que permitem a medição *in situ*, isto é, diretamente dentro da corrente de água residual, dispensando a instalação de tubagens e bombas para recolha de amostras, utilizadas em instrumentação que realiza medidas *online* mas *ex situ*.

3. ENQUADRAMENTO DAS METODOLOGIAS APLICADAS

3.1. Detecção de afluências anómalas por espectrofotometria *online*

A avaliação da adequação do espectro de UV-Vis como um indicador fiável de alterações da qualidade da água em sistemas de drenagem urbana tem por base a caracterização da matriz de qualidade típica do efluente em causa, em termos da forma do espectro, e a aferição de quanto se destacam desta última os espectros associados a situações anómalas (por situação anómala entende-se, neste contexto, a afluência de uma água residual de qualidade distinta da típica). Essa aferição assenta na análise qualitativa dos espectros, utilizando a metodologia estatística PCA (*Principal Component Analysis* - análise de componentes principais).

Face a um conjunto de espectros, a metodologia PCA identifica um número limitado de espectros base subjacentes (as componentes principais). Por combinação linear destes últimos, variando somente as ponderações (*scores*) de cada um, podem obter-se todos os espectros do conjunto original. Assim, cada espectro pode ser representado por um ponto num espaço de dimensões reduzidas (2 ou 3), cujas coordenadas são os *scores* com que as componentes principais mais importantes contribuem para ele. As componentes principais são identificadas pela metodologia PCA aplicada a um conjunto representativo de espectros do efluente em causa (desenvolvimento do modelo), sendo delas selecionadas as 2-3 mais importantes, ou seja, as que são mais relevantes na

definição da forma geral dos espectros utilizados na construção do modelo. A PCA permite identificar se todos os espectros são semelhantes, dispersando-se uniformemente pelo gráfico de *scores*, ou se há subconjuntos que, por qualquer razão, se destacam, ou seja, se existem *clusters* ou agrupamentos, devidos a uma característica comum (Wold *et al.*, 1987). Permite também identificar espectros anómalos ou *outliers* que se posicionam numa região do mapa de *scores* distinta das dos restantes espectros típicos. O recurso a PCA para identificar alterações em relação a um comportamento padrão é bastante comum em climatologia. A título de exemplo, referem-se os estudos de White *et al.* (1991), que avaliou a variabilidade regional da precipitação mensal na Pensilvânia, de Romero *et al.* (1999), que delimitou regiões com diferentes padrões de precipitação diária no sul de Espanha e de Gomes (1998), que estabeleceu relações entre a variabilidade pluviométrica em Portugal Continental e a temperatura de superfície do oceano. A sua utilização para análise de variáveis de qualidade da água está também bastante difundida, podendo consultar-se Kresta (1992) para um maior detalhe sobre o método.

3.2. Estimativa de valores SST e CQO por espectrofotometria online

Para estimativa de valores de SST e CQO, podem estabelecer-se correlações entre o espectro UV-Vis e esses parâmetros, medidos na mesma amostra, por aplicação do método de regressão com variáveis múltiplas designado por PLS (*Partial Least Squares* - método de regressão dos Mínimos Quadrados Parciais). Para um maior detalhe relativamente à aplicação deste método, pode consultar-se Wold (1966) e Kresta (1992). O método permite utilizar múltiplos valores de absorvência, lidos a todos os comprimentos de onda do espectro ou em zonas selecionadas do mesmo, para o estabelecimento de correlações com os valores de parâmetros de qualidade da água (modelação PLS). Para avaliação da qualidade dos resultados dos modelos PLS na estimativa de valores de SST e CQO, podem ser aplicados vários critérios estatísticos, dos quais se destaca o erro quadrático médio relativo (RMSE_{rel}, ver equação 2).

$$RMSE_{rel} = \sqrt{\frac{\sum(O_i - P_i)^2}{n}} \quad (2)$$

em que:

\bar{O} : média dos valores observados

O_i : valor observado para o elemento i

n : dimensão da amostra

P_i : valor previsto para o elemento i

O parâmetro RMSE_{rel} pode, adicionalmente, ser usado para classificar os modelos numa escala de *Não Satisfatório* a *Muito Bom*, de acordo com a tabela de classificação que se apresenta no Quadro 1 (Brito, 2012).

Quadro 1 – Limites de classificação da eficiência dos modelos destinados à estimativa de SST e CQO em drenagem urbana, com base no critério RMSE_{rel}.

Limite de classificação	RMSE _{rel}
Muito Bom	< 5%
Bom	5 – 10%
Satisfatório	10 – 20 %
Não satisfatório	≥ 20 %

3.3. Seleção de uma secção de amostragem e instalação da sonda submersível

Para monitorização *in situ* da qualidade da água, é importante que a sonda empregue esteja localizada num local representativo. A variação da altura de escoamento, da velocidade e a eventual estratificação do efluente devem ser tidas em conta (Gruber *et al.*, 2006; Maribas *et al.*, 2008). Por outro lado, a variabilidade das condições de escoamento em coletores (nomeadamente devido a diferentes inclinações, afluência de caudais pluviais, duração de períodos de tempo seco, erosão e deposição de sedimentos) não permite que as condições de instalação possam ser generalizáveis, pelo que devem ser analisados diferentes tipos de instalação (Gruber *et al.*, 2006).

Para instalação duma sonda UV-Vis submersível, podem ser consideradas duas alternativas (OTHU, 2009):

- Uma instalação flutuante, ancorada no coletor;
- Uma instalação em compartimento lateral, com entrada de caudal por bombagem e posterior retorno para o circuito principal.

A comparação dos dois tipos de instalação, em cada caso de implementação, permite identificar as vantagens e desvantagens destas alternativas, em termos operacionais. O recurso a um compartimento lateral apresenta a vantagem de se poder monitorizar secções com condições de acesso difíceis ou com presença de bolhas de ar no seio do escoamento (Vanrolleghem e Lee, 2003). A instalação flutuante apresenta necessidades de intervenção menos frequentes, pelo que é recomendada, quando exequível. Dados os custos associados, não se recomenda a instalação em compartimento lateral em campanhas de curta duração (Gruber *et al.*, 2006).

A seleção de localizações para instalação da sonda UV-Vis submersível deve ter em conta os critérios apresentados no Quadro 2 (que se baseiam em

Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000, de WaPug, 2002 e de Bonakdari *et al.*, 2007). Recomenda-se a seleção prévia de 2 ou 3 locais alternativos e a realização de uma campanha preliminar para seleção da localização definitiva da sonda (WaPug, 2002).

4. DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO E MÉTODOS

Selecionaram-se 5 locais de monitorização, com algumas características semelhantes e outras distintas, em termos de bacia afluente e características geométricas da secção em estudo. Os locais selecionados, localizados na zona da Grande Lisboa, pertencem ao sistema de drenagem de Frielas

Quadro 2 – Critérios para seleção de localizações potenciais para instalação da sonda UV-Vis submersível.

1. Condições de acesso à câmara de visita

Acessibilidade do local (possibilidade de acesso com viatura automóvel)

Segurança exterior (potencial para atos de vandalismo, segurança da instalação contra terceiros)

Tampa da câmara de visita acessível, sem necessidade de desvio de trânsito e de fácil manipulação

2. Condições no interior da câmara de visita

Segurança interior para o pessoal (acesso ao escoamento dentro da câmara de visita; ausência de gases tóxicos)

Segurança interior para o equipamento (histórico de entrada em carga, presença de gases explosivos ou de sólidos de grandes dimensões)

3. Adequação das condições hidráulicas

Secção transversal do coletor regular e uniforme

Troço retilíneo sem singularidades, afastado de qualquer curva ou cotovelo, obstáculo, confluência ou repartição de caudais

Inclinação preferencialmente inferior a 2%, de forma a evitar a ocorrência de velocidades elevadas

Altura de escoamento que possibilite a completa submersão do equipamento

Ausência de turbulência significativa

Distância suficiente das ligações a montante, que assegure a mistura de efluentes

4. Histórico de operação e manutenção do coletor

Ausência de registos de obstrução frequente

Caso haja registos de entrada em carga, inversão do escoamento por efeito de maré ou outra influência de jusante, assegurar que o equipamento e respetiva instalação resistem a essas ações

5. Informação complementar

Necessidade de trabalhos de construção civil de adaptação do local

Possibilidade de medição em simultâneo de variáveis hidráulicas e de qualidade da água, se necessário

Facilidade de implementação de ligações acessórias, se necessárias (ligação elétrica, ligação telefónica, etc.)

(locais M1 e M2, no mesmo intercetor), ao sistema da Costa do Estoril (local M3), e ao sistema de Alcântara (locais M4 e M5), estando identificados na imagem da Figura 2.

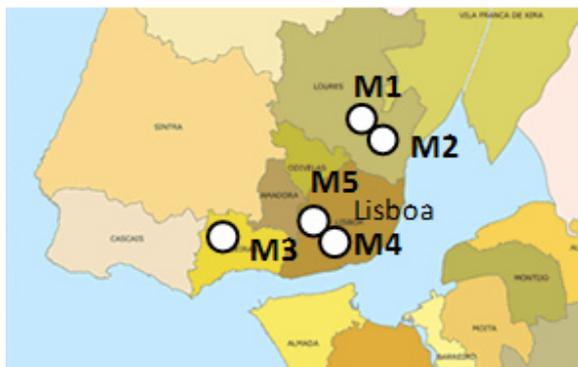


Figura 2 - Localização das secções monitorizadas.

Sumariamente, os locais em estudo apresentam as características indicadas no Quadro 3.

Foi implementada uma campanha experimental, à qual se seguiram 14 campanhas abrangendo períodos com diferentes condições climáticas. No Quadro 4 apresentam-se as características de cada campanha, com identificação dos locais monitorizados, das condições atmosféricas e dos parâmetros analíticos que foram determinados. Por questões logísticas, não se desenvolveram as campanhas em simultâneo

em todos os locais, nem em todos os locais se dispõe do mesmo número de amostras e nem em todas as campanhas ficaram disponíveis espectros adquiridos *online* e em laboratório para as mesmas amostras.

Para a aquisição dos espectros UV-Vis *in situ*, utilizou-se um espectrofotómetro submersível nos locais M2, M3, M4 e M5, em contínuo, no interior do coletor. Tratou-se de um espectrofotómetro UV-Vis Spectro::lyser da Scan Messtechnik GmbH (Áustria), que regista a absorvência para comprimentos de onda entre 200 e 750 nm (com incrementos de 2,5 nm), com uma janela ótica de 5 mm.

Com estas campanhas pretendeu-se igualmente avaliar a influência das condições de instalação da sonda submersível nos resultados.

Uma vez que se planeou efetuar campanhas em mais de um local e não se pretendia que a instalação fosse permanente, não se investiu na construção de uma câmara de visita dedicada. A colocação da sonda UV-Vis no interior do coletor só foi possível com um sistema de suporte especificamente desenhado para o efeito, que assegurou o cumprimento dos seguintes requisitos:

- Submersão permanente da janela ótica da sonda, a uma profundidade de cerca de 1/3 da altura de escoamento;
- Alinhamento da sonda com o eixo longitudinal do escoamento;
- Proteção da janela ótica do embate de sólidos de grandes dimensões;
- Garantia de não obstrução e de livre circulação do escoamento na janela ótica.

Quadro 3 - Caracterização dos locais de monitorização.

Local	Sistema	Localização	Bacia a montante	Tipo de sistema
M1	Frielas	Emissário Rio da Costa, coletor DN1500	Urbana dispersa e rural	Sistema separativo com contribuição de pluviais; algumas contribuições de sistemas unitários
M2	Frielas	Emissário Rio da Costa, DN1500, a jusante de M1	Urbana dispersa, rural e industrial	Sistema separativo com contribuição de pluviais; algumas contribuições de sistemas unitários
M3	Laje	Emissário da Laje, afluente a Intercetor Geral, DN1000	Maioritariamente rural; alguns troços com elevada densidade urbana; alguma ocupação industrial a montante	Sistema separativo com contribuição de pluviais
M4	Alcântara	Câmara de entrada na EE das Agências	Tipicamente urbana e densa	Sistema unitário
M5	Alcântara	Câmara de entrada na ETAR de Alcântara	Tipicamente urbana; reserva florestal a montante	Sistema unitário

Quadro 4 - Caracterização das campanhas de monitorização.

C	Data	n	Local	Características atmosféricas	SST	CQO	UVlab	UVsitu
C0	24/03/2010	2	M1 e M2	Tempo chuvoso	x	x	x	
C1	19/05/2010	8	M1 e M2	Tempo seco	x	x	x	
C2	26/05/2010	14	M1 e M2	Tempo seco	x	x	x	
C3	16/06/2010	14	M1 e M2	Tempo seco	x	x	x	
C4	29/06/2010	14	M1 e M2	Tempo seco	x	x	x	
C5	22/09/2010	6	M2	Tempo seco	x	x	x	x
C6	11/10/2010	4	M2	Tempo chuvoso			x	
C7	22/11/2010	5	M2	Tempo chuvoso	x	x	x	
C8	20/12/2010	6	M2	Tempo chuvoso	x	x	x	x
C9	27/12/2010	6	M2	Tempo chuvoso	x	x	x	x
C10	10/02/2011	8	M3	Tempo chuvoso	x	x	x	x
C11	23/05/2011	8	M3	Tempo seco	x	x		x
C12	30/05/2011	8	M3	Tempo chuvoso	x	x		x
C13	15/07/2011	8	M4 e M5	Tempo seco	x	x		x
C14	06/09/2011	8	M4 e M5	Tempo chuvoso	x	x		x

Legenda:

Ci: identificação da campanha CQO: carência química de oxigénio
n: número de amostras UVlab: espectro UV-Vis adquirido em laboratório
SST: sólidos suspensos totais UVsitu: espectro UV-Vis adquirido in situ

Com estes pressupostos foi concebido e executado um suporte flutuante especificamente adaptado à sonda submersível. Este suporte baseia-se num sistema rígido que envolve a sonda, protegido por cilindros de espuma de poliuretano (com a dupla função de proteção do equipamento e de flutuação), ancorado na caixa de visita em 4 pontos. A estrutura é submersível e bastante leve, para além de permitir uma fácil montagem, desmontagem e limpeza. Adicionalmente foi desenvolvido um sistema de autonomia energética portátil, que consiste numa bateria associada a um conversor de corrente, que assegura o funcionamento da sonda e de um computador portátil sem necessidade de recurso à rede fixa de energia elétrica (Figura 3). Foi efetuada a recolha de amostras que foram, dentro das 24 horas seguintes, analisadas em laboratório para determinação de valores para os parâmetros SST e CQO utilizando os métodos padronizados usuais. Foram adquiridos espectros UV-Vis destas amostras num espectrofotómetro de bancada (Specord 200,

Analytik Jena, Alemanha), numa célula de 1 cm de percurso ótico, utilizando água destilada como referência.

No caso em estudo, desenvolveram-se modelos PCA para se avaliar o potencial da aquisição de espectros UV-Vis para deteção de situações anómalas em drenagem urbana.

No desenvolvimento da metodologia PLS para estimativa de SST e CQO, foram comparados três modelos distintos:

- Modelo A - modelo PLS com base em espectros adquiridos em laboratório.
- Modelo B - modelo PLS com base em espectros adquiridos *online*.
- Modelo C - modelo global da sonda com base em espectros *online*.

Os valores de $RMSE_{rel}$ para estes modelos foram calculados usando dados de amostras não utilizadas na construção dos mesmos.



Figura 3 – Sistema de suporte desenvolvido para a sonda UV-Vis submersível.

Implementaram-se os modelos PCA e PLS com recurso ao *software* Matlab 6.0 (The MathWorks Inc., EUA) com o suplemento PLS toolbox 3.0 (Eigenvector Research Inc., EUA).

5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Os espectros obtidos em cada campanha foram submetidos a uma análise matricial PCA para pesquisa de tendências em séries. Posteriormente, explorou-se a relação entre os espectros UV-Vis e os parâmetros SST e CQO, por aplicação de modelos PLS. O presente artigo apresenta um resumo dos principais resultados. Podem consultar-se versões mais completas em Brito (2012) e em Brito *et al.* (2013).

A aplicação de modelos PCA aos espectros obtidos em cada campanha permitiu concluir que, para uma dada secção de monitorização, se o objetivo for a caracterização detalhada do efluente num determinado período, poderá ser conveniente construir modelos específicos para esse período (por exemplo, um modelo PCA para tempo seco e outro para tempo de chuva), uma vez que estes modelos poderão ser distintos.

Apresenta-se na Figura 4, a título de exemplo, um gráfico de *scores* ilustrativo do potencial da metodologia para identificação de afluências pluviais. Nesta figura, verifica-se que os espectros adquiridos em tempo de chuva se isolam no 2º quadrante. Se o objetivo for a identificação de alterações globais na matriz de qualidade por ocorrência de precipitação, pode desenvolver-se um modelo para os espectros de tempo seco, e, à medida que se forem adquirindo novos espectros, verifica-se se estes se destacam no gráfico de dispersão.

Para um dado coletor, quando se dispõe de informação relativa a duas secções de medição em série, a robustez de um modelo PCA apenas para um local

beneficia, naturalmente, de apenas se considerar os respetivos espectros. O objetivo da monitorização pode ser a identificação de situações anómalas ou de alterações na matriz de qualidade do efluente, por exemplo, por afluência de caudais com características diferentes. Para esse caso, pode desenvolver-se o modelo PCA com os espectros de jusante, e inserir-se posteriormente, no mesmo, os espectros de montante. Esta estratégia poderá permitir a localização relativa da afluência indevida, utilizando espectros colhidos nos dois locais, quando da ocorrência. Se apenas o espectro de jusante se destacar no gráfico de dispersão (*scores*), é porque a afluência se localiza entre as secções de monitorização; se ambos os espectros se diferenciarem, provavelmente a afluência localiza-se a montante de ambas as secções.

A aplicação dos modelos PLS para estimativa de SST e CQO com base em espectros UV-Vis, apresentou resultados bastante satisfatórios. À semelhança do ocorrido nos modelos PCA, verificou-se ser preferível implementar modelos específicos consoante o local em estudo e o registo climatérico. A utilização do espectrofotómetro submersível apresentou também um potencial elevado, com todos os modelos em comparação a obter, genericamente, classificações de *Bom* ou *Muito Bom*, segundo os limites do Quadro 1. A título de exemplo, apresentam-se na Figura 5 as classificações obtidas para os Modelos A, B e C. Não se apresentam resultados relativos ao local M1, por não estarem disponíveis espectros *online*, sendo apenas possível desenvolver modelos A. Para o caso do local M3, desenvolveram-se modelos B e C distintos para o subconjunto de amostras para as quais estavam disponíveis espectros em laboratório (M3_1) e para o subconjunto de amostras para as quais estavam disponíveis espectros *online* (M3_2).

O desempenho apresentado pelos Modelos C (modelo interno do equipamento) foi sistematicamente inferior ao dos restantes modelos, estando esta

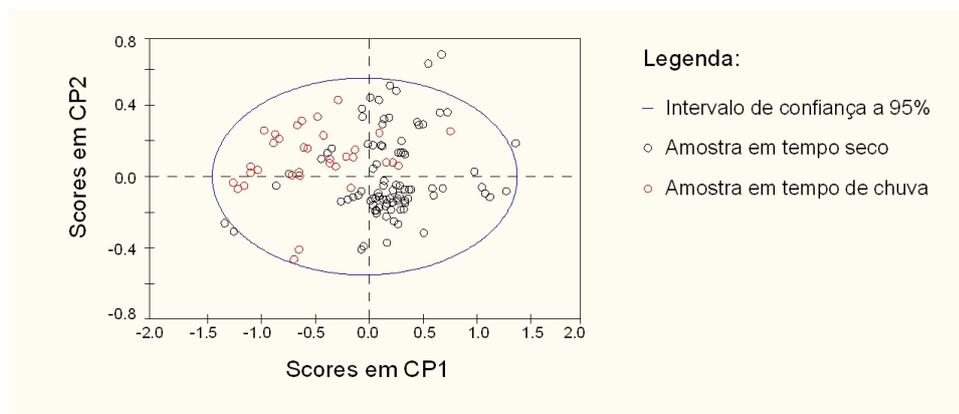


Figura 4 – Gráfico de scores dos dois primeiros componentes principais do modelo PCA para espectros UV-Vis do local M2: destaque dado às amostras em tempo de chuva.

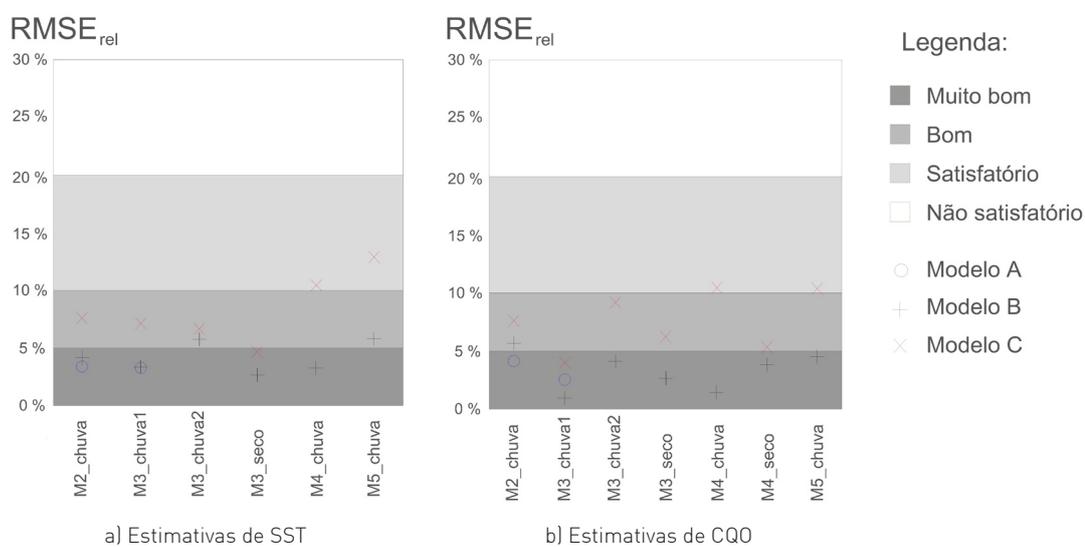


Figura 5 – Classificação, segundo o critério do valor de $RMSE_{rel}$, dos Modelos A, B, e C para amostras colhidas nos locais M2 a M5.

classificação genericamente associada a locais com características hidráulicas do escoamento menos favoráveis. Para o parâmetro $RMSE_{rel}$, os modelos C apresentaram resultados piores para os locais M4 e M5. Estes resultados podem ter ficado a dever-se, no caso de M4, à turbulência do escoamento e à presença de bolhas de ar no fluido, que poderão ter sido responsáveis por eventuais distorções no formato do espectro, comprometendo a representatividade da amostra. No caso de M5, este salienta-se pela tranquilidade do escoamento, o que, associado a uma secção de grandes dimensões, poderá ter conduzido a estratificação do fluido e comprometido, também, a representatividade da amostra. Estas características podem ter conduzido aos valores superiores de erro observados.

Não obstante, mesmo nestes locais foi possível melhorar as estimativas proporcionadas pelos espectros *online* por utilização do Modelo B. Pode assim perspetivar-se uma estratégia em que se efetue monitorização *online* em contínuo, com processamento adicional de espectros através de modelos estatísticos PLS aperfeiçoados, em complemento aos valores fornecidos pela calibração interna da sonda.

6. CONCLUSÕES

A monitorização da qualidade das águas residuais, em sistemas de drenagem urbana, não é usual e, quando efetuada, baseia-se em campanhas pontuais e de curta duração. No entanto, a caracterização da qualidade dos efluentes é fundamental para a avaliação de eventuais impactos no meio recetor, quando ocorrem descargas diretas, e para apoiar a operação das estações de tratamento de águas residuais (ETAR).

No âmbito do presente artigo avalia-se a aplicação da espectrofotometria UV-Vis *in situ* a sistemas de drenagem, designadamente para deteção de afluências anómalas e para estimativa de valores dos parâmetros SST e CQO da água residual.

Os resultados permitem concluir que a monitorização *in situ* pode ser utilizada para deteção de situações anómalas, no que respeita a alterações de qualidade do efluente em coletores de águas residuais. Pode também dizer-se que a espectrofotometria, com aquisição de espectros *online* ou em laboratório, associada ao recurso a modelos PLS para estimativa de SST e CQO, constitui uma estratégia com potencial elevado para o controlo operacional de sistemas de drenagem urbana. Nos locais com condições de instalação que se afastam das ideais pode, mesmo assim, obter-se resultados interessantes.

Em síntese, considera-se que a aplicação de técnicas de espectrofotometria *in situ* a sistemas de drenagem urbana constitui um avanço significativo

para monitorização em contínuo e apoio ao controlo operacional das infraestruturas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) o apoio financeiro prestado através do Projeto SIMAI - Sistemas de Monitorização e Aviso em Infraestruturas de drenagem urbana (PTDC/AAC-AMB/102634/2008). R. S. Brito e N. D. Lourenço agradecem o apoio da FCT através das bolsas, respetivamente, de doutoramento [ref.ª SFRH/BD/46665/2008] e de pós-doutoramento [ref.ª SFRH/BPD/31497/2006]. Os autores agradecem à SANEST, S. A. e à SIMTEJO, S. A. todo o apoio logístico que possibilitou a realização das campanhas experimentais.

BIBLIOGRAFIA

- Baures E., Helias E., Junqua G., Thomas O. J., 2007. Fast characterization of non domestic load in urban wastewater networks by UV spectrophotometry. *J. Environ. Monit.*, Vol. 9, 959965.
- Bertrand-Krajewski J. L., Laplace D., Joannis C., Chebbo G., 2000. Mesures en hydrologie urbaine et assainissement. Editions Technique & Documentation. p. 792.
- Bonakdari H., Larrarte F., Joannis C., Levacher D., 2007. Une méthodologie d'aide à l'implantation de débitmètres en réseaux d'assainissement . 25^{èmes} rencontres de l'AUGC.
- Brito R.S., 2012. Monitorização de variáveis hidráulicas e de qualidade da água em drenagem urbana. *Tese de Doutoramento*. Lisboa. IST/UTL, p. 402.
- Brito R.S., Pinheiro H.M., Ferreira F., Matos J. S., Lourenço, N.D., 2013. In situ UV-Vis spectroscopy to estimate COD and TSS in wastewater drainage systems. *Urban Water J.*, Aceite para publicação.
- Gomes P., 1998. Variabilidade da precipitação em Portugal e relações com o sistema oceano - atmosfera no Atlântico Norte. *Finisterra*, XXXIII., Vol. 66, 77-89.
- Gruber G., Bertrand-Krajewski J.L., De Bénédittis J., Hochedlinger M., Lettl W., 2006. Practical aspects, experiences and strategies by using UV/VIS sensors for long-term sewer monitoring. *Water Practice & Technology*, Vol. 1.
- Gruber G., Winkler S., Pressl A., 2005. Continuous monitoring in sewer networks - an approach for quantification of pollution loads from CSOs into

- surface water bodies. *Water Sci. Technol.*, Vol. 52 (12), 215-223.
- Hulsmann A., 2011. Prepared. D3.1.3 A common protocol for sensor testing. <http://www.prepared-fp7.eu/prepared-publications>. Consultado a 12/05/2012. p. 39..
- Kresta J., 1992. Application of Partial Least Squares to problems in chemical engineering. *PhD Thesis*. McMaster University, Canada, 192.
- Langergraber G., Fleischmann N., Hofstaedter F., Weingartner A., 2004. Monitoring of a paper mill wastewater treatment plant using UV/VIS spectroscopy. *Water Sci. Technol.*, Vol. 49 (1), 9-14.
- Lourenço N.D., Chaves C. L., Menezes J. C., Novais J. M., Pinheiro H., Diniz D., 2006. A espectroscopia ultravioleta-visível na prevenção de descargas não-conformes de águas residuais industriais. *Engenharia Química - Indústria, Ciência e Tecnologia*, Vol. 4. 56eq-62eq.
- Maribas A., Silva M. C, Laurent N., Loison B., Battaglia P., Pons M.-N., 2008. Monitoring of rain events with a submersible UV/Vis spectrophotometer. *Water Sci. Technol.*, Vol 57 (10), 1587-1593.
- Ojeda C. B., Sánchez Rojas F., 2009. Process analytical chemistry. Applications of ultraviolet/visible spectrometry in environmental analysis. An overview. *Appl. Spectrosc. Rev.*, Vol. 44, 245-265.
- OTHU, 2009. Rapport d'activité scientifique 2006/2008. *Fédération d'équipes de recherche OTHU*.
- Pouet M. F., Baurès E., Vaillant S., Thomas O., 2004. Hidden isosbestic point(s) in UV spectra. *Appl. Spectrosc.*, Vol. 58, 486 - 490.
- Romero R., Ramis C., Guijarro J.A., Sumner G., 1999. Daily rainfall affinity areas in Mediterranean Spain. *Int. J. Climatology.*, Vol. 19, 557-578.
- Rieger L., Langergraber G., Siegrist H., 2006. Uncertainties of spectral in situ measurements in wastewater using different calibration approaches. *Water Sci. Technol.*, Vol 53 (12), 187-197.
- Thomas O., Baurès E., Pouet M.F., 2005. UV spectrophotometry as a non-parametric measurement of water and wastewater quality variability. *Water Qual. Res. J. Can.*, Vol. 40 (1), 5158.
- Torres A., Bertrand-Krajewski J.L., 2006. Amélioration des algorithmes d'étalonnage d'un spectromètre UV-visible pour le mesurage in situ en continu des polluants dans les effluents urbains. *24^{èmes} Rencontres AUGC*, 1-8.
- Torres A, Bertrand-Krajewski J. L., 2008. Partial Least Squares local calibration of a UV-visible spectrometer used for in situ measurements of COD and TSS concentrations in urban drainage systems. *Water Sci. Technol.*, Vol 57 (4), 581-588.
- Van der Broeke J., Langergraber G., Wiengartner A., 2006. On-line and in-situ UV/vis spectroscopy for multi-parameter measurements: a brief review. *Spectroscopy Europe*, Vol. 18 (4).
- Vanrolleghem P.A., Lee D.S., 2003. On-line monitoring equipment for wastewater treatment processes: state of the art. *Water Sci. Technol.*, Vol. 47 (2), 1-34.
- WaPug, 2002. *Code of practice for the hydraulic modelling of sewer systems*. Version 3.001. United Kingdom. Wastewater Planning Users Group.
- White D., Richman M., Yarnal B., 1991. Climate regionalization and rotation of principal components. *Int. J. Climatology.*, Vol. 11, 1-25.
- Wold H., 1966. Estimation of principal components and related models by iterative least squares. P.R. Krishnaiah (Ed.). *Multivariate Analysis*, 391-420.
- Wold S., Esbensen K., Geladi P., 1987. Principal component analysis. *Chemom. Intell. Lab. Syst.*, Vol. 2 (1-3), 37-52.

