



AURORA LITHIUM

UNIDADE INDUSTRIAL DE CONVERSÃO DE LÍTIO

ESTUDO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO MEMÓRIA DESCRITIVA

Revisão 02

Lisboa, 21 de dezembro de 2022



| REVISÃO | DATA | DESCRIÇÃO |
|---------|------------|-------------------------------------|
| 0 | 14/11/2022 | Emissão inicial |
| 1 | 07/12/2022 | Incorporação de sugestões da Aurora |
| 2 | 21/12/2022 | Revisão parágrafo nas conclusões |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |

AURORA LITHIUM

UNIDADE INDUSTRIAL DE CONVERSÃO DE LÍTIO

ESTUDO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

MEMÓRIA DESCRITIVA

ÍNDICE GERAL

| | | |
|----------|--|-----------|
| 1 | INTRODUÇÃO E OBJETIVOS | 1 |
| 2 | CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E CLIMÁTICA DAS ÁREAS EM ESTUDO | 2 |
| 2.1 | ENQUADRAMENTO GEOGRÁFICO E HIDROGRÁFICO..... | 2 |
| 2.2 | CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA ÁREA | 3 |
| 2.2.1 | MORFOLOGIA E USOS DOS SOLOS..... | 3 |
| 2.2.2 | REDE HIDROGRÁFICA..... | 5 |
| 2.3 | CLIMA..... | 6 |
| 3 | ESTUDO HIDROLÓGICO | 8 |
| 3.1 | BACIAS HIDROGRÁFICAS | 8 |
| 3.2 | DADOS DE PRECIPITAÇÃO..... | 9 |
| 3.3 | ANÁLISE DE FREQUÊNCIAS DE DADOS HISTÓRICOS | 11 |
| 3.4 | PERÍODOS DE RETORNO | 14 |
| 3.5 | TEMPO DE CONCENTRAÇÃO | 14 |
| 3.6 | INTENSIDADE DE PRECIPITAÇÃO | 16 |
| 3.7 | DETERMINAÇÃO DOS CAUDAIS DE CHEIA..... | 19 |
| 3.7.1 | MÉTODO DA FÓRMULA RACIONAL..... | 19 |
| 3.7.2 | MÉTODO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO | 22 |
| 4 | ESTUDO HIDRÁULICO | 31 |
| 4.1 | TERRENO | 32 |
| 4.2 | COBERTURA DO SOLO E INFILTRAÇÃO | 33 |
| 4.3 | MALHA DE CÁLCULO 2D | 35 |
| 4.4 | DEFINIÇÃO DE FRONTEIRAS EXTERNAS E INTERNAS | 36 |
| 5 | MAPAS DE ESCOAMENTO | 38 |
| 6 | CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES | 39 |

ANEXOS

| | |
|---|----|
| ANEXO I – DADOS DE PRECIPITAÇÃO EM ÁGUAS DE MOURA (22E/01UG)..... | 41 |
| ANEXO II – QUADRO COM CAUDAIS PELO MÉTODO SCS..... | 1 |
| ANEXO III – MAPAS COM PROFUNDIDADES E VELOCIDADES DE ESCOAMENTO | 3 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 2.1 - Limite da área em estudo sobre imagem satélite (GoogleEarth) | 2 |
| Figura 2.2 – Limite da área de estudo sobre carta geográfica..... | 2 |
| Figura 2.3 – Foto panorâmica da área em estudo | 3 |
| Figura 2.4 – Declive do terreno na área em estudo..... | 4 |
| Figura 2.5 – Carta geológica da zona á escala 1/25.000 (fonte: DGADR) | 4 |
| Figura 2.6 – Uso do solo (fonte: DGT)..... | 5 |
| Figura 2.7 – Localização das linhas de águas na área em estudo | 6 |
| Figura 2.8 – Temperatura e precipitação média mensais em Setúbal (fonte: climate-data.org)..... | 7 |
| Figura 2.9 – Precipitação média mensais registada na estação meteorológica de Grândola (fonte: snirh.apambiente.pt)..... | 7 |
| Figura 3.1 – Bacias hidrográficas da zona do projeto. | 8 |
| Figura 3.2 - Localização das estações meteorológicas utilizadas para o estudo das precipitações máximas..... | 9 |
| Figura 3.3 - Localização do terreno em relação a várias estações meteorológicas com curvas IDF estabelecidas por Brandão et al. (2001)..... | 10 |
| Figura 3.4 - Registos de PDMA de 1940 a 2000 na estação meteorológica de Águas de Moura. (fonte: SNIRH) | 11 |
| Figura 3.5 - Valores de PDMA de 1932 a 2021 na EM de Águas de Moura. (fonte: SNIRH+GHIRPS) | 12 |

| | |
|---|-----------|
| Figura 3.6 - Gráfico de valores máximos em função do período de retorno para as várias distribuições estatísticas. | 12 |
| Figura 3.7 - Histograma e curvas das diferentes distribuições estatísticas | 12 |
| Figura 3.8 - Bacias internas no terreno do projeto | 16 |
| Figura 3.9 – Linhas de água da bacia interna 2, e divisão em sub-bacias, em modelo SIG a) e no modelo HEC-HMS b). | 24 |
| Figura 3.10 – Valores do número de escoamento (CN) da área em estudo, para AMCII. | 27 |
| Figura 3.11 – Hietograma de precipitação na área do projeto para T=100 anos. | 29 |
| Figura 3.12 – Hidrograma de cheia da bacia 2, no ponto de saída do terreno..... | 30 |
| Figura 3.13 – Hietograma e hidrograma de cheia da sub-bacia 2.4. | 30 |
| Figura 4.1 – Terreno do projeto no software HEC RAS..... | 33 |
| Figura 4.2 – Mapa de cobertura de solos ao qual foram associados os coeficientes de rugosidade de Manning. | 34 |
| Figura 4.4 – Mapa de cobertura dos solos a que se associaram os valores de CN (AMCIII) de acordo com a metodologia do SCS. | 35 |
| Figura 4.5 – Detalhe da malha de cálculo utilizada no modelo 2D..... | 35 |
| Figura 4.6 – Localização das fronteiras externa no perímetro do projeto..... | 37 |
| Figura 4.7 – Hietograma para T=100, da área interna do terreno em estudo obtido no software (semelhante ao da fig. 2.6)..... | 37 |
| Figura 5.1 – Localização das principais linhas de água no terreno | 38 |

ÍNDICE DE TABELAS

| | |
|--|----|
| Tabela 3.1 – Valores médios de PMDA nas quatro estações meteorológicas..... | 10 |
| Tabela 3.2 – Resultado do teste Kolmogorov-Smirnov..... | 13 |
| Tabela 3.3 – Previsão da precipitação diária máxima em T=100 com diferentes probabilidades estatísticas..... | 13 |



| | |
|---|-----------|
| Tabela 3.4 – Valores de precipitação máxima diária para diferentes períodos de retorno | 13 |
| Tabela 3.5 – Valores do Tempo de Concentração das bacias internas..... | 16 |
| Tabela 3.6 – Valores de intensidade e precipitação para diversos intervalos temporais e períodos de retorno | 18 |
| Tabela 3.7 – Valores da Intensidade de precipitação para as Bacias Externas, majoradas 10%..... | 18 |
| Tabela 3.8 – Valores do coeficiente C da fórmula racional..... | 21 |
| Tabela 3.9 – Valores do coeficiente de escoamento de cada bacia | 21 |
| Tabela 3.10 – Valores do caudal de ponta de cheia das bacias internas..... | 22 |
| Tabela 3.11 – Valores de intensidade e precipitação. | 25 |
| Tabela 3.12 – Tempo de precipitação na zona interna do projeto..... | 28 |
| Tabela 3.13 – Distribuição da precipitação no hietograma | 29 |
| Tabela 3.14 – Comparação dos valores do caudal de cheia. | 29 |



AURORA LITHIUM

UNIDADE INDUSTRIAL DE CONVERSÃO DE LÍTIO

ESTUDO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

MEMÓRIA DESCRITIVA

1 INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

O presente documento corresponde ao estudo hidrológico e hidráulico relativo à Unidade Industrial de Conversão de Lítio, situada no concelho de Setúbal.

Para a realização do presente estudo contou-se com os levantamentos topográficos fornecidos pelo cliente, com elevação terrestre digital e com informação cartográfica do IGeoE.

Os dados meteorológicos/udométricos utilizados foram descarregados da base de dados do SNIRH (Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos).

Os principais objetivos a ter em conta no presente estudo de acordo com o estipulado são os seguintes:

- Caracterização hidrológica da área em estudo;
- Caracterização hidráulica, englobando a identificação de áreas de inundação, velocidades de escoamento e percurso do escoamento na área em estudo, bem como a montante e jusante do mesmo, quando necessário;
- Apresentação de recomendações descritivas sobre possíveis ações de drenagem em projeto, caso se verifiquem necessárias.

2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E CLIMÁTICA DAS ÁREAS EM ESTUDO

2.1 ENQUADRAMENTO GEOGRÁFICO E HIDROGRÁFICO

A área prevista para a instalação do Projeto analisado neste Estudo Hidrológico situa-se no distrito e concelho de Setúbal, e localiza-se a aproximadamente 5 km a sudoeste da cidade de Setúbal, na freguesia de Sado, numa zona conhecida como Bairro da Sapec.

Nas figuras 2.1 e 2.2 apresenta-se a localização das áreas de estudo.



Figura 2.1 - Limite da área em estudo sobre imagem satélite (GoogleEarth)



Figura 2.2 – Limite da área de estudo sobre carta geográfica.

2.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA ÁREA

2.2.1 MORFOLOGIA E USOS DOS SOLOS

A área onde se desenvolverá o Projeto localiza-se ao lado do terreno do CITRI - Centro Integrado de Tratamento de Resíduos Industriais, limitado a sul pela Avenida do Rio Tejo, a poente pela Avenida do Rio Douro e a Norte pelo ramal ferroviário da Fábrica Navigator. O lote tem uma área de cerca de 50,6 ha.

O acesso à área de estudo realiza-se a partir da estrada nacional N10-4, na margem do estuário do rio Sado, e depois pelas Avenidas do Rio Douro e do Rio Tejo.

A área é caracterizada por declives relativamente suaves, com alguns declives superiores a 15%, pontualmente, como se pode verificar na Figura 2.4. A vegetação é variada, incluindo maioritariamente, vegetação rasteira. Existem vários caminhos de terra abertos ao longo da área de estudo.



Figura 2.3 – Foto panorâmica da área em estudo

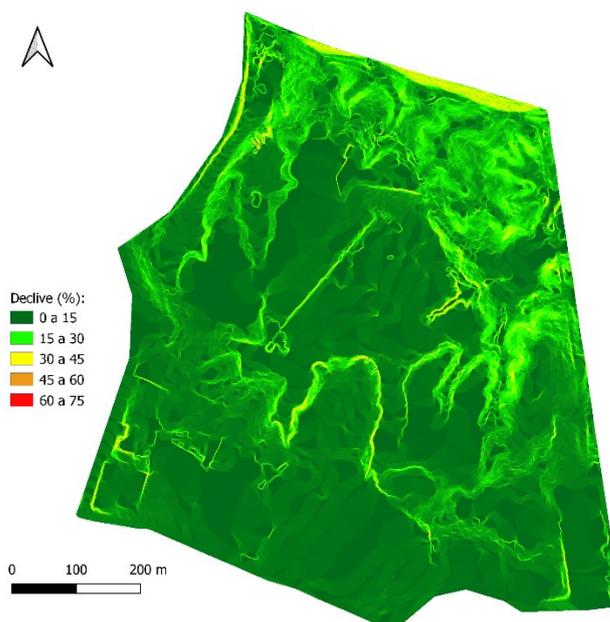


Figura 2.4 – Declive do terreno na área em estudo

Segundo a carta geológica da zona (Figura 2.5), os solos são maioritariamente constituídos por solo litólicos, não húmicos, pouco insaturados normais, de arenitos grosseiros (Vt(p)) e por solos podzolizados - podzóis, (não hidromórficos), com salinidade moderada, de aluviões, de textura mediana incipiente, de ou sobre arenitos (Ppt(fp)).

Os solos litólicos estão associados a formações rochosas de escoadas lávicas pouco meteorizadas, por vezes com declives acentuados e sempre marcados por um microrelevo muito acidentado e irregular.

São solos cujo grau de evolução é incipiente (Listossolos), ou pouco definida (Solos Litólicos), derivados de rochas consolidadas, de espessura inferior a 10 cm. A sua textura é fundamentalmente ligeira ou mediana, dependendo da natureza da rocha-mãe e do grau de meteorização atingido. Por norma existe uma percentagem considerável de elementos grosseiros (Pereira, 2004). São quase sempre pobres em matéria orgânica, dada a sua pequena espessura. Geralmente, são solos caracterizados pela elevada permeabilidade.

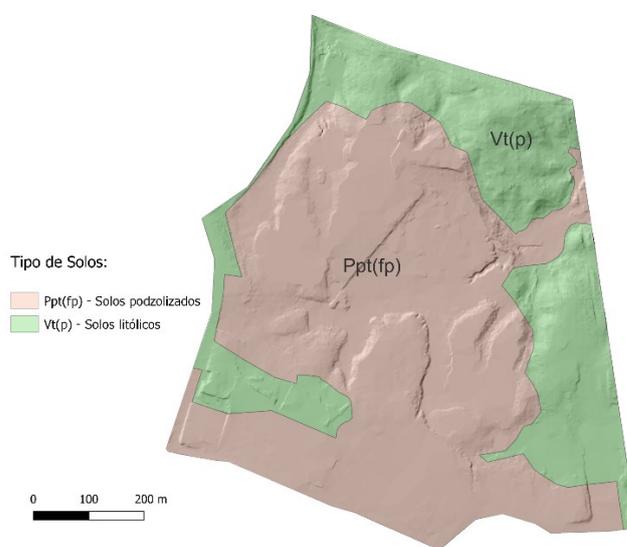


Figura 2.5 – Carta geológica da zona á escala 1/25.000 (fonte: DGADR)

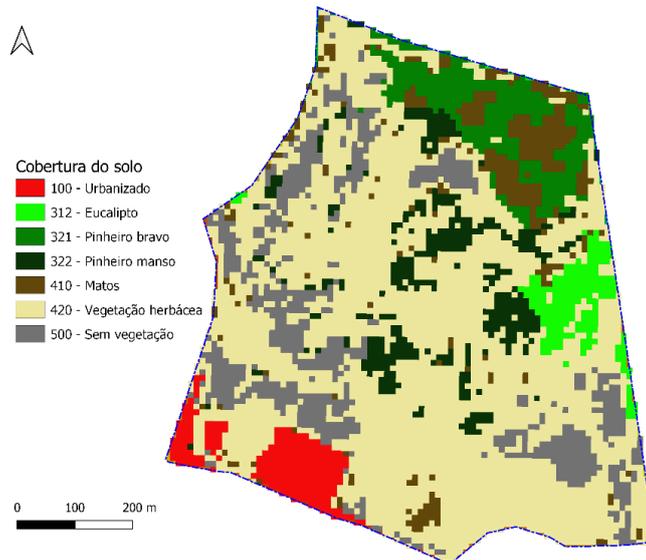


Figura 2.6 – Uso do solo (fonte: DGT)

Na Figura 2.6 pode ver-se que o terreno está ocupado essencialmente por vegetação herbácea espontânea. Inclui também algumas construções. Nota também a existência de algumas zonas de terreno despidido de vegetação.