PRODUÇÃO DE NITROGÊNIO E FÓSFORO TOTAIS PROVENIENTES DA EROSÃO EM CARREADORES DA CULTURA DA CANA-DE-AÇÚCAR*

TOTAL PHOSPHORUS AND NITROGEN PRODUCTION FROM EROSION IN SUGARCANE PLANTATIONS EARTH ROADS

Gustavo D'Almeida Scarpinella

Pós-doutorando pela Universidade Federal de São Carlos (Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia – UFSCar) ///
E-mail: gscarpinella@gmail.com

Renato Billia de Miranda

Doutorando pelo Programa de Pós-Graduação em Ciências da Engenharia Ambiental (EESC – USP) ///
E-mail: eng.renato.miranda@gmail.com

Juliana Moccellini

Doutora pela Escola de Engenharia de São Carlos (EESC – USP) /// E-mail: jumoccl@gmail.com

Frederico Fábio Mauad

Professor Doutor do Programa de Pós-Graduação em Ciências da Engenharia Ambiental (EESC – USP) ///
E-mail: mauadffm@sc.usp.br

RESUMO: Os carreadores da cana-de-açúcar fazem parte da malha viária responsável pelo escoamento da matéria-prima até a agroindústria. O objetivo do presente estudo foi analisar a produção qualitativa (nitrogênio total e fósforo total) de sedimentos em carreadores de cana, proveniente da erosão hídrica natural em 4 parcelas observacionais instaladas em campo, com área de 33m², cada. Após 29 eventos chuvosos, obteve-se uma produção acumulada de sedimentos de 116.14 kg, 241.53 kg, 149.72 kg e 491.39 kg, respectivamente para as parcelas 1, 2, 3 e 4. Para tais volumes de sedimento gerado, houve uma produção qualitativa máxima (por evento) de 302.4 mgNkjeldhal/g de sedimento para o nitrogênio total e 1.19 mg de fósforo por grama de sedimento. Outro fato constatado foi que as intensidades de chuva não foram proporcionais à produção qualitativa de sedimentos, havendo eventos pouco intensos com uma expressiva produção de nitrogênio e fósforo e outros intensos com fraca produção destes nutrientes.

Palavras-chave: carreadores, cana-de-açúcar, erosão hídrica.

ABSTRACT; The sugar cane plantation earth roads are part of the transportation grid of raw materials to the sugar cane plants. The goal of this study has been to analyze the qualitative production (total nitrogen and total phosphorus) of sediments in sugar cane earth from natural water erosion in 4 observational field plots installed with 33 m² area each. After 29 rain events an accumulated production of sediments of 116.14 kg, 241.53 kg, 149.72 kg and 491.39 kg was obtained, respectively for tranches 1, 2, 3 and 4. For such sediment volumes generated, there was a maximum qualitative production (by event) of mgNkjeldhal/g of sediment 302.4 for total nitrogen and 1.19 mg phosphorus per gram of sediment. Another fact found was that the intensities of rainfall were not commensurate with the qualitative sediment production, since in some less intense events the production of nitrogen and phosphorus was relatively high while in other more intense events the production of these nutrients was lower.

Keywords: earth roads, sugar cane, water erosion.

* Trabalho extraído da tese de doutorado do primeiro autor. Fonte financiadora: CNPq.

1. INTRODUÇÃO

Dos 20 milhões de hectares agricultáveis no Estado de São Paulo (Viegas, 2010), a cana-de-açúcar já está instalada em 5.7 milhões deles (IEA, 2011). A cana é formada pelas áreas de cultivo (talhões) e pelas áreas de escoamento deste cultivo: os carreadores (estradas geralmente não pavimentadas, localizadas dentro de propriedades rurais, com a função de escoar a produção de uma cultura agrícola de uma determinada área).

Zoccal *et al.* (2007) cita que somente o Estado de São Paulo conta com uma malha viária de 250000 quilômetros de estradas, sendo que aproximadamente 220000 quilômetros são de estradas não pavimentadas. O mesmo autor afirma, ainda, que estas estradas “contribuem com 50% do solo carregado aos mananciais e 70% das erosões existentes”.

A estimativa de perda de solo nas áreas plantadas de canaviais é expressiva: Martinelli e Filoso (2007) e Sparovek e Schnug (2001), relatam uma perda de solo superior a 30 t.ha⁻¹.ano⁻¹.

Os estudos da erosão pluvial em plantações de cana-de-açúcar são mais numerosos que aqueles em carreadores, provavelmente pela maior extensão em área. A área de carreadores em relação às áreas plantadas de 130 fazendas de cana-de-açúcar (da Bacia do Ribeirão do Feijão – SP/Brasil) apresentaram uma média de 5.21%. Em alguns casos chegaram a representar 11.21% do total da área (Scarpinella, 2012).

Estradas geralmente não pavimentadas, localizadas dentro de propriedades rurais e com a função de escoar a produção e garantir acesso a veículos e serviços, os carreadores apresentam, no meio acadêmico, uma produção incipiente. Antes da colheita, ou quando se faz necessário, os carreadores que não apresentam revestimento primário são reparados com motoniveladoras e assim ficam prontos para circulação dos caminhões responsáveis pelo escoamento da safra. Contudo, a compactação e o revolvimento do solo podem intensificar novos processos erosivos, principalmente pela constante exposição de suas superfícies.

A literatura encontrada sobre erosão em estradas de terra trata predominantemente das estradas florestais (de florestas plantadas). Podem ser citados estudos de Ferraz *et al.* (2007), Garcia *et al.* (2003), Foltz e Elliot (2009) e Antonangelo e Fenner (2005), dentre outros. Apesar de apresentar expressivas diferenças em

diversos aspectos da cultura, estes estudos são os que mais se aproximam da pesquisa sobre os carreadores de cana-de-açúcar.

No caso de erosão pluvial em carreadores, existe a possibilidade do transporte de sedimentos (nutrientes, dentre eles) trazer complicações de ordem física e biológica, afetando os corpos hídricos próximos, caso sejam atingidos.

Por estas razões o foco deste artigo será a produção qualitativa de sedimentos nos carreadores de cana-de-açúcar.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Foi adotada como estudo de caso a Fazenda Santo Antonio do Lobo, situada no município de Itirapina (SP/Brasil). Esta área localiza-se na bacia do Ribeirão do Feijão (com área de 234.38 km²) e está inserida na bacia do Tietê-Jacaré/SP. A Figura 1 apresenta a localização da área de estudo.

O uso e ocupação do solo da bacia do Ribeirão do Feijão é caracterizado na Tabela 1.

A Fazenda Santo Antonio do Lobo apresenta uma área de 70 hectares onde é cultivada a variedade de cana-de-açúcar “RB 867515”. Trata-se de uma variedade de “ano e meio”, plantada em um espaçamento de 1.50 m. São empregados terraços de 5 metros de DV (diferença vertical) na área. A cana, na ocasião da instalação, desenvolvimento e conclusão do estudo encontrava-se na quarta rebrota. O solo é do tipo Neossolo quartzarênico em sua maioria, seguido por Latossolo roxo distrófico + Latossolo roxo eutrófico + Argissolo e Latossolo vermelho amarelo álico (Prado *et al.*, 1981). O clima é do tipo Cwa (classificação climática de Köppen). As temperaturas médias variam de 18 a 22°C (CEPAGRI, s/d), com precipitação inferior a 30 mm no mês mais seco (Rolim *et al.*, 2007).

2.1. Análises de campo e laboratório

Foram selecionados 4 pontos diferentes, em diferentes carreadores internos, com inclinações aparentemente distintas. Tais pontos foram denominados Parcela 1, 2, 3 e 4 (Figura 2), todas com as mesmas dimensões: 10 metros de comprimento por 3.30 metros de largura (sendo a largura adotada, uma média dos carreadores da fazenda tomada como estudo de caso). Para a instalação das parcelas foram levadas em consideração questões restritivas como a possibilidade de incêndio no canavial, vandalismo e roubo de material. Por este

O texto deste artigo foi submetido para revisão e possível publicação em janeiro de 2013, tendo sido aceite pela Comissão de Editores Científicos Associados em abril de 2013. Este artigo é parte integrante da *Revista Recursos Hídricos*, Vol. 34, Nº 1, 17-24, maio de 2013.
© APRH, ISSN 0870-1741 | DOI 10.5894/rh34n1-2

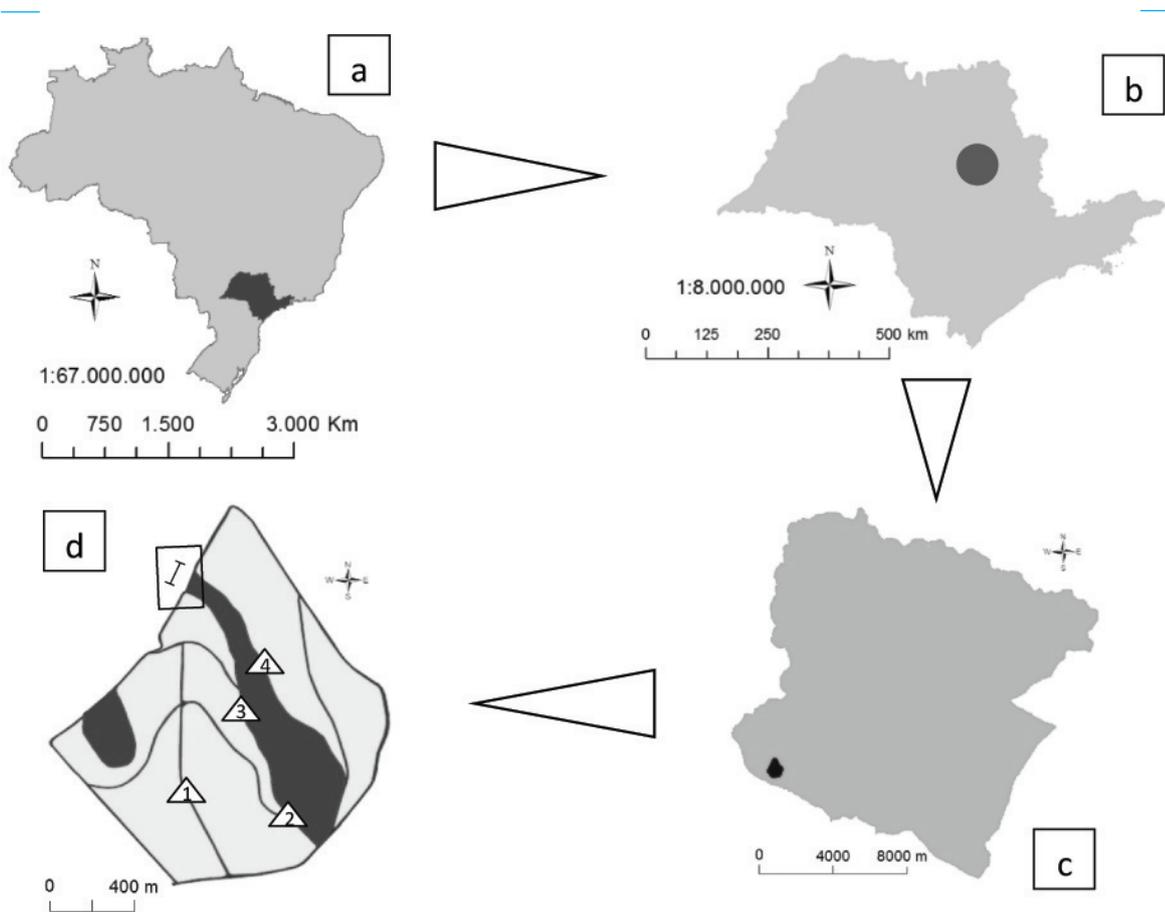


Figura 1 – Localização da área de estudo, sendo: (a) Delimitação geográfica do Brasil, com destaque para o Estado de São Paulo; (b) Delimitação do Estado de São Paulo com destaque para a região da Bacia do Ribeirão do Feijão; (c) Bacia do Ribeirão do Feijão, com destaque para a área de estudo; (d) Área de estudo, com destaque (triângulos) para as parcelas observacionais (maiores detalhes na Figura 2). As duas manchas escuras representam as áreas de mata. As manchas mais claras representam os talhões de cana-de-açúcar. As linhas escuras representam os carreadores de cana. Deve-se observar que as matas também apresentam suas delimitações delineadas pelos carreadores, com exceção do trecho em destaque no retângulo. Fonte: Elaboração própria.

motivo as parcelas foram montadas em carreadores internos. As 4 parcelas foram instaladas em área de Neossolo quartzarênico.

Foram cavadas (com auxílio de trator) bacias de acumulação em apenas um lado da parte inferior de cada parcela (Figura 3), de acordo com a inclinação natural do carreador. O acabamento foi feito manualmente com o emprego de ferramentas como vanga, enxada e enxada.

As dimensões das bacias de acumulação deveriam garantir o armazenamento da chuva de um dia. Para o dimensionamento do volume das bacias (em m³), foi

utilizado o método proposto por Bertoni e Lombardi Neto (2008), através do produto da precipitação (no caso foi estimado um volume diário máximo de 40 mm), pela área de captação da chuva (33 m²) e pelo coeficiente médio de enxurrada (0.65 - valor adotado pelos autores citados, que representa a fração da precipitação que não infiltra no solo e esco superficialmente). O valor obtido de volume para as bacias de captação foi de 0.858 m³.

Tabela 1 – Uso e ocupação do solo da bacia hidrográfica do Ribeirão do Feijão (SP).

Uso e ocupação do solo	Área (em km ²)	%
Cana-de-açúcar	24.95	10.64
Construções	3.91	1.67
Estradas de terra	5.78	2.47
Estrada de asfalto	1.14	0.48
Ferrovia	0.12	0.05
Floresta plantada	39.33	16.78
Mata	60.78	25.94
Outras culturas*	25.37	10.83
Outros**	8.09	3.45
Pastagem	63.92	27.27
Represas	0.99	0.42
Total	234.38	100

* Café, citrus, milho, etc. **Áreas pertencentes a concessionárias (beira de estradas) e outras sem uso definido.

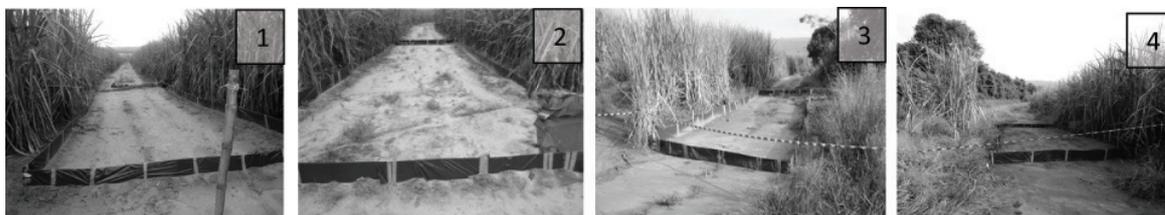


Figura 2 – Vista das parcelas observacionais, com os números das parcelas em destaque. Fotos tiradas pelo autor.



Figura 3 – Análise de bacia de captação após evento pluviométrico.

As coletas ocorreram de 17 de fevereiro a 2 de abril do ano de 2011, feitas sempre no período da manhã, entre 7:00hs e 9:00hs. Localizada a pouco mais de 1 quilômetro do local de estudo, a estação climatológica do Centro de Recursos Hídricos e Ecologia Aplicada [CRHEA/USP serviu como base dos dados pluviométricos utilizados.

Para evitar que a superfície das parcelas fosse revolvida, foi utilizada uma cavadeira manual sendo aberta apenas uma fenda no solo onde seriam colocadas as placas de isolamento. Estas placas (que tinham a função de evitar que houvesse fluxo externo de sedimento para dentro da área isolada e também evitar que a produção de sedimento não fosse perdida para fora da área isolada) foram presas umas às outras com o auxílio de fita adesiva até que se completasse a extensão desejada. Após isso foram envolvidas com encerado de plástico preto e presas novamente com fita adesiva. Fixadas verticalmente por estacas de bambu e ganchos de ferro, as placas foram pousadas sobre as fendas abertas. As dimensões das placas e a profundidade de fixação foram adotadas conforme descrevem Bertoni e Lombardi Neto (2008).

As bacias de acumulação foram dimensionadas para reter o material carreado do terreno isolado, após cada evento pluviométrico que gerasse escoamento superficial de sedimento.

Após cada evento pluviométrico procedia-se com o exame visual e caso houvesse sedimento, uma coleta deste sedimento da parcela era realizada. O excesso de água era retirado com auxílio de uma seringa para drenar tanque, com cuidado para não se extrair o material terroso depositado no fundo da bacia. Quando o volume da bacia de captação atingia uma altura de aproximadamente 10 centímetros (um volume onde uma homogeneização rápida da amostra seria possível), os sedimentos depositados na bica de metal eram raspados para o interior da bacia com o auxílio de uma espátula de metal. Uma tomada de nota era feita com as medidas do volume (altura, comprimento e largura), pouco antes homogeneizado. Com o auxílio de um recipiente pequeno de metal, eram feitos 5 despejos em um pote plástico (de 1 litro). Cada despejo no pote plástico era precedido por um revolvimento manual da amostra, com duração aproximada de 5 segundos. Antes que o material mais pesado se depositasse no fundo da bacia, a tomada de amostra era feita. O pote recebia a identificação do número da parcela e a data da coleta. O procedimento para coleta desta amostra era repetido nas demais parcelas que apresentassem produção de sedimento em suas bacias de acumulação.

Para a aferição de nitrogênio e fósforo, outra amostra era retirada em cada parcela. Os potes plásticos (de

350 ml) eram também identificados com o número da parcela e a data da coleta.

As amostras específicas para nitrogênio e fósforo eram prontamente congeladas no Núcleo de Hidrometria – CRHEA/USP – onde seriam realizadas as análises laboratoriais. As demais amostras para aferição do volume gerado de sedimento foram submetidas à secagem natural inicialmente e, posteriormente, secas em estufa, a 40°C (por conta de estarem em recipientes plásticos).

Após a retirada de amostras, as bacias eram esvaziadas e limpas para a coleta do evento seguinte. Uma remoção através de lavagem era feita despejando-se água levada em garrafas plásticas para assegurar a limpeza total do encerado plástico.

A cada 3 eventos chuvosos, o encerado era parcialmente retirado para escavação do fundo da bacia. O objetivo era o de manter as dimensões (fundo e laterais) regulares, minimizando o erro na leitura e obtenção dos resultados.

A partir dos sedimentos coletados em campo, foram realizadas em laboratório as análises de nitrogênio total (APHA, 1999) e fósforo total (Andersen, 1976).

Para a análise estatística dos dados obtidos utilizou-se o *software* SAS (*Statistical Analysis System*). Foi aplicado o modelo de análise de variância (ANOVA) considerando como variação a produção de sedimento das parcelas em função da intensidade de chuva. Como complemento, foi usado o teste de comparação de Tukey – um teste de múltiplas comparações de médias, largamente empregado na análise estatística (Braun, 1994).

Maiores informações sobre a metodologia utilizada neste trabalho podem ser obtidas em Scarpinella (2012).

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Com as coletas, obteve-se a relação de intensidade de chuva e a produção de material acumulado nas bacias, bem como a quantidade de nitrogênio e fósforo, por evento e por parcela (Tabela 2).

A pluviosidade nas 4 parcelas observadas variou de 0.3 a 52.3 mm e a intensidade das chuvas apresentou uma variação de 0.4 a 10.1 mm.h⁻¹. A produção de sedimento pôde ser observada em 20 eventos da parcela 1, 17 eventos da parcela 2, 21 eventos da parcela 3 e 22 eventos da parcela 4. Do total de 29 eventos observados durante o período das atividades de campo, apenas 4 não apresentaram produção em nenhuma parcela. Através da comparação da intensidade de chuva com a produção quantitativa de sedimentos, pôde-se observar uma correlação baixa das mesmas. O volume de sedimento gerado apresentou uma grande variação e as chuvas mais intensas não foram necessariamente as que mais geraram sedimentos.

Tabela 2 – Produção quantitativa e qualitativa de sedimentos, nitrogênio e fósforo em função da intensidade de chuva.

Data do evento	Pluv.(mm)	Intens. (mm.h ⁻¹) ^b	P 1			P 2			P 3			P 4		
			Prod. sed. (kg) ^b	N tot. mgN kjeldhal/g	P tot. (mg/g de sed.)	Prod. sed. (kg) ^b	N tot. mgN kjeldhal/g	P tot. (mg/g de sed.)	Prod. sed. (kg) ^b	N tot. mgN kjeldhal/g	P tot. (mg/g de sed.)	Prod. sed. (kg) ^b	N tot. mgN kjeldhal/g	P tot. (mg/g de sed.)
fev/17	5.6	0.9	-	302.4	1.1	-	28	0.07	0.02	235.2	0.71	0.1	-	-
fev/18	16.7	4	0.63	-	-	0.19	-	-	1.4	67.2	0.07	32.77	124.32	0.25
fev/19	0.3	0.4	-	28	0.09	-	22.4	0.27	-	11.2	0.08	-	57.68	0.14
fev/21	1.8	1.8	0.09	-	-	-	-	-	1.04	-	-	0.88	-	-
fev/22	6.4	1.5	0.23	72.8	0.11	17.19	-	-	1.35	-	-	0.07	50.4	0.22
fev/23	3.8	1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.03	-	-
fev/24	1.6	0.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
fev/25	1.6	0.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
fev/26	22	4.7	3.96	-	-	19.57	-	-	5.07	-	-	75.41	29.68	0.2
fev/27	12	1.5	0.66	302.4	0.08	3.12	16.8	0.05	38.55	128.8	0.15	100.57	36.96	0.24
fev/28	23	6.3	1.38	84	0.08	24.28	5.6	0.04	7.68	-	0.09	15.22	72.24	0.18
mar/01	31.4	7	0.44	33.6	0.05	5.61	11.2	0.04	0.75	22.4	0.06	10.98	64.4	0.13
mar/02	41.2	3.1	10.48	33.6	0.08	44.11	22.4	0.04	52.1	16.8	0.06	92.83	75.04	0.2
mar/03	18.6	1.7	0.78	11.2	0.08	2.12	22.4	0.04	7.55	28	0.13	2.54	81.2	0.15
mar/04	19.2	2	1.02	5.6	0.05	1	-	0.03	0.22	5.6	0.06	7.24	29.68	0.15
mar/05	32	2.6	5.28	-	0.05	5.13	28	0.03	1.12	16.8	0.05	13.18	38.08	0.1
mar/06	21.5	4.3	22.76	5.6	0.06	18.17	28	0.03	8.48	33.6	0.05	19.24	95.76	0.16
mar/07	2.3	1.3	-	-	0.06	-	11.2	0.06	-	22.4	0.06	-	53.2	0.11
mar/08	2.7	3.2	0.06	-	-	-	-	-	0.06	22.4	0.05	0.57	76.16	1.19
mar/12	5.6	1.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
mar/13	5.9	3.5	1.93			0.08			0.07			14.08		
mar/14	3.5	3.1	15.45	5.6	0.06	0.08	16.8	0.04	0.97	33.6	0.06	14.46	52.08	0.01
mar/16	10.2	10.1	0.38	11.2	0.05	0.21	-	-	0.24	-	-	3.08	-	-
mar/18	52.3	0.7	22.3	16.8	0.06	56.54	-	0.05	12.03	67.2	0.09	36.53	66.08	0.28
mar/21	1.6	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
mar/22	0.3	4.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	45.36	-
mar/27	10.4	3.6	14.86	-	-	25.18	-	-	8.6	-	-	24.97	-	-
mar/29	12.5	1.3	13.18	11.2	0.06	18.95	11.2	0.04	0.97	-	-	25.62	-	0.21
abr/02	1.3	1.3	0.19	-	-	-	-	-	1.45	-	-	1.02	-	-
Correl. (a e b)	-	-	0.413	-	-	0.688	-	-	0.428	-	-	0.438	-	-
Média	-	-	5.81	-	-	14.21	-	-	7.13	-	-	22.33	-	-
Desv. padr.	-	-	7.74	-	-	16.54	-	-	13.37	-	-	29.68	-	-

Após ser aplicado o teste de comparações múltiplas de Tukey, chegou-se à conclusão de que as parcelas 1 e 4 diferem entre si (Tabela 3), podendo-se inferir que a declividade (5%, 5%, 6% e 7%, respectivamente nas parcelas 1, 2, 3 e 4) pode ter sido um dos fatores para tais resultados.

Tabela 3 – Resultados para as parcelas através do teste de Tukey.

Parcela	Média	Tukey
4	22.33	A
2	14.21	AB
3	7.13	AB
1	5.81	B

De acordo com a CETESB (s/d), as áreas agrícolas podem contribuir com diversas formas de nitrogênio através do escoamento das águas pluviais. Como foi analisada a presença e concentração de nitrogênio total (nitrogênio orgânico e amoniacal), parte da contribuição pode ter se dado na forma de amônia, a qual é tóxica e, caso atinja um corpo hídrico, restringe a vida dos peixes a uma concentração acima de 5 mg.L⁻¹. Além disso, a amônia consome o oxigênio dissolvido na água, acelerando o processo de eutrofização dos corpos d'água.

A Tabela 2 evidencia eventos com alta produção de nitrogênio total, chegando a 6.96 kg deste macronutriente em apenas uma parcela (4) e um evento. Neste dia (2 de março) houve uma pluviosidade de 41.2 mm, embora a intensidade da chuva tenha sido baixa (3.1 mm.h⁻¹). Mesmo ao final do estudo observacional, não houve decréscimo na produção de nitrogênio total, sugerindo que este montante não foi necessariamente uma contribuição das áreas adjacentes (área plantada e terras vizinhas). As parcelas 1, 2 e 3 também apresentaram produção de nitrogênio. No entanto, suas produções ocorreram em menor escala, se comparadas à parcela 4. Não houve relação entre a intensidade de chuva e a produção de nitrogênio total.

Assim como o nitrogênio, o fósforo é um macronutriente importante para os processos biológicos. De acordo com a CETESB (s/d) os esgotos sanitários no Brasil (maiores fontes contribuintes de tal nutriente, através de detergentes fosfatados) apresentam concentração de fósforo total entre 6 e 10 mg.L⁻¹, onde tal presença não compromete os tratamentos biológicos da água.

Através da Tabela 2 é possível constatar que houve produção de fósforo nas 4 parcelas, sendo a parcela 4 aquela que mais produziu este nutriente. As intensidades de chuva também não foram diretamente proporcionais às maiores produções de fósforo: enquanto que a chuva (registrada) mais intensa (10.1 mm.h⁻¹) produziu 0.05 mg.g⁻¹, eventos de pouca intensidade (0.9 mm/h) na mesma parcela, ocasionaram uma das mais altas produções registradas: 1.1 mg.g⁻¹ de sedimento. A maior produção de fósforo (1.19 mg.g⁻¹) ocorreu na parcela 4 proveniente de uma baixa pluviosidade (2.7 mm) e baixa intensidade deste evento (3.2 mm.h⁻¹). Deve-se ressaltar ainda que a área plantada recebe (20 dias após cada colheita) uma adubação de cobertura com a fórmula 18-00-27, onde não há presença de fósforo em sua composição.

4. CONCLUSÕES

A produção qualitativa de nitrogênio total se mostrou bastante expressiva, podendo causar eutrofização de corpos hídricos próximos, caso haja o transporte deste material. Embora menos importante, também foi constatada a produção de fósforo total, em uma escala menor. Dentre todas as parcelas, a parcela 4 foi a que apresentou o maior volume de produção quantitativa e qualitativa deste dois nutrientes estudados, possivelmente por conta da maior inclinação da parcela em relação às demais.

Cabe destacar também que a metodologia empregada neste estudo se mostrou viável, tanto operacional quanto economicamente, e pode ser replicada em outras áreas de estudo visando o aumento da base de dados experimentais relacionada a carreadores de cana-de-açúcar, que atualmente é bastante incipiente.

BIBLIOGRAFIA

- American Public Health Association – APHA (1999) - *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*, 20 ed., Washington, USA. ISBN-13: 978-0875532356.
- Andersen, J.M. (1976) - An ignition method for determination of total phosphorus in lake sediments. *Water Research*, vol. 10, Issue 4, 329-331. [disponível em: [http://dx.doi.org/10.1016/0043-1354\(76\)90175-5](http://dx.doi.org/10.1016/0043-1354(76)90175-5)].
- Antonangelo, A. e Fenner, P.T. (2005) - Identificação dos riscos de erosão em estradas de uso florestal através do critério do fator topográfico LS. *Energia Agrícola*, vol. 20, n. 3, 1-20. [disponível em: http://200.145.140.50/html/CD_REVISTA_ENERGIA_vol3/vol20n32005/Artigos/Alessandro%20Antonangelo.pdf].

- Bertoni, J. e Lombardi Neto, F. (2008) - *Conservação do Solo*. 355 p., 6 ed., Ed. Ícone, São Paulo, Brasil, ISBN: 9788527409803.
- Braun, H.I. (1994) - The collected Works of John W. Tukey. Vol VIII – Multiple comparisons: 1948-1983. Ed. Chapman e Hall, 475 p. New York – London.
- Centro de Pesquisas Meteorológicas e Climáticas Aplicadas a Agricultura - CEPAGRI (s/d) - Clima dos municípios paulistas: a classificação climática de Koeppen para o Estado de São Paulo. Centro de Pesquisas Meteorológicas e Climáticas Aplicadas a Agricultura, São Paulo, Brasil. In: <http://www.cpa.unicamp.br/outras-informacoes/clima-dos-municipios-paulistas.html> (acedido em Janeiro 2013).
- Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental - CETESB (s/d) - Variáveis de qualidade das águas. Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental, São Paulo, Brasil. In: <http://www.cetesb.sp.gov.br/agua/%C3%81guas-Superficiais/34-Vari%C3%A1veis-de-Qualidade-das-%C3%81guas#serie>. (acedido em Janeiro 2013).
- Ferraz, S.F.B.; Marson, J.C.; Fontana, C. R.; Lima, W.P. (2007) - Uso de indicadores hidrológicos para classificação de trechos de estradas florestais quanto ao escoamento superficial. *Scientia Forestalis*, n. 75, 39-49. [disponível em: <http://www.ipef.br/publicacoes/scientia/nr75/cap04.pdf>].
- Foltz, R.B.; Copeland, N.S.; Elliot, W.J. (2009) - Reopening abandoned forest roads in northern Idaho, USA: Quantification of runoff, sediment concentration, infiltration, and interrill erosion parameters. *Journal of Environmental Management*, vol. 90, 2542-2550. [disponível em: http://www.fs.fed.us/rm/pubs_other/rmrs_2009_foltz_r001.pdf].
- Garcia, A.R.; Machado, C.C.; Silva, E.S.A.P.; Pereira, R.S. (2003) - Volume de enxurrada e perda de solo em estradas florestais em condições de chuva natural. *Revista Árvore*, vol. 27, n. 4, 535-542 [disponível em: <http://dx.doi.org/10.1590/S0100-67622003000400014>].
- Instituto de Economia Agrícola - IEA. (2011) - Série Informações Estatísticas da Agricultura. Anuário 2010, vol. 22, n.1, 127 p., São Paulo, Brasil, In: <http://www.iea.sp.gov.br/out/anuarios.php>.
- Martinelli, L.A.; Filoso, S. (2007) - Polluting effects of Brazil's sugar-ethanol industry. *Nature*, 445, 364. [disponível em: <http://www.nature.com/nature/journal/v445/n7126/full/445364c.html>].
- Prado, H.; Oliveira, J.B.; Almeida, C.L.F. (1981) - Levantamento pedológico semi detalhado do Estado de São Paulo: Quadrícula de São Carlos. Instituto Agrônomo, Campinas, Brasil. (não publicado).
- Rolim, G.S.; Camargo, M.B.P.; Lania, D.G.; Moraes, J.F.L. (2007) - Classificação climática de Köppen e de Thornthwaite e sua aplicabilidade na determinação de zonas agroclimáticas para o estado de São Paulo. *Bragantia*, vol. 66, n. 4, 711-720. [disponível em: http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0006-87052007000400022].
- Scarpinella, G.D.A. (2012) - *Erosão em carreadores da cultura da cana-de-açúcar: estudo de caso na bacia do Ribeirão do Feijão (SP)*. Tese (doutorado) Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. 209 p. In: <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18139/tde-05092012-095743/pt-br.php>.
- Sparovek, G.; Schnug, E. (2001) - Temporal Erosion-induced soil degradation and yield loss. *Soil Science Society of America*. vol. 65, n. 4, 1479-1486 [disponível em: <https://dl.sciencesocieties.org/publications/sssaj/abstracts/65/5/1479?access=0&view=pdf>].
- Viegas, R. (2010) - A visão e o papel do setor governamental na produção sustentável do etanol. SMA. *Workshop sobre Avaliação Integrada de Sustentabilidade no contexto do etanol*. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil. (não publicado).
- Zoccal JC, Brandão HF, Silva JR, Matheus N.O. (2007) - Adequação de erosões: causas, conseqüências e controle da erosão rural. *Soluções - caderno de estudos em conservação do solo e água*, Presidente Prudente, v. 1, n. 1. [disponível em: <http://www.codasp.sp.gov.br>].

MÉTODOS CONVENCIONAIS DE PROTEÇÕES CONTRA EROSÕES LOCALIZADAS JUNTO DE PILARES E DE ENCONTROS DE PONTES

CONVENTIONAL LOCAL SCOUR COUNTERMEASURES FOR BRIDGE PIERS AND ABUTMENTS

Cristina M. S. Fael

Professora Auxiliar /// Universidade da Beira Interior (Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura) ///
E-mail: cmsf@ubi.pt

António H. Cardoso

Professor Catedrático /// Instituto Superior Técnico (Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georrecursos).

RESUMO: O objetivo deste artigo consiste na apresentação dos critérios de projeto relativos a soluções convencionais de proteção contra erosões localizadas junto de pilares e encontros de pontes. Incluem-se soluções que envolvem a construção de tapetes de enrocamento, de colchões Reno, de blocos artificiais ligados por cabos e de ensacados de argamassa, especificando-se métodos de cálculo das dimensões dos blocos naturais ou artificiais e sugerem-se esquemas simples de fixação das dimensões dos tapetes, tanto em planta como em corte. Apresentam-se ainda recomendações a respeitar na instalação de filtros granulares ou de geotêxtil.

Palavras Chave: Medidas de proteção, pilares e encontros de pontes, erosões localizadas

ABSTRACT: *The purpose of this paper is the presentation of design guidelines of conventional local scour countermeasures at bridge piers and abutments. Namely, solutions involving the construction of riprap mattress, Reno mattresses, cable-tied blocks and grout-filled bags are included, by specifying predictors of block sizes, for both natural and artificial, while schematic solutions are also suggested for the plan form and the thickness and topographic placement of mattresses. Recommendations for the setting of natural and synthetic filters are finally presented.*

Keywords: *Scour countermeasures, piers and bridge abutments, local scour*

1. INTRODUÇÃO

As erosões localizadas que, muitas vezes, se desenvolvem junto de fundações de pontes, sejam pilares ou encontros, constituem as principais causas de colapso ou rutura parcial destas importantes infraestruturas viárias, particularmente, em períodos de cheias.

Em face das dificuldades inerentes à determinação rigorosa da profundidade de cavidades de erosão e dos inconvenientes estruturais que a existência dessas cavidades pode acarretar, desde há décadas que se vêm a desenvolver esforços de investigação no sentido da definição de soluções construtivas para reduzir ou eliminar as referidas cavidades. Estas soluções podem ser agrupadas em soluções ou medidas *convencionais*, por ação do encouraçamento do fundo, e em soluções ou medidas *não convencionais*, decorrentes de alterações da estrutura do escoamento.

No primeiro grupo, incluem-se soluções que têm por objetivo aumentar a capacidade de o fundo resistir localmente à erosão, impedindo que o escoamento descendente e os vórtices em ferradura e de esteira incidam diretamente no material original do fundo do rio, necessariamente mais fino. A função deste tipo de medidas de proteção não é tanto reduzir a extensão e profundidade das cavidades de erosão, mas antes afastá-las da proximidade da estrutura a proteger, de modo a garantir a sua estabilidade. No segundo grupo, incluem-se medidas que tiram partido de alterações da configuração do escoamento na proximidade de pilares ou encontros, de modo a reduzir o respetivo potencial erosivo.

Este artigo de revisão tem por objetivo sistematizar critérios de projeto relativos a *soluções convencionais* de proteção contra erosões localizadas junto de fundações de pontes. Para pilares, incluem-se especificações aplicáveis a tapetes constituídos por enrocamento, colchões Reno, lajetas artificiais ligadas por cabos, blocos artificiais soltos e ensacados de argamassa. Para encontros, reúnem-se, unicamente, resultados de estudos recentes relativos a tapetes de enrocamento.

As soluções apresentadas só se aplicam a cursos de água em equilíbrio, não sujeitos a erosões e deposições generalizadas ou a meandrização, e sem grandes cargas de material vegetal ou de lamas em suspensão.

O correto dimensionamento das soluções de proteção contra erosões localizadas implica que se conheçam

previamente as dimensões e forma das fundações, a velocidade média do escoamento de aproximação e o correspondente ângulo de enviesamento ou de ataque, a densidade do material a utilizar na construção dos tapetes e a curva granulométrica do material do fundo do rio.

2. MECANISMO DE RUTURA E SOLUÇÕES DE MITIGAÇÃO

Parola [1993], Chiew [1995] e Lauchlan [1999] concluíram que, junto de pilares de pontes e na ausência de transporte sólido generalizado no escoamento de aproximação, os tapetes formados por blocos soltos – de enrocamento ou outros – podem estar sujeitos aos seguintes mecanismos de rutura:

- i) *Rutura por atrito* (rolamento e deslizamento), que se traduz no transporte de blocos isolados para jusante pelo facto de ser excedida, localmente, a respetiva tensão ou velocidade crítica de início do movimento. A solução genérica de mitigação deste tipo de rutura consiste na utilização de blocos suficientemente pesados, soltos ou interligados.
- ii) *Rutura por sifonagem*, a que corresponde o afundamento dos tapetes devido à infraescavação provocada pela aspiração vertical de partículas do material do fundo através dos vazios dos tapetes. A solução genérica de mitigação deste tipo de rutura implica a colocação de tapetes suficientemente espessos sobre filtros geotécnicos ou sintéticos, devidamente dimensionados.
- iii) *Rutura de bordo*, entendida como o descalçamento do pilar em consequência do rolamento de blocos da periferia do pilar para o interior da cavidade que, inevitavelmente, se desenvolve exteriormente ao tapete. A solução genérica de mitigação deste tipo de rutura traduz-se na colocação de tapetes suficientemente extensos em planta.

Ainda que os referidos mecanismos de rutura tenham sido identificados para condições de escoamento sem transporte sólido generalizado, Chiew e Lim (2000) e Lauchlan e Melville (2001) referem que eles também ocorrem em escoamentos com transporte sólido generalizado. Lim e Chiew (2001) referem, ainda, outros dois mecanismos de rutura de tapetes de proteção de pilares, presentes unicamente em escoamentos com transporte sólido generalizado:

O texto deste artigo foi submetido para revisão e possível publicação em janeiro de 2013, tendo sido aceite pela Comissão de Editores Científicos Associados em abril de 2013. Este artigo é parte integrante da *Revista Recursos Hídricos*, Vol. 34, Nº 1, 25-41, maio de 2013.
© APRH, ISSN 0870-1741 | DOI 10.5894/rh34n1-3

- iv) *Rutura devida à migração de configurações do fundo*, traduzida no afundamento dos tapetes em consequência da passagem das respetivas cavas. A solução genérica de mitigação deste tipo de rutura consiste na colocação do tapete suficientemente abaixo do leito médio do rio (ao nível das cavas das configurações de fundo).
- v) *Rutura por erosão generalizada do fundo*, que induz o transporte para jusante dos blocos dos tapetes em consequência do abaixamento do nível médio do fundo, resultante do défice de abastecimento de sedimentos a partir de montante ou de erosão regressiva originada a jusante. A solução genérica de mitigação deste tipo de rutura implica a construção de soleiras transversais de enrocamento (uma ou mais) a jusante da ponte.

Na ausência de erosão generalizada do fundo, a Figura 1 apresenta, esquematicamente, os domínios de ocorrência dos diferentes mecanismos de rutura de tapetes para diferentes condições de escoamento, assinalando a negrito os mais plausíveis em cada domínio. Na figura, u_a é a velocidade de atrito junto ao fundo, u_c é a velocidade de atrito crítica, $u_{c,e}$ é a velocidade atrito crítica do enrocamento, D_{50} é o diâmetro mediano do material do fundo e D_{e50} o diâmetro mediano dos blocos de enrocamento.

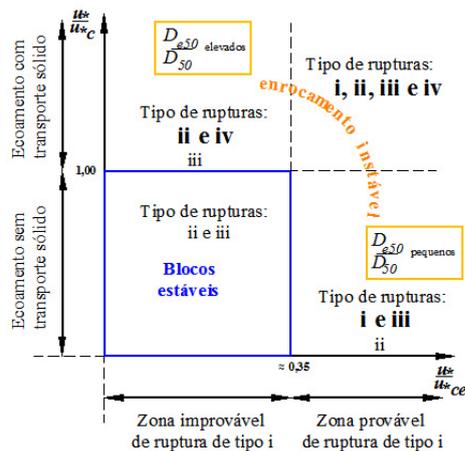


Figura 1 – Domínios de ocorrência dos mecanismos de rutura (adaptada de Melville e Coleman, 2000).

Para $u_a/u_{c,e} < \approx 0.35$ e $u_a/u_c < 1.0$, por exemplo, os blocos de enrocamento não são suscetíveis à rutura por atrito e as ruturas por sifonagem e de bordo, podendo ocorrer, não são muito prováveis. Por sua vez, para $u_a/u_{c,e} > 0.35$ e $u_a/u_c > 1.0$, podem ocorrer os quatro tipos de rutura compatíveis com ausência de erosão generalizada do fundo.

De acordo com Melville *et al.* (2006), os mecanismos de rutura a que se encontram expostos os blocos de enrocamentos de proteção de aterros de acesso a encontros de pontes dependem da localização dos blocos. Quando colocados no leito, constituindo tapetes de pé, os mecanismos de rutura são iguais aos que ocorrem junto de pilares de pontes; quando colocados nas espaldas dos aterros, podem estar sujeitos a mais dois mecanismos de rutura (Blodgett e McConaughy, 1985):

- vi) *Rutura por erosão dos blocos*, em que estes se deslocam isoladamente devido à ação do escoamento; este mecanismo é equivalente ao mecanismo de rutura por atrito nos tapetes de pé e é facilitado por declive excessivo das espaldas, por remoção de blocos isolados ou por uma distribuição granulométrica dos blocos demasiado uniforme. A solução genérica de mitigação deste tipo de rutura consiste na utilização de blocos suficientemente pesados.
- vii) *Rutura por deslizamento translacional ou rotacional*, em que os blocos se movem em conjunto (movimento de massa); este tipo de rutura pode ser causado por declive excessivo das espaldas, subpressões elevadas, perda de apoio induzida pela rutura de bordo dos tapetes de pé ou pela presença de camadas impermeáveis que atuam como superfícies de rutura dos aterros. A solução genérica de mitigação deste tipo de rutura implica a construção de aterros estáveis em termos geotécnicos; implica ainda que não ocorra rutura de bordo dos tapetes de pé.

Na especificação das soluções convencionais que são objeto deste artigo de revisão, admite-se que os cursos de água estão em equilíbrio e que, no caso de encontros, os respetivos aterros são estáveis. Isto significa que a mitigação dos mecanismos v) e vii) não será aqui considerada.

3. PROTEÇÃO DE PILARES

3.1. Tapetes de enrocamento

Das soluções convencionais de proteção contra erosões localizadas junto de pilares, a mais praticada é a que corresponde à colocação de tapetes de enrocamento.

Os tapetes de enrocamentos são constituídos por blocos de pedra natural, geralmente soltos. Estes tapetes, como, aliás, todos os que serão especificados neste capítulo, pretendem criar uma barreira física que resista ao poder erosivo do escoamento, com capacidade para se acomodar a alterações da configuração do leito. A sua estabilidade depende do peso e do imbricamento entre blocos.

Procede-se, a seguir, à caracterização da granulometria e graduação dos blocos, da extensão, configuração em planta e espessura dos tapetes de enrocamento, bem como do seu posicionamento relativamente ao nível do leito, tendo em vista garantir a estabilidade destes tapetes.

Desde os anos 90, diversos autores têm sugerido formulações para calcular a dimensão média ou mediana dos blocos de enrocamento capazes de fazer face à rutura por atrito. De acordo com Parker *et al.* (1998), deve utilizar-se a equação de Parola e Jones (1991):

$$D_{e50} = \frac{U^2 K_f^2}{2.89(s-1)g} \quad (1)$$

em que, sendo D_{e50} o diâmetro mediano dos blocos de enrocamento, s é a respetiva densidade, U é a velocidade média do escoamento de aproximação, g a aceleração da gravidade e K_f um coeficiente de forma dos pilares. Este coeficiente toma o valor 1.5 quando a face de montante é arredondada e 1.7 quando a mesma face faz um ângulo reto com as faces laterais.

Para velocidades médias do escoamento de aproximação inferiores a cerca de 5 ms^{-1} , sugerem-se aqui as seguintes equações alternativas:

– Equação de Breusers & Raudkivi (1991):

$$\frac{D_{e50}}{h} = \frac{0.278 F_r^3}{(s-1)^{1.5}} \quad (2)$$

Nesta equação, o número de Froude do escoamento, F_r , é definido com a velocidade crítica de início do movimento junto ao pilar, U_c , dada por $U_c = 2U$, e h é a profundidade média do escoamento de aproximação para o caudal de projeto.

– Equação de Bonasoundas (1973):

$$D_{e50} = 6 - 3.3U + 4U^2 \quad (3)$$

Nesta equação, D_{e50} é expresso em cm, sendo a velocidade média do escoamento de aproximação expressa em ms^{-1} .

– Equação de Quazi e Peterson (1973):

$$\frac{D_{e50}}{h} = \frac{0.85 F_r^{2.5}}{(s-1)^{1.25}} \quad (4)$$

Nesta equação, o número de Froude do escoamento é definido com a velocidade média do escoamento de aproximação.

Supondo conhecido o diâmetro mediano dos blocos capaz de fazer face à rutura por atrito, importa ainda conhecer a correspondente curva granulométrica. De acordo com Neil (1973), a curva granulométrica dos blocos de enrocamento, definida pela percentagem do peso de blocos que é inferior a um dado diâmetro característico, D_{en} , deve respeitar as relações apresentadas no Quadro 1.

Quadro 1 - Curva granulométrica dos enrocamentos, de acordo com Neil (1973).

Percentagem	Diâmetro D_{en}
100	$1.50 D_{e50}$
80	$1.25 D_{e50}$
50	$1.00 D_{e50}$
20	$0.60 D_{e50}$

Em alternativa, pode adotar-se o critério de Taylor segundo o qual os blocos de dimensão máxima e mínima deverão pesar, respetivamente, o quádruplo e um quarto dos blocos de diâmetro mediano. Tem-se, então, $D_{e100}/D_{e50} \approx 1.58$ e $D_{e0}/D_{e50} \approx 0.63$.

Na ausência de filtros, a espessura dos tapetes de enrocamento deve ser tal que proporcione a anulação da rutura por sinfonagem. Esta solução é, geralmente, impraticável por conduzir a valores muito elevados. Por isso, de acordo com Melville e Coleman (2000), a espessura dos tapetes de enrocamento deve estar compreendida entre D_{e50} e $3D_{e50}$, adotando-se, geralmente, $2D_{e50}$. Para fazer face à rutura por sinfonagem, é então inevitável proceder à colocação de filtros inferiormente aos tapetes. Estes filtros podem ser geotécnicos ou sintéticos (ver capítulo 5). Os filtros sintéticos, de geotêxtil, não devem ser utilizados em

rios com fundo de seixo devido à natureza abrasiva do meio. Os filtros geotécnicos ou granulares, devidamente dimensionados e construídos, podem, por sua vez, ser adotados em qualquer situação, incluindo em rios com fundo de seixo.

Os tapetes de enrocamento podem ser colocados com e sem escavação prévia do fundo. Independentemente da solução, para evitar a rutura de bordo, Parker *et al.* (1998) sugerem a planta tipo dos tapetes de enrocamento (que se apresenta na Figura 2) para um pilar retangular. Na figura, β é o ângulo de enviesamento do escoamento relativamente à direção do eixo longitudinal da secção do pilar, B_1 e C_1 definem a extensão do tapete de enrocamento, B_2 e C_2 a extensão de um eventual filtro sintético e D e L são a menor e a maior dimensão do pilar, respetivamente. Os valores de B_1 , B_2 , C_1 e C_2 encontram-se especificados no Quadro 2 em função da menor dimensão D do pilar, com e sem escavação prévia do fundo. De referir que, na prática, se considera $\cos\beta = 1$ para $\beta < 15^\circ$.

Quadro 2 - Dimensões de um tapete de enrocamento em torno de um pilar retangular e do correspondente filtro de geotêxtil.

Solução	B_1	B_2	C_1	C_2
com escavação	$4D/\cos\beta$	$3D/\cos\beta$	$1.5D/\cos\beta$	$D/\cos\beta$
sem escavação	$5D/\cos\beta$	$3D/\cos\beta$	$1.5D/\cos\beta$	$D/\cos\beta$

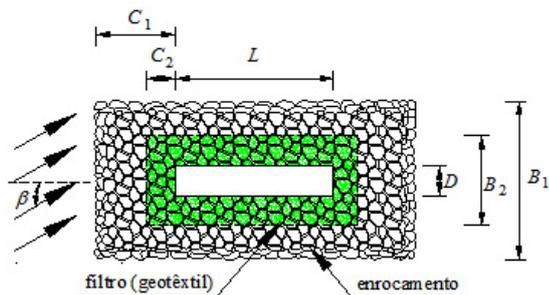


Figura 2 - Planta tipo de um tapete de enrocamento sobre filtro de geotêxtil (adaptado de Parker *et al.*, 1998).

Na Figura 3 representa-se esquematicamente um tapete de enrocamento colocado com escavação

(*cf.* Parker *et al.*, 1998). Geralmente, a profundidade mínima da escavação, coincidente com a espessura do tapete de enrocamento, é, neste caso, $d \approx 2D_{e50}$. Porém, se forem expectáveis, na secção transversal do escoamento correspondente à dos pilares, cavidades de erosão devidas à contração da secção do escoamento ou à proximidade de uma curva do curso de água, a profundidade de escavação e a espessura do tapete não devem ser inferiores à profundidade máxima esperada para essas cavidades.

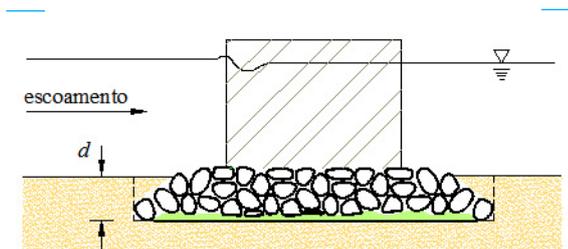


Figura 3 - Corte tipo de um tapete de enrocamento em escavação e sobre filtro de geotêxtil.

Na Figura 4 representa-se um tapete de enrocamento colocado sem escavação, sobre o fundo do rio (*cf.* Parker *et al.*, 1998). Neste caso, a espessura do tapete de enrocamento obedece à condição $d \approx 3D_{e50}$. Cabe aqui referir que esta solução implica o alisamento prévio do fundo, preenchendo cavidades com cascalho ou enrocamento fino; não pode ser aplicada quando forem previsíveis erosões localizadas decorrentes, diretamente, da existência de curvas ou da ocorrência da contração da secção do escoamento. Também se exclui esta solução sempre que a espessura mínima do tapete de enrocamento seja superior a 25% da altura do escoamento para o caudal de projeto.

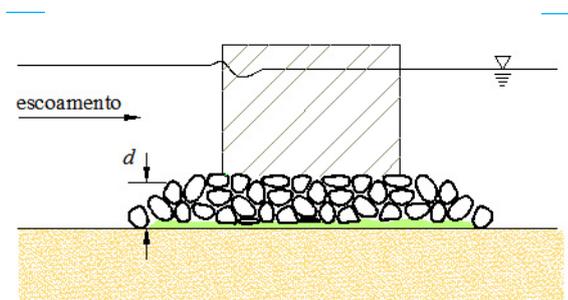


Figura 4 - Corte tipo de um tapete de enrocamento sem escavação e sobre filtro de geotêxtil.

Na Figura 5 representa-se, finalmente, um tapete de enrocamento colocado em escavação (cf. Lauchlan, 1999) para fazer face à rutura devida à migração de configurações do fundo, que podem ocorrer quando há transporte sólido generalizado. Na figura, Y_r representa a profundidade de colocação do tapete abaixo do nível do leito, dada pela equação

$$\frac{D_{e50}}{h} = 0.3S_f \left(1 - \frac{Y_r}{h}\right)^{2.75} F_r^{1.2} \quad (5)$$

sendo de realçar o facto de Y_r depender da solução adotada para D_{e50} . Na Equação (5), S_f é um fator de segurança, cujo valor mínimo é 1.1.

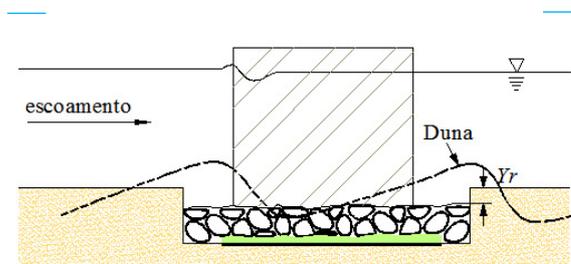


Figura 5 - Corte tipo de um tapete de enrocamento em escavação e sobre filtro de geotêxtil.

Saliente-se que, em todos os casos, entre filtros de geotêxtil e os blocos de enrocamento deve ser colocada uma camada de brita, com uma espessura, $e \approx 0.10$ m, que evite a rutura do geotêxtil por punção, durante a colocação dos tapetes.

3.2. Tapetes de colchões Reno

Uma alternativa frequente aos tapetes de enrocamento são os tapetes de colchões Reno. Os colchões Reno são elementos construtivos constituídos por cestos metálicos paralelepípedicos preenchidos com blocos de pedra, geralmente, solta; a dimensão vertical destes cestos é claramente inferior às restantes. Estes colchões só são aplicáveis no caso de rios com fundo constituído por material fino, até granulometrias típicas da areia, uma vez que, para granulometrias superiores, o efeito da abrasão é potencialmente elevado e facilmente provocaria a destruição dos cestos metálicos. Pela mesma razão, também não são aplicáveis quando o curso de água transporta grandes quantidades de material sólido por arrastamento, independentemente da respetiva granulometria.

Convém ainda ter presente que, apesar de esta se ter transformado numa solução bastante corrente, não existe experiência suficiente quanto à sua durabilidade (cf. Maynord, 1995). Ou seja, esta solução tem associado um risco de insucesso superior ao dos tapetes de enrocamento.

O dimensionamento dos colchões Reno implica a definição do volume e altura dos colchões, da dimensão dos blocos colocados no respetivo interior e da configuração e colocação dos tapetes. Estes aspetos foram tratados, pela primeira vez, por Simons *et al.* (1984).

O diâmetro dos blocos é geralmente determinado em função da velocidade média do escoamento de aproximação, por aplicação de fórmulas ou tabelas dos fornecedores, de modo a fazer face à rutura por atrito. Como a tensão de arrastamento no fundo aumenta na proximidade dos pilares, a velocidade de cálculo deve ser cerca de duas a três vezes superior à velocidade média do escoamento de aproximação. Estabelecida a velocidade de cálculo, sugere-se, por exemplo, a utilização das tabelas propostas por Agostini *et al.* (1988) para dimensionar os tapetes. No Quadro 3 apresentam-se as espessuras tipo e as dimensões dos blocos de enchimento dos colchões Reno propostas por estes autores. No caso de os blocos serem impregnados com betuminoso para fazerem face a velocidades mais elevadas, o dimensionamento dos tapetes pode ser feito com base no Quadro 4. Recomenda-se, ainda, que a menor dimensão dos blocos seja 25% superior à abertura da rede dos cestos e que a maior não exceda 2/3 da altura dos colchões.

Para fazer face à rutura de bordo, a cobertura dos tapetes de colchões Reno em torno dos pilares deve ser tal que a distância mínima da respetiva extremidade a qualquer face do pilar seja $2D/\cos\beta$ (Parker *et al.*, 1998). Por isso, a menor dimensão dos tapetes é $5D/\cos\beta$. Considera-se, como anteriormente, $\cos\beta = 1$ para $\beta < 15^\circ$.

Normalmente, para mitigar a rutura por sifonagem, os tapetes de colchões Reno são aplicados sobre filtros sintéticos (ver capítulo 5) sem se proceder à escavação prévia do fundo, o que implica que não ocorram grandes configurações de fundo no escoamento de aproximação. Tal como no caso de enrocamentos sem escavação do fundo, esta solução requer o alisamento do fundo, preenchendo cavidades com cascalho ou enrocamento fino. Por vezes, o filtro é fixado no fundo dos colchões antes do respetivo enchimento com blocos.

A altura dos colchões deve ser tão pequena quanto possível, de forma a minimizar a obstrução ao escoamento, mas nunca inferior a 0.15 m.

Quadro 3 - Características dos colchões Reno (Agostini *et al.*, 1998).

Espessura (m)	Blocos		Velocidade crítica (ms ⁻¹)	Velocidade máxima (ms ⁻¹)
	Gama (mm)	D _{es50} (m)		
0.15 - 0.17	70 - 100	0.085	3.5	4.2
	70 - 150	0.110	4.2	4.5
0.23 - 0.25	70 - 100	0.085	3.6	5.5
	70 - 150	0.120	4.5	6.1
0.30	70 - 120	0.100	4.2	5.5
	100 - 150	0.125	5.0	6.4

Quadro 4 - Características dos colchões Reno com blocos impregnados com betuminoso (Agostini *et al.*, 1998).

Espessura (m)	Gama dos Blocos (mm)	Betume (kgm ⁻²)	Velocidade (ms ⁻¹)
0.15 - 0.17	70 - 90	80 - 120	5.5
0.23 - 0.25	70 - 120	120 - 160	6.3
0.30	100 - 150	160 - 200	7.0

No caso de, excepcionalmente, os colchões Reno serem utilizados, em escavação, em escoamentos com movimento generalizado do fundo do rio, a profundidade de escavação é dada, como para tapetes de enrocamento, pela Equação (5), o que lhes permite fazer face à rutura por migração de configurações do fundo.

3.3. Tapetes de lajetas artificiais ligadas por cabos

Os tapetes de lajetas artificiais ligadas por cabos constituem-se como soluções contínuas de proteção com a extensão que se pretenda. Esta solução tem vindo a afirmar-se no continente americano, com destaque para a América do Sul. Geralmente, as lajetas são de betão; os cabos de ligação dos blocos devem ser, por um lado, suficientemente flexíveis para permitirem a deformação dos tapetes e, por outro, suficientemente resistentes à abrasão. Os cabos de aço inoxidável cumprem este desiderato mas as cordas de nylon podem ser uma boa alternativa desde que resistentes à ação de raios ultravioleta. Estes tapetes são bastante flexíveis e, nessa medida, suportam facilmente eventuais deformações do fundo aluvionar. Aplicam-se no caso de fundos em material relativamente fino, não sendo apropriados

para proteger pilares em fundos de material grosseiro (seixo ou granulometria superior). Também não são recomendados para fazer face a erosões localizadas em torno de pilares de forma complexa.

A solução de blocos artificiais ligados por cabos foi estudada por McCorquodale *et al.* (1993), Bertoldi e Jones (1994) e Jones *et al.* (1995), tendo em vista mitigar, simultaneamente, a ruptura por atrito e a rutura de bordo. As duas variáveis que importa considerar no dimensionamento dos tapetes de blocos artificiais são o respetivo peso por unidade de área e a altura. De acordo com Parker *et al.* (1998), o peso por unidade de área (em Nm⁻²), *G*, é dado por

$$G = 0.20 \frac{\rho_{ba}}{(s_{ba} - 1)} U^2 \tag{6}$$

em que ρ_{ba} é a massa volúmica do material dos blocos e s_{ba} é a correspondente densidade.