2.2.2 REDE HIDROGRÁFICA

A área em estudo localiza-se na bacia hidrográfica do rio Sado, do qual se situa a 6 km a sul, a as suas cotas estão entre os 65 e os 105 metros de altitude. Não existem linhas de água perenes no interior dos seus limites, mas existem condicionantes fisiográficos que favorecem o seu aparecimento em caso de chuvadas torrenciais. As potenciais linhas de água, desenhadas com base na topografia do terreno, podem ver-se na Figura 2.7, e encaminham as águas escoadas superficialmente para nordeste, para a zona do estuário do lado da Ribeira da Marateca.

O terreno em estudo situa-se quase na parte mais elevada da zona. O ponto mais elevado situa-se dentro dos limites do terreno, a norte deste. Por essa razão, a maior parte das linhas de água têm origem no interior do lote e não existe a possibilidade de haver escorrência de águas da chuva provenientes do exterior da área em estudo.

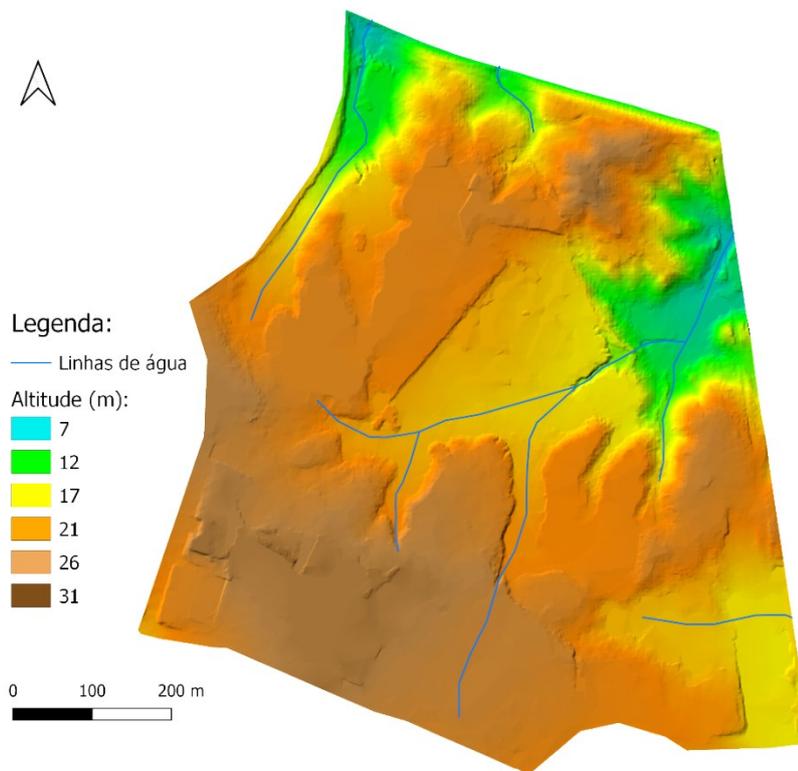


Figura 2.7 – Localização das linhas de águas na área em estudo

2.3 CLIMA

A área de estudo está climaticamente localizada numa região de subtipo Csa (Clima mediterrânico de verão quente), segundo a classificação de Köppen, caracterizada por um clima temperado de características mediterrânicas com invernos húmidos e amenos e verões muito quente e secos, altas insolações e evapotranspiração elevada.

A temperatura média anual é de 16,6°C, variando entre os 22,9° C em agosto e os 11° C em janeiro. A Figura 2.8 apresenta as temperaturas médias mensais ao longo do ano assim como as precipitações médias mensais no concelho de Setúbal.

A estação meteorológica mais próxima da área do projeto, cujos dados constam no site do SNIRH é a de Comporta (23E/01C), que fica situada a 13 km de distância, para sul. Esta estação apresenta dados de temperatura e pluviosidade desde 1935. No entanto, existe mais três estações que ficam relativamente próximas do terreno em estudo: são as de Azeitão, Marateca (Águas de Moura) e Montevil, que distam do terreno 17, 14 e 21 km, respetivamente. Estas quatro estações apresentam registos de precipitação diária máxima anual (PDMA) com mais 50 anos.

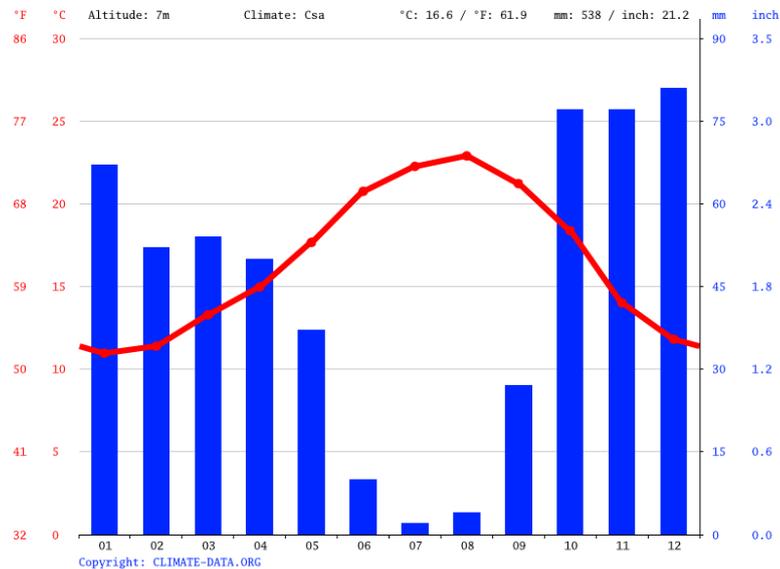


Figura 2.8 – Temperatura e precipitação média mensais em Setúbal (fonte: climate-data.org)

A precipitação média anual, na cidade de Setúbal, é de 538 mm, verificando-se no período estival a quase total ausência de chuva. Em média, mais de 80% da precipitação média anual ocorre em nove meses do ano, entre outubro e maio. Nos meses de novembro e dezembro a precipitação média ronda os 80 mm por mês.

Na 2.9 apresenta-se um gráfico com a precipitação máxima diária em cada ano registadas nas 4 estações meteorológicas acima referidas. Pode ver-se que em quase 90 anos de registos a precipitação diária ultrapassa várias vezes os 90 mm por dia. Também se nota que as estações mais a Norte, Azeitão e Marateca, são as que apresentam valores mais altos de máximos diários.

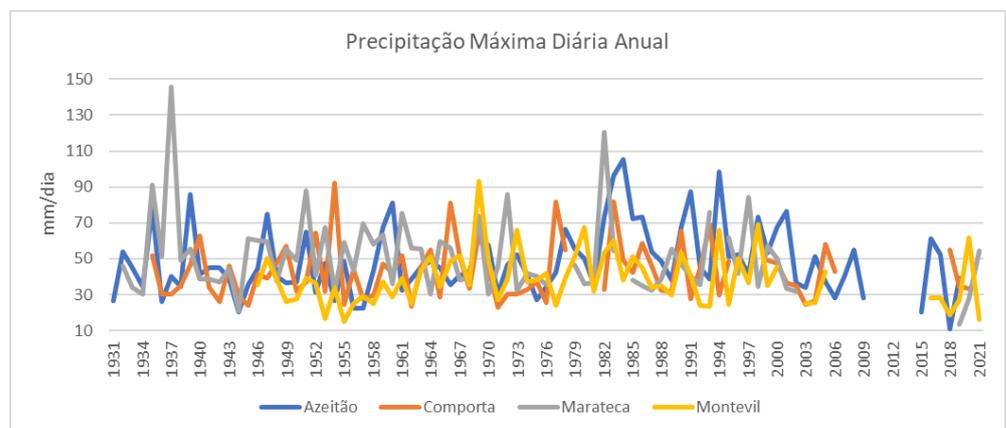


Figura 2.9 – Precipitação média mensais registada na estação meteorológica de Grândola (fonte: snirh.apambiente.pt)

A humidade relativa média diária em Setúbal é de 69,9%, variando entre os 79,4% em Janeiro e os 60,4% em Agosto.

3 ESTUDO HIDROLÓGICO

3.1 BACIAS HIDROGRÁFICAS

Para estudar o escoamento causado pela precipitação na zona do projeto foi necessário analisar a área circundante e estabelecer as bacias hidráulicas contribuintes para o escoamento no interior da zona do projeto.

A zona do projeto é dividida em quatro bacias hidrográficas naturais como se pode ver na Figura 3.1. Todas elas pertencem á bacia do Sado encaminham as águas para nordeste, para o estuário do rio Sado. Todo o escoamento potencial é, portanto, originado no interior do terreno em estudo.

A delimitação das bacias hidrográficas foi feita com o recurso a um software SIG (Sistemas de Informação Geográfica) e ficheiros informáticos contendo os modelos digitais de elevação (MDE) com resolução de 0,5 metros, obtidos através do levantamento topográfico efetuado pelo cliente e fornecido.

Posteriormente foi feita uma análise do perímetro das bacias hidrográficas e linhas de água sobre as cartas militares com escala 1/25.000 para correção de pequenas incompatibilidades dos limites das bacias com as curvas de nível das cartas.

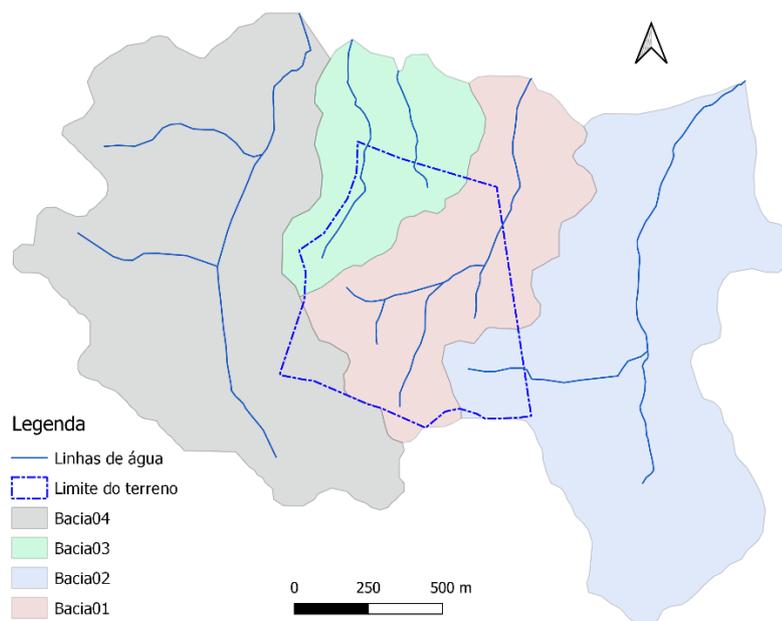


Figura 3.1 – Bacias hidrográficas da zona do projeto.

3.2 DADOS DE PRECIPITAÇÃO

Para este estudo utilizaram-se os registos pluviométricos da estação meteorológica de Águas de Moura (22E/01UG) na Marateca, por ser a que, das que se encontram mais próximas do terreno em estudo, ser aquela de regista maior pluviosidade. A Figura 3.2 mostra o posicionamento da área em estudo em relação aos quatro postos udométricos mais próximos.



Figura 3.2 - Localização das estações meteorológicas utilizadas para o estudo das precipitações máximas.

O Decreto Regulamentar 23/95, usa para este efeito as curvas intensidade-duração-frequência (curvas I-D-F) apresentadas por MATOS e SILVA, em 1986, que relacionam os valores a nível nacional com o das curvas que estabeleceram para Lisboa. Nesse estudo as autoras sugerem que as intensidades médias das precipitações resultantes das curvas I-D-F, no território nacional sejam agravadas de 20%, nas regiões montanhosas de altitude superior a 700 m, e reduzidas de 20%, nas regiões do Nordeste.

Mas estudos posteriores, publicados pela Direção dos Serviços de Recursos Hídricos, (BRANDÃO et al. 2001) apresentam os parâmetros das curvas I-D-F deduzidas com base nos registos de diversos postos udométricos do Continente, considerando, para o efeito, durações da precipitação, t, compreendidas entre 5 min e 48 h e períodos de retorno, T, variando entre 2 e 1 000 anos. Estes parâmetros, foram deduzidos dos registos udométricos de 27 localidades nacionais, e com recurso a tecnologia informática e softwares SIG, são muito mais precisos que os apresentados no Dec. Regulamentar 23/95.

Mas o terreno em análise situa-se muito longe dos postos udométricos estudados por BRANDÃO et Al. (2001). Apesar de o terreno se localizar na área de influência do posto meteorológico de Lisboa (IGIDL), como se pode observar na Figura 3.3, considerou-se

que a presença da Serra da Arrábida, nas proximidades do terreno em estudo, acarreta perturbações pluviométricas assinaláveis, pelo que se optou por recorrer aos registos das estações meteorológicas mais próximas do terreno.

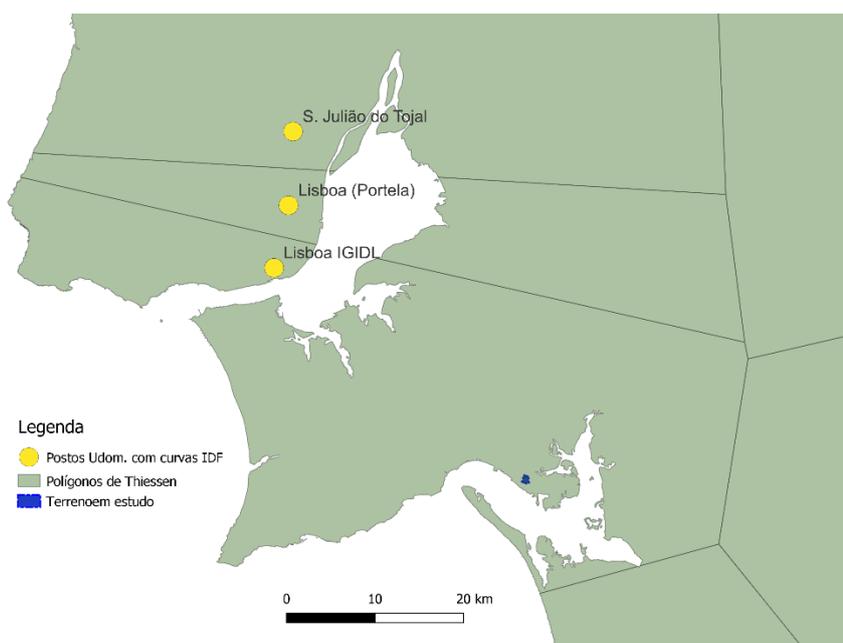


Figura 3.3 - Localização do terreno em relação a várias estações meteorológicas com curvas IDF estabelecidas por Brandão et al. (2001)

Por essa razão foram recolhidos e analisados os dados de Precipitação Máxima Diária Anual (PMDA) das quatro estações meteorológicas que se situam nas proximidades do terreno do projeto, já nomeadas acima, e cujos valores se podem analisar no gráfico da Figura 2.9.

Fazendo uma média dos valores de precipitação máxima diária anual (PMDA) de cada uma destas estações, verifica-se que a estação de Águas de Moura (Marateca) é a que apresenta um valor mais elevado (ver Tabela 3.1). Também é a estação onde se registaram valores diários mais elevados, como por exemplo em 1937 (145,6 mm/dia) e em 1981 (120,6 mm/dia).

Tabela 3.1 – Valores médios de PMDA nas quatro estações meteorológicas

| VILA N. DE AZEITÃO (22C/02UG) | ÁGUAS DE MOURA (22E/01UG) | COMPORTA (23E/01C) | MONTEVIL (23F/01UG) |
|----------------------------------|------------------------------|-----------------------|------------------------|
| 48.3 | 50.7 | 42.3 | 38.8 |

Por essa razão, optou-se por usar os valores de precipitação registados nesta estação meteorológica para a análise estatística com vista ao cálculo dos caudais de cheia. O

gráfico da Figura 3.4 mostra os valores da PDMA na estação de Águas de Moura entre 1940 e 2021.

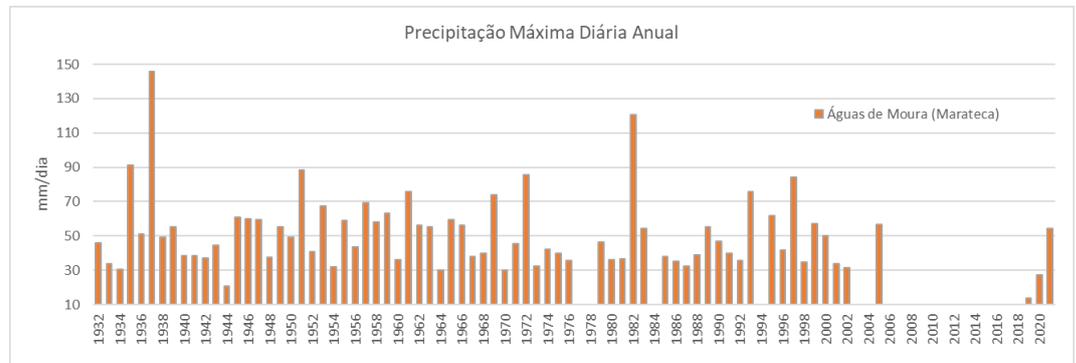


Figura 3.4 - Registos de PDMA de 1940 a 2000 na estação meteorológica de Águas de Moura. (fonte: SNIRH)

Os anos em falta nos registos desta estação, a partir de 1981, foram colmatados com recurso aos dados recolhidos via satélite através do programa CHIRPS. Os anos de 1977 e 1978 não têm registos.

Os dados de precipitação do programa CHIRPS (Climate Hazards Group InfraRed Precipitation with Station) são recolhidos desde 1981 até hoje, abrangendo latitudes entre 50°S e 50°N (e todas as longitudes) com uma resolução de 0,05x0,05 graus (± 6 km). Ver mais em pormenores em <https://www.chc.ucsb.edu/data/chirps>.

3.3 ANÁLISE DE FREQUÊNCIAS DE DADOS HISTÓRICOS

Os valores registados de precipitação anual na estação meteorológica de Águas de Moura, complementados com dados CHIRPS, foram analisados estatisticamente, de maneira a verificar qual a distribuição de frequências que melhor se adapta às precipitações. Na Figura 3.5 podem ver-se os valores máximos diários de precipitação para cada ano.

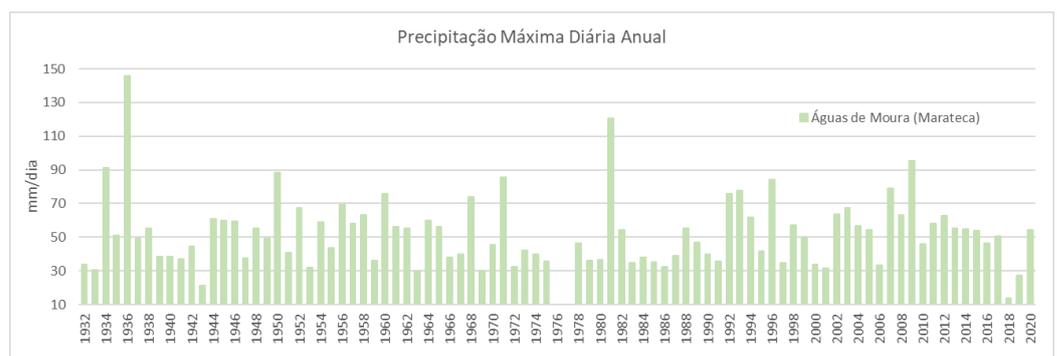


Figura 3.5 - Valores de PDMA de 1932 a 2021 na EM de Águas de Moura. (fonte: SNIRH+GHIRPS)

Os valores de PDMA foram analisados segundo as distribuições estatísticas Log-Normal, Galton, Gamma, Pearson III, Log-Pearson III e Frechet (EV2-Máx) (L-moments). Nas figuras 3.6 e 3.7 podem ver-se os gráficos de valores máximos em cada período de retorno e histograma com curvas das diferentes distribuições estatísticas.

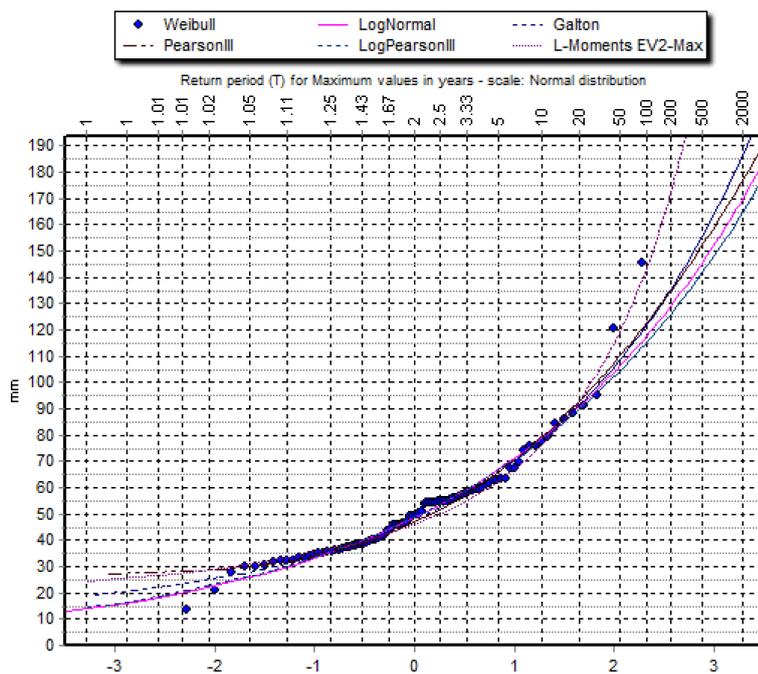


Figura 3.6 - Gráfico de valores máximos em função do período de retorno para as várias distribuições estatísticas.

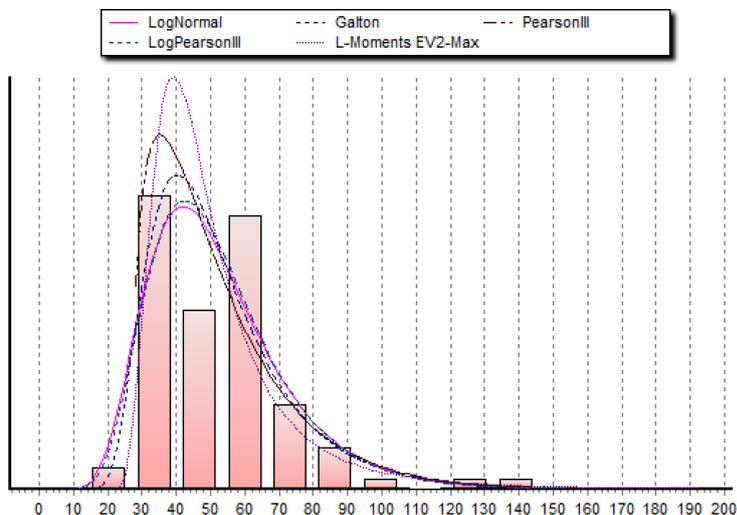


Figura 3.7 - Histograma e curvas das diferentes distribuições estatísticas

Na Tabela 3.2 pode ver-se o resultado do teste K-S para as diferentes distribuições.

Tabela 3.2 – Resultado do teste Kolmogorov-Smirnov

| Distribuição estatística | a=1% | a=5% | a=10% | Obtido | DMax |
|--------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Log Pearson III | Aceite | Aceite | Aceite | 88.79% | 0.0620 |
| LogNormal | Aceite | Aceite | Aceite | 87.41% | 0.0632 |
| Gamma | Aceite | Aceite | Aceite | 61.29% | 0.0809 |
| Galton | Aceite | Aceite | Aceite | 58.93% | 0.0824 |
| Pearson III | Aceite | Aceite | Aceite | 40.28% | 0.0952 |
| EV2 -Max (L-moments) | Aceite | Aceite | Aceite | 7.98% | 0.1353 |

Segundo o teste estatístico Kolmogorov-Smirnov de ajuste á amostra, a distribuição Log Pearson III será a que melhor de adapta aos dados existentes. No entanto, pela análise gráfica, a distribuição de Frechet (EV2 Max) aproxima-se mais dos valores reais extremos. Isso levou a fazermos uma análise da previsão da precipitação para T=100 para as várias distribuições, e o resultado pode ver-se na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Previsão da precipitação diária máxima em T=100 com diferentes probabilidades estatísticas

| Distribuição | T=100 |
|----------------------|-------|
| EV2 -Max (L-moments) | 143.8 |
| Pearson III | 122.7 |
| Galton | 121.9 |
| LogNormal | 117.7 |
| Log Pearson III | 115.3 |
| Gamma | 111.7 |

Atendendo a que a precipitação diária em Águas de Moura em 1937 foi de 145 mm e em 1982 foi de 121 mm, podemos então concluir que a distribuição de Frechet (EV2 Max) pelo método L- Moments, é aquela que melhor representa a pluviosidade extrema em Águas de Moura e, portanto, será aquela a usar.

Assim, os valores calculados de precipitação para os vários períodos de retorno apresentam-se na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Valores de precipitação máxima diária para diferentes períodos de retorno

| T (anos) | PDMA (mm) |
|----------|-----------|
| 10 | 78 |
| 25 | 95 |
| 50 | 119 |
| 100 | 144 |

3.4 PERÍODOS DE RETORNO

Define-se período de retorno, T , como o intervalo de tempo médio entre ocorrências sucessivas de um dado acontecimento. O período de retorno está relacionado com a probabilidade de um determinado acontecimento exceder $G(x_i)$ ou não exceder $F(x_i)$ o valor de x_i pelas expressões:

$$T_{(x_i)} = \frac{1}{G_{(x_i)}} = \frac{1}{1-F_{(x_i)}}$$

No entanto, o conceito de período de retorno não está associado a qualquer padrão de repetição cíclica e regular do acontecimento. O período de retorno T a adoptar para o cálculo do caudal de cheia é definido em regulamentos nacionais em função da importância da obra hidráulica e do risco que o seu colapso representa para as populações que venham a ser afetadas.

Assim, para uma barragem de betão com altura superior a 100 metros o período de retorno a considerar no projeto é de 5000 anos, pelo perigo que a sua falha representa para as populações que estão a jusante. Para outras obras, que não envolvem riscos tão elevados para as populações, os períodos de retorno são mais baixos. Os aquedutos em estradas e vias ferroviárias, podem ser dimensionados para períodos de retorno entre 10 e 100 anos, dependendo da importância do projeto.

Neste estudo hidrológico fizeram-se as estimativas de caudal de ponta para períodos de retorno de 10, 20, 50 e 100 anos.

3.5 TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

O tempo de concentração é um parâmetro hidrológico que surge da hipótese que a bacia hidrográfica responde como sistema linear para o escoamento superficial direto. Decorre desta hipótese a definição de tempo de concentração como o tempo necessário para que toda a bacia contribua na seção de saída. Nesta condição hipotética de resposta linear da bacia o tempo de concentração é o tempo de equilíbrio quando se estabelece o regime permanente entre uma chuva efetiva de intensidade constante e o escoamento superficial direto dela decorrente.

O escoamento superficial numa bacia real pode ser visto como a combinação dos efeitos de translação e armazenamento. O primeiro é geralmente considerado linear, mas o segundo não, pois o escoamento varia com a carga hidráulica e, por consequência, o tempo de concentração, diminui com o aumento da intensidade da chuva. Portanto, o conceito de tempo de concentração como parâmetro hidrológico invariável exige a admissão de uma propagação de onda considerando um valor de referência constante para a intensidade da chuva.

O tempo de concentração é um parâmetro fundamental em estudos hidrológicos, nomeadamente para a determinação do caudal de ponta de cheia e do hidrograma de escoamento superficial de bacias de drenagem urbana.

Este parâmetro constitui a base de cálculo dos caudais de dimensionamento de qualquer órgão ou estrutura hidráulica e depende das características da bacia hidrográfica, tais como a área, forma e inclinação da bacia, redes de drenagem e características geológicas, assim como da ocupação do solo. Por outro lado, este parâmetro está intimamente ligado ao período de retorno definido para projetos hidráulicos.

Para o estudo de caudais de cheia deve-se considerar a duração de precipitação intensa igual ao tempo de concentração, designando-se aquele parâmetro por duração crítica, de maneira a garantir que, na secção de referência, se considera toda a área da bacia hidrográfica contribuinte para o escoamento superficial.

No entanto, para evitar o sobredimensionamento das estruturas, não devem ser utilizados tempos de concentração inferiores a cinco minutos, dado que este tempo corresponde ao intervalo mínimo em que é possível efetuar a leitura nos udómetros com duração de 24 horas, que se utilizam para a formulação das curvas I-D-F.

Para a determinação do tempo de concentração, são encontradas em bibliografia da especialidade várias expressões matemáticas; umas empíricas, outras semi-empíricas e outras e com base em diversos fatores referentes às características da bacia hidrográfica considerada.

Dadas as características essencialmente rurais das bacias hidrográficas deste projeto, foram calculados os tempos de concentração das bacias pelas expressões de Kirpich, V. T. Chow e Corpo de Engenheiros do exército dos EUA.

A fórmula de Kirpich, a mais antiga (1940), foi deduzida com dados de pequenas bacias rurais, com áreas entre 0,004 e 0,453 km² e declives entre 0,03 e 0,1. O autor recomendava o uso da sua fórmula para bacias entre 0,0040 e 0,8094 km².

Ven te Chow, em 1962, propôs uma ligeira alteração, depois de estudar os dados de bacias um pouco maiores nos Estados Unidos. Estudou 20 bacias rurais com áreas entre 0,01 e 18,5 km², e com declives entre 0,0051 e 0,09.

Por sua vez Linslay, do Corpo de Engenheiros dos E.U.A., apresentou em 1977 outra alteração depois de estudar bacias maiores. Estudou 25 bacias com áreas até 12000 km².