A altura dos blocos, H_{ba} , expressa em m, depende do peso por unidade de área e do índice de vazios, i_v . É dada por

$$H_{ba} = \frac{G}{\rho_{ba} (1 - i_v)} \tag{7}$$

Recomenda-se que o espaçamento entre blocos e, nessa medida, o índice de vazios sejam tais que garantam adequada flexibilidade dos tapetes. Na Figura 6 representa-se a planta tipo de um tapete de blocos artificiais ligados por cabos, adaptada de Parker *et al.* (1998). Como se pode constatar, o tapete tipo tem uma largura de $4D/\cos\beta$ e um comprimento tipo de $(L + 3D/\cos\beta)$, em que L e D têm o significado apresentado na Figura 2. Por sua vez, o filtro de geotêxtil a instalar para fazer face à rutura por sifonagem tem a largura de $3D/\cos\beta$ e o comprimento de $(L + 2D/\cos\beta)$. Como nos casos anteriores, considera-se $\cos\beta = 1$ para $\beta < 15^\circ$.

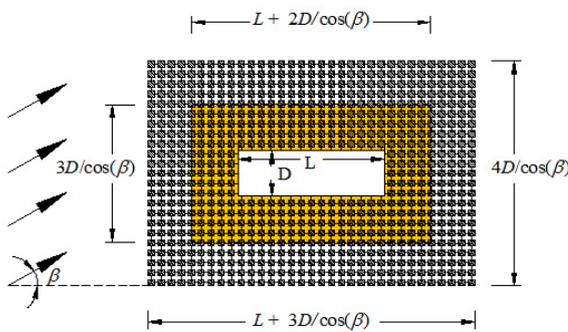


Figura 6 - Tapetes de blocos artificiais ligados por cabos [adaptado de Parker *et al.*, 1998].

Normalmente, a instalação de tapetes de blocos artificiais ligados por cabos não implica a escavação do fundo, *i.e.*, os tapetes são colocados diretamente sobre o filtro de geotêxtil e este sobre o fundo, devidamente alisado por preenchimento de eventuais cavidades preexistentes. Porém, quando $H_{ba} > 0.25h$, deve-se proceder à escavação do fundo de modo a que a espessura saliente do tapete não exceda $0.25h$.

3.4. Tapetes de blocos artificiais soltos

Em termos gerais, estes tapetes podem ser entendidos como tapetes de enrocamento "artificial". Apresentam-se como alternativa aos tapetes de enrocamento natural, quando são economicamente mais vantajosos. Os blocos artificiais são geralmente construídos em betão armado, mas podem também ser totalmente metálicos ou feitos com materiais compósitos. Existem diversas formas e tamanhos, nomeadamente tetrápodes, dolos, tetraedros e toscanos [ver Figura 7]. Todos são concebidos de forma a maximizar o imbricamento entre eles, a reduzir o

volume de material utilizado e a garantir o máximo de estabilidade.

Os blocos artificiais têm sido pouco utilizados. Como são fabricados com dimensões padrão, uniformes, são sempre aplicados sobre filtros [ver capítulo 5], como forma de mitigar a ruptura por sifonagem.

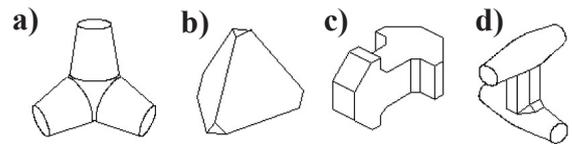


Figura 7 - a) Tetrápodes; b) Tetraedros; c) Toscano; d) Dolos.

Tendo em vista fazer face à rutura por atrito, Fotherby e Ruff (1995) sugeriram a seguinte equação de dimensionamento de toscanos de betão:

$$\frac{D_{eq}}{h} = \frac{0.255F_r}{(s_{ba} - 1)} \left(\frac{D_p}{h} \right)^{0.5} \quad (8)$$

em que D_{eq} é o diâmetro equivalente de cada unidade, definido como o diâmetro de uma esfera de betão com o mesmo peso, D_p é a largura projetada do pilar, F_r é o número de Froude do escoamento calculado com a velocidade média do escoamento de aproximação corrigida:

$$U^* = 1.5C_1 K_f C_h U \quad (9)$$

onde C_1 e C_h são coeficientes que atendem, respetivamente, à influência da localização do pilar e à influência do nível do topo da camada dos toscanos, relativamente ao fundo. Os valores destes coeficientes e, de igual modo, os coeficientes de forma mais usuais, encontram-se reunidos no Quadro 5.

Aqueles autores recomendaram ainda que a espessura dos tapetes seja $d = 2D_{eq}$. Por sua vez, a planta seria definida por uma extensão lateral igual a $1.5D_p$, medida em todas as direções a partir das faces do pilar. Sugere-se, porém, que tanto as dimensões dos tapetes como as dos filtros respeitem as recomendações de Parker *et al.* (1998) para tapetes de enrocamento natural. Estes tapetes podem igualmente ser tratados como tapete de enrocamento para efeitos da mitigação da rutura por migração das configurações do fundo.

Quadro 5 - Valores dos coeficientes C_1 , K_f e C_h .

		C_1	K_f	C_h
Posição do pilar	Junto a margens de canais prismáticos retilíneos	0.9		
	Junto de curvas	1.2		
Forma do pilar	Circular		1.0	
	Retangular		1.1	
Colocação do tapete	Assente em escavação			1.0
	Assente no fundo original			1.1

Não se conhecendo estudos sobre as dimensões dos tetrápodes e dos dolos, pode admitir-se que são semelhantes às dos toscanos uma vez que garantem, igualmente, bons graus de imbricamento.

3.5. Ensacados de argamassa

Os tapetes de ensacados de argamassa são, como o nome indica, constituídos por blocos soltos de argamassa moldados em sacos. Geralmente, os sacos são de sisal ou de materiais plásticos. Esta forma de obter os blocos, sendo económica, tem o inconveniente de os tornar pouco angulosos. Por isso, os tapetes de ensacados de argamassa são menos estáveis do que os descritos anteriormente. Trata-se, assim, de uma solução de que só se deve tirar partido se existirem dificuldades em obter enrocamentos ou se for inviável, legalmente ou por razões construtivas, recorrer a alternativas.

Independentemente dos considerandos anteriores, os ensacados de argamassa só devem ser utilizados sobre fundos de material relativamente fino. Deste modo, os blocos tendem a ficar totalmente apoiados no fundo e minimiza-se a probabilidade de se partirem. Para que não se partam facilmente, também não convém que sejam muito mais longos do que espessos.

As principais fontes bibliográficas relativas a esta solução são Fotherby (1992), Bertoldi *et al.* (1994) e Jones *et al.* (1995). Para o cálculo do diâmetro dos blocos, podem utilizar-se relações semelhantes às utilizadas para o cálculo de enrocamentos, tendo em consideração que geralmente a argamassa é menos densa do que a rocha. Considera-se ainda aconselhável aumentar o diâmetro em cerca de 20% para aumentar a estabilidade dos tapetes (cf. Parker *et al.*, 1998).

O corte e a planta típica dos tapetes construídos com ensacados de argamassa são semelhantes aos dos tapetes de enrocamento com escavação prévia do fundo, assentes sobre filtro. A diferença está na extensão em planta: neste caso (ver Figura 2),

$B_1 = 5D/\cos\beta$ e $C_1 = 2D/\cos\beta$. Além disso, o filtro passa a cobrir uma área igual à do tapete, ao contrário do que acontece nas soluções descritas anteriormente.

4. PROTEÇÃO DE ENCONTROS

4.1. Introdução

A solução mais usual de proteção contra erosões localizadas junto de encontros de pontes e respetivos aterros de acesso consiste na colocação de tapetes de enrocamento. Nos Estados Unidos da América e na América do Sul, designadamente na Argentina, estão em curso trabalhos de investigação com vista à utilização de tapetes de lajetas artificiais ligadas por cabos, à imagem do que já se pratica para a proteção de pilares. Apesar destes esforços, o conhecimento e a experiência acumulados são limitados, pelo que, a seguir, só se procede à especificação de soluções que utilizam blocos de enrocamento.

Nos últimos anos, realizaram-se, em Portugal, vários estudos sobre a utilização de tapetes de enrocamento para protecção de encontros de pontes e respetivos aterros. Antes de se apresentarem os principais resultados dos estudos, é importante ter presente que os encontros podem ser aparentes com muros verticais, aparentes com muros ala ou perdidos (ver Figura 8).

Os blocos de enrocamento podem ser colocados junto à base dos encontros formando tapetes de pé ou sobre as espaldas dos aterros de acesso, no caso de encontros aparentes com muros ala e de encontros perdidos (ver Figura 9). Nos tapetes de pé, os blocos devem fazer face aos cinco primeiros mecanismos de rutura identificados no capítulo 2. Nas espaldas de aterros geotecnicaamente estáveis, os blocos devem fazer face à rutura por erosão.

Neste artigo, resumem-se, entre outros, os resultados de Fael (2007), Melville *et al.* (2007), Cardoso e Fael

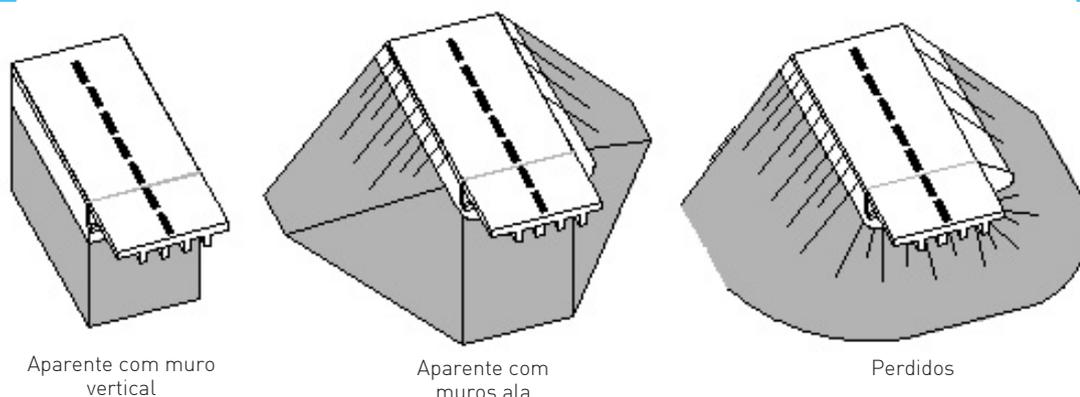


Figura 8 – Tipos de encontros.

(2009) e Cardoso *et al.* (2010 a,b). Cabe aqui referir que, nestes estudos, se partiu do pressuposto que os mecanismos de rutura associados à erosão generalizada do fundo e à migração de configurações do fundo não se manifestam. Esta hipótese é fortemente plausível uma vez que, na prática, os encontros de pontes raramente são instalados no leito principal dos rios e, nos leitos de cheia, os referidos mecanismos não são comuns. Parte-se ainda do pressuposto que a rutura por deslizamento translacional ou rotacional dos aterros de acesso, em que os blocos se movem em conjunto, não estará presente se o respetivo corpo estiver devidamente dimensionado, no respeito pela estabilidade geotécnica.

Em face do exposto, caracterizam-se seguidamente a dimensão dos blocos dos tapetes de pé e das espaldas dos aterros de acesso aos encontros, a espessura desses tapetes e a configuração dos tapetes de pé, em planta. Saliente-se que os estudos aqui sintetizados são válidos para $h/D_{e50} < 22$, $L/h < 7.8$ e $F_r < 0.57$ e que se consideram desprezáveis os efeitos da contração da secção do escoamento. Neste contexto, L é o comprimento do encontro.

4.2. Diâmetro mediano dos blocos

Para encontros aparentes com muros ala, Melville *et al.* (2007) concluíram que as equações propostas

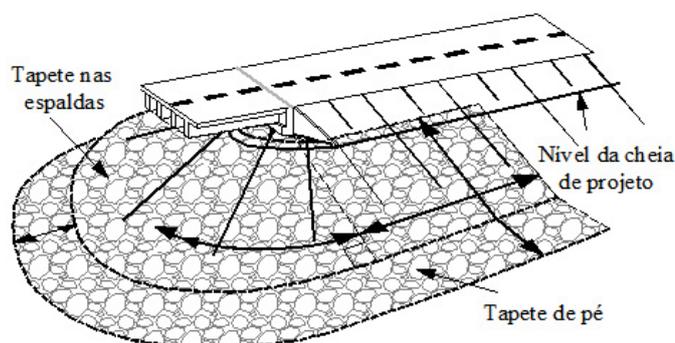


Figura 9 – Tapetes de enrocamentos em encontros perdidos (Melville e Comenan, 2000).

por Lagasse *et al.* [2001], designadamente

$$\frac{D_{e50}}{h_{sc}} = \frac{1.02}{(s-1)} F_{rsc}^2 \quad \text{para } F_{rsc} < 0.8 \quad (10)$$

e

$$\frac{D_{e50}}{h_{sc}} = \frac{0.69}{(s-1)} F_{rsc}^{0.28} \quad \text{para } F_{rsc} \geq 0.8 \quad (11)$$

se podem aplicar ao dimensionamento dos blocos dos tapetes de pé. Na Equação (11) h_{sc} é a altura do escoamento na secção contraída, $F_{rsc} = U_{sc} / \sqrt{gh_{sc}}$ é o número de Froude do escoamento na mesma secção e U_{sc} é a correspondente velocidade média do escoamento.

Cardoso e Fael [2009] concluíram que é possível prever o diâmetro mediano dos blocos de tapetes de pé de encontros aparentes com muros verticais com base nas variáveis características do escoamento de aproximação, situação em que o comprimento relativo do encontro, L/h , desempenha um papel importante. Segundo estes autores a condição crítica de ruptura por atrito dos blocos de tapetes de pé é dada, neste caso, por

$$I_s = 1 - a \left(\frac{L}{h} \right)^b \quad (12)$$

em que $I_s = U_s / U_c$ é a intensidade de escoamento crítica, a e b são constantes experimentais ($a = 0.40$, $b = 0.25$), U_s é a velocidade média do escoamento de aproximação acima da qual ocorre rutura por atrito dos blocos situados junto ao encontro e U_c é a velocidade crítica de arrastamento dos blocos num escoamento uniforme em canal retangular muito largo. Para um dado valor de L/h , é possível calcular I_s e resolver o problema inverso: conhecendo a velocidade do escoamento de aproximação, U_s , pode-se calcular o valor de U_c e, conhecendo U_c , pode-se determinar o correspondente valor de D_{e50} . No cálculo de D_{e50} podem-se utilizar vários métodos disponíveis na literatura, incluindo, a título de exemplo, a equação de Neil [1967]:

$$\frac{U_c^2}{(s-1)gD_{e50}} = 2.5 \left(\frac{h}{D_{e50}} \right)^{0.2} \quad (13)$$

Para encontros perdidos, Cardoso *et al.* [2010 a] concluíram que a equação de previsão de Pagán-Ortiz [1991],

$$\frac{D_{e50}}{h_{sc}} = \frac{C}{(s-1)} F_{rsc}^2 \quad (14)$$

com $C = 0.535$ – como sugerido originalmente pelo autor – conduz a valores apropriados do diâmetro mediano dos blocos de enrocamento dos tapetes de pé, quando o declive das espaldas, V:H, é igual a 1:2 ou a 2:3. Nos termos da Figura 10, a Equação (14) constitui a envolvente às observações.

Cardoso *et al.* [2010 a] determinaram ainda os valores de a e b da Equação (12) para encontros perdidos. No Quadro 6 reúnem-se os coeficientes a e b da mesma equação para as duas inclinações de espaldas. No mesmo quadro também se incluem os valores de a e b sugeridos por Cardoso e Fael [2009] para encontros aparentes com muro vertical.

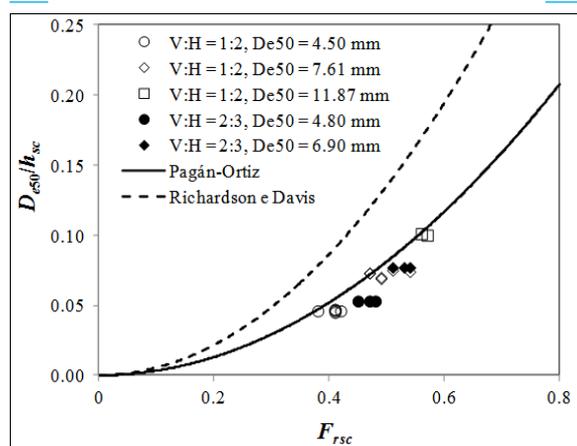


Figura 10 – Variação de D_{e50}/h_{sc} com o número de Froude na secção contraída, F_{rsc} .

Quadro 6 – Valores de a e b da Equação (12) para diferentes tipos de encontros.

Tipo de encontro	a (-)	b (-)
Aparente com muros verticais	0.400	0.250
Perdido, espaldas a V:H = 2:3	0.355	0.275
Perdido, espaldas a V:H = 1:2	0.300	0.300

Para efeitos de proteção de espaldas dos aterros de acesso a encontros perdidos, Cardoso *et al.* (2010 a) concluíram que a Equação (14) também constitui uma curva envolvente à rutura incipiente desde que se considere $C = 0.720$. O facto de $C = 0.720 > 0.535$ reflete a maior propensão para a rutura por erosão nas espaldas, comparativamente com o que acontece no tapete de pé (onde se pode considerar $C = 0.535$, de acordo com Pagán-Ortiz (1991)). Em termos práticos, isto significa que é seguro utilizar blocos iguais nas espaldas dos aterros e nos tapetes de pé se, no respetivo dimensionamento, se recorrer à equação de Pagán-Ortiz (1991) com $C = 0.720$.

De acordo com Cardoso *et al.* (2010 a), a rutura por erosão nas espaldas dos aterros de encontros perdidos também pode ser mitigada com tapetes de enrocamento cujos blocos verifiquem a seguinte generalização da Equação (12):

$$I_s = I_{s0} - a \left(\frac{L}{h} \right)^b \quad (15)$$

onde I_{s0} é um parâmetro que depende da inclinação das espaldas. Os valores de I_{s0} , a e b são os que constam no Quadro 7. A Figura 11 ilustra os resultados que estão na base da Equação (15).

Quadro 7 – Valores de a , b e I_{s0} da Equação (15) para diferentes inclinações das espaldas dos aterros de encontros perdidos.

Inclinação	a (-)	b (-)	I_{s0} (-)
Perdido, espaldas a V:H = 2:3	0.19	0.45	0.78
Perdido, espaldas a V:H = 1:2	0.25	0.35	0.89

4.3. Espessura dos tapetes de enrocamento

De acordo com Melville e Coleman (2000), a espessura dos tapetes de enrocamento de proteção de encontros, quer sejam tapetes de pé ou de proteção das espaldas dos aterros, deve estar compreendido entre $2D_{e50}$ e $3D_{e50}$. Em todos os casos, os tapetes devem ser colocados sobre filtro porque, de outro modo, a espessura dos tapetes necessária para garantir a ausência de rutura por sifonagem seria incommensuravelmente elevada, como constatou Fael (2007). De facto, de acordo com esta autora, na ausência de filtro e independentemente da espessura dos tapetes de enrocamento, é praticamente impossível garantir a completa ausência

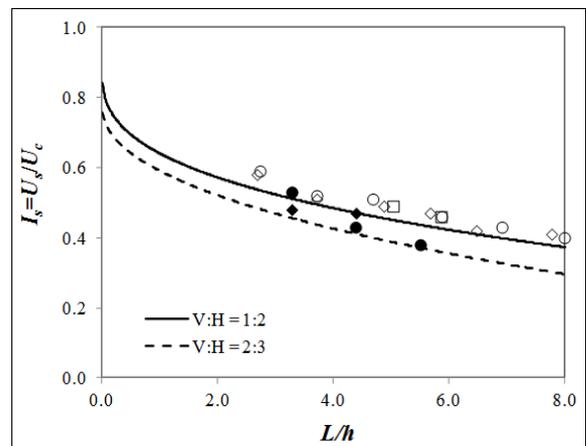


Figura 11 – Variação de I_s com L/h para dimensionamento de enrocamento de espaldas.

de cavidades de erosão por ação de sifonagem (ver Figura 12). Para espessuras do tapete de enrocamento superiores a $6D_{e50}$, a profundidade da cavidade de erosão será reduzida ($\approx 10\% h$) e praticamente independente do comprimento do encontro, L , mas não se anula. Na figura, h_{se} é a profundidade de equilíbrio da cavidade de erosão gerada por infraescavação do tapete, h é a profundidade média do escoamento de aproximação e N é o número de camadas de enrocamento.

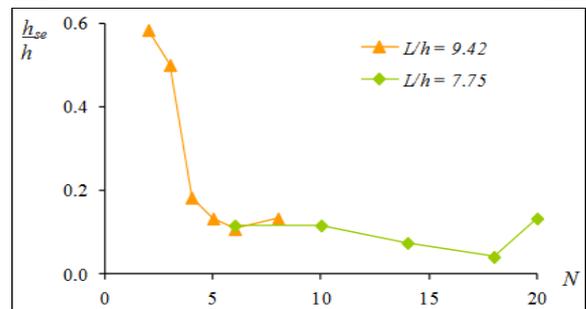


Figura 12 – Variação de h_{se}/h com N .

4.4. Configuração dos tapetes em planta

Na sequência dos estudos de Pagán-Ortiz (1991) e de Atayee *et al.* (1993), Richardson e Davis (1995) sugeriram que, para encontros aparentes com paredes verticais localizados em leito de cheia, os tapetes devem ter uma largura igual a duas vezes a profundidade do escoamento de aproximação, de forma a mitigarem a rutura de bordo. Nos termos da Figura 13, a dimensão

principal dos tapetes em planta, w , é dada por $w = 2h$, ignorando, por exemplo, a influência do comprimento relativo do encontro, L/h .

Mais recentemente, Cardoso *et al.* (2010 b) sugeriram a seguinte equação de previsão da largura dos tapetes de pé:

$$\frac{w}{h} = 0.75 \left(\frac{L}{h} \right)^{0.55} \quad (16)$$

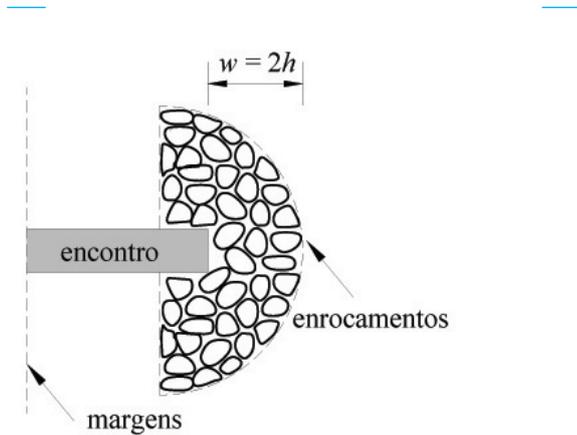


Figura 13 – Planta tipo de tapetes de enrocamento para encontros aparentes com muros verticais, de acordo com Richardson e Davis (1995).

Para encontros perdidos, Melville e Coleman (2000) sugeriram a utilização da solução apresentada na Figura 14. A figura indica que os tapetes se devem estender numa largura $w = H/\sqrt{h_{se}}$. Neste contexto, h_{se} é a profundidade de equilíbrio da previsível cavidade de erosão num fundo não protegido.

Esta equação, representada na Figura 15, é válida para encontros aparentes com muro vertical e para encontros perdidos desde que $L/h \leq 9.0$. Para valores superiores de L/h , pode-se considerar $w/h = 2.5$.

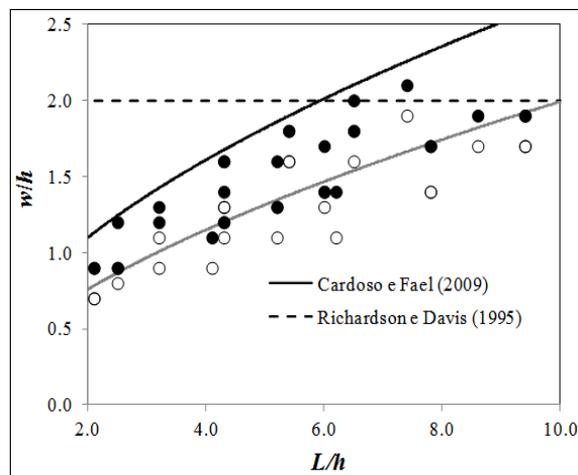


Figura 15 – Variação de w/h em função de L/h .

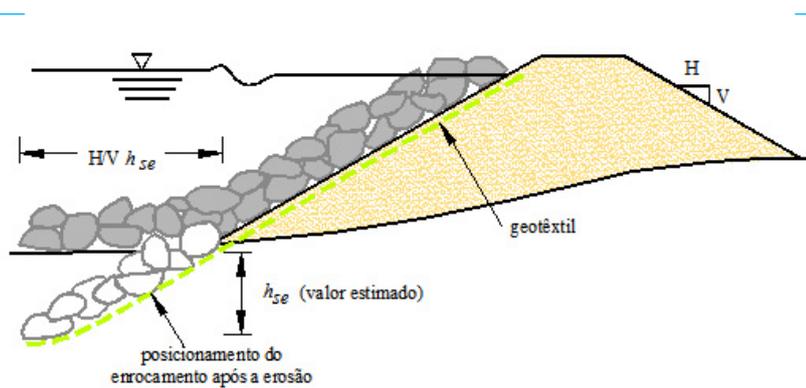


Figura 14 – Tapete de enrocamento colocado sobre filtro de geotêxtil (Melville e Coleman, 2000).

Cardoso *et al.* (2010 b) também salientaram que, embora não tenha sido efetuada a avaliação sistemática das variáveis w_u e w_d , (ver Figura 16), é possível considerar $w_d = 0$ e $w_u = \text{mínimo } \{L_p, 2h\}$ sem risco de rutura de bordo.

4.5. Distância vertical dos tapetes ao fundo

Não são conhecidos estudos sobre a influência da migração das configurações de fundo no comportamento dos tapetes de pé. Como se referiu, quando os encontros são construídos no leito de cheia, não se desenvolvem, em geral, configurações de fundo e, como tal, não existe o risco de rutura por afundamento dos tapetes em consequência da passagem das respetivas cavas.

Quando, excepcionalmente, se projetam encontros no leito principal, podem desenvolver-se dunas ou antidunas, impondo-se a necessidade de mitigar a rutura associada à migração das configurações do fundo. Na Nova Zelândia, o "Ministry of Works and Development" (1979) recomenda, para o efeito, a colocação do tapete de pé ao nível da profundidade previsível da cavidade de erosão. Esta solução parece muito conservadora e dispendiosa. Na ausência de orientações mais específicas, entende-se que os tapetes de pé devem afundar-se à cota expectável do leito associada às cavas das configurações de fundo.

5. FILTROS

5.1. Considerações gerais

Ficou claro anteriormente e, em particular, no parágrafo 4.3, que a melhor solução prática para mitigar a rutura

dos vários tipos de tapetes por sifonagem consiste na colocação de filtros inferiormente aos tapetes. Os blocos dos tapetes fixam os filtros que, por sua vez, previnem a ocorrência de erosões localizadas. Os filtros podem ser granulares ou geotécnicos e sintéticos ou de geotêxtil. Apresentam-se a seguir algumas recomendações a respeitar no dimensionamento e instalação dos filtros.

5.2. Filtros de geotêxtil

Se os fundos aluvionares forem constituídos por areia, há vantagens em utilizar filtros de geotêxtil. Estes filtros, que promovem o comportamento de conjunto dos tapetes, aumentando a respetiva estabilidade, devem respeitar as seguintes recomendações:

- Com exceção dos tapetes de ensacados de argamassa, a área coberta pelos filtros deve ser inferior à dos tapetes. A distância ao limite dos tapetes deve ser da ordem de $D/\cos\beta$ para tapetes de enrocamento, de colchões Reno ou de blocos artificiais soltos e da ordem de $0.5D/\cos\beta$ para tapetes de lajetas artificiais ligadas por cabos.
- Devem ser suficientemente permeáveis para que não se instalem subpressões suscetíveis de originar o levantamento dos filtros e dos tapetes, durante as cheias.
- Não devem ser tão abertos que possam ser atravessados por uma percentagem significativa de partículas finas do material do fundo. Em alguns casos, este objetivo só é alcançável colocando um filtro granular inferiormente ao geotêxtil.
- Devem ser suficientemente resistentes para

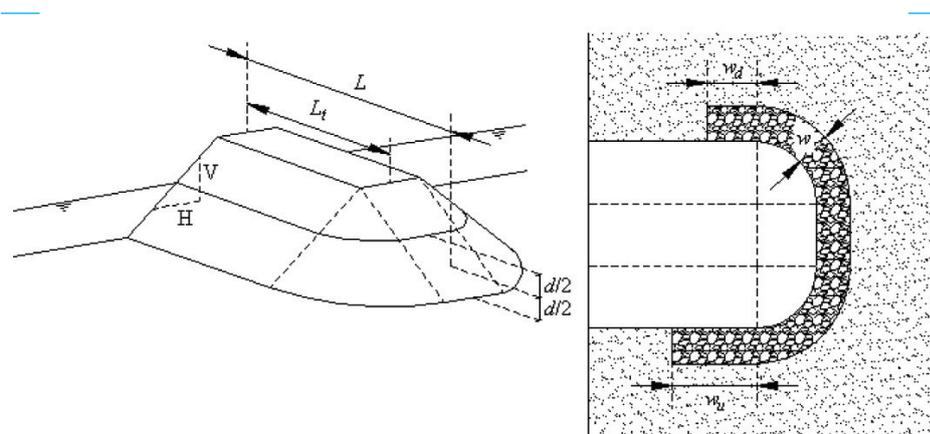


Figura 16 – Perspetiva e planta esquemática de encontros.

poderem ser cosidos ou pregados a pilares sem romperem, uma vez que pequenos orifícios podem dar origem a infraescavações significativas.

- Devem ter durabilidades da ordem de 100 anos nas condições concretas de instalação.
- Devem ser resistentes à ação dos raios ultravioleta.
- Em troços sujeitos a erosão e deposição alternadas e generalizadas, tanto o geotêxtil como o tapete que se lhe sobrepõe, devem ser colocados ao nível mínimo do fundo correspondente à fase de erosão generalizada.

Os filtros de geotêxtil não devem ser utilizados em rios com fundo de seixo devido à natureza abrasiva dos seixos. Instalam-se preferencialmente em período de estiagem e devem ser fornecidos com duas mangas: uma no perímetro interior, a colocar junto ao pilar ou encontros, e outra no perímetro exterior.

A manga exterior deverá conter um cabo ligado a vários ganchos que servem para estender o filtro e prendê-lo ao fundo; pode ser cheia com cascalho com funções de balastro na fase de descida do geotêxtil.

No caso de pilares, na manga interior é colocado um tubo flexível, durável, no interior do qual se manipula um cabo com os mesmos requisitos. O cabo é esticado e agrafado ao perímetro do pilar de forma a eliminar quaisquer aberturas através das quais os sedimentos do fundo possam ser aspirados. Quando este objetivo não é completamente atingido, as zonas das aberturas devem ser preenchidas por filtros granulares.

5.3. Filtros granulares

Os filtros granulares podem ser adotados em situações em que os filtros de geotêxtil não sejam aplicáveis, designadamente em rios com fundo de seixo. Não se dispendo de geotêxtil, podem ainda ser utilizados em fundos de areia. Em caso algum poderão ser utilizados em tapetes de lajetas artificiais ligadas por cabos.

Apesar de recomendados por autores como Neil (1973), estes filtros podem ser difíceis de construir. Além disso, uma vez construídos, podem sofrer deformações e ser total ou parcialmente destruídos em fundos em que ocorra a formação de dunas ou antidunas.

O dimensionamento de filtros granulares deve respeitar as relações de Terzagui:

$$\frac{D_{50}(\text{filtro})}{D_{50}(\text{material do fundo})} < 40 \quad 5 < \frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{50}(\text{material do fundo})} < 40$$

$$\frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{85}(\text{material do fundo})} < 40$$

No caso de os blocos dos tapetes de proteção satisfazerem, eles próprios, as relações anteriores, deixa de ser necessária a colocação de filtros. Quando se aplicam, estes filtros devem cobrir toda a área a proteger com enrocamento, colchões Reno ou ensacados de argamassa.

SIMBOLOGIA

<i>a, b</i>	Coefficientes na equação da intensidade de escoamento crítica
<i>B</i>	Largura da secção transversal do escoamento
<i>B₁, C₁</i>	Extensão do tapete de enrocamento
<i>B₂, C₂</i>	Extensão do filtro de geotêxtil
<i>C</i>	Coefficiente
<i>C_l</i>	Coefficiente que traduz a influência da localização do pilar
<i>C_h</i>	Coefficiente que traduz a influência do nível do topo da camada dos toscanos relativamente ao fundo
<i>K_f</i>	Coefficiente de forma dos pilares
<i>d</i>	Espessura do tapete de enrocamento
<i>D</i>	Menor dimensão do pilar
<i>D₅₀</i>	Diâmetro mediano do material do fundo
<i>D_{e50}</i>	Diâmetro mediano dos blocos de enrocamento
<i>D_{en}</i>	Diâmetro de peneiração dos blocos de enrocamento tal que n% em peso é mais fino
<i>D_{eq}</i>	Diâmetro equivalente de cada unidade artificial
<i>D_n</i>	Diâmetro de peneiração do material do fundo tal que n% em peso é mais fino
<i>e</i>	Espessura da camada de brita
<i>F_r</i>	Número de Froude do escoamento
<i>F_{rsc}</i>	Número de Froude do escoamento na secção contraída
<i>g</i>	Aceleração da gravidade
<i>G</i>	Peso dos blocos artificiais por unidade de área de tapete
<i>h</i>	Profundidade média do escoamento de aproximação para o caudal de projecto
<i>H_{ba}</i>	Altura dos blocos artificiais
<i>h_{sc}</i>	Altura do escoamento na secção contraída
<i>h_{se}</i>	Profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão
<i>I_s</i>	Intensidade de escoamento crítica
<i>I_{s0}</i>	Parâmetro que depende da inclinação das espaldas
<i>i_v</i>	Índice de vazios

L	Comprimento do pilar ou do encontro
N	Número de camadas de enrocamento
s	Densidade dos blocos de enrocamento
s_{ba}	Densidade do material dos blocos artificiais
S_f	Factor de segurança
u_*	Velocidade de atrito junto ao fundo
u_{*c}	Velocidade de atrito junto ao fundo crítica
u_{*ce}	Velocidade de atrito crítica do enrocamento
U	Velocidade média do escoamento de aproximação
U^*	Velocidade média do escoamento de aproximação corrigida
U_c	Velocidade média de início do movimento junto ao pilar
U_s	Velocidade média do escoamento de aproximação acima da qual ocorre rutura por atrito junto ao encontro
U_{sc}	Velocidade média do escoamento na secção contraída
w_i	Principal dimensão característica do tapete
w_u, w_d	Dimensões dos tapetes
Y_r	Profundidade de colocação do tapete abaixo do nível do leito
β	Ângulo de enviesamento do escoamento relativamente à direcção do eixo longitudinal da secção do pilar
ρ_{ba}	Massa volúmica do material dos blocos artificiais

BIBLIOGRAFIA

Agostini, R., Cesario, L., Ferraiolo, F. & Papetti, A. (1988). *Structures flexibles en gabions et matelas Reno pour les tronçons torrentiels et fluviaux*. Officine Maccaferri S.p.A., Bologne, Italie.

Atayee, A.T., Pagán-Ortiz, J.E., Jones, J.S. & Kilgore, R.T. (1993). *A study of riprap as scour protection for spill-through abutments*. Proceedings, ASCE Hydraulic Conf., ASCE, New York.

Bertoldi, D. A., and Jones, J. S. (1994). *An Experimental Study of Scour Protection Alternatives at Bridge Piers*. Turner-Fairbank Laboratory, Federal Highway Administration.

Blodgett, J.C. & McConaughy, C.E. (1985). *Evaluation of rock riprap design practices for protection of channels near highway structures—Phase I*. Preliminary Report subject to revision, prepared by the U.S. Geological Survey in co-operation with Federal Highway

Administration, Washington, U.S. Department of Transportation, U.S.A.

Bonassondas, M. (1973). *Flow structure and problems at circular bridge piers*. Oscar V. Miller Institute. Munich Technical University, Munich, Germany, Repost 28.

Breusers, H.N.C. & Raudkivi, A.J. (1991). *Scouring, Hydraulics Structures Design Manual*. IAHR A.A. Balkema ed., Rotterdam.

Cardoso, A.H. & Fael, C.M.S. (2009). *Protecting vertical-wall abutments with riprap-mattresses*. Journal Hydraulic Engineering, 135(6), 457–465.

Cardoso, A.H., Simarro, G., Fael, C.M.S, Le Doucen, O. & Schleiss, A. (2010 b). *Toe protection for spill-through and vertical-wall abutments*. Journal of Hydraulic Research, 48(4), 491–498.

Cardoso, A.H., Simarro, G., Le Doucen, O. & Schleiss, A. (2010 a). *Sizing of riprap for spill-through abutments*. Journal ICE Water Management 163 Issue WMI.

Chiew, Y.M. & Lim, F.H. (2000). *Failure behaviour of riprap layer at bridge piers under live-bed conditions*. Journal of Hydraulic Engineering, 126(1), pp. 43–55.

Chiew, Y.M. (1995). *Mechanics of riprap failure at bridge piers*. Journal of Hydraulic Engineering, 121(9), pp. 635–643.

Fael, C.M.S. (2007). *Erosões localizadas junto de encontros de pontes e respectivas medidas de protecção*. Tese de Doutoramento, Universidade da Beira Interior, Covilhã.

Fotherby, L.M. & Ruff, J.F. (1995). *Bridge Scour Protection System Using Toskanes - Phase 1*. Pennsylvania Department of Transportation, Report 91–02.

Fotherby, L.M. (1992). *Footings, mats, grout bags and tetrapods: Protection methods against local scour at bridge piers*. M.S. thesis, Colorado State University, Fort Collins, Colorado, U.S.A.

Jones, J.S., Bertoldi, D. & Stein, S. (1995). *Alternative scour countermeasures*. Proceedings, 1st International Conference on Water Resources. Part 2 (of 2), Vol. 2, American Society of Civil Engineers.

Lagasse, P.F., Zevenbergen, L.W., Schall, J.D. & Cloper, P.E. (2001). *Bridge scour and stream stability countermeasures*. Hydraulic Engineering Circular 23 (HEC-23). Report FHWA-NH1-01-003. Federal Highway Administration, Washington, DC.

Lauchlan, C.S. & Melville, B.W. (2001). *Riprap protection at bridge piers*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 127(5), pp. 412–418.

- Lauchlan, C.S. (1999). *Countermeasures for pier scour*. PhD. thesis, University of Auckland, Auckland, New Zealand.
- Lim, F.H. & Chiew, Y.M. (2001). *Parametric study of riprap failure around bridge piers*. Journal of Hydraulic Research, 39(1), pp. 61–72.
- Maynard, S.T. (1995). *Gabion-matress channel-protection design*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 121, pp. 1035–1039.
- McCorquodale, J.A., Moawad, A., & McCorquodale, A.C. (1993). *Cable-tied block erosion protection*. *Hydraulic Engineering (1993)*, American Society of Civil Engineers conference.
- Melville, B., Ballegooy, S., Coleman, S. & Barkdoll, B. (2006). *Countermeasure toe protection at spill-through abutments*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 132(3), pp. 235–245.
- Melville, B., Ballegooy, S., Coleman, S. & Barkdoll, B. (2007). *Riprap size selection at wing-wall abutments*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 133(11), pp. 1265–1269.
- Melville, B.W. & Coleman, E. (2000). *Bridge scour*. Water Resources Publications, LLC.
- Ministry of Works and Development (1979). *Code of practice for the design of bridge waterways*. Civil Division Publication CDP 705/C, Ministry of Works and Development, Wellington, New Zealand, p. 57.
- Neil, C.R. (1973). *Guide to Bridge Hydraulics*. Roads and Transportation Association of Canada, University of Toronto Press.
- Pagán-Ortiz, J. (1991). *Stability of rock riprap for protection at the toe abutments located at the floodplain*. Federal Highway Administration. Research Report FHWA-RD-91-057, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.
- Parker, G., Toro-Escobar, C., Voigt, R.L., Melville, B.W., Hadfield, A., Lauchlan, C, Chiew, Y.M., Parola, A.C. & Hagerty, D.J. (1998). *Countermeasures to protect bridge piers from scour*. User's guide, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council, USA.
- Parola, A.C. & Jones, S.D. (1991). *Sizing riprap to protect bridge piers from scour*. Transportation Research Record, USA.
- Parola, A.C. (1993). *Stability of Riprap at Bridge Piers*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 119(10), pp. 1080–1093.
- Quazi, M.E. & Peterson, A.W. (1973). *A method for bridge pier riprap design*, Proceedings of the First Canadian Hydraulics Conference, Edmonton, Canada, pp. 99–106.
- Richardson, E.V. & Davis, S.R. (1995). *Evaluating scour at bridges*. Hydraulic Engineering Circular n° 18 (HEC-18), 3ª edition, Office of Technology Applications, HTA-22, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, Report n° FHWA-IP-90-017, p. 204.
- Simons, D.B., Chen, Y.H. & Swenson, L.J. (1984). *Hydraulic test to develop design criteria for the use of Reno mattresses*. Report, Colorado State University, Fort Collins, Colorado, U.S.A.

SIMULAÇÃO DO FLUXO HÍDRICO SUBTERRÂNEO POR ESTIMATIVA DE PARÂMETROS USANDO CARGAS HIDRÁULICAS OBSERVADAS: CASO DO CARIRI CEARENSE, BRASIL

SIMULATION OF GROUNDWATER FLOW BY ESTIMATION OF PARAMETERS USING OBSERVED HYDRAULIC HEADS: CASE CARIRI CEARENSE, BRAZIL

Claudio Damasceno de Souza

Engenheiro Civil /// Estudante de doutoramento em Recursos Hídricos pela Universidade Federal do Ceará /// Campus do Pici, CEP-60445-760. Bloco 713. Fortaleza-Ceará /// E-mail: claudioufcd@gmail.com

Marco Aurélio Holanda de Castro

Professor do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Universidade Federal do Ceará /// Campus do Pici, CEP- 60445-760. Bloco 713. Fortaleza-Ceará /// E-mail: marco@ufc.br

RESUMO: Esta pesquisa simulou o fluxo hídrico subterrâneo, numa área inserida ao sul do estado do Ceará, englobando as cidades de Juazeiro do Norte, Crato e parte de Barbalha, situadas no vale do Cariri. Para isso foi utilizado o pacote MODFLOW, modelo tridimensional de diferenças finitas do fluxo de água subterrânea, contido no programa Processing MODFLOW Pro. Adicionalmente foi desenvolvido um programa em linguagem FORTRAN (Fortran 90 – Compaq Visual Fortran Versão 6.5), que utiliza o método do gradiente hidráulico alternativo (MIGHA), para fazer a calibração do modelo a partir dos dados observados de carga hidráulica. Os resultados indicam o comportamento do fluxo hídrico subterrâneo na região de estudo para cenários seco e chuvoso. O método de calibração iterativa desenvolvido mostrou-se dependente da quantidade dos dados de nível potenciométrico dos poços e de sua distribuição uniforme na área simulada.

Palavras-chave: água subterrânea, Cariri, PMWIN.

ABSTRACT: *The main objective of this research is to use a computer code to simulate groundwater flow in an area in the south of the state of Ceará situated between the cities of Crato, Juazeiro do Norte and Barbalha, in the "Cariri" Valley. The computer code used was MODFLOW, a 3-D finite difference groundwater flow model. Two different scenarios were simulated: the rainy and the dry season. Besides, a code using the computer language FORTRAN was developed, which proposes an alternative to calibrate the model using hydraulic gradients instead of the usual hydraulic heads as the "objective" functions. The results indicate the behavior of the groundwater flow in the study area for sceneries dry and wet. The iterative method of calibration has proven to be dependent on the amount of data potentiometric level of the wells and its uniform distribution in the simulated area.*

Keywords: Groundwater, Cariri, PMWIN.

1. INTRODUÇÃO

O Brasil é um país rico em recursos hídricos, mas esses recursos não são tão bem distribuídos. O semiárido nordestino é um exemplo dessa má distribuição, com suas altas taxas de evapotranspiração e baixos índices pluviométricos, sofrendo secas frequentes, em média uma vez a cada década. Para aumentar as dificuldades da região, 85% da área encontra-se sobre rochas cristalinas impermeáveis, onde a água subterrânea pode ser localizada nas fraturas das rochas, mas as vezes de má qualidade e a sua distribuição espacial nessa região se faz de maneira extremamente heterogênea. Assim, o problema social a ser enfrentado correlaciona-se com a escassez de oferta de água e com a ausência de planejamento adequado para o aproveitamento dos aquíferos.

A região do Cariri, na bacia hidrogeológica do Araripe, é abastecida em quase sua totalidade por água subterrânea, possuindo os melhores sistemas aquíferos do estado do Ceará (VERÍSSIMO, 1999). As cidades de Juazeiro do Norte, Crato e Barbalha se abastecem de poços tubulares, cacimbões e/ou fontes. O acelerado crescimento da população e da indústria na região tem concorrido para um aumento no consumo de água subterrânea. O uso desordenado e a ausência de medidas de proteção desse manancial levam à necessidade mais urgente de uma definição de regras e critérios para gerenciar tais recursos.

A exploração racional e sustentável dos recursos hídricos subterrâneos requer que sejam realizadas, antes do uso real desses aquíferos, simulações que possam nos indicar o comportamento dos aquíferos quando submetidos aos vários tipos de bombeamento e recarga reais. Tais simulações atualmente são feitas através de Modelos Computacionais Numéricos, os quais exigem um conhecimento preciso de características hidrogeológicas dos aquíferos, tais como Condutividade Hidráulica (principal característica), Coeficiente de Armazenamento e Retenção específica.

Segundo Schuster e Araújo (2004) a calibração de parâmetros é uma etapa muito importante na modelagem de um sistema aquífero e consome o maior tempo no procedimento de simulação numérica. Inúmeras técnicas têm sido desenvolvidas e são discutidas nos trabalhos de Yeh (1986), Carrera e Neuman (1986), Carrera (1987), Sun (1994), McLaughlin e Towley (1996), Guo e Zhang (2000) e Schuster e Araújo (2004).

A abordagem clássica dos procedimentos de estimação de parâmetros hidrodinâmicos fundamenta-se na minimização, através da técnica inversa dos mínimos quadrados, de uma função objetivo composta pela diferença entre as cargas observadas e calculadas. Esta metodologia está implementada em códigos computacionais, destacando o MODINV (DOHERTY, 1990), MODFLOWP (HILL, 1992), PEST (DOHERTY, 1994) e o UCODE (POETER e HILL, 1998).

No início dos anos 2000, Guo e Zhang (2000) e, depois, Schuster e Araújo (2004) desenvolveram a técnica de estimação de parâmetros hidrodinâmicos baseada na minimização do gradiente hidráulico observado e calculado. Esta foi uma tentativa de abandonar a abordagem clássica na estimação de parâmetros hidrodinâmicos.

A utilização da modelagem computacional serve como ferramenta de apoio e fonte de informações adicionais para o acompanhamento da dinâmica local da área estudada. Como os modelos em outros campos de estudo, os modelos de fluxo em água subterrânea são uma simplificação do sistema real existente. A utilização dos modelos pode dar excelentes resultados na previsão do comportamento dos aquíferos desde que se tenha o conhecimento adequado das propriedades fundamentais do meio poroso e das iterações entre os processos físicos no sistema de interesse, permitindo assim um planejamento racional do aproveitamento dos recursos hídricos em questão.

2. OBJETIVOS

Esse trabalho objetiva determinar a modelagem, com o Processing MODFLOW Pro, do comportamento do fluxo de água subterrânea em um sistema de aquífero no Vale do Cariri englobando as cidades de Juazeiro do Norte, Crato e Barbalha e a realização de um procedimento de calibração do modelo utilizando um método inverso de estimativa de parâmetros a partir do gradiente hidráulico das cargas hidráulicas observadas em campo.

3. METODOLOGIA

A metodologia de estudo para a elaboração desta pesquisa consistiu, primeiramente, na definição de uma área, situada na região do Cariri cearense, para a realização da modelagem do fluxo hídrico subterrâneo com o PMWIN. Esta parte do trabalho relata a

O texto deste artigo foi submetido para revisão e possível publicação em outubro de 2012, tendo sido aceite pela Comissão de Editores Científicos Associados em fevereiro de 2013. Este artigo é parte integrante da *Revista Recursos Hídricos*, Vol. 34, Nº 1, 43-61, maio de 2013.
© APRH, ISSN 0870-1741 | DOI 10.5894/rh34n1-4

definição da área de estudo, dos principais aspectos físicos da região, da aquisição de dados necessários para a simulação e do procedimento com o Processing MODFLOW Pro (PMWIN).

3.1. Definição da área de estudo

A área para o estudo engloba os municípios de Juazeiro do Norte, Crato e parte de Barbalha, mas para uma avaliação hidrogeológica é preciso definir fronteiras mais representativas, embasadas nos contornos hidrográficos da região ou em outras estruturas reconhecidas para uma correta simulação que permitam definir todo domínio de contribuição hidrogeológica.

Assim, este domínio foi delimitado a partir da superposição de mapas dos dados disponíveis, sendo estes: localização dos poços com medições de nível estático e com medições de vazões; e os mapas contendo a topografia, a hidrografia e as definições dos sistemas de aquíferos da bacia sedimentar do Cariri.

Em termos de coordenadas geográficas a área de pesquisa delimitou-se entre os paralelos 449000 e 481000, de longitude leste, e os meridianos 9185000 e 9216000, de latitude norte, na região sul do estado do Ceará, Região Nordeste do Brasil.

A área engloba, em termos geopolíticos, os municípios de Barbalha, Crato e Juazeiro do Norte. E compreende uma superfície de aproximadamente 493 km² e um perímetro de 131 km.

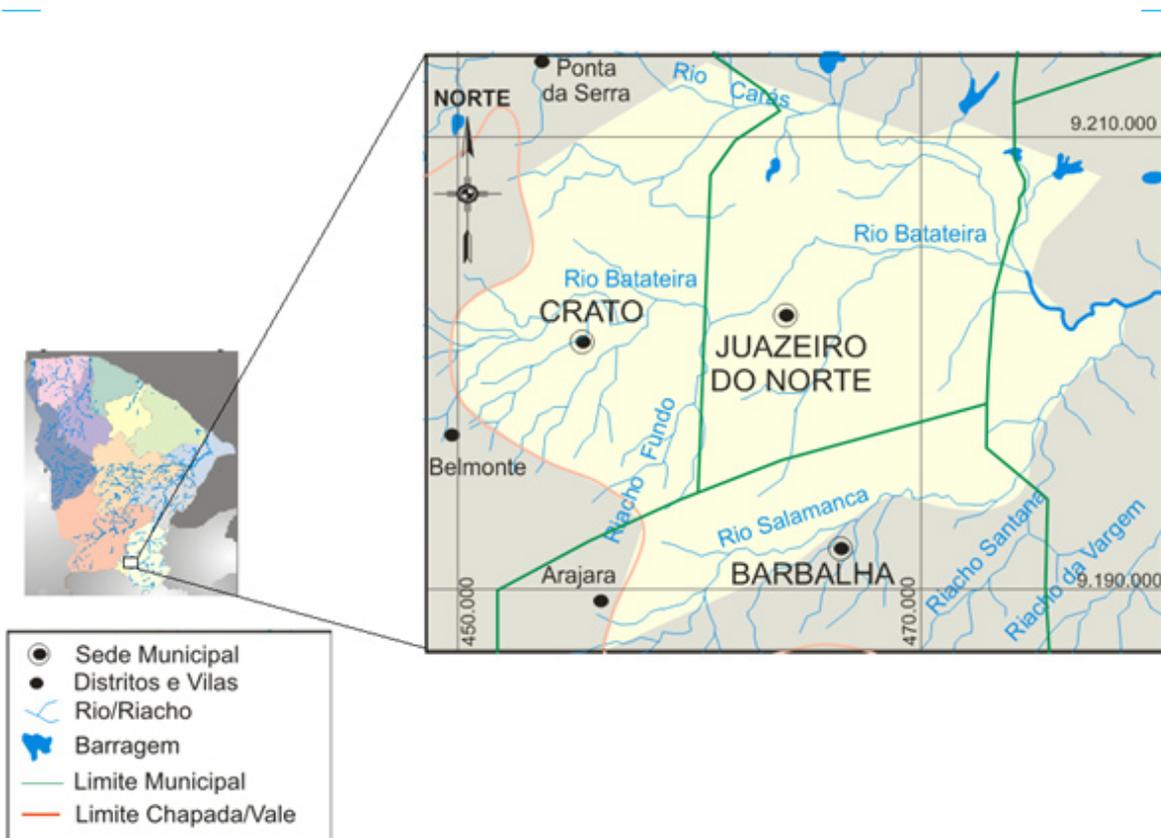


Figura 1 - Localização da área de estudo, ao sul do estado do Ceará, com o contorno destacado em amarelo. Fonte: Modificado da COGERH - Companhia de Gestão dos Recursos Hídricos do estado do Ceará.

3.2. Descrição da área de estudo

A breve descrição fisiográfica da área de estudo se faz indispensável na metodologia deste trabalho pelo motivo de que esses dados são condições necessárias para a modelagem computacional, tais como a precipitação pluvial e as características geológicas.

O clima na região é o semi-árido, com chuvas concentradas no período de janeiro a abril. A seca estacional ocorre todos os anos, no segundo semestre, aproximadamente de maio a dezembro e faz parte do regime hidrológico da região, e a seca periódica que ocorre de tempos em tempos, impedindo a produção agrícola e prejudicando a pecuária. As temperaturas médias anuais na região de estudo são muito pouco variáveis (entre 24°C e 26°C) (IPLANCE, 1997).

Nesta região, a evapotranspiração potencial apresenta valores elevados, sendo o município de Barbalha o detentor dos maiores índices (1566 mm/ano). De uma maneira geral, observou-se que no período de setembro a dezembro registram-se os maiores valores mensais de evapotranspiração potencial, ao passo que, no período de fevereiro a maio ocorrem os maiores valores mensais de evapotranspiração real (e.g. IPLANCE, 1997; COSTA *et al.* 1998).

3.2.1. Geomorfologia / Geologia

Neste trabalho, seguindo a descrição contida em DNPM (1996, in GOLDBERGER/PIVOT, 2005b), optou-se por dividir a Bacia do Araripe em três domínios geomorfológicos distintos: a Zona de Chapada, a Zona de Talude e a Zona de Pediplano, sendo que a nossa área de estudo só engloba os dois últimos domínios geomorfológicos. Seguiu-se essa divisão, pois é mais condizente com os objetivos deste estudo, já que dividimos a área em dois sistemas de aquífero: inferior e médio. Tendo como limite o sistema de aquífero médio na Zona de Talude. A zona de talude representa uma unidade de grande importância sob o ponto de vista hidrogeológico: nela ocorrem as principais surgências de água na região (fontes), responsáveis pelo funcionamento da rede de drenagens superficiais que atravessam o Vale do Cariri.

Na zona de pediplano ou depressão sertaneja corresponde a porção de relevos suaves e pouco dissecados, caracterizada por morros alongados entremeados por vales amplos de fundo plano, com cotas médias de aproximadamente 400 metros. Abaixo o mapa geológico da área de trabalho.

3.3. Entrada de Dados do Modelo

O modelo utilizado para simulação do fluxo subterrâneo é o MODFLOW, pacote contido no programa

Processing Modflow Pro uma versão avançada do Processing Modflow para Windows. Para a concepção da modelagem, foram adquiridas, em fontes literárias e em órgãos federal e estadual, as informações necessárias para a simulação com o PMWIN.

3.3.1. Malha do modelo

A discretização do modelo é feita em um *grid* em três dimensões onde admitimos as camadas com seus respectivos litotipos. A área do modelo possui dimensões de 32000 x 31000 metros perfazendo uma área de 992 km², sendo 493 km² de área ativa. A distribuição horizontal da malha foi discretizada em células retangulares de 320 x 310 metros.

Em profundidade o modelo foi dividido em cinco camadas. Por questões didáticas e de simplificação dividiu-se o sistema aquífero em dois: aquífero inferior e médio. Na parte norte, onde se encontra o sistema aquífero inferior, formação Mauriti e parte basal da Formação Brejo Santo, apenas uma camada foi considerada com as características da formação Mauriti. Na parte sul, onde se têm o sistema aquífero médio, a formação Mauriti fica na base do sistema aquífero. Na ordem de baixo para cima, no sistema aquífero médio, as formações são: Mauriti, Brejo Santo, Missão Velha, Abaiara e Rio da Batateira. O nível altimétrico da superfície varia de 399 a 716 metros e da base da última camada de -1299 a -800 metros.

3.3.2. Topografia

Os dados de topografia foram editados a partir dos mapas de curva de nível, fornecidos pela COGERH - Companhia de Gestão dos Recursos Hídricos do estado do Ceará. Os arquivos fornecidos em CAD, com extensão *.dwg, possuem as curvas de nível de 40 em 40 metros. Foi realizado então um corte selecionando as curvas topográficas que estavam dentro na malha escolhida para o modelo. Em seguida foram alterados os tipos de entidades da curva, com a ferramenta UFC2 desenvolvida pelo Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Universidade Federal do Ceará. Essa edição com o UFC2 converteu as curvas de nível de Line para Spline. Em seguida, foi utilizado, um aplicativo denominado de expcurva.lsp, que transformava o arquivo *.dwg em arquivo texto (*.txt) e limitava o número de vértices com dados topográficos em 2000 pontos, uma vez que o pacote do PMWIN, Field Interpolator, que interpola dados para toda área do modelo, restringe os números de pontos para a interpolação.

Os dados para formação das camadas foram coletados de três seções geológicas na área de estudo

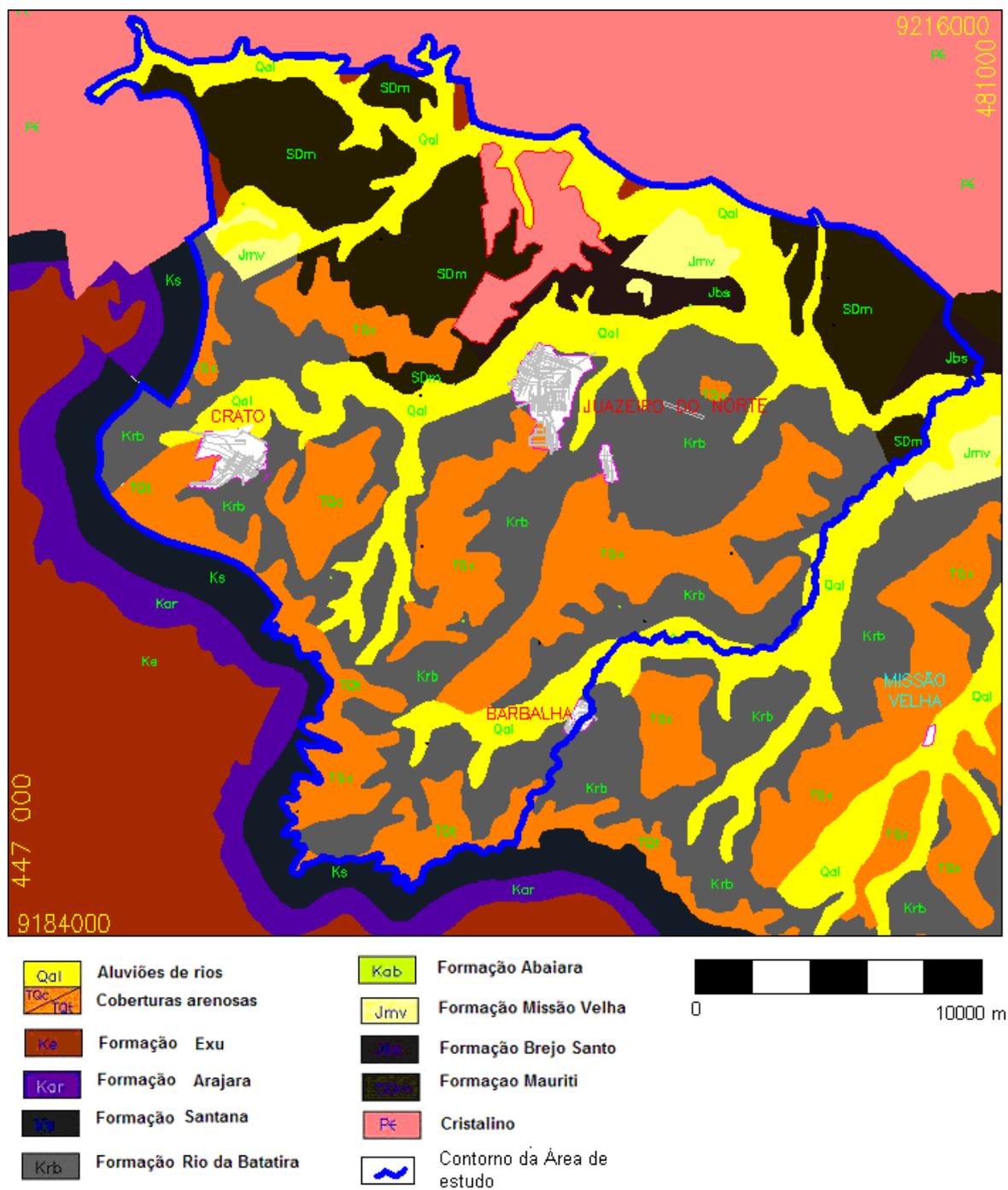


Figura 2 - Mapa geológico da área de estudo. Fonte: Modificado GOLDER/PIVOT, 2005b.

fornecidos pela COGERH, que foram retirados do projeto: *Implantação do Sistema de Monitoramento/Gestão de uma Área Piloto do Aquífero Missão Velha, na Bacia Sedimentar do Cariri* onde fizeram uma revisão bibliográfica da geofísica em trabalhos anteriores na área de estudo, não só os relacionados diretamente ao tema (geofísica), mas também outros, principalmente os de cunho estratigráfico, inclusive os perfis litológicos dos poços, de forma a auxiliar a interpretação das sondagens elétricas (SEV's).