Escolheram-se estas fórmulas por terem a mesma estrutura matemática, por se aplicarem todas a bacias rurais, por serem evoluções no tempo com os mesmos parâmetros e por representarem uma gama muito abrangente de áreas de escoamento.

As suas expressões matemáticas são as seguintes:

| | |
|-------------------|---|
| KIRPICH | $t_c = 0,0663 \cdot \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$ |
| V. T. CHOW | $t_c = 0,160 \cdot \frac{L^{0,64}}{S^{0,32}}$ |
| Corp of Engineers | $t_c = 0,191 \cdot \frac{L^{0,76}}{S^{0,19}}$ |

Em que: t_c - tempo de concentração (s)
 L - comprimento da linha de água principal (km)
 S - inclinação média da linha de água principal (m/m)

Na Tabela 3.5, podem ver-se os tempos de concentração encontrados para as bacias internas ao terreno do projeto.

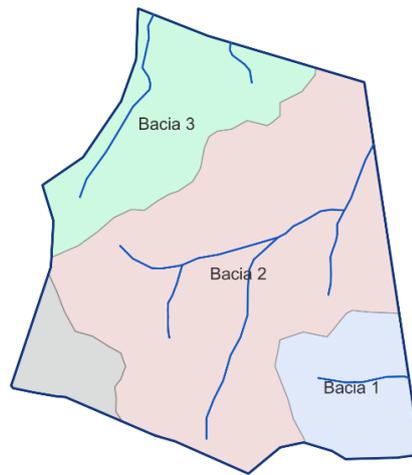


Figura 3.8 - Bacias internas no terreno do projeto

Tabela 3.5 – Valores do Tempo de Concentração das bacias internas

| Bacias | Area (km ²) | L (km) | Cotas | | Declive i(m/m) | t_c (min) | | | | |
|---------|-------------------------|--------|-------|------|----------------|-------------|------|------|-------|-------|
| | | | Baixa | Alta | | Kirspich | Chow | USCE | Média | Usado |
| Bacia 1 | 0.070 | 0.190 | 17.0 | 19.0 | 0.011 | 6.4 | 14.2 | 7.7 | 9.4 | 10.0 |
| Bacia 2 | 0.336 | 0.768 | 7.5 | 24.8 | 0.023 | 14.0 | 27.3 | 19.3 | 20.2 | 20.0 |
| Bacia 3 | 0.118 | 0.435 | 8.4 | 21.5 | 0.030 | 8.1 | 17.3 | 11.8 | 12.4 | 15.0 |

3.6 INTENSIDADE DE PRECIPITAÇÃO

A relação intensidade-duração depende da frequência de ocorrência de determinado evento pluviométrico, designando-se o conjunto destas curvas para diferentes períodos de retorno, curvas de intensidade-duração-frequência, doravante designadas abreviadamente como curvas I-D-F.

A intensidade (I) é função da duração da tormenta (t) e do período de retorno (T), sendo determinada pela introdução de dois parâmetros a e b, constantes para cada região e período de retorno considerado e, como tal, as curvas I-D-F podem ser determinadas, quer por equações hiperbólicas quer exponenciais.

Segundo o Regulamento (Decreto regulamentar 23/95) as durações de precipitação a considerar são as equivalentes ao tempo de concentração, não devendo ser inferior a 5 minutos.

A intensidade máxima de precipitação, num determinado período de retorno, pode ser determinada pela aplicação de uma função do tipo exponencial, tal como

$$I = a(T).t^{b(T)}$$

...em que t representa a duração da precipitação, e a e b são parâmetros definidos estatisticamente em função de dados pluviométricos históricos.

Quando os acontecimentos pluviométricos com relevância para a análise de cheias têm durações de 1 hora ou inferior, podem ser caracterizados, sem significativa perda de rigor, pelas respetivas intensidades médias da precipitação, i , ou seja, pelos quocientes entre as precipitações, P , e as correspondentes durações, t ($i = P/t$) (PONCE, 1989). À medida que a duração da precipitação aumenta, também aumenta a imprecisão de admitir que as intensidades da precipitação permanecem constantes, tornando-se necessário estabelecer modelos que, de algum modo, traduzam a possibilidade de variação temporal da intensidade da precipitação.

Neste caso, dada a localização do terreno estar afastado dos postos udométricos estudados por BRANDÃO et al. (2001) optou-se por estudar as intensidades de precipitação com base nos registos da estação meteorológica de Águas de Moura, como se viu anteriormente. De modo a obterem-se os hietogramas de precipitação adequados às características hidrológicas das bacias em estudo, foi necessário determinarem-se as intensidades de precipitação para o tempo de concentração adotado para este estudo, calculando os quocientes entre a precipitação máxima diária anual e outros eventos de menor duração, com base no método aconselhado por PORTELA, (2008).

Na Tabela 3.6 apresentam-se os resultados dos valores de precipitação e intensidade deferidos dos valores máximos de precipitação diária, que se podem ver na Tabela 3.3.

Tabela 3.6 – Valores de intensidade e precipitação para diversos intervalos temporais e períodos de retorno

| T = 10 | | | | T = 25 | | | |
|---------|-------|------------------------|-------------------------|---------|-------|------------------------|-------------------------|
| Duração | | Precipitação P (mm) | Intensidade I (mm/h) | Duração | | Precipitação P (mm) | Intensidade I (mm/h) |
| (H) | (min) | | | (H) | (min) | | |
| 24 | 1440 | 78 | 3.3 | 24 | 1440 | 95 | 4.0 |
| 2.0 | 120 | 38.3 | 19.2 | 2.0 | 120 | 46.7 | 23.3 |
| 1.5 | 90 | 35.3 | 23.5 | 1.5 | 90 | 43.0 | 28.7 |
| 1 | 60 | 31.4 | 31.4 | 1 | 60 | 38.3 | 38.3 |
| 0.5 | 30 | 25.8 | 51.6 | 0.5 | 30 | 31.4 | 62.8 |
| 0.33 | 20 | 23.0 | 68.9 | 0.33 | 20 | 28.0 | 83.9 |
| 0.25 | 15 | 21.1 | 84.6 | 0.25 | 15 | 25.8 | 103.0 |
| 0.166 | 10 | 18.8 | 113.3 | 0.166 | 10 | 22.9 | 138.0 |
| 0.083 | 5 | 15.4 | 185.8 | 0.083 | 5 | 18.8 | 226.3 |

| T = 50 | | | | T = 100 | | | |
|---------|-------|------------------------|-------------------------|---------|-------|------------------------|-------------------------|
| Duração | | Precipitação P (mm) | Intensidade I (mm/h) | Duração | | Precipitação P (mm) | Intensidade I (mm/h) |
| (H) | (min) | | | (H) | (min) | | |
| 24 | 1440 | 119 | 5.0 | 24 | 1440 | 144 | 6.0 |
| 2.0 | 120 | 58.5 | 29.2 | 2.0 | 120 | 70.7 | 35.4 |
| 1.5 | 90 | 53.8 | 35.9 | 1.5 | 90 | 65.2 | 43.4 |
| 1 | 60 | 48.0 | 48.0 | 1 | 60 | 58.0 | 58.0 |
| 0.5 | 30 | 39.3 | 78.7 | 0.5 | 30 | 47.6 | 95.2 |
| 0.33 | 20 | 35.0 | 105.1 | 0.33 | 20 | 42.4 | 127.1 |
| 0.25 | 15 | 32.3 | 129.0 | 0.25 | 15 | 39.0 | 156.1 |
| 0.166 | 10 | 28.7 | 172.8 | 0.166 | 10 | 34.7 | 209.2 |
| 0.083 | 5 | 23.5 | 283.5 | 0.083 | 5 | 28.5 | 343.1 |

Tendo em conta o eventual impacto futuro das mudanças climáticas, o Plano de Gestão da Região Hidrográfica dos Rios Sado e Mira, onde se localiza a área de estudo, prevê um aumento da frequência de dias com grandes quantidades de precipitação, embora com a redução da precipitação média anual. Assim, os valores calculados para o estabelecimento da pluviosidade serão multiplicados por 1,10. Na Tabela 3.7 apresentam-se os valores de intensidade para as bacias externas, já com essa correção.

Tabela 3.7 – Valores da Intensidade de precipitação para as Bacias Externas, majoradas 10%

| Bacias | Area (km ²) | tc (min) | I (mm/h) | | | |
|---------|----------------------------|-------------|----------|-----|-----|-----|
| | | | 10 | 25 | 50 | 100 |
| Bacia 1 | 0.070 | 10.0 | 125 | 152 | 190 | 230 |
| Bacia 2 | 0.336 | 20.0 | 76 | 92 | 116 | 140 |
| Bacia 3 | 0.118 | 15.0 | 93 | 113 | 142 | 172 |

3.7 DETERMINAÇÃO DOS CAUDAIS DE CHEIA

As grandes cheias são desastres naturais que causam importantes prejuízos materiais, sociais e até humanos, não havendo ano em que tal não aconteça em alguma parte do mundo.

Pode definir-se cheia como um fenómeno hidrológico extremo causado por precipitação intensa de duração mais ou menos prolongada numa bacia hidrográfica, ou em parte dela, originando caudais que excedem a capacidade de vazão do leito do rio.

O escoamento superficial que ocorre nas zonas altas das bacias hidrográficas transforma-se em caudal de um rio de modo que pode variar muito, devido a vários fatores, tais como;

- distribuição espacial e temporal das chuvas
- taxa de degelo
- hidráulica dos rios e/ou ribeiros
- armazenamento em bacias hidrográficas e canais
- geologia e características do solo
- superfície e cobertura da bacia hidrográfica

Do ponto de vista hidrológico, uma determinada cheia fica conhecida pelo seu hidrograma, onde se distingue o ramo ascendente, o valor máximo ou caudal de ponta, e o ramo descendente. No entanto, para diversas aplicações, como o dimensionamento das secções de vazão de pontes, aquedutos ou coletores pluviais, é suficiente o conhecimento do caudal de ponta.

Existem vários métodos de cálculo do caudal de ponta. Os métodos empíricos são menos precisos e aplicados apenas pontualmente, quando não se dispõe de informação que permita usar métodos mais precisos. Os métodos cinemáticos, estatísticos, e do hidrograma unitário, são métodos mais rigorosos e a sua escolha depende de vários fatores, como o tamanho da bacia hidrológica e os dados disponíveis para a sua aplicação.

Neste estudo foram utilizados dois métodos; usou-se numa primeira fase o método cinemático da fórmula racional, para as bacias externas, e em seguida usou-se o método do hidrograma unitário de SCS (Soil Conservation Service dos EUA).

3.7.1 MÉTODO DA FÓRMULA RACIONAL

A fórmula racional é um dos métodos cinemáticos usados para determinar o caudal de ponta.

Esta fórmula, com origem tradicionalmente atribuída a Mulvaney, em meados do século XIX, é uma das fórmulas mais utilizadas para determinar caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas de pequena dimensão.

Alguns autores apontam como limite da dimensão da bacia uma ou duas dezenas de quilómetros quadrados; mas outros apontam para dimensões de algumas dezenas e até centenas de quilómetros quadrados. Na África do Sul, por exemplo, a fórmula racional é aplicada a bacias com áreas até 5.000 km² (Hipólito e Vaz, 2013).

A razão para se restringir a sua aplicação a bacias de pequena dimensão deve-se aos seguintes pressupostos do método:

- a precipitação ocorre uniformemente em toda a bacia
- a intensidade é constante ao longo da duração da precipitação, que se toma igual ao tempo de concentração da bacia T_c.
- o caudal de ponta ocorre quando toda a bacia hidrográfica está contribuindo com o escoamento.
- o intervalo de recorrência do caudal de ponta é considerado igual ao intervalo de recorrência da intensidade de chuva. Por outras palavras, supõe-se que a intensidade máxima de chuva de 10 anos produza a inundação máxima de 10 anos.

Naturalmente que, quanto maior for a bacia, mais difícil será que estas condições sejam cumpridas. Neste estudo usou-se este método para calcular o caudal de ponta de todas as bacias externas.

A fórmula racional pode escrever-se da seguinte forma:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3,6}$$

Em que: Q, é o caudal de ponta de cheia (m³/s)

C, coeficiente de escoamento (adimensional)

I, é a intensidade de precipitação (mm/h),

A, é a área da bacia (km²)

3.7.1.1 COEFICIENTE DE ESCOAMENTO

O coeficiente de escoamento (C) corresponde a um parâmetro adimensional que representa as perdas de precipitação, incluindo, as perdas por interseção, infiltração, retenção superficial e evapotranspiração, e a difusão do escoamento, entendida como sendo uma medida da “capacidade” da bacia hidrográfica, para atenuar os caudais de ponta de cheia.

Este coeficiente tem em conta também o período de retorno considerado na avaliação de caudais de ponta de cheia, pois de facto, as perdas da precipitação dependem do

grau de humidade do terreno da bacia hidrográfica, aumentando com aquele período, de modo a traduzir a diminuição das perdas de precipitação.

Na Tabela 3.8 (adaptada de Chow et al.1988) apresentam-se os valores de C para zonas rurais com diversas condições de superfície, em função do período de retorno.

Tabela 3.8 – Valores do coeficiente C da fórmula racional

| Características da Superfície Bacias Rurais | T | | | |
|--|------|------|------|------|
| | 10 | 25 | 50 | 100 |
| A - Agricultura | | | | |
| Declive fraco, 0 to 2% | 0.35 | 0.40 | 0.43 | 0.47 |
| Declive médio, 2 to 7% | 0.41 | 0.44 | 0.48 | 0.51 |
| Declive forte, >7% | 0.44 | 0.48 | 0.51 | 0.54 |
| B - Pastagens | | | | |
| Declive fraco, 0 to 2% | 0.30 | 0.34 | 0.37 | 0.41 |
| Declive médio, 2 to 7% | 0.38 | 0.42 | 0.45 | 0.49 |
| Declive forte, >7% | 0.42 | 0.46 | 0.49 | 0.53 |
| C - Mato/Floresta | | | | |
| Declive fraco, 0 to 2% | 0.28 | 0.31 | 0.35 | 0.39 |
| Declive médio, 2 to 7% | 0.36 | 0.40 | 0.43 | 0.47 |
| Declive forte, >7% | 0.41 | 0.45 | 0.48 | 0.52 |

E na Tabela 3.9 podem ver-se os valores de C utilizados para as bacias internas.

Tabela 3.9 – Valores do coeficiente de escoamento de cada bacia

| Bacias | Area (km ²) | C (-) | | | | |
|---------|-------------------------|-------|------|------|------|------|
| | | Tipo | 10 | 25 | 50 | 100 |
| Bacia 1 | 0.070 | C | 0.28 | 0.31 | 0.35 | 0.39 |
| Bacia 2 | 0.336 | C | 0.36 | 0.40 | 0.43 | 0.47 |
| Bacia 3 | 0.118 | C | 0.36 | 0.40 | 0.43 | 0.47 |

3.7.1.2 CAUDAIS DE CHEIA

Adotados os valores do coeficiente de escoamento da Tabela 3.9, determinadas as intensidades de precipitação (na Tabela 3.7) calculados de acordo com o descrito no ponto 3.5, e conhecias as áreas de cada bacia, foram calculados os caudais de cheia para as bacias externas ao terreno, e nos limites do mesmo, que se apresentam na Tabela 3.10.

Considerou-se que as precipitações ocorrem uniformemente sobre a totalidade das bacias e com intensidade constante e que a duração da precipitação útil é igual à duração da precipitação total.

Tabela 3.10 – Valores do caudal de ponta de cheia das bacias internas.

| Bacias | Area (km ²) | Q _p (m ³ /s) | | | |
|---------|-------------------------|------------------------------------|------|------|------|
| | | 10 | 20 | 50 | 100 |
| Bacia 1 | 0.070 | 0.68 | 0.92 | 1.29 | 1.75 |
| Bacia 2 | 0.336 | 2.55 | 3.44 | 4.64 | 6.13 |
| Bacia 3 | 0.118 | 1.10 | 1.49 | 2.00 | 2.65 |

Dada a área das bacias, os valores de caudais obtidos por este método, são perfeitamente válidos. No entanto, para efeito de confirmação da sua ordem de grandeza, fez-se o estudo da bacia maior (Bacia 2) pelo método do hidrograma unitário do SCS, que se apresenta de seguida.

3.7.2 MÉTODO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO

O gráfico do caudal (volume versus tempo) numa dada secção de um rio é chamado de hidrograma. Para o mesmo rio e a mesma secção em estudo, não se conseguem obter dois hidrogramas iguais, uma vez que existem muitos fatores, quer fisiográficos quer meteorológicos, que condicionam o escoamento superficial causado pelas chuvas numa bacia hidrográfica.

Essencialmente existem 3 tipos de hidrogramas:

- Hidrograma natural - obtido diretamente dos registos de caudal de um posto
Calibrado
- Hidrograma sintético - obtido usando parâmetros da bacia hidrográfica e características de uma tempestade para simular um hidrograma natural
- Hidrograma unitário - um hidrograma que resulta de 1 unidade de escoamento direto, distribuído uniformemente sobre a bacia hidrográfica resultante de uma precipitação com duração específica.

O método do hidrograma unitário foi proposto por Sherman (1932) nos Estados Unidos e tornou-se a partir dessa altura um dos métodos mais utilizados para a obtenção do hidrograma de escoamento resultante de uma precipitação intensa, com aplicação naturalmente ao estudo de cheias fluviais.

As dificuldades com a obtenção do hidrograma estão em estimar com exatidão a precipitação na área da bacia hidrográfica e na forma como esta se transforma em escoamento. Dadas todas as variáveis existentes na transformação da precipitação em escoamento, a estimativa de caudais por meio de modelos matemáticos tem vindo nos

últimos anos a ser feita por meios informáticos, com softwares que utilizam os vários parâmetros envolvidos no cálculo.

Para o estudo das precipitações e respetivo escoamento superficial na área em estudo, utilizou-se o software HEC-HMS, versão 4.7.1, desenvolvido pelo Hydrologic Engineering Center do Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA, para obter o hidrograma de escoamento.

Este software foi desenvolvido para simular os processos de precipitação-escoamento de sistemas de bacias hidrográficas com canais ramificados. Permite a sua aplicação numa ampla gama de áreas geográficas para resolver uma grande variedade possível de problemas hidrológicos e hidráulicos. Isso inclui o estudo da hidrologia de inundações em grandes bacias hidrográficas, assim como pequenos escoamentos urbanos ou naturais. Os hidrogramas produzidos pelo programa são utilizados diretamente ou em conjunto com outros softwares para estudos de disponibilidade hídrica, drenagem urbana, previsão de caudais, impacto futuro da urbanização, projeto de descarregadores de cheia em barragens, redução de danos por inundação, regulação de áreas inundáveis, etc.

O software permite a modelagem de escoamento permanente e não-permanente ou ocasional, que é o que acontece numa cheia causada por uma chuva torrencial. Como os caudais de cheias são temporários (fase crescente, pico, fase decrescente) foi este o modelo utilizado com este software para análise dos caudais de cheia.

De seguida expõem-se alguns parâmetros necessários para a correta determinação do hidrograma de escoamento numa dada secção de uma linha de água, pelo software HEC-HMS.

3.7.2.1 CARACTERIZAÇÃO DAS BACIAS HIDROGRÁFICAS

A caracterização das bacias hidrográficas neste software passa primeiro por definir a sua divisão em áreas menores (sub-bacias) de modo a poder otimizar os fluxos de caudais e distingui-los no tempo, para simular a sua dinâmica hidrológica á realidade no terreno. Dado que as bacias 1 e 3 deste projeto, tem área pequena e linhas de água com apenas uma ordem de Strahler, apenas foi feito o estudo por este método para a bacia 2.

Para isso foram analisados em software SIG os canais/linhas de água e as áreas da bacia 2 e suas sub-bacias, e depois disso estas são aplicadas no HEC-HMS por meio de ficheiros poligonais. Na Figura 3.9 pode ver-se o exemplo da bacia interna do terreno em estudo.

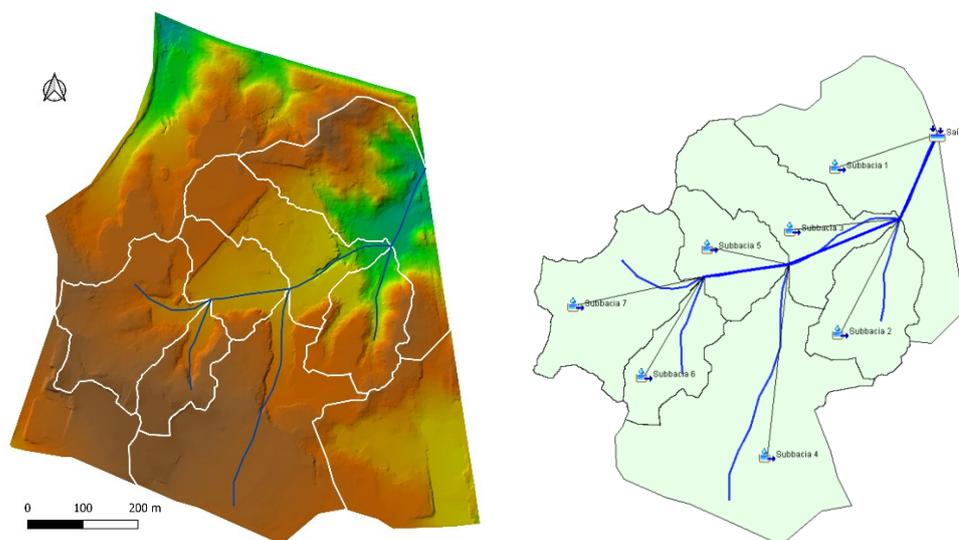


Figura 3.9 – Linhas de água da bacia interna 2, e divisão em sub-bacias, em modelo SIG a) e no modelo HEC-HMS b).

O software necessita de vários dados de cada sub-bacia, tais como a área, o comprimento da sua linha de água principal, percentagem de impermeabilização, valor CN, absorção inicial e tempo de atraso.

3.7.2.2 PRECIPITAÇÃO ÚTIL E PERDAS DE ESCOAMENTO

A parcela da precipitação que contribui de facto para o escoamento observado é designada por precipitação útil ou efetiva. O volume de água relativo à ocorrência da precipitação sobre a bacia hidrográfica é igual ao volume do hidrograma de cheia correspondente ao escoamento direto na secção em estudo.

A diferença entre a precipitação total e a correspondente precipitação efetiva designa-se por perda de precipitação ou de escoamento. Os processos envolvidos nas perdas são a interceção, a infiltração, o armazenamento em depressões do solo e a evapotranspiração.

A interceção refere-se à parcela da precipitação que aquando da sua ocorrência embate na vegetação, ficando aí retida. A quantidade de precipitação que é, assim, intercetada depende das características da precipitação e da natureza da cobertura do terreno. O tipo, a densidade, a idade, a sazonalidade do povoamento florestal são, entre outros, fatores condicionantes da cobertura do terreno.

Segundo PONCE(1989), as perdas anuais de precipitação podem chegar a 25% da precipitação anual média. No entanto, a quantidade de água intercetada durante as grandes chuvadas e em pequenas bacias urbanas é pouco significativa e assim, o seu efeito no desenvolvimento de grandes cheias fluviais é reduzido, ou mesmo muito reduzido, dependendo da excecionalidade da ocorrência.

A infiltração diz respeito à passagem da água através da superfície do solo para o seu interior. Existindo disponibilidade de água à superfície do solo, a infiltração depende, entre outros, das características do solo, como a granulometria, a densidade do coberto vegetal, a temperatura e qualidade da água. A infiltração é o processo de perda de precipitação mais significativo em eventos extremos e é sempre calculada no software HEC-HMS.

O software HEC-HMS, contempla as perdas de escoamento superficial por meio de vários métodos diferentes. Alguns dos métodos são projetados principalmente para simular eventos, enquanto outros são destinados à simulação contínua. Todos os métodos conservam a massa líquida, ou seja, a soma da infiltração e da precipitação potencial na superfície será sempre igual à precipitação total.

O método adotado para a modelação das bacias hidrográficas foi o modelo norte americano do Soil Conservation Service (SCS), por ser o que reúne um maior consenso quanto à sua aplicabilidade na análise de cheias. Este método de perda pelo número de escoamento (CN) deve ser usado apenas para simulação de eventos extremos, como é o caso deste estudo. O software calcula a precipitação incremental durante uma tempestade recalculando o volume de infiltração no final de cada intervalo de tempo. A infiltração durante cada intervalo de tempo é a diferença de volume no final de dois intervalos de tempo adjacentes.

O método do SCS admite que, na sequência de um acontecimento pluvioso intenso, a razão entre a altura de precipitação retida na bacia hidrográfica após o início do escoamento superficial e a capacidade máxima de retenção da água na bacia é igual à razão entre a precipitação efetiva e o escoamento superficial potencial.

O uso do método do SCS no software HEC-HSM permite que se escolha um valor de abstração inicial. A abstração inicial define a quantidade de precipitação que deve chegar ao solo antes de haver lugar a escoamento de superfície. No entanto, não é o mesmo que uma intercetção inicial ou perda inicial, pois alterar a abstração inicial altera a resposta de infiltração mais tarde na tempestade. Se este valor for deixado em branco, será calculado automaticamente como 0,2 vezes a retenção potencial, que é calculada a partir do número do escoamento CN.

Neste estudo, considerou-se a abstração inicial igual a zero, pois segundo estudos feitos sobre precipitações intensas em Portugal (PORTELA et al. 2000) a introdução da abstração inicial no nosso país conduz a resultados de escoamento inferiores ao observado.

Na **Tabela 3.11** podem ver-se os valores horários de intensidade e correspondente precipitação correspondente a três vezes o tempo de concentração da bacia (60 min.) usados para a área da bacia 2, que foi analisada por este método.

Tabela 3.11 – Valores de intensidade e precipitação.

| Bacia | Intensidade Precipitação | T | | | |
|---------|-----------------------------|----|----|----|-----|
| | | 10 | 20 | 50 | 100 |
| Bacia 2 | I (mm/h) | 31 | 38 | 48 | 58 |
| | P (mm) | 31 | 38 | 48 | 58 |

3.7.2.3 VALORES DO NÚMERO DE ESCOAMENTO OU “CURVE NUMBER” CN

Para a utilização deste método é necessário definir o número de escoamento CN para as áreas da bacia que são permeáveis. Este deve ser um número de escoamento composto, que represente todos os diferentes grupos de solo e combinações de uso da terra na sub-bacia. O CN composto não deve incluir nenhuma área impermeável. O software não realiza cálculos de perdas nas áreas impermeável; toda a precipitação naquela porção da sub-bacia torna-se precipitação em excesso e sujeita a escoamento direto.

De ponto de vista hidrológico, e de acordo com o SCS, distinguem-se os seguintes quatro grupos de solo:

- Grupo A (baixo potencial de escoamento superficial) – solos com elevadas taxas de infiltração, mesmo quando completamente humedecidos. Incluem principalmente areias profundas, com drenagem boa ou excessiva.
- Grupo B (potencial de escoamento superficial abaixo da média) – solos com taxas de infiltração moderadas, quando completamente humedecidos. Incluem principalmente solos medianamente profundos, com textura moderadamente fina e moderadamente grosseira, e mediantemente drenados.
- Grupo C (potencial de escoamento superficial acima da média) – solos com baixas taxas de infiltração, quando completamente humedecidos. Incluem principalmente solos com camadas impermeáveis subjacentes e solos com textura moderadamente fina.
- Grupo D (elevado potencial de escoamento superficial) – solos com taxas de infiltração muito baixas, quando completamente humedecidos. Incluem principalmente solos argilosos expansíveis, solos com o nível freático permanentemente próximo da superfície e solos com substratos impermeáveis a pouca profundidade.

Neste projeto os valores de CN foram obtidos, para a área do terreno, fazendo a média, em ambiente SIG, dos vários valores em função das áreas de cobertura dos solos e da carta geológica da zona, assumindo que o solo pertence ao grupo C. Na Figura 3.10 podem ver-se as áreas e os diferentes valores de CN no interior dos limites do projeto.

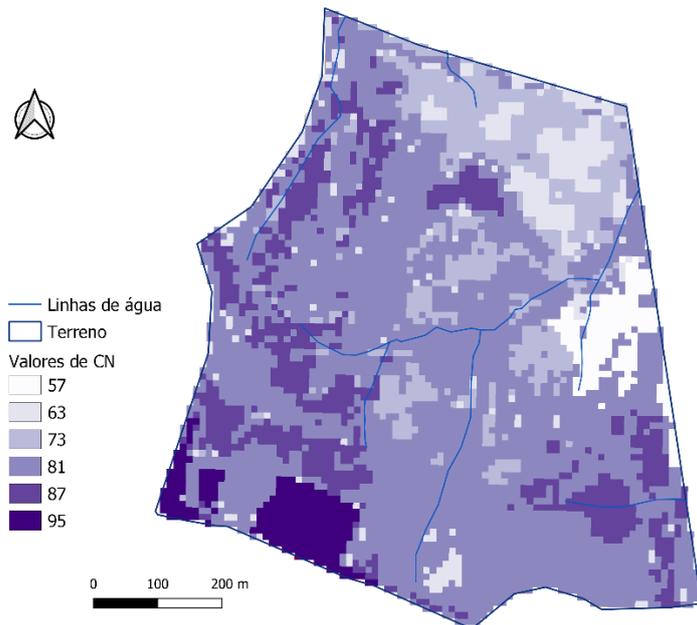


Figura 3.10 – Valores do número de escoamento (CN) da área em estudo, para AMCII.

O valor médio do número de escoamento CN dentro dos limites do terreno, e nas condições de solo seco ou meio seco, é de 79,3. Na condição de solo saturado (AMCIII) o valor de CN será 89,8.

3.7.2.4 TEMPO DE ATRASO

O método do hidrograma unitário do Soil Conservation Service (SCS) define um hidrograma unitário curvilíneo definindo primeiro a percentagem do escoamento unitário que ocorre antes do pico do gráfico (caudal de ponta). Um hidrograma unitário triangular pode então ser ajustado ao hidrograma unitário curvilíneo para que a base de tempo total do hidrograma unitário possa ser calculada. O hidrograma unitário padrão é definido com 37,5% do escoamento unitário ocorrendo antes do pico de caudal.