O embasamento cristalino foi retirado de um trabalho realizado pelo laboratório de Geofísica de Prospecção e Sensoriamento Remoto (LGPSR/UFC) em parceria com a Divisão de Geociências do IBGE, realizado no Vale do Cariri, intitulado: *Caracterização da arquitetura interna das bacias do Vale do Cariri (NE do Brasil)* com base em modelagem gravimétrica 3-D.

3.3.3. Poços

Os poços da região foram fornecidos pela Companhia de Gestão dos Recursos Hídricos do Ceará (COGERH). Com os arquivos em forma de planilha contendo informações de poços de toda a região do Cariri, foi necessário realizar então uma triagem com os dados de nível estático e também com os dados de vazões dos poços.

Foi considerada uma média de 16 horas de bombeamento para os poços públicos e 8 horas de bombeamento para os poços privados.

Na região de talude, entre o vale e a chapada, considerou-se como condição de contorno as nascentes que afloram no pé da chapada, e como não existe um pacote de fluxo específico pra este caso utilizamos o pacote Well do PMWIN para simular água injetada no sistema Aquífero Médio. Este valor de drenança é de $2,0 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{ano}$ para o sistema Aquífero Médio (Kimura, 2003).

3.3.4. Rio Salamanca e rio Batateira

O rio Salamanca é uma das condições de contorno, limitando toda a área estudada na porção leste. Já o rio Batateira está inserido dentro da área de estudo sendo então necessário conhecer as características hidráulicas destes rios. Os dados utilizados neste trabalho foram baseados na observação dos rios da região e em trabalhos anteriores.

Para a entrada no pacote River do PMWIN, são necessários cinco dados: a condutância hidráulica do leito do rio, a carga hidráulica do rio, a elevação do fundo do rio, a largura do rio e a espessura do leito do rio. Os valores do nível de água no leito dos rios, em relação ao fundo, variam de 2 a 3 metros. A condutância

hidráulica do leito do rio foi de 10^{-5} m/s , valor compatível com outros estudos efetuados em regiões semi-áridas, segundo relatório final do "Modelamento Matemático da Área de Recarga do Aquífero Açú, Rio Grande do Norte", desenvolvido através do Programa de Água Subterrânea no Nordeste do Brasil (PROASNE).

3.3.5. Recarga

Para a simulação do modelo foi determinada a recarga através do balanço hídrico da região a partir dos dados pluviométricos dos postos Crato (latitude $07^\circ 13' \text{ S}$, longitude $39^\circ 23' \text{ W}$, altitude 421 m) e Juazeiro do Norte (latitude $07^\circ 23' \text{ S}$, longitude $39^\circ 23' \text{ W}$, altitude 650 m), que foram editados por uma rede cooperativa de pesquisa denominada: "Comportamento das Bacias Sedimentares da Região Semi-Árida do Nordeste Brasileiro", nas respectivas cidades. Neste balanço tem-se como resultado uma infiltração efetiva de aproximadamente 108.7 mm/ano em Juazeiro do Norte e 281.3 mm/ano em Crato.

Os dados resultantes do balanço hídrico executado, a partir dos dados de precipitação de 23 anos situados no período entre 1962 e 1987, eliminando as falhas, constam na Tabela 1.

3.3.6. Características Hidráulicas e Físicas do Aquífero

Em termos hidrogeológicos, para os sistemas de aquífero Médio e Inferior, as formações Rio da Batateira, Abaiara, Missão Velha, e Mauriti comportam-se, de modo geral, como unidades aquíferas (DNPM, 1996), enquanto a formação Brejo Santo se comporta predominantemente como aquífero (e.g. KIMURA, 2003). Assim a divisão hidrogeológica da bacia é feita da seguinte maneira:

- Sistema de Aquífero Médio (formações Rio da Batateira, Abaiara, Missão Velha) $\pm 500 \text{ m}$ de espessura.
- Aquífero Brejo Santo - $\pm 400 \text{ m}$ de espessura; e,
- Sistema de Aquífero Inferior (formação Mauriti e parte basal da formação Brejo Santo) - ± 60 a 100 m de espessura.

Na Tabela 2 é mostrado os parâmetros hidrogeológicos adotados da literatura.

3.3.7. Calibração

Para a calibração ser realizada pelo pacote PEST contido no PMWIN é necessário o conhecimento prévio do zoneamento das condutividades hidráulicas, e não

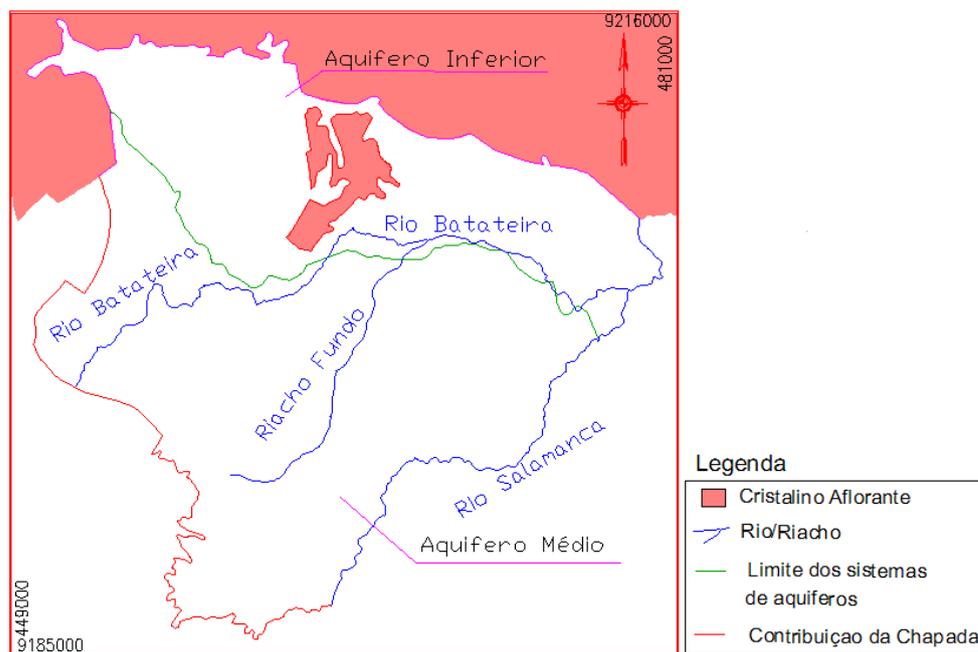


Figura 3 - Área de estudo delimitada pelos contornos utilizados no modelo conceitual. Fonte: Modificado GOLDER/PIVOT, 2005b.

Tabela 1 - Valores do balanço hídrico dos postos de Crato e Juazeiro do Norte.

	Juazeiro do Norte	Crato
Precipitação (mm)	918.60	1155.60
Evapotranspiração potencial (mm)	1524.30	1444.30
Evapotranspiração Real (mm)	709.90	755.70
Infiltração Efetiva (mm)	108.70	281.30

Tabela 2 - Parâmetros Hidrogeológicos para as unidades hidroestratigráficas que compõem os sistemas aquíferos da área de trabalho. Fonte: (1)SUDENE (1967); (2)DNPM (1996); (3)IPLANCE (1997); (4)DOMENICO & SCHWARTZ (1997); (5)ANJOS (2000); (6)MENDONÇA (2001); (7)KIMURA (2003).

Unidade	Condutividade Hidráulica K (m/s)	Armazenamento específico-S _s (1/m)	Coef. armazen. efetivo S _y	Porosidade efetiva	Porosidade total
Rio da Batateira	4.17x10 ⁻⁶ a 6.90x10 ⁻⁶ (6)	1.0x10 ⁻⁷ (6)	2.0x10 ⁻⁴ (2) a 8.0x10 ⁻³ (3)	0.1 (2)	0.32 a 0.48 (7)
Abaíara	1.6x10 ⁻⁵ a 5.0x10 ⁻⁵ (2)	1.0x10 ⁻⁷ (6)	2.0x10 ⁻⁴ (2) a 8.0x10 ⁻³ (3)	0.1 (2)	0.32 a 0.48 (7)
Missão Velha	1.6x10 ⁻⁵ a 5.0x10 ⁻⁵ (2)	1.0x10 ⁻⁷ (6)	2.0x10 ⁻⁴ (2) a 8.0x10 ⁻³ (3)	0.1 (2)	0.32 a 0.48 (7)
Brejo Santo	1.0x10 ⁻¹¹ a 4.7x10 ⁻⁹ (7)	1.3x10 ⁻³ (7)	0.01 a 0.18 (7)	0.005 a 0.05 (4)	0.45 a 0.55 (7)
Mauriti	4.0x10 ⁻⁶ (2)	-	1.0x10 ⁻⁴ (2)	0.02 (2)	0.1 a 0.2 (7)

se dispões desta informação, por isso foi desenvolvido um programa em linguagem FORTRAN (Fortran 90 – Compaq Visual Fortran Versão 6.5), pelo método do gradiente hidráulico alternativo (MIGHA), para se fazer a calibração a partir dos dados observados de carga hidráulica. Este método foi desenvolvido por Schuster (2002) para um projeto de consultoria. O exemplo de validação do método encontra-se na figura 4.

O exemplo foi aplicado a um modelamento estacionário de um estudo de caso hipotético aplicada em um aquífero aluvial não confinado, isotrópico e heterogêneo constituído por 4 zonas de condutividade hidráulica diferentes (Figura 4 à esquerda) ($K_1=1 \times 10^{-3}$ m/s, $K_2=4.9 \times 10^{-3}$ m/s, $K_3=5 \times 10^{-4}$ m/s, $K_4=9.9 \times 10^{-5}$ m/s). Porosidade efetiva é 0.1. Domínio discretizado em 42 células na direção x e 27 células na direção y com dimensões constantes de $\Delta x = \Delta y = 100$ m. Total de 1134 células, onde apenas 764 células são ativas. As condições de contorno do modelo são:

- Na parte Norte encontra se um rio com uma condutividade hidráulica do leito do rio de $K_{rio} = 1.3 \times 10^{-7}$ m/s;
- Contribuição da fronteira montanhosa de $Q = 0.012$ m³/s distribuído em 30 células, na parte Oeste;
- Na parte Sul fronteira impermeável;
- Contorno no lado Leste é do tipo carga hidráulica especificada com $h = 23$ m;
- Dois poços estão bombeando com as respectivas taxas de $W_1 = 0.02$ m³/s e $W_2 = 0.015$ m³/s;
- Recarga média anual de $R = 5 \times 10^{-9}$ m/s distribuída uniformemente;

- São instalados 22 poços de observação e com os dois de bombeamento, o número de observações dos níveis de água é 24.

Para fazer a calibração pelo pacote PEST contido no Processing Modflow Pro (Wen-Hsing Chiang, 2005) seria necessário conhecer o zoneamento como na figura 4. O MIGHA faz a mesma calibração, com a vantagem de não ser necessário conhecer esse zoneamento, a partir de uma matriz de cargas observadas obtidas dos poços observados em campo. O MIGHA diferentemente do PEST faz o ajuste tanto das cargas hidráulicas quanto do fluxo, já que se baseia na minimização das diferenças de gradientes hidráulicos. O que fornece equações com independência espacial, tornando o problema da otimização multidimensional (PEST) em um problema que pode ser resolvido através de múltiplos procedimentos simultâneos de otimização unidimensional.

O gradiente hidráulico ∇h é calculado em cada ponto (i, j) :

na direção x:

$$\nabla h_x(x_i, y_i) = \left(\frac{h(x_{i+1}, y_i) - h(x_{i-1}, y_i)}{x_{i+1} - x_{i-1}} \right) \quad (1)$$

na direção y:

$$\nabla h_y(x_i, y_i) = \left(\frac{h(x_i, y_{i+1}) - h(x_i, y_{i-1})}{y_{i+1} - y_{i-1}} \right) \quad (2)$$

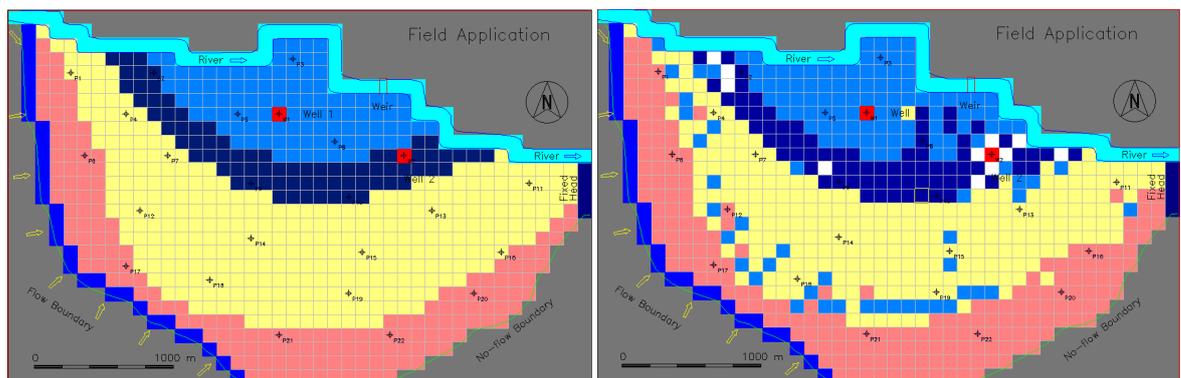


Figura 4 - Zoneamento da área com as respectivas condutividades hidráulicas e os contornos do modelo (à esquerda) e o zoneamento depois do processo de calibração pelo MIGHA (à direita).

O módulo do gradiente hidráulico, $|\nabla h|$, obtém-se pela expressão:

$$|\nabla h| = \sqrt{\nabla h_x^2 + \nabla h_y^2} \quad (3)$$

O critério de convergência é avaliado pela diminuição da raiz do erro quadrático médio (RMSEH) e da diminuição da média do somatório dos ângulos formados entre os vetores dos gradientes hidráulicos observados ($\nabla h^{i\text{obs}}$) e calculados ($\nabla h^{i\text{calc}}$).

$$\phi_j = \arccos \left(\frac{\nabla h_j^{i\text{obs}} \cdot \nabla h_j^{i\text{calc}}}{|\nabla h_j^{i\text{obs}}| \cdot |\nabla h_j^{i\text{calc}}|} \right) \quad (4)$$

$$RMSEH = \left[\frac{1}{M} \sum_{i=1}^M (h^{i\text{obs}} - h^{i\text{calc}})^2 \right]^{1/2} \quad (5)$$

onde M é o número de células ativas e $h^{i\text{obs}}$ é a carga hidráulica observada e $h^{i\text{calc}}$ carga hidráulica calculada na célula i no respectivo ciclo de iteração.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Foram simulados 3 cenários visando a caracterização do fluxo da água subterrânea no período chuvoso e no

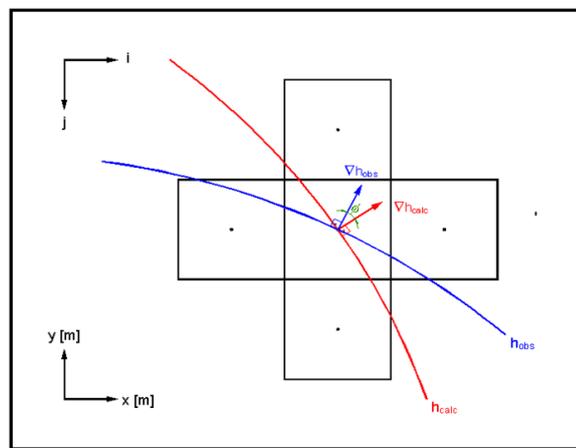


Figura 5 - Ângulo entre os vetores dos gradientes hidráulicos calculados e observados.

período seco. Uma simulação em regime permanente no período chuvoso e duas simulações em regime transiente nos períodos chuvoso e seco.

A primeira simulação, em regime estacionário, usou-se considerando a evapotranspiração, ou seja, recarga pela infiltração efetiva no período chuvoso. A segunda simulação em regime transiente foi feita no período chuvoso considerando os dados pluviométricos de dezembro a maio e a terceira simulação no período seco com os dados pluviométricos de junho a novembro.

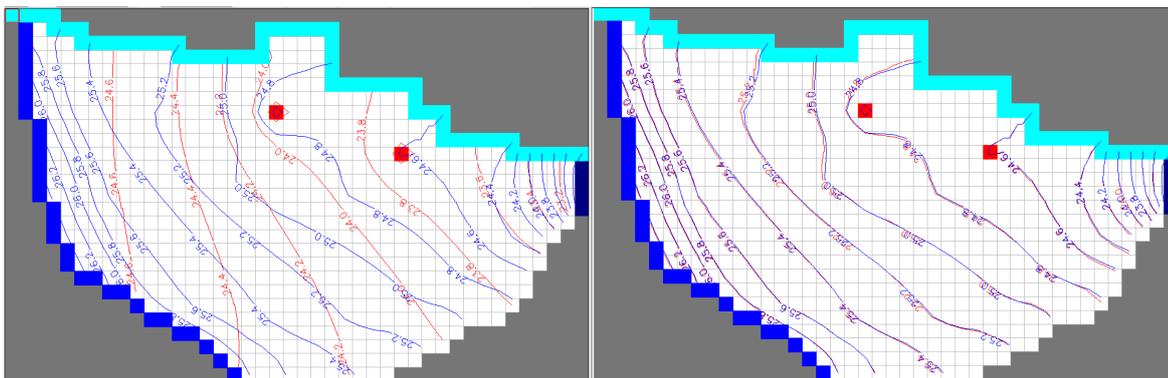


Figura 6 - Linhas potenciométricas observadas (medidas) em azul e calculadas (simuladas) em vermelho, iteração número 1 (à esquerda) e linhas potenciométricas observadas (medidas) em azul e calculadas (simuladas) em vermelho, iteração número 39, usando MIGHA (à direita).

Simulação 1 – Fluxo da água subterrânea em regime permanente no período chuvoso

A Simulação 1 realizada em regime permanente tem suas características mostradas na tabela.

Esta simulação apresentou linhas equipotenciais variando de 337.32 m a 453.44 m ao longo do aquífero, como mostrado na Figura 7, com um gradiente médio de 4.71×10^{-3} m/m. E velocidade média para cada camada mostrada na Tabela 4.

Tabela 3 - Características da simulação 1.

Parâmetros	Valores	
Condutividade Hidráulica (K)	Camada 1	Aquífero inferior - 9×10^{-6} m/s Aquífero médio - 5×10^{-6} m/s
	Camada 2	1×10^{-5} m/s
	Camada 3	1×10^{-5} m/s
	Camada 4	1×10^{-10} m/s
	Camada 5	4×10^{-6} m/s
Porosidade Efetiva	Camada 1	Aquífero inferior - 0.02 Aquífero médio - 0.1
	Camada 2	0.1
	Camada 3	0.1
	Camada 4	0.03
	Camada 5	0.02
Infiltração Efetiva	283 mm	

Tabela 4 - Velocidades médias das camadas para estado estacionário chuvoso.

Velocidade Média	Camada 1	Camada 2	Camada 3	Camada 4	Camada 5
	6.28 cm/dia	3.69 cm/dia	3.16 cm/dia	0.0407 cm/dia	1.08 cm/dia

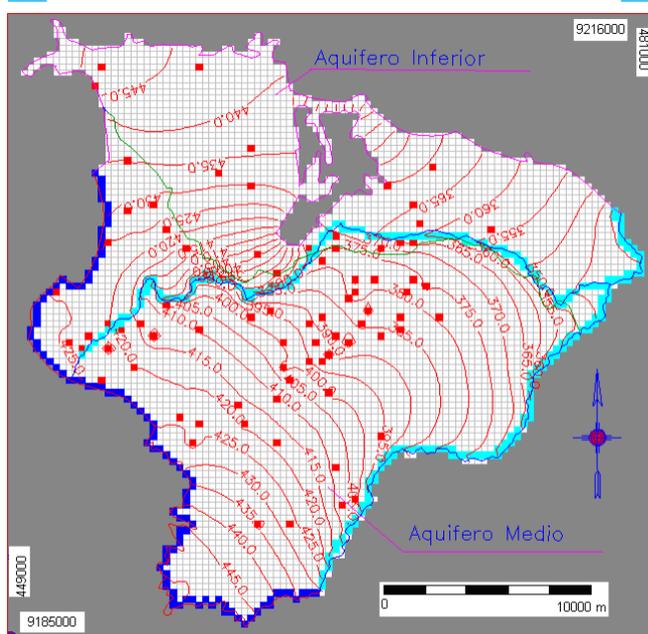


Figura 7 - Variação das linhas equipotenciais, de 5.0 em 5.0 metros, para a Simulação 1. *Simbologia:* Cursos d'água; Poços em uso; Contribuição da Chapada; Células inativas do modelo; Divisão dos sistemas aquíferos.

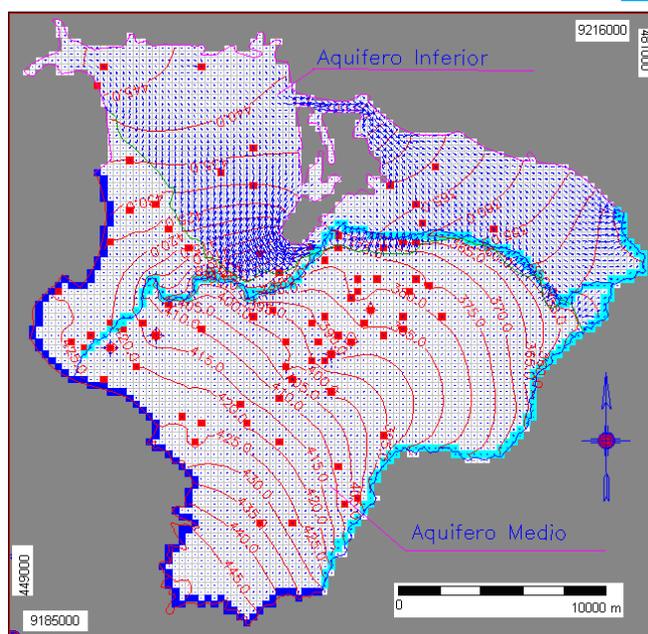


Figura 8 - Fluxo na camada superior para a Simulação 1. *Simbologia:* Cursos d'água; Poços em uso; Contribuição da Chapada; Células inativas do modelo; Divisão dos sistemas aquíferos. Vetor de Fluxo.

Simulação 2 – Fluxo da Água Subterrânea em Regime Transiente no Período Chuvoso

A Simulação 2 foi realizada em regime transiente para avaliar o comportamento do aquífero durante o período chuvoso, e suas características estão mostradas na tabela 5.

Esta simulação apresentou linhas equipotenciais variando de 337.34 m a 461.84 m ao longo do aquífero, como mostrado na Figura 9, com um gradiente médio de 5.05×10^{-3} m/m. E velocidade média para cada camada mostrada na Tabela 6.

Era esperado que os resultados da Simulação 1 e 2 fossem semelhantes, já que os dados de entrada foram os mesmos, mudando-se apenas o regime de escoamento. Comparando as duas simulações podemos perceber uma diferença entre as linhas potenciométricas e entre os gradientes de velocidades, isso pode ser explicado pelos valores de armazenamento específico, não muito confiáveis, utilizados na Simulação 2.

Simulação 3 – Fluxo da Água Subterrânea em Regime Transiente no Período Seco

A Simulação 3 foi realizada em regime transiente e suas características estão na tabela abaixo:

Esta simulação apresentou linhas equipotenciais variando de 337.33 m a 444.78 m ao longo do aquífero, como mostrado na Figura 11, com um gradiente médio de 3.69×10^{-3} m/m. E velocidade média para cada camada mostrada na Tabela 8.

4.1. Calibração

Com os dados disponíveis de duas fontes diferentes (COGERH e CPRM) foi possível obter as linhas potenciométricas observadas. Após se avaliar o comportamento do aquífero com os dados disponíveis da área fez-se uma tentativa de calibrar o modelo. Por não possuir dados de testes de bombeamento distribuídos em toda área pra que fosse possível elaborar os contornos da condutividade hidráulica, resolveu-se utilizar um método de calibração que leva em conta o gradiente hidráulico. Como citado, nos exemplos de validação o método mostrou-se eficiente e vantajoso.

Com os dados disponíveis foram geradas as linhas potenciométricas observadas a partir da distribuição dos níveis estáticos observados. Com os dados fornecidos pela COGERH conseguiu-se um total de 76 poços com nível estático e da CPRM apenas 12 poços na área de estudo. Abaixo têm se o mapa gerado pelos dados da COGERH.

Primeiramente utilizou-se os dados da COGERH por

serem em maior quantidade e melhor distribuídos na área e o resultado da raiz do erro quadrático médio variaram entre 49.35 metros no início do processo iterativo até 329.58 metros na iteração 15.

Com esses resultados pode-se ver que não foi possível calibrar o modelo com os dados observados. Uma explicação para o fato é que os dados fornecidos pela COGERH foram coletados em campanhas diferentes e com diferença de 2 anos de coleta (2001 e 2002). E ao longo do ano os níveis estáticos variam muito, além do que a distribuição e a quantidade destes poços é muito pequena comparada com a área de trabalho.

Apesar de não ter conseguido resultados satisfatórios com os poços da COGERH tentou-se fazer a calibração com a bateria de 12 poços (CPRM), com medições feitas em quatro campanhas entre os anos de 2005 e 2006, devido à frequência nessas medições e serem mais confiáveis. Os valores da raiz do erro quadrático médio foram melhores do que a tentativa anterior de calibração, mas mesmo assim não satisfatórios. A média dos ângulos ϕ (formado pelo vetor do gradiente hidráulico calculado e observado) chegou a um mínimo de 34.36 graus e a variância 74.47 m.

Alcançaram-se resultados melhores com a utilização de apenas 12 poços devido serem mais confiáveis e medidos em campanha regulares sem intervalos muito grandes como observamos nos dados da COGERH. Há uma impressão da convergência do modelo, mas com as condutividades hidráulicas obtidas na iteração 7 não foi possível rodar o modelo no PMWIN-Pro, devido os valores de condutividade hidráulica serem irrealistas pra a região.

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Os resultados das simulações dos cenários no período chuvoso e seco disponibilizam dados sobre o comportamento do aquífero e dão uma idéia da utilização dos recursos hídricos na área.

Apesar dos dados disponíveis e o modelo não conter todos os poços em funcionamento com os respectivos tempos de bombeamento diário, o modelo simulado mostra o comportamento do aquífero e a coerência do fluxo na direção do exultório dos rios da região, além de dar uma idéia na velocidade do fluxo em todas as camadas.

A diferença entre os resultados das simulações e os níveis potenciométricos obtidos dos níveis estáticos medidos em campo mostra que é necessário um melhor monitoramento e um planejamento prévio para a obtenção dos dados de campo. Assim os resultados serão mais fiéis à realidade.

Tabela 5 - Características da Simulação 2.

Parâmetros	Valores	
Condutividade Hidráulica (K)	Camada 1	Aqüífero inferior – 9×10^{-6} m/s
		Aqüífero médio – 5×10^{-6} m/s
	Camada 2	1×10^{-5} m/s
	Camada 3	1×10^{-5} m/s
	Camada 4	1×10^{-10} m/s
	Camada 5	4×10^{-6} m/s
Porosidade Efetiva	Camada 1	Aqüífero inferior – 0.02
		Aqüífero médio – 0.1
	Camada 2	0.1
	Camada 3	0.1
	Camada 4	0.03
	Camada 5	0.02
Armazenamento Específico	Camada 1	1×10^{-7} 1/m
	Camada 2	1×10^{-7} 1/m
	Camada 3	1×10^{-7} 1/m
	Camada 4	1.3×10^{-3} 1/m
	Camada 5	1×10^{-4} 1/m
Coeficiente de Armazenamento	Camada 1	Aqüífero inferior – 1×10^{-4}
		Aqüífero médio – 2×10^{-4}
	Camada 2	2×10^{-4}
	Camada 3	2×10^{-4}
	Camada 4	1×10^{-2}
	Camada 5	1×10^{-4}
Duração (tempo)	180 dias	
Infiltração Efetiva	283 mm	
Regime de Escoamento	Transiente	
Resultado	Após 180 dias	

Natentativa de se calibrar o modelo com um novo método de calibração inversa foi aplicado e desenvolvido um programa em linguagem de programação FORTRAN. Essa tentativa de calibração do modelo da área de estudo não apresentou resultados satisfatórios devido à má distribuição espacial e falta de confiabilidade dos dados disponíveis; mas o programa que utiliza o método do gradiente hidráulico alternativo (MIGHA), para fazer a calibração a partir de gradientes hidráulicos observados, mostrou pelos exemplos de validação (mostrado apenas um aqui) que é aplicável desde que se tenha dados de cargas hidráulicas bem distribuídos e confiáveis e em quantidade representativa da área. Entre as sugestões para a calibração e refinamento desse modelo são necessários os seguintes procedimentos:

- Coletar dados altimétrico do fundo e do nível de água do rio Batateira e Salamanca, além da vazão destes corpos de água;
- Monitorar o nível estático e dinâmico, assim como o tempo de utilização e a vazão dos poços, em pelo menos duas campanhas, uma no período seco e outra no período chuvoso;
- Instalar postos pluviométricos distribuídos na região e determinação do zoneamento do solo para melhor quantificação da evapotranspiração;
- Instalar infiltrômetros e tensiômetros regularmente distribuídos em toda a área de modo a determinar com maior precisão a recarga.