A percentagem de escoamento unitário que ocorre antes do pico do caudal não é uniforme em todas as bacias hidrográficas porque depende do comprimento do fluxo, da inclinação do solo e de outras propriedades da bacia. Alterando a percentagem de escoamento unitário antes do pico, hidrogramas unitários alternativos podem ser calculados para bacias hidrográficas com topografia variável e outras condições que afetam o escoamento.

O tempo de atraso padrão (tlag) é definido como o período de tempo entre o centroide da massa de precipitação e o fluxo de pico do hidrograma resultante. O exame das equações usadas na derivação do hidrograma unitário curvilíneo mostra que o tempo de atraso ou defasagem pode ser calculado como a duração da precipitação unitária dividida por dois, mais 60% do tempo de concentração.

3.7.2.5 HIETOGRAMAS E HIDROGRAMAS DE CHEIA

A bibliografia da especialidade recomenda frequentemente que, na avaliação de caudais de ponta de cheia nos períodos de retorno escolhidos se adotem como precipitações críticas, ou de projeto, as precipitações correspondentes aos períodos de retorno escolhidos e com durações iguais aos tempos de concentração das respectivas bacias hidrográficas (durações críticas) (CHOW et al., 1988, PONCE, 1989, PILGRIN e CORDERY, 1992, VIESSMAN e LEWIS, 1996).

Mas segundo PORTELA (2000), a associação de um hietograma com intensidade não uniforme à precipitação e com duração tripla de t_c , pode conduzir a um caudal de ponta de cheia superior ao caudal estimado para a duração da precipitação de t_c . Segundo esta autora, o critério habitual de adotar precipitações críticas com duração igual ao tempo de concentração, tendo em vista a obtenção de caudais de ponta de cheia poderá conduzir a estimativas por defeito de tais caudais. Por essa razão, e porque se usaram neste estudo hietogramas não uniformes, optou-se por fazer a estimativa das intensidades de precipitação com a duração tripla do tempo de concentração, ou superior.

Por essa razão, para este projeto, considerou-se um hietograma de precipitação com uma duração mínima o triplo do tempo de concentração, de modo a maximizar o caudal de ponda de cheia. Na Tabela 3.12 podem ver-se os valores adotados.

Para simulação da precipitação no modelo das bacias foi utilizado o método do hietograma específico. Os dados de precipitação resultantes da utilização da curva IDF para cada bacia, foram processados externamente ao programa e os valores de precipitação foram introduzidos diretamente no software, usando os valores incrementais.

O número de blocos e a sua duração em cada bacia varia em função do tempo adotado para o hietograma, de modo a obter-se uma duração o mais aproximada possível ao valor considerado para o hietograma. Neste caso optou-se por nove blocos de 30 minutos cada. A distribuição da precipitação por bloco foi feita de acordo com os valores percentuais da curva tipo II do método SCS.

Tabela 3.12 – Tempo de precipitação na zona interna do projeto

| Parâmetro | Un | Bacia 2 |
|--------------------------------|-------|---------|
| Tempo de concentração t_c | (min) | 20 |
| | (h) | 0.3 |
| Atraso t_{lag} | (min) | 12 |
| | (h) | 0.2 |
| Hietograma ($3 \times t_c$) | (min) | 60 |
| | (h) | 1.0 |

Na Tabela 3.13 apresenta-se a distribuição da precipitação no hietograma na área em estudo e na Figura 3.11 pode ver-se o hietograma para T=100 anos.

Tabela 3.13 – Distribuição da precipitação no hietograma

| SCS Curva Tipo II | | T=10 | | T=25 | | T=50 | | T=100 | |
|-------------------|-------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| Time (min) | P (%) | P = 31 | | P = 38 | | P = 48 | | P = 58 | |
| | | Acumul. (mm) | Increm. (mm) |
| 7 | 0.020 | 0.63 | 1 | 0.77 | 1 | 0.97 | 1 | 1.17 | 1 |
| 13 | 0.045 | 1.39 | 1 | 1.71 | 1 | 2.16 | 1 | 2.60 | 1 |
| 20 | 0.095 | 2.95 | 2 | 3.61 | 2 | 4.56 | 2 | 5.51 | 3 |
| 26 | 0.250 | 7.75 | 5 | 9.50 | 6 | 12.00 | 7 | 14.50 | 9 |
| 33 | 0.620 | 19.22 | 11 | 23.56 | 14 | 29.76 | 18 | 35.96 | 21 |
| 40 | 0.820 | 25.42 | 6 | 31.16 | 8 | 39.36 | 10 | 47.56 | 12 |
| 46 | 0.920 | 28.52 | 3 | 34.96 | 4 | 44.16 | 5 | 53.36 | 6 |
| 53 | 0.975 | 30.22 | 2 | 37.04 | 2 | 46.79 | 3 | 56.53 | 3 |
| 60 | 0.998 | 30.93 | 1 | 37.92 | 1 | 47.90 | 1 | 57.88 | 1 |

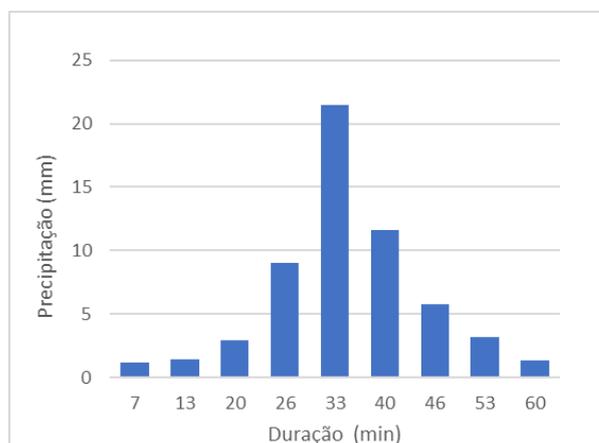


Figura 3.11 – Hietograma de precipitação na área do projeto para T=100 anos.

Os resultados, como se pode ver na Tabela 3.14, são muito semelhantes aqueles obtidos pelo método racional.

Tabela 3.14 – Comparação dos valores do caudal de cheia.

| Método | Qp (m3/s) | | | |
|----------|-----------|------|------|------|
| | 10 | 20 | 50 | 100 |
| Racional | 2.55 | 3.44 | 4.64 | 6.13 |
| SCS | 2.40 | 3.50 | 4.90 | 6.40 |

Na Figura 3.12 pode ver-se o hidrograma de cheia da bacia 2, e na Figura 3.13 apresenta-se um exemplo de hietograma e hidrograma de uma sub-bacia, neste caso, da 2.4.

No Anexo II apresentam-se tabelas com os valores de precipitação total e efetiva, perdas e caudais, distribuído no tempo, para o escoamento na área do terreno em estudo.

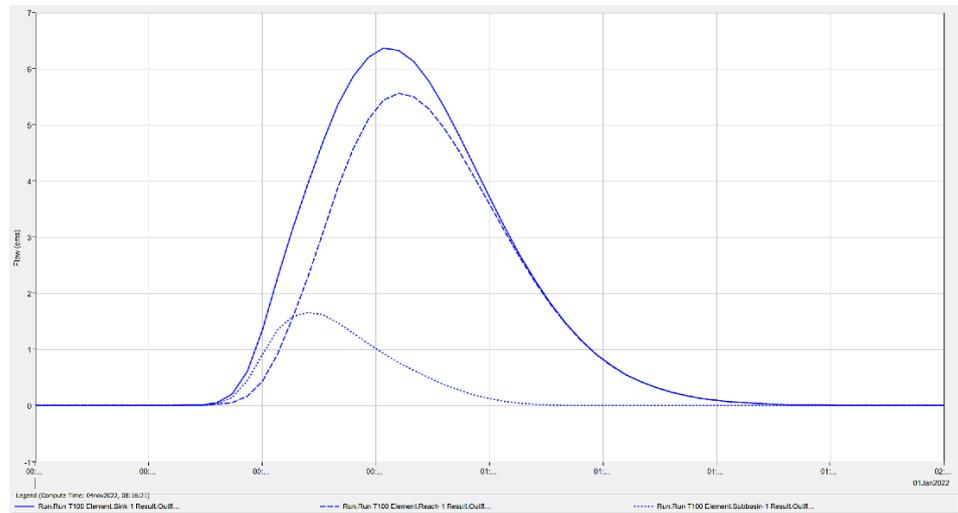


Figura 3.12 – Hidrograma de cheia da bacia 2, no ponto de saída do terreno.

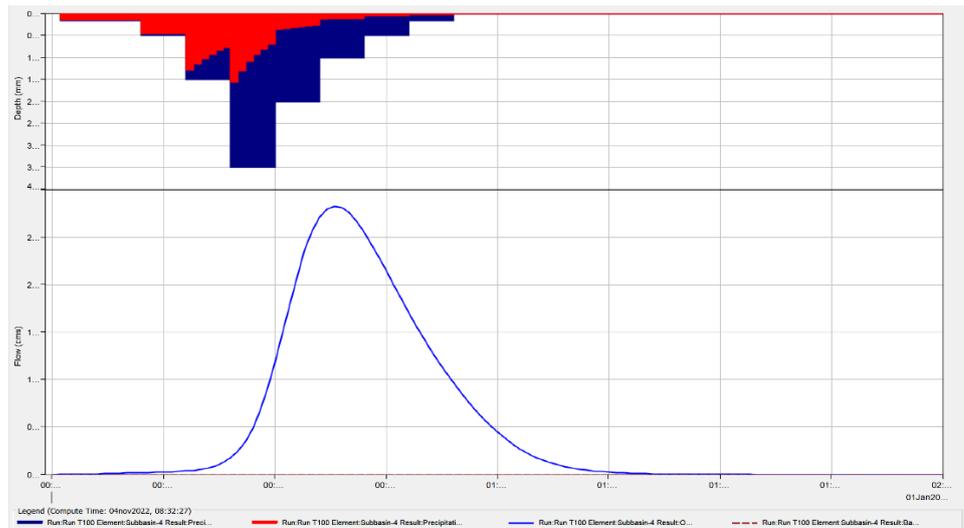


Figura 3.13 – Hietograma e hidrograma de cheia da sub-bacia 2.4.

Deve ser salientado que, para a obtenção deste resultado pelo método SCS, foram usados os valores de CN para a situação de AMCIII, ou seja, simulando a chuvada com um solo já saturado, situação essa que acontece muitas vezes na época chuvosa, e que reduz a infiltração no terreno e, como consequência, aumenta o caudal de cheia.

Por se considerar o método SCS mais rigoroso, o cálculo hidráulico que se segue foi feito com os valores de caudais obtidos por este método.

4 ESTUDO HIDRÁULICO

Na análise hidráulica do escoamento pretendem-se obter as áreas de inundação e respectivas profundidades de escoamento para os vários períodos de retorno estudados. Para além desses dados, foram também calculadas as velocidades de escoamento para os mesmos períodos de retorno.

O conhecimento destes parâmetros é essencial para definir as áreas onde será tecnicamente viável a implantação de estruturas e onde as fundações das mesmas devem ser projetadas para evitar que a passagem da água provoque a sua erosão e a destruição das infraestruturas.

Para o efeito foi utilizado o software HEC-RAS, na versão 6.2, e foi desenvolvida uma análise do escoamento não-permanente a 2 dimensões. Como base para esta análise foi usado o levantamento topográfico das áreas de estudo fornecido pelo cliente, assim como as cartas militares nacionais e modelos digitais terrestres (MDT) obtidos por transformação informática dos levantamentos topográficos.

O software HEC-RAS foi desenvolvido pelo United States Army Corps of Engineers e nas suas últimas versões permite desenvolver uma simulação em duas dimensões de escoamentos variados através da utilização das equações de Saint-Venant ou das equações de difusão da onda.

A análise a duas dimensões feitas neste software utiliza as condições de conservação de volume e momento, ou seja, o volume de água que entra no espaço em análise, através dos hidrogramas afluentes das várias bacias, atravessa o espaço do projeto ao longo de toda a área do modelo digital do terreno (MDT).

Isto significa que o volume de água que sai do perímetro do MDT através das suas condições fronteira, somado ao volume armazenado em albufeiras ou outras depressões do terreno, deve de ser igual ao somatório dos volumes dos hidrogramas de cheia afluentes mais a precipitação efetiva ocorrida em toda a área do projeto. A conservação do volume torna-se deste modo num importante instrumento de verificação da qualidade e precisão da modelação.

Os modelos a duas dimensões são geralmente regidos pelas equações da continuidade e da onda dinâmica. Estas equações são geralmente resolvidas através do método central das diferenças finitas. Este método modela a progressão da onda de cheia ao longo do tempo através do domínio do DTM. Os cálculos hidráulicos são influenciados de modo mais relevante pela topografia do terreno e pela rugosidade da superfície de cada célula da malha de cálculo pela qual se processa o escoamento.

Nas versões mais recentes do software HEC-RAS, todas as equações de Barré – Saint Venant são resolvidas a duas dimensões, incluindo o efeito de Coriolis e a dispersão do momento causada pela turbulência horizontal utilizando o método da viscosidade turbulenta de Eddy.

Para realizar uma simulação 2D precisa é necessário o DTM da área em estudo, que pode ser preparado em qualquer Software SIG a partir de um levantamento aéreo ou

topográfico. Este DTM deve ter alta precisão na área da planta (precisão vertical de 20 cm) e precisão média na área da bacia de captação (tamanho máximo da grade de 3 x 3 m²). Neste DTM o usuário estabelece uma área de fluxo 2D e define o espaçamento da grade, como o intervalo de computação. Esta etapa é determinante para a precisão do modelo, e deve respeitar a seguinte condição para o seu número de Courant:

$$u = \frac{\Delta t}{\Delta x} \sim 1$$

...em que u é a velocidade do fluxo (m/s), Δt é o intervalo de tempo de cálculo e Δx o espaçamento da malha de cálculo. O número de Courant deve ser aproximadamente 1 para garantir a precisão dos resultados.

O software HEC-RAS é aceite internacionalmente como sendo um modelo bastante preciso de simulação do escoamento a duas dimensões, seja para escoamentos permanentes ou não-permanentes e é recomendado pela agência ambiental americana (FEMA) para a produção de mapas de inundação e de risco de cheia.

4.1 TERRENO

Para se desenvolver uma simulação precisa a duas dimensões é importante a obtenção de um MDE preciso e pormenorizado da área de estudo. O terreno base é incluído no software através de um ficheiro GeoTIFF, preparado em ambiente SIG. Depois é necessário acrescentar possíveis obstáculos ou dificuldades ao escoamento natural. Na Figura 4.1 pode ver-se uma representação altimétrica do terreno do projeto, assim como as principais linhas de água potenciais que o atravessam.

Neste projeto, não existem barreiras naturais ou construídas ao escoamento superficial natural da água da chuva. Existe um armazém construído na zona mais alta do terreno, que não interfere com nenhuma linha de água ou com o escoamento.

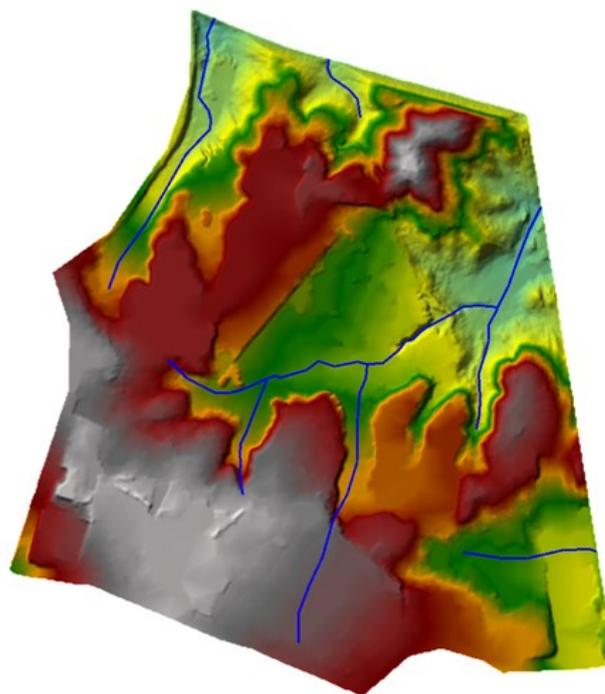


Figura 4.1 – Terreno do projeto no software HEC RAS

4.2 COBERTURA DO SOLO E INFILTRAÇÃO

O passo seguinte foi a introdução uma camada de cobertura do solo associada a um conjunto de dados de geometria específico. Depois de criados os dados de cobertura do solo, foi possível especificar os coeficientes de rugosidade de Manning a serem usados para cada tipo de cobertura do solo.

Foram criados polígonos de classificação de cobertura do solo. No caso presente não houve necessidade de substituir as camadas de cobertura do solo iniciais, dentro desses polígonos, e definir um novo tipo de cobertura do solo. Frequentemente é necessário definir polígonos com classificações próprias em áreas de canal ou rios com larguras que ocupem uma área substancial da zona em estudo.

Os dados nacionais e internacionais de cobertura do solo geralmente não definem adequadamente a área correta para os canais principais. A criação de classificações de cobertura do solo definidas pelo projetista permite que se detalhe melhor um conjunto de valores de base do coeficiente de Manning para esses polígonos de classificação. Foi também necessário especificar a percentagem de impermeabilização de cada um dos tipos de cobertura do solo. Este parâmetro é opcional mas necessário quando é necessário modelar precipitação e infiltração.

Ao mapa de cobertura do solo da Direção Geral do Território Português (2020), que podem ser vistos na Figura 2.6, foram atribuídos os valores do parâmetro n de Manning, de acordo com a bibliografia especializada, resultando no mapa da Figura 4.2.

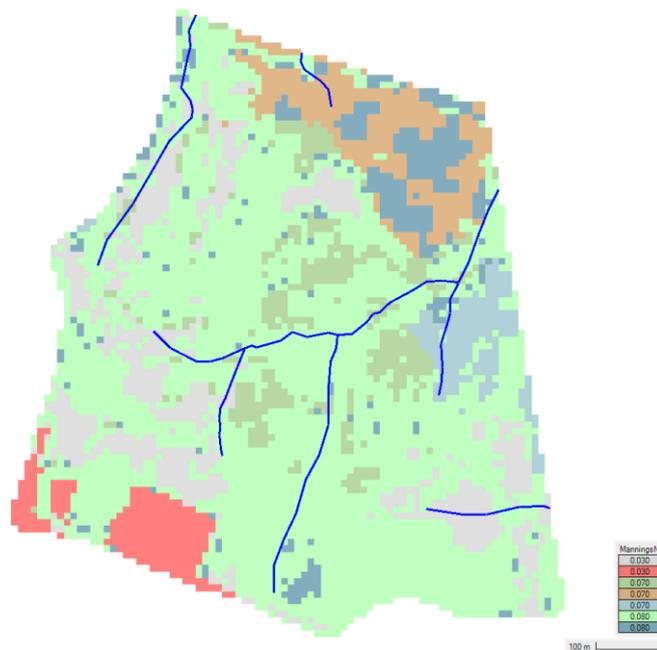


Figura 4.2 – Mapa de cobertura de solos ao qual foram associados os coeficientes de rugosidade de Manning.

É necessário também associar a camada de Uso do Solo com os valores de número de escoamento (CN), á geometria do projeto. Na Figura 4.3 pode ver-se um mapa com os valores de CN (AMCIII) atribuídos de acordo com a ocupação do solo.

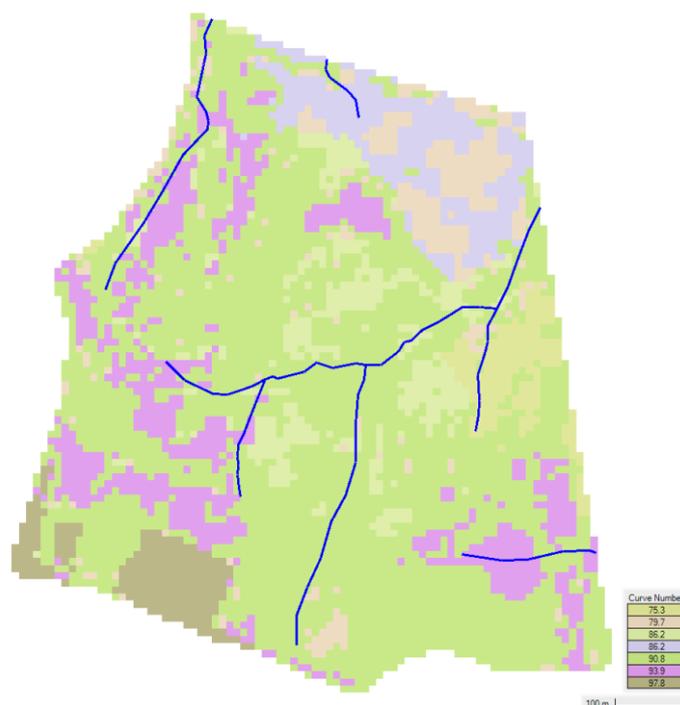


Figura 4.3 – Mapa de cobertura dos solos a que se associaram os valores de CN (AMCIII) de acordo com a metodologia do SCS.

4.3 MALHA DE CÁLCULO 2D

O passo seguinte foi a criação de uma malha de elementos finitos que serviu de base ao cálculo. No software HEC-RAS este algoritmo foi desenvolvido para permitir o uso de uma malha de cálculo estruturada ou não estruturada. Isto significa que a malha computacional pode ser uma mistura de células computacionais de 3 lados, 4 lados, 5 lados, etc... (permite máximo de 8 lados para cada célula computacional).

Depois de traçado o perímetro da área a calcular, abrangendo toda a área de estudo, escolhe-se o tamanho da malha de base. Normalmente começa-se por usar uma malha larga (por exemplo, células de 20mx20m), e depois usam-se as ferramentas que o software possui para construir a malha mais apertada/refinada onde for necessário. Depois que a malha inicial é construída, o usuário pode refiná-la com linhas de quebra, regiões de refinamento e ferramentas de edição de malha.

Na Figura 4.4 pode ver-se a malha de cálculo sobre o modelo 3D do terreno.

Neste projeto, dado o terreno ser pouco acidentado e com pouco declive, escolheu-se para a malha de base uma dimensão de 20x20 metros para as zonas mais afastadas das linhas de água e mais elevadas, por se considerar um bom compromisso entre o tempo de cálculo computacional e a precisão obtida nos resultados, tendo em conta a área de estudo. Depois foram traçadas “Breaklines” ao longo das linhas de água e alinhadas as células com o escoamento. Aqui a malha foi apertada para 2x2 metros, ocupando uma zona de escoamento com 16 metros de largura, como se pode ver na Figura 4.4.

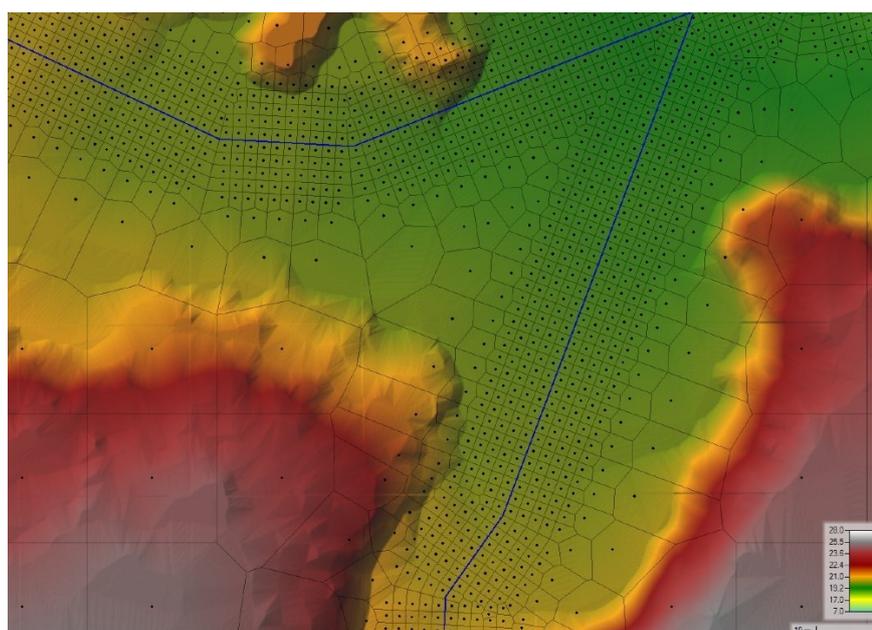


Figura 4.4 – Detalhe da malha de cálculo utilizada no modelo 2D

4.4 DEFINIÇÃO DE FRONTEIRAS EXTERNAS E INTERNAS

Como atrás se escreveu, dado que este estudo trata de uma simulação de caudais de cheia, portanto escoamento não-permanente, numa área relativamente pequena, não se considerou o fator evapotranspiração, nem os escoamentos subterrâneos, que poderiam aumentar ou diminuir os caudais envolvidos.

Sendo assim, o volume de água que entra na zona de projeto, através das bacias hidrológicas externas e pela pluviosidade no próprio espaço, será necessariamente o mesmo que sai, pelas linhas de água que atravessam a fronteira do terreno. Foi, portanto, necessário definir as fronteiras hidráulicas, por onde a água entra e sai do terreno do projeto.

Não se consideraram fronteiras de entrada uma vez que todas as linhas de água têm origem no interior do terreno. Consideraram-se quatro fronteiras de saída correspondente a outras tantas linhas de água das bacias hidrográficas estudadas no capítulo 3, e que atravessaram toda a área de projeto. Na Figura 4.5 pode ver-se a localização de todas as fronteiras externas do projeto.

Como única fronteira interna, ou seja, como fonte interna de escoamento, foi considerada a pluviosidade dentro do perímetro do terreno. Para tal, estudou-se a área do terreno como uma bacia hidráulica, como para o método do SCS, até se criarem os hietogramas para cada período de retorno. Nas tabelas 4.1, 4.2 e 4.3 apresentam-se as principais características dessa bacia que são necessárias para a definição dos hietogramas de precipitação, calculadas da mesma forma que as bacias externas, já apresentadas no capítulo 3.

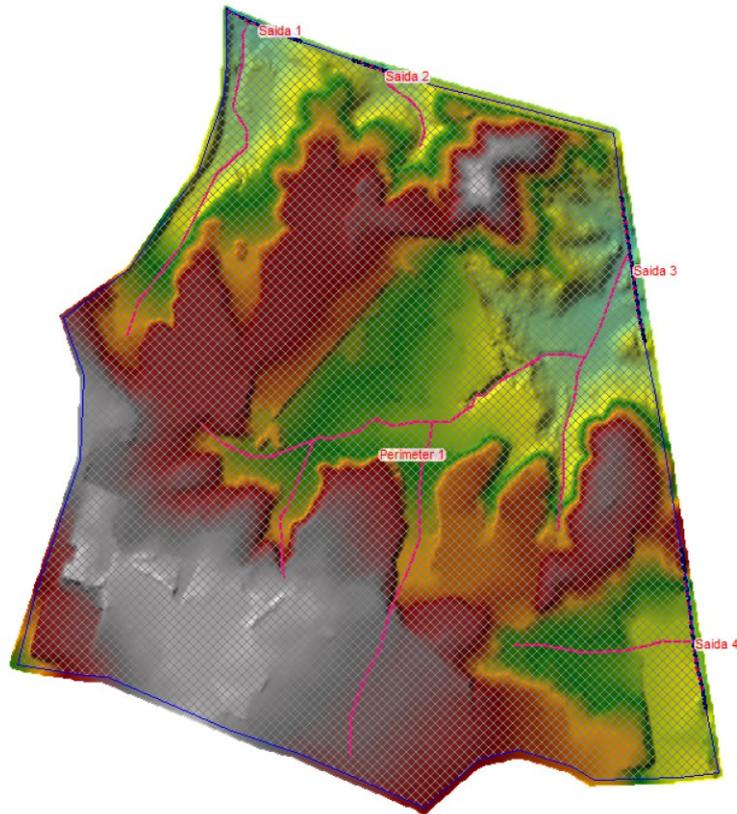


Figura 4.5 – Localização das fronteiras externa no perímetro do projeto.

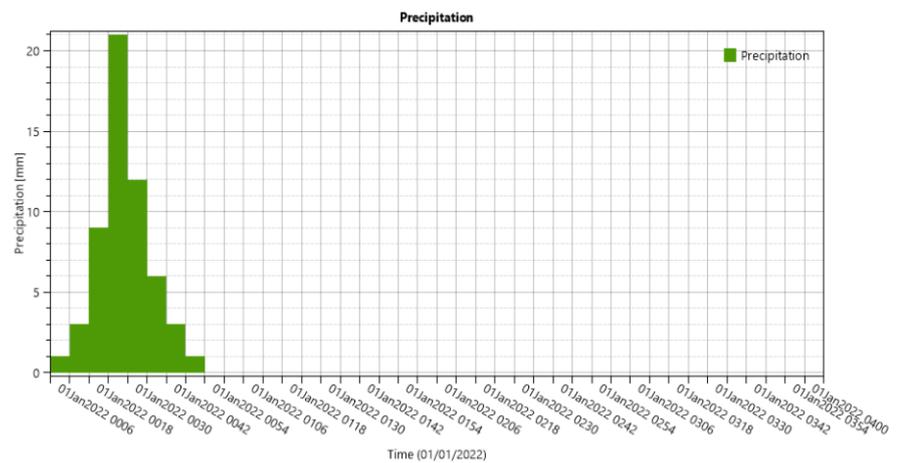


Figura 4.6 – Hietograma para T=100, da área interna do terreno em estudo obtido no software (semelhante ao da fig. 2.6)

5 MAPAS DE ESCOAMENTO

Os mapas de escoamento foram estabelecidos a partir da simulação bidimensional e estão apresentados nos desenhos 2 a 5, na escala 1/2.000. Esses desenhos também apresentam a lâmina d'água, que dentro da área do terreno, raramente é superior a 0,80m para um período de retorno de 100 anos, exceto para algumas depressões do terreno. Na Figura 5.1 pode ver-se o modelo tridimensional do terreno com o escoamento máximo para T=100 anos e as principais linhas de água do mesmo.