Tabela 6 - Velocidades médias das camadas para estado transiente no período chuvoso.

Velocidade Média	Camada 1	Camada 2	Camada 3	Camada 4	Camada 5
	6.47 cm/dia	4.09 cm/dia	3.48 cm/dia	0.0672 cm/dia	9.16 cm/dia

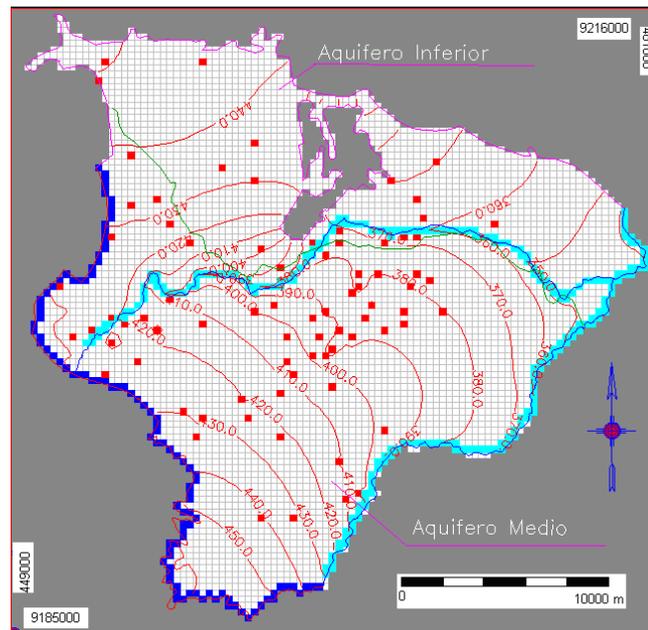


Figura 9 - Variação das linhas equipotenciais, de 10.0 em 10.0 metros, para a Simulação 2. Simbologia: Cursos d'água; Poços em uso; Contribuição da Chapada; Células inativas do modelo; Divisão dos sistemas aquíferos.

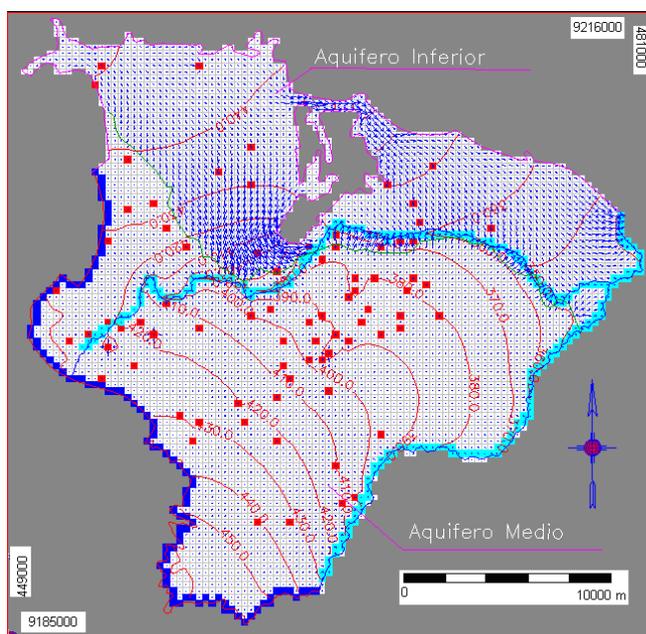


Figura 10 - Fluxo na camada 1, e curvas potenciométricas de 10.0 em 10.0 metros, para a Simulação 2. *Simbologia:* ■ Cursos d'água; ■ Poços em uso; ■ Contribuição da Chapada; ■ Células inativas do modelo; ~ Divisão dos sistemas aquíferos. ↓ Vetor de Fluxo.

Tabela 7 - Características da Simulação 3.

Parâmetros	Valores	
Condutividade Hidráulica (K)	Camada 1	Aquífero inferior - 9×10^{-6} m/s
		Aquífero médio - 5×10^{-6} m/s
	Camada 2	1×10^{-5} m/s
	Camada 3	1×10^{-5} m/s
	Camada 4	1×10^{-10} m/s
	Camada 5	4×10^{-6} m/s

[continua na próxima página]

Tabela 7 - Características da Simulação 3 (continuação da página anterior).

Porosidade Efetiva	Camada 1	Aqüífero inferior – 0.02
		Aqüífero médio – 0.1
	Camada 2	0.1
	Camada 3	0.1
	Camada 4	0.03
Armazenamento Específico	Camada 1	1×10^{-7} 1/m
	Camada 2	1×10^{-7} 1/m
	Camada 3	1×10^{-7} 1/m
	Camada 4	1.3×10^{-3} 1/m
	Camada 5	1×10^{-4} 1/m
Coefficiente de Armazenamento	Camada 1	Aqüífero inferior – 1×10^{-4}
		Aqüífero médio – 2×10^{-4}
	Camada 2	2×10^{-4}
	Camada 3	2×10^{-4}
	Camada 4	1×10^{-2}
Camada 5	1×10^{-4}	
Duração (tempo)	180 dias	
Infiltração Efetiva	11 mm	
Regime de Escoamento	Transiente	
Resultado	Após 180 dias	

Tabela 8 - Velocidades médias das camadas para estado transiente no período seco.

	Camada 1	Camada 2	Camada 3	Camada 4	Camada 5
Velocidade Média	5.48 cm/dia	4.09 cm/dia	2.46 cm/dia	0.0675 cm/dia	9.16 cm/dia

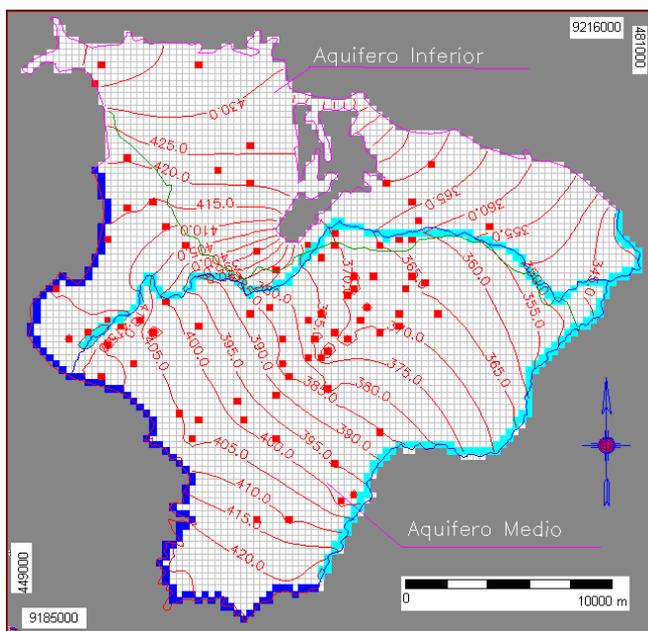


Figura 11 - Variação das linhas equipotenciais, de 10.0 em 10.0 metros, para a Simulação 3. *Simbologia:* Cursos d'água; Poços em uso; Contribuição da Chapada; Células inativas do modelo; Divisão dos sistemas aquíferos.

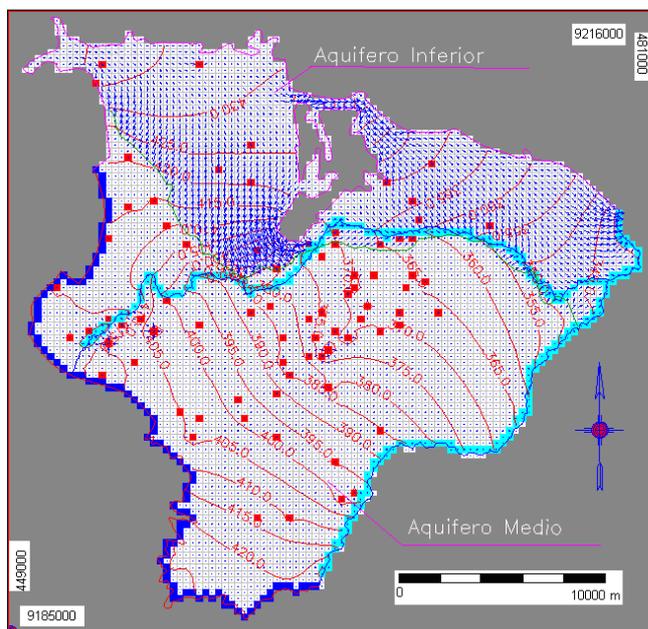


Figura 12 - Fluxo na camada 1, e curvas potenciométricas de 5.0 em 5.0 metros, para a Simulação 3. *Simbologia:* Cursos d'água; Poços em uso; Contribuição da Chapada; Células inativas do modelo; Divisão dos sistemas aquíferos. Vetor de Fluxo.

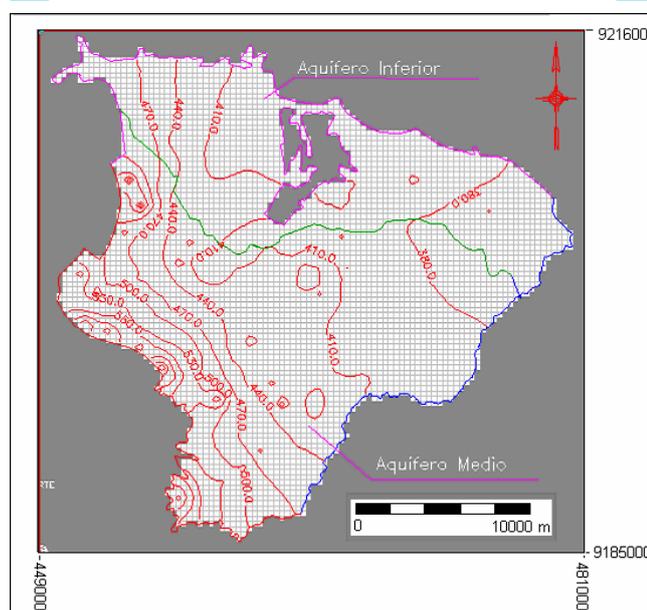


Figura 13 - Linhas potenciométricas de 20 em 20 m, geradas a partir do nível estático de 76 poços com dados fornecidos pela COGERH.

BIBLIOGRAFIA

ANJOS, F.T. (2000). Estudo Hidrogeológico do Aquífero Rio da Batateira e Caracterização da Possibilidade de Abastecimento d'água nos Municípios de Crato, Juazeiro do Norte e Barbalha - CE, no ano de 2020. Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal do Ceará.

CARRERA, (1987). J. State of the art of the inverse problem applied to the flow and solute transport problem. *Groundwater Flow and Quality Modeling*, NATO ASI Ser.: 549-585.

CARRERA, J.; NEUMAN, S. P. (1986). Estimation of aquifer parameters under transient and steady conditions: Uniqueness, stability and solution algorithms. *Water Resources Research*, v. 22, n. 2, p. 211-227.

CHIANG, Wen-Hsing. (2005). *A Simulation System for Modeling Groundwater Flow and Transport Processes*, 2nd ed., XXV, 397 p

COSTA, W. D.; NETO, M. S. C. C.; SOUZA, F. J. A. (1998). Plano de Gestão da APA da Chapada do Araripe - CE/PE/PI - Estudos dos Recursos Hídricos. FUNDETEC, 99 p.

DNPM – Departamento Nacional de Produção Mineral. (1996). Programa Nacional de Estudos dos Distritos Mineiros: Projeto Avaliação Hidrogeológica da Bacia Sedimentar do Araripe. Recife: Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM), Distritos Regionais Pernambuco e Ceará. 101 p.

DOHERTY, J. MODINV. (1990). Townsville, Australia: Australian Center for Tropical Fresh-Water Resources.

DOHERTY, J. PEST. (1994). Corinda, Australia: Watermark Computing.

DOMENICO, P. A. & Schwartz, W. (1997). *Physical and Chemical Hydrogeology*. 2 ed. New York: John Wiley & Sons. 506 p.

GOLDER/PIVOT. (2005). Implantação do Sistema de Monitoramento/Gestão de Uma Área Piloto do Aquífero Missão Velha na Bacia Sedimentar do Cariri, no Estado do Ceará. Relatório Final do Projeto. IX volumes.

GUO, X; ZHANG, C.-M. (2000). Hydraulic gradient comparison method to estimate aquifer hydraulic parameters under steady-state conditions. *Ground Water*. v. 38, n. 6, p. 815-826.

- HILL, M. C. (1992). A computer program (MODFLOW) for estimation parameters of a transient, three-dimensional groundwater flow model using nonlinear regression. USGS Open-File Report 91-484.
- IPLANCE – Fundação Instituto de Planejamento do Ceará. (1997). Atlas do Ceará. Governo do Estado do Ceará. Secretaria do Planejamento e Coordenação – SEPLAN. 65 p.
- KIMURA, G. (2003). Caracterização Hidrogeológica do Sistema Sedimentar do Gráben Crato-Juazeiro, no Vale do Cariri (CE). Departamento de Engenharia Sanitaria e Ambiental, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte. Dissertação de Mestrado, 198 p.
- MCLAUGHIN, D; TOWNLEY, L. R. (1996). A reassessment of the ground-water inverse problem. *Water Resources Research*. v. 32, n. 5, p. 1131-1161.
- MENDONÇA, L. A. R. (2001). Recursos Hídricos da Chapada do Araripe. Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará. Tese de Doutorado, Fortaleza, 193 p.
- POETER, E. P.; HILL, M. C. (1998). Documentation of UCODE, a computer code for universal inverse modeling. USGS WRI 98-4048.
- PONTE, F. C. & PONTE-FILHO, F. C. (1996). *Estutura Geológica e Evolução Tectônica da Bacia do Araripe*. Recife. DNPM, 68 p.
- SCHUSTER, H. D. M. (2002). *Modelagem Matemática do Uso Conjunto das Águas Superficiais e Subterrâneas da Sub-Bacia do Rio das Femeas – Bahia*. - Projeto de gerenciamento integrado das atividades na bacia do São Francisco – Ana/GEF/PNUMA/OEA, Salvador-BA, 59 p.
- SCHUSTER, H. D. M.; ARAÚJO, H. D. B. (2004). Uma Formulação Alternativa do Método Iterativo de Gradiente Hidráulico no Procedimento de Calibração dos Parâmetros Hidrodinâmicos do Sistema Aquífero. *RBRH – Revista brasileira de recursos hídricos*. Volume 9, no 2: 31-37.
- SUDENE. (1967). Estudo geral de base do Vale do Jaguaribe. Recife, *Série Hidrogeologia* 7, 245 p.
- SUN, N.-Z. (1994). Inverse problem in groundwater modeling. Norwell, Massachusetts: Kluwer Acad.
- VERISSIMO, L. S. (1999). A importância das Águas Subterrâneas para o Desenvolvimento Socioeconômico do Eixo CRAJUBAR, Cariri Ocidental - Estado do Ceará. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará. UFC. 140p.
- YEH, W. W.-G. (1986). Review of parameter identification procedure in groundwater hydrology: Inverse problem. *Water Resources Research*, v. 22, n. 2, p. 95-108.

COMPARAÇÃO DOS MODELOS HEC-RAS E LISFLOOD-FP NA DELIMITAÇÃO DE ZONAS INUNDÁVEIS

EVALUATION OF HEC-RAS AND LISFLOOD-FP MODELS FOR PREDICTING RIVER FLOOD INUNDATION

Paulo Fernandez

Professor Adjunto /// Instituto Politécnico de Castelo Branco - Escola Superior Agrária /// email: palex@ipcb.pt

Sandra Mourato

Professora Adjunta /// Instituto Politécnico de Leiria - Escola Superior de Tecnologia e Gestão /// email: sandra.mourato@ipleiria.pt

Madalena Moreira

Professora Auxiliar /// Universidade de Évora - Escola de Ciências e Tecnologia /// email: mmvmv@uevora.pt

RESUMO: Este artigo apresenta os resultados da avaliação e comparação do desempenho de dois modelos hidráulicos, o modelo HEC-RAS e o modelo LISFLOOD-FP, na delimitação das zonas inundáveis. É feita a aplicação a um troço de 4 km do rio Lis. O hidrograma de cheia é estimado através do modelo hidrológico HEC-HMS, calibrado com base nos registos em duas estações hidrométricas instaladas na rede hidrográfica do rio Lis, adotando como parâmetro de calibração o número de escoamento. Os dois modelos hidráulicos são calibrados para um evento de inundação ocorrido em outubro de 2006, tomando como parâmetros de calibração os coeficientes de Manning no leito e nas zonas adjacentes. A comparação dos resultados dos dois modelos hidráulicos HEC-RAS e LISFLOOD-FP, para um evento de precipitação com o período de retorno de 100 anos, permite concluir que as zonas inundadas previstas pelos dois modelos apresentam resultados com sobreposição de 65% da reunião das áreas obtidas, que o tempo de resposta da cheia ao longo do troço em estudo no modelo HEC-RAS é cerca de metade do tempo de resposta no modelo LISFLOOD-FP e que o tempo de simulação do LISFLOOD-FP é muito superior ao tempo consumido pelo modelo HEC-RAS.

Palavras-chave: Modelação hidráulica, zonas inundáveis, HEC-RAS, LISFLOOD-FP, SIG.

ABSTRACT: Two hydraulic flood models (HEC-RAS and LISFLOOD-FP) are tested on a 4km stretch of the river Lis. The HEC-HMS hydrologic model estimates the flood hydrograph. HEC-RAS is calibrated using curve numbers as free parameters against records of hydrometric stations installed in the river Lis basin. The two hydraulic models are calibrated using floodplain and channel friction as free parameters, against observed inundated from a flood event occurred in October 2006. The results show that for this reach and return period of 100 years both HEC-RAS and LISFLOOD-FP models give predictions of 65% overlapped inundated areas. The floodwave travel time for HEC-RAS model was about half of the floodwave travel time for LISFLOOD-FP. LISFLOOD-FP has a simulation time much longer than HEC-RAS model.

Keywords: Hydraulic modelling, flood inundation, HEC-RAS, LISFLOOD-FP, GIS.

1. INTRODUÇÃO

Os eventos de cheia fluvial, com inundação de zonas adjacentes, podem pôr em causa a segurança de pessoas e de bens e comprometer a qualidade do ambiente e o desenvolvimento económico de uma região. A extensão das inundações e os impactos correspondentes podem ser mitigados com base na implementação de restrições em determinadas atividades humanas e/ou construção de obras de controlo. A aplicação da Directiva relativa à Avaliação e Gestão dos Riscos de Inundação (transposta para a ordem jurídica portuguesa através do Decreto-Lei nº 115/2010) deve ser uma oportunidade para o desenvolvimento de uma visão de prevenção integrada e sustentável das inundações, sugerindo novos desafios para a investigação e para a engenharia. De acordo com o Decreto-Lei nº 115/2010 devem ser elaboradas as cartas de delimitação das zonas inundáveis para várias probabilidades de ocorrência de fenómenos extremos de precipitação. Para o final do século, as projeções dos modelos de clima indicam a diminuição do período de retorno de eventos de precipitação de maior intensidade (IPCC, 2007) com o correspondente aumento da probabilidade de ocorrência de inundações e agravamento dos respectivos impactos negativos.

Os modelos hidrológicos e hidráulicos espacialmente distribuídos para determinação das zonas inundáveis são uma ferramenta importante que permite um planeamento e gestão do risco fundamentados. É possível simular o efeito de um evento de precipitação intensa nos edifícios ou nos obstáculos à superfície do terreno, durante a onda de cheia. A representação da superfície do terreno é um fator crítico na modelação hidrológica e hidráulica de inundações pois, como dado de entrada do modelo, condiciona o caudal de ponta de cheia e a extensão da inundação (Horritt e Bates, 2001). A resolução espacial (horizontal e vertical) e a qualidade do conjunto de dados geográficos podem produzir grandes diferenças nos resultados da modelação hidráulica de inundações (Wilson, 2004). A exatidão do Modelo Digital de Terreno (MDT) é afetada por vários fatores, nomeadamente: a precisão, a densidade e a distribuição dos pontos cotados, o algoritmo de interpolação e a resolução espacial ou o tamanho da célula (Gong *et al.*, 2000; Kienzle, 2004; Li *et al.*, 2005; Fisher e Tate, 2006).

Têm sido apresentados vários estudos sobre a aplicação de diferentes modelos hidráulicos na

avaliação da extensão da zona inundável (Horritt e Bates, 2002; Hunter *et al.*, 2008). Apesar destas aplicações é importante perceber o mérito das diferentes metodologias, com diferentes níveis de representação matemática do escoamento e diferentes técnicas numéricas. A maioria dos modelos hidráulicos necessita de calibração para melhorar o seu desempenho, o que pode compensar alguns dos erros dos dados de entrada e de algumas simplificações na formulação (Hunter *et al.*, 2008). É corrente a calibração do parâmetro característico da rugosidade que, em teoria, pode ser indicado individualmente para cada célula do raster. No entanto, poucos estudos têm em consideração a sua distribuição espaciotemporal devido à dificuldade de atribuir valores de coeficientes de resistência para as várias tipologias de ocupação de solo (Wilson e Atkinson, 2007). O modelo LISFLOOD-FP foi testado e comparado com outros modelos 1D e 2D de simulação hidráulica de inundação (Horritt e Bates, 2001; Bates e De Roo, 2000; Hunter *et al.*, 2005). Nestes estudos, o LISFLOOD-FP, quando calibrado, apresentou um desempenho equivalente ou superior aos obtidos com os outros modelos, no cálculo da extensão da inundação.

O objectivo deste trabalho é confrontar o desempenho dos modelos hidráulicos HEC-RAS e LISFLOOD-FP através da comparação da extensão da zona inundável e do tempo de computação. O modelo HEC-RAS corresponde a uma aproximação unidimensional (1D) e o modelo LISFLOOD-FP corresponde a uma aproximação unidimensional (1D) na modelação do escoamento na linha de água e a uma aproximação bidimensional (2D) na zona adjacente inundada. Os modelos são aplicados no cálculo da zona inundável de um troço de 4km do rio Lis, em Portugal, em que têm ocorrido cheias que originam, regularmente, a inundação de campos agrícolas e de infra-estruturas. Neste capítulo do artigo é feita uma introdução ao tema. O artigo continua com a apresentação do modelo hidrológico HEC-HMS e dos modelos hidráulicos HEC-RAS e LISFLOOD-FP e com a caracterização da área de estudo. De seguida é descrita a metodologia aplicada para obtenção e comparação das zonas inundadas, calculadas pelos modelos HEC-RAS e LISFLOOD-FP, para um evento de precipitação com o período de retorno de 100 anos. Finalmente, são apresentados e discutidos os resultados e referidas as principais conclusões do estudo.

O texto deste artigo foi submetido para revisão e possível publicação em janeiro de 2013, tendo sido aceite pela Comissão de Editores Científicos Associados em abril de 2013. Este artigo é parte integrante da *Revista Recursos Hídricos*, Vol. 34, Nº 1, 63-73, maio de 2013.
© APRH, ISSN 0870-1741 | DOI 10.5894/rh34n1-5

2. MODELOS

2.1. Modelo hidrológico HEC-HMS

O modelo hidrológico HEC-HMS é um modelo fisicamente baseado e agregado, pois assume que a bacia hidrográfica é constituída por um grupo de sub-bacias hidrográficas em que os processos hidrológicos são calculados com base em parâmetros que refletem as condições médias na área. As componentes do modelo HEC-HMS caracterizam-se por relações matemáticas que simulam os processos meteorológicos, hidrológicos e hidráulicos (U.S. Army Corps of Engineers, 2010). Estes processos são, sequencialmente, a precipitação, a intercepção, a infiltração e o escoamento superficial na área de drenagem e o escoamento e a propagação da onda de cheia na rede hidrográfica. Os resultados finais do processo de simulação são os hidrogramas de cheia nas secções de referência das sub-bacias ena secção de referência da bacia hidrográfica em estudo. O modelo hidrológico HEC-HMS permite uma integração com os Sistemas de Informação Geográfica (SIG), através do software HEC-GeoHMS.

Neste estudo, o modelo HEC-HMS foi aplicado no cálculo do hidrograma de cheia para um evento de precipitação registado e para um evento de precipitação intenso calculado com base nas curvas Intensidade – Duração – Frequência (IDF), considerando como dado de entrada o hietograma da precipitação total. O hietograma de precipitação útil é calculado em função da infiltração e da retenção superficial na bacia, através do número de escoamento. Considera-se que a precipitação e a infiltração são uniformemente distribuídas na sub-bacia. O hietograma da precipitação útil é aplicado ao hidrograma unitário da sub-bacia calculado com base no hidrograma unitário sintético do Soil Conservation Service (SCS), de forma a obter o hidrograma de cheia para cada sub-bacia hidrográfica e para a bacia hidrográfica em estudo.

2.2. Modelo hidráulico HEC-RAS

O modelo hidráulico HEC-RAS é um dos modelos hidráulicos mais populares na delimitação das zonas inundáveis fluviais (U.S. Army Corps of Engineers, 2008). Trata-se de um modelo 1D que resolve as equações de Saint-Venant completas, por aplicação do método de diferenças finitas, permitindo simular o escoamento em superfície livre em regime permanente e em regime variável. A lei de resistência aplicada é a Equação de Manning-Strickler e a secção transversal de escoamento é considerada uma secção composta. A topografia do canal é caracterizada pelo resultado do levantamento topográfico de uma série de secções transversais ao longo do troço do rio em estudo. Para

delimitar a zona inundada são calculadas as alturas de água nas secções transversais referidas. Dado a cota da superfície livre ser constante na secção, a zona inundada é limitada pela intercepção da topografia do terreno com a superfície livre em cada secção e o resultado da interpolação entre os perfis das secções transversais. O modelo HEC-RAS permite facilmente a integração com um SIG através do software HEC-GeoRAS.

A maior limitação do modelo é o seu carácter unidimensional que, mantendo a cota da superfície livre constante na secção transversal, não é apropriado quando as secções transversais da linha de água apresentam irregularidades acentuadas.

2.3. Modelo hidráulico LISFLOOD-FP

O modelo hidráulico LISFLOOD-FP é um modelo para simulação de inundações, espacialmente distribuído e desenvolvido com o objetivo de integrar dados topográficos de elevada resolução espacial. O MDT é o principal dado de entrada do LISFLOOD-FP, devido à importância da topografia na modelação hidráulica de inundações (Bates e De Roo, 2000).

O modelo representa de forma separada o escoamento no leito do rio e na zona inundável (Knight e Shiono, 1996). A formulação matemática baseia-se numa representação 1D do escoamento no leito do rio, acoplada a uma representação 2D do escoamento na zona inundável (Bates e De Roo, 2000).

No leito do rio é aplicada a aproximação da onda cinemática das equações 1D de Saint-Venant (Moussa e Bocquillon, 1996; Rutschmann e Hager, 1996), devido à simplicidade computacional e à facilidade de parametrização (Horritt e Bates, 2001). Na zona inundável é aplicada a aproximação da onda difusa das equações 2D de Saint-Venant (Bates e De Roo, 2000). A lei de resistência aplicada é a equação de Manning-Strickler (Hunter *et al.*, 2005).

A maior limitação do modelo a assinalar é não considerar a transferência da quantidade de movimento da água entre o escoamento na linha de água principal e na zona inundada. A condição de fronteira de montante na zona inundada é a altura de água no leito do rio.

2.4. Medida de comparação dos modelos hidráulicos

As zonas inundadas previstas pelos modelos hidráulicos HEC-RAS e LISFLOOD são comparados aplicando a seguinte medida de desempenho (Horritt e Bates, 2002):

$$F(\%) = \frac{\text{Num}(S_{LF} \cap S_{HR})}{\text{Num}(S_{LF} \cup S_{HR})} 100 \quad (1)$$

onde:

S_{LF} - conjunto de pixéis com previsão de inundação pela aplicação do modelo LISFLOOD-FP;

S_{HR} - conjunto de pixéis com previsão de inundação pela aplicação do modelo HEC-RAS;

Num - é o número de membros do conjunto.

A medida de desempenho F varia entre 0%, quando não existe sobreposição de nenhum pixel entre os resultados da previsão das zonas inundadas obtidas com a aplicação dos dois modelos, e 100% quando existe uma sobreposição total dos pixéis entre os resultados da previsão das zonas inundadas obtidas com a aplicação dos dois modelos.

3. ÁREA DE ESTUDO E DADOS

Os dois modelos foram aplicados a um troço de aproximadamente 4km do rio Lis, em que têm sido registadas cheias que dão origem, regularmente, à inundação das zonas adjacentes, ocupadas por campos agrícolas e alguns edifícios. O troço está limitado a montante pela ponte do Miguel e a jusante pela ponte da Bajanca, Figura 1.

Foi criado o MDT da bacia hidrográfica contributiva para a secção de montante do troço em estudo, com base na altimetria à escala 1:25 000. Os tipos de solo e usos do solo na bacia hidrográfica foram caracterizados, em primeira aproximação, com base na carta de Número de Escoamento (CN) disponibilizada no Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos (SNIRH) (<http://snirh.pt>).

Para caracterização do troço do leito do rio em estudo foram levantadas topograficamente 70 secções transversais da linha de água, Figura 1. O MDT do leito do rio e da zona adjacente do troço em estudo foi obtido com base na altimetria (curvas de nível e pontos cotados) à escala 1/5 000 das zonas adjacentes ao leito do rio e nos perfis topográficos das 70 secções transversais. A utilização de um programa de SIG permitiu modelar a superfície do terreno através da elaboração do MDT na forma de rede irregular de triângulos para integração no modelo HEC-RAS e na forma matricial ou raster com uma resolução espacial de 4 m para integração no modelo LISFLOOD-FP.