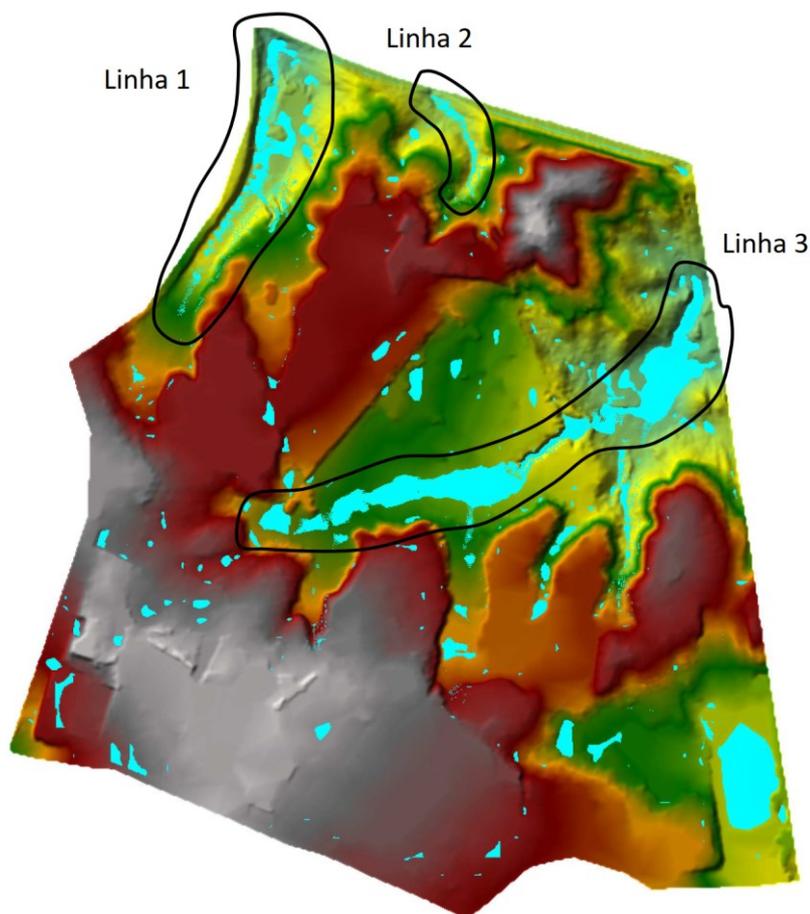


Figura 5.1 – Localização das principais linhas de água no terreno

As linhas de água 1 e 2, orientadas para Norte, são encaminhadas para as respectivas Passagens Hidráulicas (PHs) que já existem na atual linha férrea. O escoamento da linha de água nº3 é feito para o terreno vizinho, mas na continuação, vai também passar por uma PH já construída na linha férrea.

As velocidades do escoamento também são um dos resultados do modelo e são apresentadas nos desenhos 6 a 9 em anexo, para cada período de retorno considerado.

Para todos os períodos de retorno, as velocidades de escoamento são relativamente baixas, sendo inferiores a 1 m/s em 95% do escoamento. Os únicos locais onde a

velocidade é superior a 1 m/s registam-se no leito natural da linha de água nº3, onde existem desníveis um pouco mais acentuados (aproximadamente 7%), criando zonas onde o escoamento se dá de forma mais turbulenta.

Esta situação ocorre especialmente na linha de água 3, pelo que se sugere que sejam estudadas e aprovadas pelas autoridades competentes soluções alternativas para o encaminhamento do escoamento para jusante, sem afetar as infraestruturas a desenvolver nem criar qualquer condicionalismo hidráulico à condução da água para jusante.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O escoamento da área de estudo é assegurado por um conjunto de linhas de escorrência natural, sendo algumas pouco definidas no terreno, que têm um escoamento sazonal/efémero, sem prejuízo da presença de algumas linhas de água que, em eventos de precipitação, assumem alguma expressão e relevância hidrológica a nível de escoamento.

Do estudo hidrológico e hidráulico agora realizado conclui-se que na maioria das linhas de água e de escorrência na área de implantação do projeto, os caudais gerados por eventos de precipitação com períodos de retorno de 10, 20, 50 e 100 anos originam alturas de água inferiores a 0,5 metros.

É importante lembrar que os níveis máximos apresentados nos desenhos, para qualquer período de retorno, ocorrem cerca de 1:00h após o início da tempestade, ou precipitação extraordinária potencial e duram entre 10 a 20 minutos. Duas horas depois, os níveis de água já terão baixado para os níveis iniciais.

Com exceção da linha de água presente na extremidade ocidental da área de estudo (Linha 1, com caudal de ponta para a cheia centenária de 2,04m³/s), a totalidade das linhas de água existentes no terreno (sobre o qual o proponente tem direitos de exploração) têm origem no seu interior, pelo que legalmente não são definidas como Domínio Público Hídrico (nos termos da Lei n.º 54/2005, de 15 de novembro, com última alteração dada pela Lei n.º 31/2016, de 23 de agosto, que define, entre outros, como domínio público hídrico “Cursos de água não navegáveis nem flutuáveis nascidos em prédios privados, logo que as suas águas transponham, abandonadas, os limites dos terrenos ou prédios onde nasceram ou para onde foram conduzidas pelo seu dono, se no final forem lançar -se no mar ou em outras águas públicas”).

Sem prejuízo do exposto, e em função dos resultados obtidos, recomenda-se que nas linhas de água relevantes, onde a altura de escoamento e/ou a respetiva área de cheia para um período de retorno de 100 anos são relevantes, sejam tidas em devida atenção no projeto a desenvolver no terreno em estudo. Sugere-se que sejam consideradas alternativas que garantam o escoamento da água transportada pelas linhas de água relevantes para jusante, sem qualquer condicionalismo e sem afetar as infraestruturas a construir e as existentes em zonas vizinhas. Para o efeito, sugere-se a adoção de valas superficiais. Em nenhum caso se poderá prever o encanamento das linhas de água.

Enquadra-se na designação e “linha de água relevante”, a que atravessa a área de estudo na direção sudoeste-nordeste, sensivelmente a meio da área de estudo (linha 3). Esta linha de água tem um caudal de ponta, para a cheia centenária, de $4,16\text{m}^3/\text{s}$.

Por outro lado, verifica-se que uma quantidade muito significativa das linhas de água identificadas na cartografia 1:25 000 do IGeoE apresenta alturas e velocidades de escoamento muito reduzidas, sendo de carácter temporário e de muito curta duração. Deste modo, e desde que se assegure o encaminhamento das águas pluviais geradas nessa área para jusante, sem qualquer constrangimento, não se prevê a necessidade de se preservarem estas linhas de água.

É de notar que a análise hidráulica foi realizada sem considerar os futuros caminhos internos do projeto e possíveis obstruções ao escoamento como passagens hidráulicas e aterros. Na elaboração do layout do desenvolvimento do projeto deverá ser tido em atenção, para além das recomendações específicas acima em consonância com os resultados do estudo hidrológico e hidráulico, o correto dimensionamento das passagens hidráulicas e dos restantes sistema de drenagem da área da unidade industrial, de modo a evitar a criação de novas áreas de inundação e de mitigar as que foram identificadas neste estudo e possam afetar o bom funcionamento, assegurando no seu conjunto a regular drenagem do terreno e respetivas condições de escoamento, sem agravamento significativo para jusante.

Na elaboração do layout da unidade industrial deve também garantir-se sempre que o escoamento das águas pluviais para jusante da área de estudo se realize sem obstruções e em condições hidráulicas o mais semelhante possíveis às atuais, sem obra. Deste modo, devem-se propor medidas que garantam a não deterioração da qualidade da água drenada nem alterações do caudal descarregado para os terrenos vizinhos.

Sempre que se verifique necessário proceder-se ao desvio de linhas de água, deve garantir-se um escoamento superficial em vala dimensionada para um período de retorno igual ou superior a 10 anos. O revestimento da vala deve ser o mais naturalizado possível, sempre garantindo que o escoamento da água não provoque erosões no leito e nas margens da vala.



ANEXO I – DADOS DE PRECIPITAÇÃO EM ÁGUAS DE MOURA (22E/01UG)

Estação: ÁGUAS DE MOURA (22E/01UG)

| Ano | Precipitação diária máxima anual (mm) | Obs. |
|------|---------------------------------------|-----------------|
| 1932 | 46 | |
| 1933 | 34 | |
| 1934 | 30.4 | |
| 1935 | 91.4 | |
| 1936 | 51.2 | |
| 1937 | 145.6 | Valor mais alto |
| 1938 | 49 | |
| 1939 | 55.2 | |
| 1940 | 38.6 | |
| 1941 | 38.4 | |
| 1942 | 37.2 | |
| 1943 | 44.4 | |
| 1944 | 21 | |
| 1945 | 61 | |
| 1946 | 60 | |
| 1947 | 59.6 | |
| 1948 | 37.4 | |
| 1949 | 55.2 | |
| 1950 | 49.4 | |
| 1951 | 88.2 | |
| 1952 | 41 | |
| 1953 | 67.4 | |
| 1954 | 32 | |
| 1955 | 59 | |
| 1956 | 43.6 | |
| 1957 | 69.4 | |
| 1958 | 58 | |
| 1959 | 63.4 | |
| 1960 | 36 | |
| 1961 | 75.6 | |
| 1962 | 56.2 | |
| 1963 | 55.4 | |
| 1964 | 30 | |
| 1965 | 59.7 | |
| 1966 | 56 | |
| 1967 | 38 | |
| 1968 | 39.7 | |
| 1969 | 73.9 | |
| 1970 | 30.1 | |
| 1971 | 45.7 | |
| 1972 | 85.8 | |
| 1973 | 32.5 | |
| 1974 | 42 | |
| 1975 | 40 | |
| 1976 | 35.5 | |

| Ano | Precipitação diária máxima anual (mm) | Obs. |
|------|---------------------------------------|-------------|
| 1977 | | |
| 1978 | | |
| 1979 | 46.3 | |
| 1980 | 36 | |
| 1981 | 36.6 | |
| 1982 | 120.6 | |
| 1983 | 54.3 | |
| 1984 | 35.0 | Dado CHIRPS |
| 1985 | 37.9 | |
| 1986 | 35.2 | |
| 1987 | 32.5 | |
| 1988 | 38.9 | |
| 1989 | 55.2 | |
| 1990 | 47.0 | |
| 1991 | 40.1 | |
| 1992 | 35.7 | |
| 1993 | 76.0 | |
| 1994 | 77.6 | Dado CHIRPS |
| 1995 | 62.0 | |
| 1996 | 41.6 | |
| 1997 | 84.3 | |
| 1998 | 34.7 | |
| 1999 | 57.0 | |
| 2000 | 50.0 | |
| 2001 | 33.6 | |
| 2002 | 31.6 | |
| 2003 | 63.5 | Dado CHIRPS |
| 2004 | 67.3 | Dado CHIRPS |
| 2005 | 56.5 | |
| 2006 | 54.2 | Dado CHIRPS |
| 2007 | 33.4 | Dado CHIRPS |
| 2008 | 79.3 | Dado CHIRPS |
| 2009 | 63.0 | Dado CHIRPS |
| 2010 | 95.2 | Dado CHIRPS |
| 2011 | 45.7 | Dado CHIRPS |
| 2012 | 58.3 | Dado CHIRPS |
| 2013 | 62.9 | Dado CHIRPS |
| 2014 | 55.1 | Dado CHIRPS |
| 2015 | 54.6 | Dado CHIRPS |
| 2016 | 53.6 | Dado CHIRPS |
| 2017 | 46.4 | Dado CHIRPS |
| 2018 | 50.5 | Dado CHIRPS |
| 2019 | 13.7 | |
| 2020 | 27.5 | |
| 2021 | 54.3 | |



ANEXO II – QUADRO COM CAUDAIS PELO MÉTODO SCS



| Hora | Caudais m3/s | | | |
|-------|--------------|------|------|-------|
| | T=10 | T=20 | T=50 | T=100 |
| 00:00 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 00:02 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 00:04 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 00:06 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 00:08 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 00:10 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 00:12 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 00:14 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 00:16 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 00:18 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 00:20 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 00:22 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 00:24 | 0 | 0 | 0 | 0.1 |
| 00:26 | 0 | 0.1 | 0.1 | 0.2 |
| 00:28 | 0.1 | 0.2 | 0.3 | 0.6 |
| 00:30 | 0.3 | 0.5 | 0.8 | 1.3 |
| 00:32 | 0.6 | 1.0 | 1.5 | 2.3 |
| 00:34 | 0.9 | 1.4 | 2.1 | 3.2 |
| 00:36 | 1.2 | 1.9 | 2.8 | 3.9 |
| 00:38 | 1.5 | 2.3 | 3.4 | 4.7 |
| 00:40 | 1.8 | 2.7 | 3.9 | 5.4 |
| 00:42 | 2 | 3.1 | 4.3 | 5.9 |
| 00:44 | 2.2 | 3.3 | 4.6 | 6.2 |
| 00:46 | 2.3 | 3.4 | 4.8 | 6.4 |
| 00:48 | 2.4 | 3.5 | 4.9 | 6.3 |
| 00:50 | 2.4 | 3.4 | 4.8 | 6.1 |
| 00:52 | 2.3 | 3.3 | 4.5 | 5.8 |
| 00:54 | 2.2 | 3.0 | 4.2 | 5.3 |
| 00:56 | 2.0 | 2.8 | 3.8 | 4.8 |
| 00:58 | 1.8 | 2.5 | 3.4 | 4.3 |
| 01:00 | 1.6 | 2.2 | 3 | 3.7 |
| 01:02 | 1.4 | 1.9 | 2.6 | 3.2 |
| 01:04 | 1.2 | 1.6 | 2.2 | 2.7 |
| 01:06 | 1.1 | 1.4 | 1.9 | 2.2 |
| 01:08 | 0.9 | 1.1 | 1.5 | 1.8 |
| 01:10 | 0.7 | 0.9 | 1.3 | 1.5 |
| 01:12 | 0.6 | 0.7 | 1.0 | 1.2 |
| 01:14 | 0.5 | 0.6 | 0.8 | 0.9 |
| 01:16 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 |
| 01:18 | 0.3 | 0.4 | 0.5 | 0.6 |
| 01:20 | 0.2 | 0.3 | 0.4 | 0.4 |
| 01:22 | 0.2 | 0.2 | 0.3 | 0.3 |
| 01:24 | 0.1 | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| 01:26 | 0.1 | 0.1 | 0.2 | 0.2 |
| 01:28 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 |
| 01:30 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 |
| 01:32 | 0 | 0 | 0.1 | 0.1 |
| 01:34 | 0 | 0 | 0 | 0.1 |
| 01:36 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 01:38 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 01:40 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 01:42 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 01:44 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 01:46 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 01:48 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 01:50 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 01:52 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 01:54 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 01:56 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 01:58 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 02:00 | 0 | 0 | 0 | 0 |



**ANEXO III – MAPAS COM PROFUNDIDADES E VELOCIDADES DE
ESCOAMENTO**