Para caracterização espacial do parâmetro de rugosidade nas zonas inundáveis foram utilizados

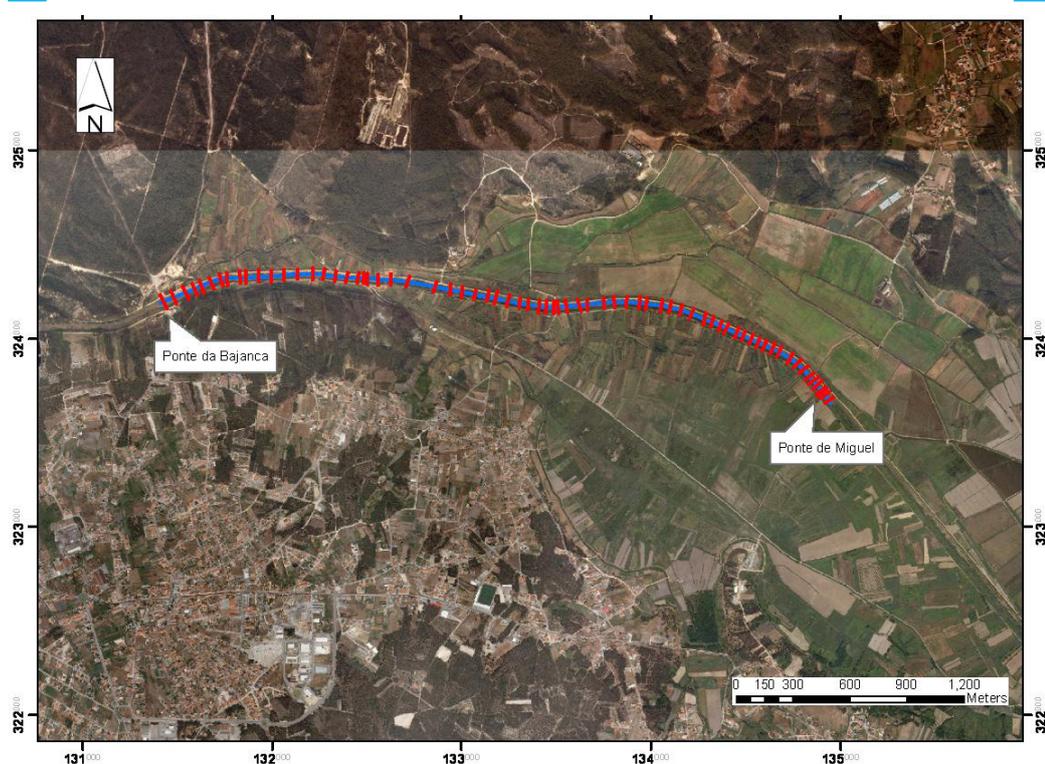


Figura 1 - Localização do troço em estudo e das secções transversais levantadas topograficamente.

ortofotomapas com pixel de 50 cm e nas secções transversais do leito do rio foi realizada uma avaliação in situ por visualização e registo da ocupação de solo. O parâmetro de rugosidade pode ser indicado individualmente para cada célula do raster.

Para calibração do modelo hidrológico HEC-HMS foram aplicados os registos em duas estações hidrométricas: ponte das Mestras no rio Lena (afluente do rio Lis) com uma área de drenagem de 158 km² e o Açude do Arrabalde no rio Lis com uma área de drenagem de 235 km². As estações meteorológicas para caracterização da precipitação na bacia hidrográfica e na área em estudo são: Leiria, Batalha, Caranguejeira e Porto de Mós.

O modelo HEC-HMS foi calibrado à escala diária. O parâmetro calibrado foi o número de escoamento. O período de calibração considerado foi entre 12 de fevereiro a 26 de fevereiro de 1986 e o período de validação considerado foi entre 1 de janeiro a 29 de fevereiro de 1988.

Os parâmetros calibrados no modelo hidráulico foram

os coeficientes de resistência de Manning no leito do rio e na zona inundada. Os dados para calibração do modelo hidráulico basearam-se na informação cedida pela Associação de Regantes e Beneficiários do Vale do Lis acerca dos danos observados no sistema de defesa contra cheias e nas redes de drenagem do Aproveitamento Hidroagrícola do Vale do Lis, em consequência da precipitação intensa ocorrida no dia 25 de outubro de 2006. Destaca-se a indicação de que vários dias após a interrupção das chuvadas (31 de outubro de 2006), continuavam submersas as parcelas agrícolas em frente da povoação de Coimbrão, verificando-se durante alguns dias a continuação da ascensão da lâmina de água, provocando mesmo a submersão de um troço da estrada municipal que liga a Aroeira à ponte do Braço e Galeota, Figura 2.

Para a determinação dos hietogramas de precipitação para uma dada duração e um dado período de retorno (T), consideraram-se as curvas de Intensidade-Duração-Frequência (IDF), propostas por Brandão *et al.*, (2001) para Coimbra IG (posto 12G/01).

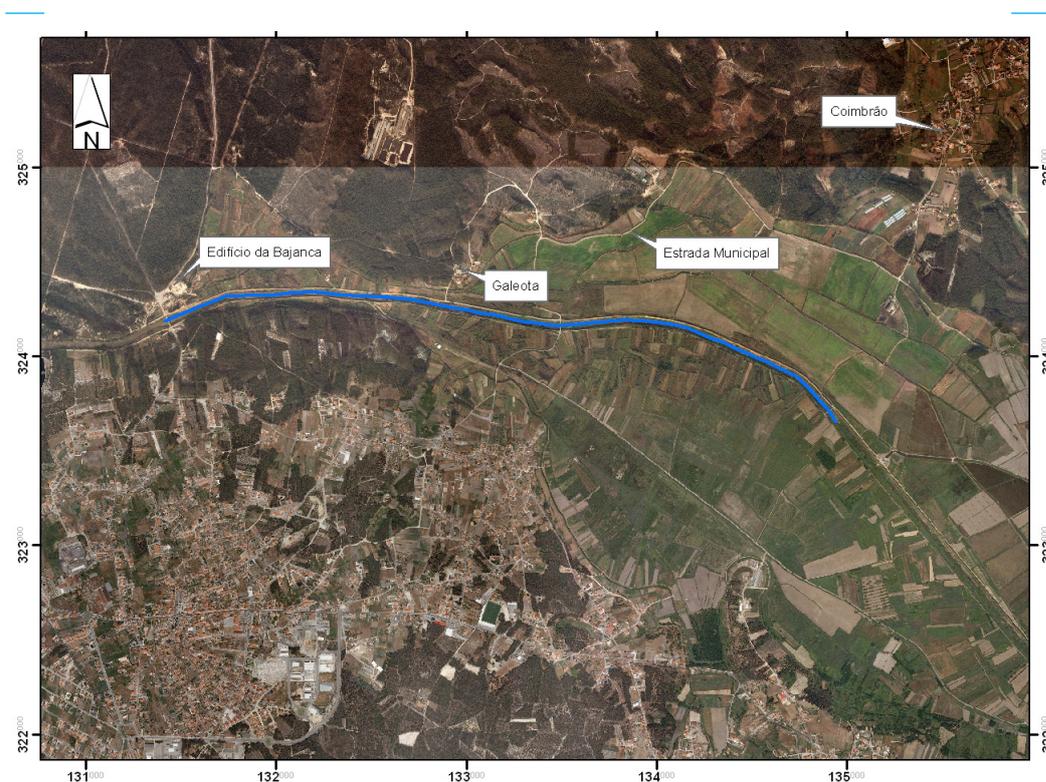


Figura 2 – Locais inundados no evento de 25 de outubro de 2006.

4. METODOLOGIA

A metodologia aplicada neste artigo para estimar e comparar a extensão da zona inundada para um dado período de retorno através da aplicação dos modelos hidráulicos HEC-RAS e LISFLOOD-FP é descrita e esquematizada na Figura 3:

1. Calibração do modelo hidrológico HEC-HMS, através da optimização do coeficiente de determinação (R^2), para as duas sub-bacias do rio Lis em Arrabalde e em ponte das Mestras, estimando o valor do número de escoamento;
2. Preparação da aplicação do modelo hidrológico calibrado à bacia hidrográfica do rio Lis na secção da ponte do Miguel (secção de montante do troço em estudo) e determinação do hidrograma de precipitação para o período de retorno de 100 anos e o respectivo hidrograma de cheia;
3. Construção do MDT do leito, da margem e da zona adjacente do troço em estudo, com base na altimetria à escala 1/5000 das zonas marginais ao leito do rio e nos perfis topográficos de 70 secções transversais obtidos em trabalho de campo;
4. Caracterização espacial do coeficiente de resistência de Manning com base na ocupação de solo nas zonas adjacentes (ortofotomapas) e nas secções transversais (levantamento de campo);
5. Calibração do modelo hidráulico para simulação

de inundações HEC-RAS (por apresentar menores tempos de computação) para o evento de 25 de outubro de 2006, estimando os valores do coeficiente de resistência de Manning no leito do rio e nas zonas inundadas;

6. Preparação dos modelos HEC-RAS e LISFLOOD-FP para modelação do troço do rio Lis em estudo, entre a ponte do Miguel e a ponte da Bajanca, com base nos valores do coeficiente de resistência de Manning no leito do rio e nas zonas inundadas calibrados;
7. Determinação da extensão da inundação (zonas inundadas) com o modelo HEC-RAS e com o modelo LISFLOOD-FP, para a precipitação intensa com o período de retorno 100 anos;
8. Representação em SIG e comparação dos resultados dos modelos hidráulicos através da medida de desempenho (F).

A integração dos SIG e dos modelos hidráulicos permite a delimitação das zonas inundadas e a representação da variação espacial da altura de água, de acordo com a Figura 4. O modelo hidráulico é acoplado ao SIG e, após calibração, é aplicado para estimar a delimitação das zonas inundadas e a variação espacial das alturas de águas na área de estudo, com base no hidrograma de cheia para um determinado período de retorno. Para calibração do modelo hidráulico HEC-RAS, foram considerados os intervalos dos valores dos coeficientes de resistência de Manning no leito do rio e na zona inundada entre $n=0.03m^{-1/3}s$ e $n=0.06m^{-1/3}s$ e entre $n=0.03m^{-1/3}s$ e $n=0.10m^{-1/3}s$, respetivamente (Chow, 1959).

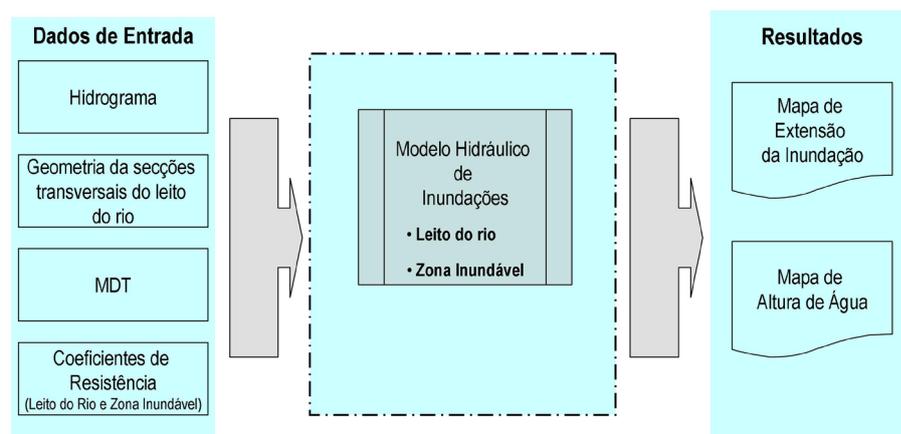


Figura 3 – Fluxograma da modelação hidráulica de inundações.

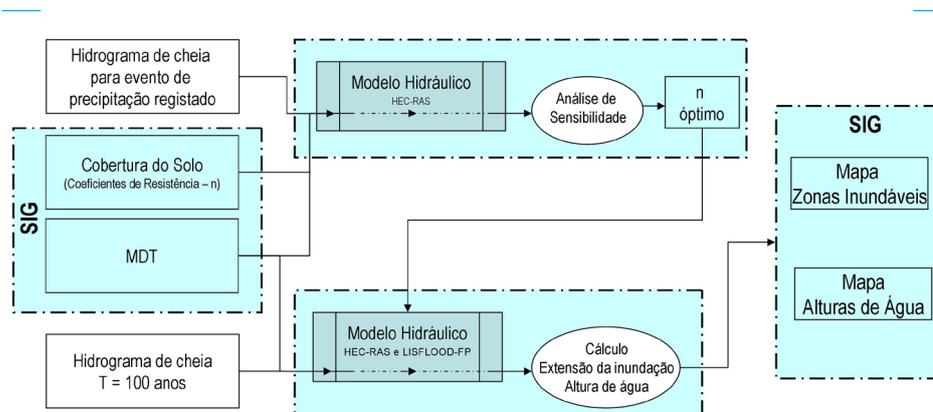


Figura 4 – Fluxograma da integração dos SIG e dos modelos hidráulicos para a modelação de inundações.

Na aplicação dos modelos HEC-RAS e LISFLOOD-FP, em regime variável, a condição de fronteira de montante é representada pelo hidrograma de cheia, resultante da aplicação do modelo hidrológico HEC-HMS, e a condição de fronteira de jusante é representada por um regime de escoamento quase-permanente e em que, para cada intervalo de cálculo, o escoamento atinge a altura uniforme por o canal a jusante do troço em estudo apresentar um troço prismático e de declive fraco.

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados da calibração do modelo hidrológico HEC-HMS e do modelo HEC-RAS e da identificação da extensão da zona inundada, obtida pelos dois modelos hidráulicos HEC-RAS e LISFLOOD-FP.

Na bacia hidrográfica do rio Lena, na secção de ponte

das Mestras, foram identificadas quatro sub-bacias hidrográficas e na bacia hidrográfica do rio Lis, na secção de Arrabalde, foram identificadas duas sub-bacias hidrográficas. As seis sub-bacias apresentam características do tipo de solo e/ou uso solo diferentes, tendo sido considerados números de escoamento distintos (Quadro 1).

Os valores obtidos para o coeficiente de determinação (R^2) para a comparação dos hidrogramas registados e calculados com a aplicação do HEC-HMS em ponte das Mestras e em Arrabalde e para os períodos de calibração e de validação são apresentados no Quadro 2. A aplicação do modelo HEC-HMS calibrado à bacia hidrográfica do rio Lis, na secção de ponte do Miguel, para o hietograma de precipitação associado a um período de retorno de 100 anos, conduziu ao hidrograma de cheia representado na Figura 5, a que corresponde um caudal de ponta de cheia de 759.3 m³/s ocorrido 25h após o início do evento de precipitação.

Quadro 1 – Números de escoamento adotados nas sub-bacias hidrográficas calibradas e validadas nas secções da ponte das Mestras e Arrabalde.

Bacia hidrográfica	Sub-bacias	CN Inicial	CN após calibração
Rio Lena na secção da ponte das Mestras	1	74	62
	2	70	58
	3	83	70
	4	86	72
Rio Lis na secção de Arrabalde	1	69	69
	2	81	81

Quadro 2 – Coeficiente de determinação para o ajustamento dos hidrogramas registados e simulados nas secções ponte das Mestras e Arrabalde e para os períodos de calibração e validação.

Bacia hidrográfica	Período	R ² (%)
Rio Lena na secção da ponte das Mestras	12 fev1986-26 fev1986 (calibração)	80
	1 jan1988-29 fev1988 (validação)	52
Rio Lis na secção de Arrabalde	12 fev1986-26 fev1986 (calibração)	81
	1 jan1988-29 fev1988 (validação)	59

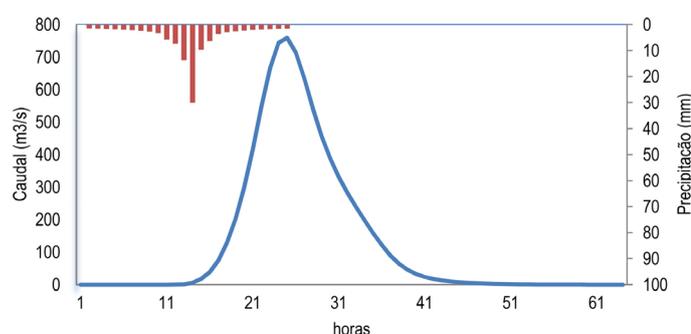


Figura 5 – Hietograma e Hidrograma de cheia na secção da ponte do Miguel para o período de retorno de 100 anos.

Na simulação dos modelos hidráulicos HEC-RAS e LISFLOOD-FP foram adoptados os valores para o coeficiente de Manning de $n=0,06\text{m}^{-1/3}\text{s}$ e de $n=0,08\text{m}^{-1/3}\text{s}$, para o leito do rio e para a zona inundável, respectivamente.

Os resultados das simulações dos modelos hidráulicos, para o hidrograma de cheia da Figura 5, correspondente ao período de retorno de 100 anos, são apresentados em mapas *raster* com os valores das alturas água e da cota de ponta de cheia para cada célula. As delimitações das zonas inundadas, obtidas para o modelo HEC-RAS e para o modelo LISFLOOD-FP, são apresentadas nas Figuras 6 e 7, respectivamente.

O valor de F dos modelos HEC-RAS e LISFLOOD-FP é de 65%, ou seja existe uma sobreposição de 65% dos pixéis nas zonas inundadas previstas pelos dois modelos. As áreas inundadas calculadas pelos modelos hidráulicos HEC-RAS e LISFLOOD-FP são iguais a 4.10 km^2 e a 4.05 km^2 , respectivamente. A largura

média da zona inundada, calculada pela relação entre a área inundada e o comprimento do troço da linha de água em estudo é cerca de 1km.

Se for considerada a área limitada pelas secções de fronteira do troço em estudo, a ponte do Miguel e a ponte da Bajanca, o valor de F aumenta para 78% e a área inundada calculada pelo modelo LISFLOOD-FP é de 3.30 km^2 .

A área inundada máxima verifica-se 29.0 horas e 32.8 horas após o início do evento de precipitação, para o modelo HEC-RAS e para o modelo LISFLOOD-FP, respectivamente. O tempo de resposta da onda de cheia no troço em estudo, calculado pelo período entre o instante da ponta de cheia do hidrograma e a ocorrência da área de inundada máxima, é de 4.0h e 7.8h para o modelo HEC-RAS e LISFLOOD-FP, respectivamente.

A aplicação do modelo HEC-RAS num troço fluvial permite uma correcta representação numérica do

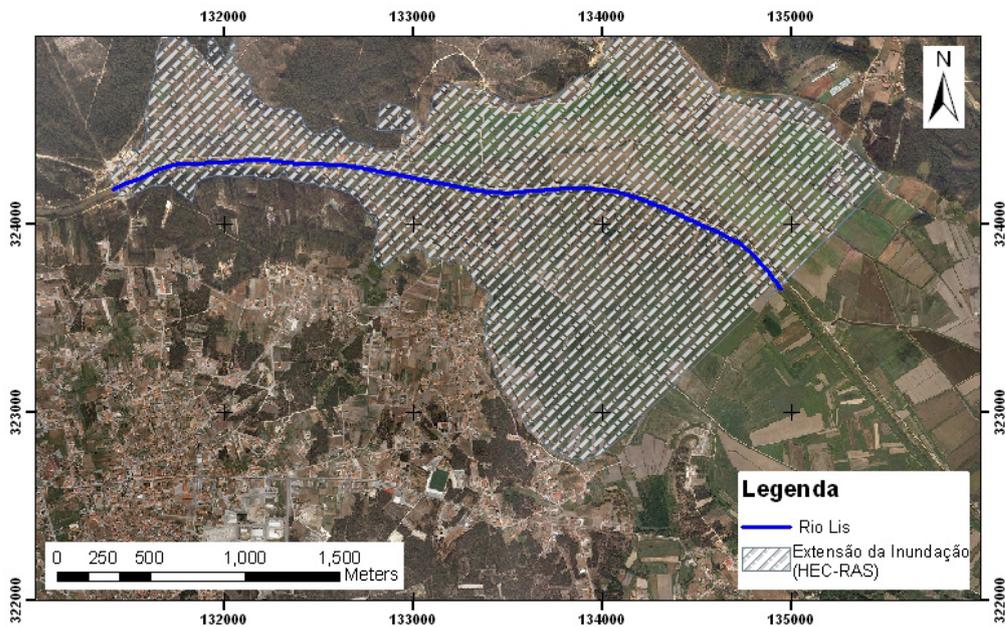


Figura 6 – Delimitação da zona inundada prevista pelo modelo HEC-RAS, para um período de retorno de 100 anos.

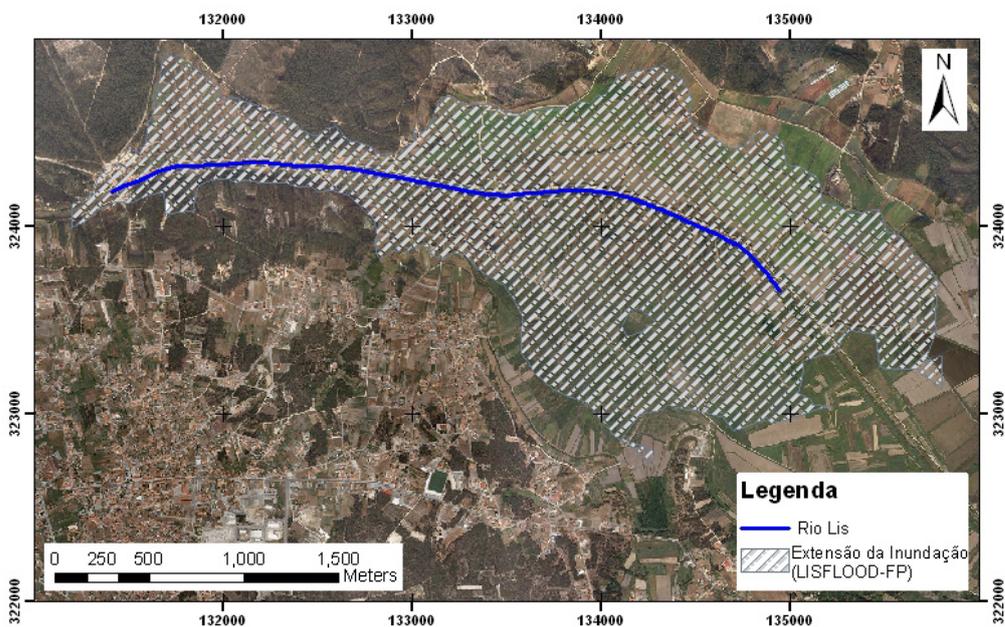


Figura 7 – Delimitação da zona inundada prevista pelo modelo LISFLOOD-FP, para um período de retorno de 100 anos.

escoamento ao longo do rio, através da resolução das equações completas de Saint-Venant, se a geometria do leito do rio estiver devidamente caracterizada. O estudo do escoamento unidimensional no leito do rio conduz à altura de água em cada secção transversal e, na falta de uma boa caracterização da superfície do terreno das zonas adjacentes, a água ocupará, automaticamente, toda a área com cota topográfica inferior à cota topográfica da superfície livre da água na secção do canal. Neste caso, a aplicação das equações completas de Saint-Venant é confrontada com uma limitação resultante da ocupação das zonas adjacentes por um volume de água fictício.

O modelo LISFLOOD-F, na zona inundável representa o escoamento em 2D através de uma solução aproximada do modelo da onda difusa. Este modelo calcula as alturas de água de cada célula, para toda a extensão da malha *raster*, tendo em consideração a altitude das células da zona inundável.

Relativamente ao tempo para a simulação computacional, com a aplicação de um Pentium IV – 3.4 GHz e 2GB de memória RAM, o modelo HEC-RAS consome o tempo inferior a um minuto, enquanto que o modelo LISFLOOD-FP consome 12.6 horas.

Ao nível de facilidade de aplicação, o modelo HEC-RAS funciona numa interface Windows e está integrado em ambiente SIG e o LISFLOOD-FP funciona numa interface MS-DOS e não está directamente integrado em ambiente SIG.

A resolução espacial do MDT *raster* utilizado no modelo LISFLOOD-FP e o MDT em Rede Irregular de Triângulos utilizado pelo modelo HEC-RAS apresentaram o detalhe necessário para a determinação de alturas de água no leito do rio e a consequente definição das zonas inundáveis. No entanto, para elaboração de cartas de zonas inundáveis, de acordo com o Decreto-Lei nº 115/2010, será necessário ter disponível informação topográfica que permita elaborar um MDT de elevada resolução.

6. CONCLUSÕES

Este estudo compara o desempenho de dois modelos hidráulicos, o modelo HEC-RAS e o modelo LISFLOOD-FP, na delimitação das zonas inundadas para o troço do Rio Lis, entre ponte do Miguel e a ponte da Bajanca e para um evento de precipitação com o período de retorno igual a 100 anos.

O modelo HEC-RAS oferece uma interface mais fácil com o utilizador. As zonas inundadas calculadas pelos dois modelos HEC-RAS e LISFLOOD-FP apresentam resultados com sobreposição de 65% da reunião das áreas obtidas. O tempo de resposta da onda de cheia na aplicação do modelo HEC-RAS é cerca de

metade do tempo verificado na aplicação do modelo LISFLOOD-FP. O tempo de simulação do modelo HEC-RAS é inferior a um minuto, enquanto o tempo de simulação do modelo LISFLOOD-FP é de 12.6 horas, pelo que se aconselha a aplicação do LISFLOOD-FP apenas em casos de elevada exigência na exatidão espaciotemporal das zonas inundáveis.

O HEC-RAS apresenta limitações na modelação da inundação na zona inundável resultantes da sua formulação 1D. O modelo HEC-RAS calcula várias alturas de água ao longo de perfis transversais ao rio e utiliza a interpolação para efetuar as previsões nas zonas entre esses perfis, enquanto no LISFLOOD-FP esse cálculo é efetuado para cada célula da zona inundada, por isso existe maior detalhe na representação da extensão de inundação através do LISFLOOD-FP. Outra vantagem do modelo LISFLOOD-FP é que a sua formulação considera a integração de um MDT de elevada resolução espacial, possibilitando assim uma delimitação muito pormenorizada da extensão de inundação. O Varrimento Aéreo por Laser (VAL), também conhecido como LiDAR (Light Detection And Ranging), será uma fonte de dados importante para a modelação hidráulica de inundações, porque permite caracterizar a topografia das zonas inundáveis e da secção transversal das linhas de água com elevada resolução espacial.

BIBLIOGRAFIA

BATES, P.D.; DE ROO, A.P.J. (2000) - "A simple raster-based model for flood inundation simulation". *Journal of Hydrology*, 236, pp. 54-77.

BRANDÃO, C.; RODRIGUES, R, e COSTA, J. P. (2001) - "Análise de fenómenos extremos. Precipitações intensas em Portugal Continental". Direcção dos Serviços de Recursos Hídricos, Instituto da Água, Lisboa.

CHOW, V.T. (1959) - "Open Channel Hydraulics", McGraw-Hill Book Co., New York, N.Y.

FISHER, P.F.; TATE, N.J. (2006) - "Causes and consequences of error in digital elevation models". *Progress in Physical Geography* 30(4), pp. 467-489.

GONG J.; LI Z.; ZHU Q.; SUI H.; ZHOU Y. (2000) - "Effects of various factors on the accuracy of DEM: an intensive experimental investigation". *Photogrammetric Engineering and Remote Sensing*, 66, 9, pp. 1113-1117.

HORRITT, M.S.; BATES, P.D. (2001) - "Predicting floodplain inundation: raster-based modelling versus the finite-element approach. *Hydrological Processes*" 15, pp. 825-842.

- HORRITT, M.S.; BATES, P.D. (2002) - "*Evaluation of 1-D and 2-D numerical models for predicting river flood inundation*". *Journal of Hydrology*, 268, pp.87-99.
- HUNTER, N.M.; BATES, P.D.; NEELZ, S.; PENDER, G.; VILLANUEVA, I.; WRIGHT, N.G.; LIANG, D.; FALCONER, R.A.; LIN, B.; WALLER, S.; CROSSLEY, A.J.; MASON, D.C. (2008) - "*Benchmarking 2D hydraulic models for urban flooding*". *Water Management*, 161, pp.13-30.
- IPCC (2007) - "*Climate Change 2007: The Physical Science Basis*", Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change (ed. S. Solomon, D. Qin, M. Manning, Z. Chen, M. Marquis, K.B. Averyt, M. Tignor and H.L. Miller), Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA.
- KIENZLE, S. (2004) - "The effect of DEM Resolution on First Order, Second Order and Compound Terrain Derivatives". *Transactions in GIS*, 8, pp. 83-111.
- KNIGHT D. W.; SHIONO K. (1996) - "*River Channel and Floodplain Hydraulics*", In: Anderson, Walling, Bates (eds.), *Floodplain Processes*, J. Wiley, pp.139-181.
- LI, Z.; ZHU, Q.; GOLD, C. (2005) - "*Digital Terrain Modeling: Principles and Methodology*". CRC Press, Boca Raton, Florida, 323 p.
- MOUSSA, R.; BOCQUILLON, C. (1996) - "*Criteria for the choice of flood-routing methods in natural channels*". *Journal of Hydrology* 186, pp.1-30.
- RUTSCHMANN, P.; HAGER, W.H. (1996) - "*Diffusion of floodwaves*". *Journal of Hydrology*, 178, pp.19-32.
- SOIL CONSERVATION SERVICE (SCS) (1986) - "*Urban Hydrology for Small Watersheds*", Technical Release n.º. 55 (TR-55), Hydrology, U. S. Dept. of Agriculture, U. S. Government Printing Office, Washington, D. C.
- U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (2008) - "*HEC-RAS. Hydrologic Modeling System – User’s Manual (version 2.1.2)*", Hydrologic Engineering Center, Davis.
- U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (2010) - "*HEC-HMS. River Analysis System.– User’s Manual (version 3.5)*". Hydrologic Engineering Center, Davis.
- WILSON, M.D. (2004) - "*Evaluating the effect of data and data uncertainty on predictions of flood inundation*". Ph.D. Thesis, Faculty of Engineering, Science and Mathematics. University of Southampton, Southampton, p. 252.
- WILSON, M.D.; ATKINSON, P.M. (2007) - "*The use of remotely sensed land cover to derive floodplain friction coefficients for flood inundation modelling*". *Hydrological Processes*, 21, pp 3576-3586.



ASSOCIAÇÃO
PORTUGUESA
DOS RECURSOS HÍDRICOS

Avenida do Brasil, 101
1700-066 Lisboa // Portugal
Tel.: +351 21 844 34 28 // Fax: +351 21 844 30 17
E-Mail: aprh@aprh.pt // Web: www.aprh.pt